0	02/2017	Emissione	Smorgon	Pesce	Venturini
Revisione	Data	Oggetto revisione	Redatto	Verificato	Approvato

COMUNE DI GENOVA

OPERE DI SISTEMAZIONE IDRAULICA DEL RIO NOCE NEL TRATTO COMPRESO TRA LA SCUOLA D'INFANZIA DELIA REPETTO IN SALITA SUPERIORE DELLA NOCE ED IL POZZO CARENA MEDIANTE REALIZZAZIONE DI UNA GALLERIA BY-PASS

AREA TECNICA - DIREZIONE OPERE IDRAULICHE E SANITARIE

Dirigente **Ing. Stefano PINASCO**

PROGETTISTI:

A.T.I.

TECHNITAL S.p.A. (Capogruppo mandataria)

STUDIO MAJONE INGEGNERI ASSOCIATI

SGI STUDIO GALLI INGEGNERIA S.r.l.

RESPONSABILE UNICO PROCEDIMENTO **Ing. Stefano PINASCO**

Staff tecnico

TECHNITAL S.p.A. (Capogruppo mandataria)
Ing. S. Venturini

STUDIO MAJONE INGEGNERI ASSOCIATI
Ing. D Cerlini - Ing. M. Ferrari

SGI STUDIO GALLI INGEGNERIA S.r.l.
Ing. A.Galli

Oggetto della tavola

STRUTTURE

BY-PASS RIO NOCE E OPERE IN VIA SALITA SUPERIORE DELLA NOCE

RELAZIONE DI SUBSIDENZA E MONITORAGGIO

Elaborato
TECHNITAL S.p.A.

Dott. Ing. Simone Venturini

Scala

Data
Febbraio 2017

Progetto Esecutivo

Tavola N° PE.RC.204

Codice GULP	Codice Commessa Precedente	Revisione
12383	DSU100	0

I DISEGNI E LE INFORMAZIONI IN ESSI CONTENUTE SONO PROPRIETA' ESCLUSIVA DEL COMUNE DI GENOVA E NON POSSONO ESSERE MODIFICATI, RIPRODOTTI, RESI PUBBLICI O UTILIZZATI PER USI DIFFERENTI DA QUELLI PER CUI SONO STATI REDATTI, SALVO AUTORIZZAZIONE SCRITTA.

1.

RELAZIONE DI SUBSIDENZA E MONITORAGGIO

I N D I C E

1. INTRODUZIONE 10

2. OGGETTO E SCOPO 11

3. METODOLOGIA ESECUTIVA DELLE OPERE 12

4. MICRO – TUNNEL: ANALISI DELLE INTERFERENZE 14
   - 4.1. Metodologia di analisi 14
   - 4.2. Cenni teorici 14
   - 4.3. Stima del volume perso V_L 26
   - 4.4. Individuazione degli edifici interferiti 38
   - 4.5. Edifici interferiti: valutazione della categoria di rischio 41
   - 4.6. Conclusioni 45

5. POZZI E SCAVI: ANALISI DELLE INTERFERENZE 46
   - 5.1. Metodo di analisi 46
   - 5.2. Individuazione degli edifici interferiti 48
   - 5.3. Edifici interferiti: valutazione del possibile danno 49
   - 5.4. Conclusioni 50

6. ORGANIZZAZIONE E GESTIONE DEL SISTEMA DI MONITORAGGIO 51
   - 6.1. Organizzazione e finalità 51
   - 6.2. Gestione dati di monitoraggio 52

7. MICRO-TUNNEL: DESCRIZIONE DEL MONITORAGGIO 53
   - 7.1. Monitoraggio bacino di subsidenza 53
   - 7.2. Monitoraggio idrogeologico ed idrologico 54
   - 7.3. Monitoraggio strutturale degli edifici interferiti 55
   - 7.4. Valori soglia e frequenze di monitoraggio 57

8. POZZI E SCAVI: DESCRIZIONE DEL MONITORAGGIO 63
   - 8.1. Monitoraggio spostamenti e stato tensionale degli scavi 63
   - 8.2. Monitoraggio idrogeologico ed idrologico 64
   - 8.3. Monitoraggio strutturale degli edifici interferiti 65
   - 8.4. Valori soglia e frequenze di monitoraggio 65

9. VIBRAZIONI: DESCRIZIONE DEL MONITORAGGIO 67
   - 9.1. Normativa di riferimento 67
   - 9.2. Monitoraggio vibrazioni indotte da lavorazioni 69
   - 9.3. Valori soglia e frequenze di monitoraggio 70

10. CONCLUSIONI 71

Allegato 1: Schede di analisi della categoria di rischio danno degli edifici interferiti dal bacino di subsidenza indotto dallo scavo del micro - tunnel

INDICE FIGURE

Fig 4-1 – Micro-tunnel: analisi delle interferenze – Distribuzione gaussiana dei cedimenti verticali 15
Fig 4-2 – Micro-tunnel: analisi delle interferenze – Definizione del rapporto di inflessione 18
Fig 4-3 – Micro-tunnel: analisi delle interferenze – Categoria di rischio danno (da Burland 1977 e da Boscardin M. D., Cording E. J. 1989). 21
Fig 4-4 – Micro-tunnel: analisi delle interferenze – Categoria di rischio danno con grafici semplificati (da Burland 1995) 22
Fig 4-5 – Micro-tunnel: analisi delle interferenze – Rigidezze assiali e flessionali degli edifici in funzione del numero di piani (da Potts e Addenbrooke, 1997) 23
Fig 4-6 – Micro-tunnel: analisi delle interferenze – Abaco per calcolo del fattore di riduzione M^{DR} (Franzius, 2006) 25
Fig 4-7 – Micro-tunnel: analisi delle interferenze – Abaco per calcolo del fattore di riduzione $M^{\varepsilon h}$ (Franzius, 2006) 25
Fig 4-8 – Micro-tunnel: analisi delle interferenze – Stima V_L – Unità I: curve caratteristiche del cavo e de fronte senza supporti 29
Fig 4-9 – Micro-tunnel: analisi delle interferenze – Stima V_L – Unità I: detensionamento con la distanza dal fronte di scavo 30
Fig 4-10 – Micro-tunnel: analisi delle interferenze – Stima V_L – Unità I: spostamento radiale e raggio plastico al cavo ed al fronte 31
Fig 4-11 – Micro-tunnel: analisi delle interferenze – Stima V_L – Unità II: curve caratteristiche del cavo e de fronte senza supporti 32
Fig 4-12 – Micro-tunnel: analisi delle interferenze – Stima V_L – Unità II: detensionamento con la distanza dal fronte di scavo 33
Fig 4-13 – Micro-tunnel: analisi delle interferenze – Stima V_L – Unità II: spostamento radiale e raggio plastico al cavo ed al fronte 34
Fig 4-14 – Micro-tunnel: analisi delle interferenze – Stima V_L – Unità IIIs: curve caratteristiche del cavo e de fronte senza supporti 35
Fig 4-15 – Micro-tunnel: analisi delle interferenze – Stima V_L – Unità IIIs: detensionamento con la distanza dal fronte di scavo 36
Fig 4-16 – Micro-tunnel: analisi delle interferenze – Stima V_L – Unità IIIs: spostamento radiale e raggio plastico al cavo ed al fronte 37
Fig 4-17 – Micro-tunnel: analisi delle interferenze – Individuazione degli edifici interferiti - Schema 38
Fig 5-1 – Pozzi e scavi: analisi delle interferenze – Distribuzione spostamenti verticali con la distanza dal perimetro di scavo. 46
Fig 5-2 – Pozzi e scavi: analisi delle interferenze – Estensione del bacino di subsidenza per i pozzi e gli scavi rettilinei 48
Fig 8-1 – Vibrazioni indotte dalle lavorazioni – Limiti di vibrazione ammessi dalla Norma Tedesca DIN1450 67
Fig 8-2 – Vibrazioni indotte dalle lavorazioni – Limiti di vibrazione ammessi dalla Norma Svizzera SN640312 68

INDICE TABELLE

Tab. 4-1 – Micro – tunnel: analisi delle interferenze – Stima V_L - Parametri geotecnici delle unità stratigrafiche 26
Tab. 4-2 – Micro – tunnel: analisi delle interferenze – Stima V_L - Risultati calcolo: spostamento radiale u_r e raggio plastico R_{PL} 26
Tab. 4-3 – Micro – tunnel: analisi delle interferenze – Individuazione degli edifici interferiti 40
Tab. 4-4 – Micro – tunnel: analisi delle interferenze – Edifici interferiti dal bacino di subsidenza – Caratteristiche geometriche e di rigidezza 43
Tab. 4-5 – Micro – tunnel: analisi delle interferenze – Categorie di rischio danno per gli edifici interferiti 44
Tab. 5-1 – Pozzi e scavi: analisi delle interferenze – Estensione del bacino di subsidenza 49
Tab. 5-2 – Pozzi e scavi: analisi delle interferenze – Categorie di rischio danno per gli edifici interferiti 50
Tab. 7-1 - Micro - tunnel – Monitoraggio bacino di subsidenza - Breve termine - Valori soglia e frequenze di lettura 58
Tab. 7-2 - Micro - tunnel - Monitoraggio bacino di subsidenza - Lungo termine - Valori soglia e frequenze di lettura 58
Tab. 7-3 - Micro - tunnel - Monitoraggio idrogeologico ed idrologico - Breve e lungo termine - Frequenze di lettura 59
Tab. 7-4 - Micro - tunnel - Monitoraggio strutturale degli edifici interferiti – Breve e lungo termine - Spostamento verticale assoluto S_v - Valori soglia e frequenze di lettura 61
Tab. 7-5 - Micro - tunnel - Monitoraggio strutturale degli edifici interferiti – Breve e lungo termine – Rapporto di inflessione Δ/L - Valori soglia e frequenze di lettura 62
Tab. 8-1 – Pozzi e scavi - Monitoraggio spostamenti e stato tensionale degli scavi - Breve e lungo termine - Frequenze di lettura 66
Tab. 8-2 – Pozzi e scavi - Monitoraggio idrogeologico ed idrologico - Breve e lungo termine - Frequenze di lettura 66

DOCUMENTAZIONE TECNICA DI RIFERIMENTO

[1] - TECHNITAL S.p.A., 2017 – Opere di sistemazione idraulica del rio Noce nel tratto compreso tra la Scuola d'Infanzia Delia Repetto in Salita Superiore della Noce ed il pozzo Carena mediante realizzazione di una galleria by – pass – Relazione geologica e sismica;

[2] - TECHNITAL S.p.A., 2017 – Opere di sistemazione idraulica del rio Noce nel tratto compreso tra la Scuola d'Infanzia Delia Repetto in Salita Superiore della Noce ed il pozzo Carena mediante realizzazione di una galleria by – pass – Relazione geotecnica e geomeccanica;

[3] - TECHNITAL S.p.A., 2017 – Opere di sistemazione idraulica del rio Noce nel tratto compreso tra la Scuola d'Infanzia Delia Repetto in Salita Superiore della Noce ed il pozzo Carena mediante realizzazione di una galleria by – pass – Microtunneling – Relazione tecnica e di calcolo;

[4] - TECHNITAL S.p.A., 2013 – Progetto definitivo scolmatore del torrente Bisagno in Comune di Genova Primo Lotto – Realizzazione delle opere per la messa in sicurezza idraulica del torrente Fereggiano (e rivi Rovare e Noce);

[5] - TECHNITAL S.p.A., 2006 – Progetto definitivo – Scolmatore del Torrente Bisagno in Comune di Genova;

[6] - GENOVA ACQUE S.p.A., 2006. Progetto definitivo per la sistemazione idraulica del rio Noce nel tratto compreso tra la Scuola D'infanzia "Delia Repetto" in Salita Superiore della Noce ed il pozzo Carena all'incrocio tra via Benedetto XV e C.so Europa ed opere di presidio di edifici situati in Salita Superiore della Noce;

[7] - TECHNITAL S.p.A., 2015 – Programma di calcolo della subsidenza;

[8] - Sial.tec Engineering srl, 2014 – Programma di calcolo Gv4s 1.02 delle gallerie.

TAVOLE DI PROGETTO

- PE.DS.281 – Planimetria e sezioni trasversali – Tav. 1
- PE.DS.282 – Planimetria e sezioni trasversali – Tav. 2
- PE.DS.283 – Planimetria e sezioni trasversali – Tav. 3
- PE.DS.284 – Planimetria e sezioni trasversali – Tav. 4
- PE.DS.285 – Planimetria e sezioni trasversali – Tav. 5
- PE.DS.286 – Planimetria e sezioni trasversali – Tav. 6
- PE.DS.287 – Monitoraggio strutturale edifici esistenti e bacino di subsidenza indotto dagli scavi - Quantità e dettagli
- PE.DS.288 – Monitoraggio strutturale pozzi – Quantità e dettagli

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Attewell P.B., "Ground movements caused by tunneling in soil", Proc. Conference on Large Ground Movements and Structures, University of Wales, Inst. Sci. Tech., Cardiff, (1977a), pp. 812-948.
- Attewell P.B., "Large ground movements and structural damage caused by tunneling below the water table in a silty alluvial clay", Proc. Conference on Large Ground Movements and Structures, University of Wales, Inst. Sci. Tech., Cardiff, (1977b), pp. 307-356.
- Attewell P.B., Woodman J.P., "Predicting the dynamics of ground settlement and its derivatives caused by tunneling in soil", Ground Engineering, 15(8), (1982) pp.13-36.
- Bilotta E., Russo G., "Ground movements induced by tunnel boring in Naples", 7th Int. Symp. Geotech. Aspects of Underground Construction in Soft Ground, Roma, (2011), pp. 979-986.
- Boscardin M.D., Cording E.J., "Building response to excavation-induced settlement", Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 115, n. 1, (1989), pp. 1-21
- Burland J.B., Broms B., De Mello V.F.B., Behaviour of foundations and structures (1977), SOA Report, Session 2, Proc. 9th Int. Conf. SMFE, Tokyo, pp. 495-546.
- Collotta T., Berbieri G., Acerbis R., "Subsidenza indotta dallo scavo di gallerie superficiali in rocce tenere. Esperienze relative a gallerie di grande sezione", Rivista Italiana di Geotecnica (1/2012), pp. 35-43.
- Crossrail, Settlement Estimation Procedure: Box Excavations & Shafts (2007), Geotechnical Consulting Group.
- Eclaircy-Caudron S., Dias D. & Kastner R., "Displacements induced by a tunnel excavation: comparison between measurements and predictions", Proceedings of the 14th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Madrid, Spain, 24-27 September 2007, pp. 949-954.
- Farrell R.P., Mair R.J., "Centrifuge modeling of the response of buildings to tunneling", (2012), pp. 343-351.
- Farrell R.P., Mair R.J., Sciotti A., Pigorini A. and Ricci M., "The response of buildings to tunneling: A case study", (2012), pp. 877-885.
- Fillibeck J., Vogt N., "Prediction of tunnel-Induced settlements in soft ground", 7th Int. Symp. Geotech. Aspects of Underground Construction in Soft Ground, Roma, (2011), pp. 735-741.

- Franzius J.N., Potts D.M., Burland J.B., "The response of surface structures to tunnel construction", Geotechnical Engineering 159, (2006), pp. 3-17.
- Gao Bo, "Developing technic tendency of controlling surface subsidence for shallow tunnel", Proceedings of the International Congress Towards New Worlds in Tunneling, Acapulco, Mexico, vol. 1, (1992b), pp. 185-188.
- Kung et Al., "Modello semplificato per l'individuazione dello spostamento della paratia e del profilo di cedimento del terreno a monte della stessa causato dallo scavo", 2007.
- Mair R.J., Taylor R.N., "Theme lecture: Bored tunneling in the urban environment", 14th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Madrid, Spain, 24-27 September 2007, pp. 2353-2385.
- Mair R.J., Taylor R.N., Bracegirdle A., "Subsurface settlement profiles above tunnels in clays", Géotechnique 43, n. 2, (1993), pp. 315-320.
- Mair R.J., Taylor R.N., Burland J.B., "Prediction of ground movements and assessment of risk of building damage due to bored tunneling", International Conference of Geotechnical Aspects of on Underground Construction in Soft Ground, London, UK, (1996), pp. 713-718.
- Mihalis I., Anagnostopoulos A., Anagnostopoulos G., Doulis G., "Estimation of ground surface settlements due to tunneling in weak rock conditions based on tunnel stability factor", 14th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Madrid, Spain, 24-27 September 2007, pp. 985-989.
- New B., "Settlements induced by tunneling in soft ground", ITA/AITES Report 2006, Tunnelling and Underground Space Technology 22, (2007), pp. 119-149.
- New, B. M., & Bowers, K. H. (1994). Ground movement model validation at the Heathrow Express trial tunnel. Tunnelling '94, London: IMM, pp. 310-329.
- Potts D.M. and Addenbrooke T.I., "A structure's influence on tunneling-induced ground movements", Proc. Instn Civ. Engrs Geotech. Engng, 125, (1997), pp.109-125.
- Reséndiz D.&P.Romo M., "Soft Ground Tunneling – Failures and Displacements", A.A. Balkema, Rotterdam, (1981), pp. 65-74.
- Zhang D., Fang Q., Hou Y., Li P. and Wong L.N.Y., "Protection of buildings against damages as a result of adjacent large-span Tunneling in shallowly buried soft ground", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE (2013), pp. 903-913.
- Zymnis D.M., Chatzigiannelis I. and Whittle A.J., "Effect of anisotropy in ground movements caused by tunnelling", Géotechnique 63, n. 13, (2013), pp. 1083-1102.

ELENCO DEI SIMBOLI

D (m)	=	diametro galleria
y (m)	=	distanza da asse galleria
z_0 (m)	=	copertura galleria misurata dal piano dei centri
i (m)	=	punto di flesso
2.5 i (m)	=	estensione massima di metà bacino di subsidenza
S_{vmax} (m)	=	massimo spostamento verticale in asse galleria
S_v (m)	=	spostamento verticale lungo la curva gaussiana
S_h (m)	=	spostamento orizzontale lungo la curva gaussiana
V_L (%)	=	volume perso in galleria
V_s (m^3/m)	=	volume del bacino di subsidenza per metro di galleria
u (m)	=	spostamento radiale al contorno di scavo della galleria
H (m)	=	altezza edificio
L (m)	=	estensione edificio nel bacino di subsidenza
e (m)	=	eccentricità edificio rispetto asse galleria
L_h (m)	=	estensione edificio nella porzione di hogging
L_s (m)	=	estensione edificio nella porzione di sagging
E (GPa)	=	modulo elastico dell'edificio
G (GPa)	=	modulo di taglio dell'edificio
EA (KN/m)	=	rigidezza assiale degli elementi strutturali dell'edificio
EI (KNm^2/m)	=	rigidezza flessionale degli elementi strutturali dell'edificio
Δ (m)	=	inflessione del terreno
Δ/L (m)	=	rapporto di inflessione
β (%)	=	rotazione
ε_b (%)	=	deformazione flessionale dell'edificio
ε_d (%)	=	deformazione di taglio dell'edificio
ε_h (%)	=	deformazione orizzontale del terreno
ε_{bt} (%)	=	deformazione totale flessionale dell'edificio
ε_{dt} (%)	=	deformazione totale di taglio dell'edificio
ε_{lim} (%)	=	massimo valore tra ε_{bt} e ε_{dt} usato per la stima della categoria di rischio danno degli edifici

2. INTRODUZIONE

Il progetto del by-pass del Noce è caratterizzato da una forte interazione con i manufatti esistenti a causa sia della tipologia delle opere di progetto sia del contesto urbano nel quale si vanno ad inserire.

Infatti il micro - tunnel si sviluppa al di sotto di via Benedetto XV per poi proseguire lungo la Salita Superiore della Noce fino alla Scuola Materna "Delia Repetto" ad una profondità dal piano campagna variabile tra 10 e 15 m di profondità, mentre i tre pozzi e gli scavi a cielo aperto sono ubicati a pochi metri di distanza da edifici pubblici e privati.

La presente relazione analizza gli aspetti legati all'influenza delle lavorazioni sui manufatti esistenti in termini di spostamenti e vibrazioni indotti, separando lo scavo del micro – tunnel da quello dei pozzi e degli scavi a cielo aperto in rapporto alle diverse tecnologie adottate.

Ne deriva che lo studio individua dapprima gli edifici potenzialmente interferiti dalle lavorazioni e successivamente fornisce gli accorgimenti necessari alla tutela della integrità degli edifici e del comfort degli occupanti.

Infine è stato definito un piano di monitoraggio dei manufatti esistenti, finalizzato al controllo delle previsioni di progetto ed alla tempestiva messa in opera di azioni correttive nel caso di superamento di valori soglia e di allarme.

Lo Stato di Consistenza degli edifici è di responsabilità dell'Appaltatore, pertanto sarà realizzato prima dell'inizio dei lavori e dovrà coinvolgere tutti gli edifici che risultano essere direttamente interferiti dalle opere di progetto e per quelli non direttamente interferiti per i quali lo si ritenesse necessario.

A valle di questo rilievo l'Appaltatore potrà ottimizzare il presente piano di monitoraggio, tenendo conto del reale stato di conservazione degli edifici e delle loro caratteristiche strutturali.

In Allegato si riportano le schede di sintesi delle analisi condotte per la valutazione della estensione del bacino di subsidenza, indotto dallo scavo del micro – tunnel, e della relativa classe di danno degli edifici interferiti.

3. OGGETTO E SCOPO

L'oggetto della presente relazione è l'analisi della influenza delle lavorazioni per la costruzione delle opere di progetto sui manufatti esistenti in termini di spostamenti e vibrazioni.
Lo scopo è l'individuazione degli edifici potenzialmente interferiti ed il grado di danno che possono subire, definire le misure da adottare per evitarlo e la strumentazione da mettere in opera, per controllare che le misure adottate siano adeguate, e le eventuali modifiche da adottare per prevenire la formazione di danni agli edifici.

4. METODOLOGIA ESECUTIVA DELLE OPERE

Micro – tunnel

Il micro - tunnel è caratterizzato da uno sviluppo di 320 m circa con coperture che variano tra 10 e 15 m circa.

Il rivestimento è costituito da tubi in cls armato pre – fabbricati aventi lunghezza di circa 2.5 m e con diametro interno di 2.5 m e diametro esterno di 3.0 m per uno spessore di 0.25 m.

Lo scavo verrà realizzato a partire dal pozzo 1, ubicato presso i Giardini Balduzzi, e procederà al di sotto di Viale Benedetto XV e della Salita Superiore della Noce fino al pozzo 3 di recupero della macchina.

Il tracciato è stato definito in modo da non passare mai al di sotto degli edifici esistenti, che si affacciano lungo Viale Benedetto XV e la Salita Superiore della Noce.

Si è deciso di adottare per lo scavo una micro fresa a scudo chiuso con sistema idraulico di smaltimento del materiale di scavo (modello tipo AVN), in quanto rappresenta da un punto di vista tecnologico la soluzione più idonea alle caratteristiche del progetto.

Infatti questa tipologia di fresa è capace non solo di scavare qualsiasi tipo di terreno, adottando una opportuna geometria della testa di scavo, ma anche di garantire al meglio la stabilità del fronte di scavo, che è di fondamentale importanza per limitare le deformazioni in corrispondenza dello scavo e quindi di minimizzare l'aliquota che giunge alla superficie.

Ne deriva che lo studio della interazione tra lo scavo del micro – tunnel e gli edifici esistenti si basa essenzialmente sulla valutazione dell'entità dei cedimenti attesi alla superficie e quindi sulla stima del possibile danno arrecato alle strutture.

Il sistema di monitoraggio in corso d'opera dovrà quindi essere finalizzato a misurare queste grandezze.

Pozzi e scavi

Sono presenti tre pozzi lungo il tracciato ed in particolare si ha che il pozzo 1, ubicato presso i Giardini Balduzzi, è il pozzo di spinta della micro – fresa, mentre il pozzo 3, posto presso la Scuola Materna "Delia Repetto", è il pozzo di recupero della macchina.

Il pozzo 2 si colloca all'interno di un parcheggio privato condominiale in corrispondenza dell'innesto della Salita Superiore della Noce con Via Pastore.

Le opere di sostegno dei pozzi sono delle paratie in micropali con diametro 300 mm, armati con tubolare metallico avente diametro 219 mm e spessore di 12.5 mm.

Lo scavo procederà dall'alto verso il basso per ribassi successivi di 2 m circa a seguito dei quali si procederà a mettere in opera dapprima lo spritz – beton e successivamente le centine perimetrali e quindi i puntoni di contrasto.
In questo modo non saranno necessarie tirantature che potrebbero interferire con le strutture esistenti.
Gli scavi a cielo aperto sono localizzati in corrispondenza dei Giardini M. Reale, collegamento tra pozzo 1 e pozzo Carena, e presso la Scuola Materna "Delia Repetto", collegamento tra pozzo 3 ed opera di presa del rio Noce.
Anche per questi scavi si realizzeranno delle paratie in micropali puntonati in analogie con i pozzi.
Ne deriva che la perforazione dei micro – pali e i successivi scavi di approfondimento implicano una interazione con gli edifici esistenti sia in termini di cedimenti che di vibrazioni indotte, pertanto il sistema di monitoraggio in corso d'opera dovrà essere finalizzato a misurare queste grandezze.

5. MICRO – TUNNEL: ANALISI DELLE INTERFERENZE

5.1. Metodologia di analisi

L'analisi della interferenza tra lo scavo del micro – tunnel e gli edifici esistenti è stata condotta utilizzando un programma di calcolo, sviluppato da Technital ref. [6], sulla base della letteratura internazionale.

In particolare gli articoli principali di riferimento sono quelli di Mair R. J., Taylor R. N., Burland J.B. (1996) e di Franzius J. N., Potts D. M., Burland J. B. (2006) e di Boscardin M. D., Cording E. J. (1989).

Le fasi della analisi sono state le seguenti:

1. stima del volume perso in galleria e quindi dei cedimenti attesi alla superficie;
2. individuazione degli edifici interferiti dal bacino di subsidenza;
3. definizione della classe di danno per ciascun edificio interferito.

Di seguito si riporta dapprima un breve cenno teorico del metodo adottato e successivamente si illustrano i risultati della analisi in rapporto ai punti descritti.

5.2. Cenni teorici

<u>Bacino di subsidenza</u>

La definizione del bacino di subsidenza indotto dallo scavo di una galleria si basa sullo studio condotto inizialmente da Peck (1969), basato sulle seguenti ipotesi:

- superficie "greenfield" ovvero orizzontale ed in assenza di edifici;
- terreno omogeneo ed isotropo;
- cedimento calcolato per una sezione distante dal fronte in condizione 2D ovvero con detensionamento completato fino al 100%;
- deformazioni del terreno a volume costante.

Ne deriva che la distribuzione dei cedimenti verticali alla superficie in una sezione trasversale all'asse della galleria è di tipo gaussiano, si veda FIG 5-1, con il massimo cedimento verticale S_{max} in asse galleria.

Il bacino di subsidenza ha una estensione pari a circa 3i dall'asse galleria, dove i rappresenta il punto di flesso i, che separa la porzione centrale del bacino detta di "sagging" dalle due laterali dette di "hogging".

La porzione centrale è caratterizzata da deformazioni essenzialmente di compressione, mentre quelle laterali da deformazioni di trazione.

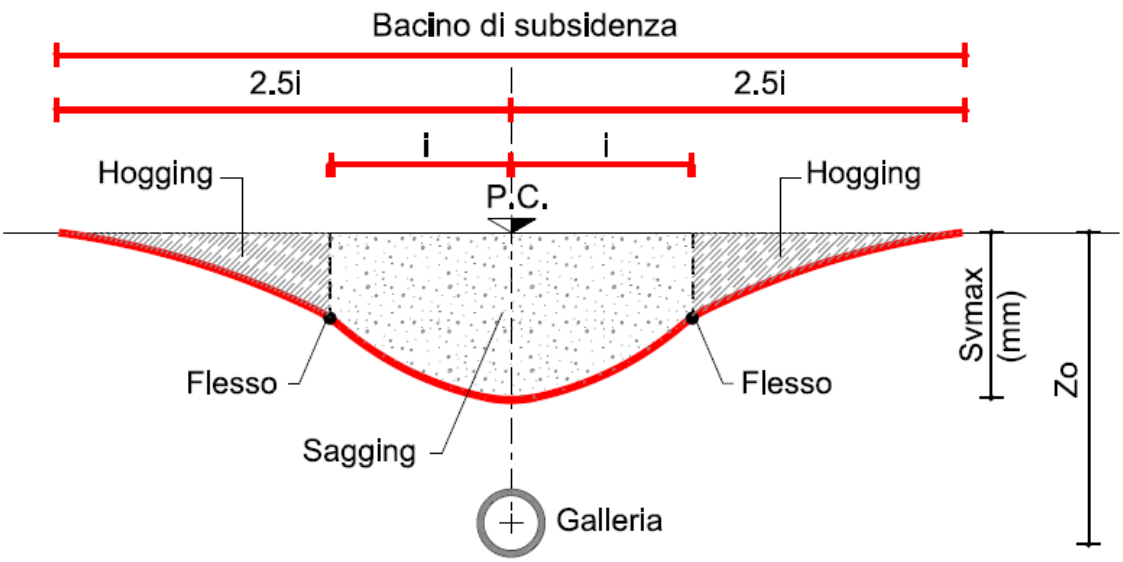


Fig 5-1 – Micro-tunnel: analisi delle interferenze – Distribuzione gaussiana dei cedimenti verticali

La distribuzione dei cedimenti verticali indotti dallo scavo della galleria lungo la gaussiana è la seguente:

$$S_v = S_{max} \cdot exp\left[\frac{-y^2}{2i^2}\right]$$

S_{max}: massimo cedimento verticale in asse galleria

S_v: cedimento verticale a distanza y

y: distanza da asse galleria

i: punto di flesso

Il parametro i esprime l'estensione del bacino di subsidenza, infatti i cedimenti diventano trascurabili ad una distanza pari a 2.5 i, ed è in rapporto alla natura del terreno.

O'Reilly e New (1982) propongono le seguenti due relazioni:

- suolo coesivo con $i = 0.43\ z_0 + 1.1$
- suolo granulare con $i = 0.28\ z_0 - 0.1$

Ne deriva che i terreni granulari hanno un bacino di subsidenza meno esteso dei terreni coesivi.

Se si integra la curva gaussiana rispetto ad y, si ottiene l'area sottesa ovvero il volume del bacino di subsidenza per unità di lunghezza del tunnel:

$$V_S = \sqrt{2\pi} \cdot i \cdot S_{max}$$

Essendo che il modello assume delle deformazioni a volume costante, si ha che le deformazioni al contorno di scavo della galleria devono essere uguali a quelle alla superficie:

$$V_s \approx \pi \cdot D \cdot u$$

D: diametro galleria
u: spostamento radiale al cavo galleria

Pertanto se si definisce il volume perso V_L come rapporto tra Vs e l'area di scavo della galleria

$$V_L = \frac{V_S}{\frac{\pi D^2}{4}} = \frac{V_S}{A_{scavo}}$$

si ottiene dalla combinazione delle ultime due relazioni che V_L può essere espresso in funzione del diametro D della galleria e dello spostamento radiale u al contorno di scavo. Risulta infatti che

$$u = \frac{V_S}{\pi \cdot D} = \frac{V_L \cdot \frac{\pi D^2}{4}}{\pi \cdot D} = V_L \cdot \frac{D}{4} \Rightarrow V_L = \frac{4u}{D}$$

Si assume che i vettori del movimento siano diretti verso il centro della galleria, pertanto questi possono essere scomposti nelle due componenti di spostamento verticale S_v e di spostamento orizzontale S_h pari a

$$S_h = \frac{(-)y}{z_0} \cdot S_V$$

Il metodo è stato quindi sviluppato per la previsione dei cedimenti in direzione longitudinale lungo l'asse galleria ed in avanzamento rispetto al fronte.
L'analisi dei dati di monitoraggio indica che i cedimenti alla superficie iniziano in corrispondenza di una data sezione a partire da una distanza pari a 1 – 1.5 il diametro di scavo e terminano ad una distanza di 2 – 3 volte il diametro di scavo a tergo del fronte.
Il cedimento verticale in asse galleria al fronte di scavo S_f risulta essere il 50% del valore massimo S_{max} in condizione 2D.

E' possibile inoltre valutare la gaussiana ed i parametri che la definiscono i e Sv in funzione della profondità, infatti l'analisi di numerosi dati ha evidenziato come con

l'aumentare della profondità il punto di flesso si avvicini all'asse galleria ed i valori dei cedimenti verticali Sv aumentino progressivamente con la profondità, dovendo soddisfare l'assunzione di deformazioni a volume costante per estensioni via via minori del bacino di subsidenza.
A profondità z il cedimento massimo S^z_{max} si valuta come interpolazione lineare tra S_{max} in superficie ed il valore dello spostamento radiale u al cavo

$$S^z_{max} = u + \frac{(S_{max} - u) \cdot a}{H}$$

L'estensione del bacino di subsidenza a profondità z è pari a:

$$l = \frac{(L - r)(a + r)}{z_0} + r$$

z_0: copertura galleria misurata dal piano dei centri
z: profondità a cui si vuole valutare il cedimento
r: raggio galleria
a = z_0-z-r

Studi sperimentali hanno dimostrato che il parametro i varia in funzione della profondità secondo la relazione:

$$\frac{i}{z_0} = 0.175 + 0.325\left(1 - \frac{z}{z_0}\right) \Rightarrow i = 0.5z_0 - 0.325z$$

Ne deriva che è possibile definire ciascun parametro della curva gaussiana con la profondità, potendo così avere una stima più precisa della sua estensione e dei cedimenti in corrispondenza del piano di posa delle fondazioni dirette degli edifici.

Valutazione della classe di danno degli edifici

Il programma, messo a punto da Technital ref. [6], sviluppa l'analisi della classe di danno degli edifici in due fasi, che seguono due approcci distinti:

1. non si considera l'interazione terreno – struttura;
2. si considera l'interazione terreno – struttura.

Si riporta di seguito una breve descrizione dei due metodi.

Interazione terreno – struttura assente

Il metodo risulta essere conservativo in quanto fa riferimento ai cedimenti "greenfield" ovvero si trascura la riduzione degli spostamenti del terreno e quindi delle deformazioni associate dell'edificio a causa della rigidezza degli edifici stessi.

Ne deriva che si assume che gli edifici si adeguino alla deformata del terreno in condizioni "greenfield", come schematizzato nella FIG 5-2.

I fabbricati sono schematizzati come semplici travi elastiche prive di peso, caratterizzate da un punto di vista geometrico dalla loro altezza ed estensione nel bacino di subsidenza lungo una sezione trasversale all'asse della galleria.

Un edificio viene suddiviso nelle sue parti ricadenti all'interno della zona di "sagging" e di "hogging" del bacino di subsidenza, che vengono analizzate in modo indipendente.

Ciascuna porzione di edificio è quindi schematizzata come una trave di lunghezza L che si deforma nel punto centrale per la massima inflessione del terreno Δ, si veda FIG 5-2.

Il rapporto Δ/L è noto come rapporto di inflessione e viene utilizzato per calcolare le deformazioni flessionali εb e di taglio εd degli edifici in funzione delle caratteristiche geometriche e di rigidezza degli stessi.

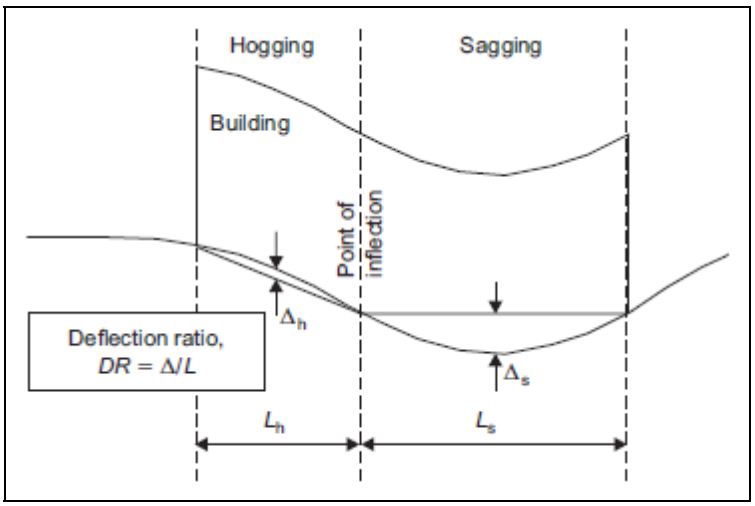


Fig 5-2 – Micro-tunnel: analisi delle interferenze – Definizione del rapporto di inflessione

La deformazione flessionali εb è data da

$$\varepsilon_b = \frac{\Delta}{L} \cdot \frac{1}{\frac{L}{12t} + \frac{3I}{2tLH} \cdot \frac{E}{G}}$$

mentre la deformazione di taglio εd è data da

$$\varepsilon_d = \frac{\Delta}{L} \cdot \frac{1}{1 + \frac{HL^2}{18I} \cdot \frac{G}{E}}$$

Δ/L: rapporto di inflessione
L: estensione edificio area "sagging"/"hogging"
H: altezza edificio
I: inerzia edificio
E: modulo elastico edificio
G: modulo di taglio edificio

Il rapporto E/G vale 2.6 per edifici in muratura e 12.5 per edifici in cemento armato.
Le suddette deformazioni sono associate agli spostamenti verticali del terreno, pertanto è necessario definire anche le deformazioni dovute agli spostamenti orizzontali del terreno.
E' quindi definito un valore medio della deformazione orizzontale, per ciascuna porzione in cui è stato suddiviso l'edificio, pari a

$$\bar{\varepsilon}_h = \frac{S_{h_1} - S_{h_2}}{L_t}$$

Infine si combinano le deformazioni ε_b e ε_d con $\bar{\varepsilon}_h$ al fine di ottenere le deformazioni totali, derivanti sia dai cedimenti verticali che da quelli orizzontali, nel seguente modo

$\varepsilon_{bt} = \bar{\varepsilon}_h + \varepsilon_b =$ deformazione totale flessionale

$\varepsilon_{dt} = \left(\frac{1-\nu}{2}\right)\bar{\varepsilon}_h + \left[\left(\frac{1-\nu}{2}\bar{\varepsilon}_h\right)^2 + \varepsilon_d^2\right]^{0.5} =$ deformazione totale di taglio

L'analisi prevede quindi di definire la classe di danno in funzione del massimo valore tra ε_{bt} e ε_{dt} che è chiamato ε_{lim}.

La distribuzione delle deformazioni nel bacino di subsidenza è la seguente: la zona di sagging è caratterizzata da deformazioni di compressione e di trazione, la zona di hogging invece presenta solo deformazioni di trazione, che generalmente risultano essere superiori a quelle della zona di sagging, definendo la zona di hogging come la più critica in rapporto ai danni prodotti agli edifici.
Queste considerazioni sono dovute al fatto che le deformazioni indotte dagli spostamenti verticali risultano essere di compressione e di trazione per la zona di sagging e solo di trazione per la zona di hogging, mentre le deformazioni dovute agli spostamenti orizzontali sono solo di trazione per entrambi i settori.
Ne deriva che componendo le due aliquote si ha che le deformazioni di trazione sono superiori nella zona di hogging rispetto a quella di sagging.

Una volta stabilito il valore ε_{lim} è possibile definire la classe di danno degli edifici.
E' importante sottolineare che la classe di danno in realtà è una categoria di rischio ovvero rappresenta un possibile livello di danno in quanto quello reale sarà certamente inferiore a causa della rigidezza degli edifici, che riduce gli spostamenti orizzontali del terreno, diminuendo così le deformazioni indotte alle strutture.
Le categorie di rischio sono cinque e sono state definite non in funzione dell'apertura delle fessure quanto in rapporto alla facilità ed all'entità dei lavori necessari per un loro recupero, si veda Fig 5-3.
In particolare le categorie comprese tra 0 e 2 sono associate a danni estetici facilmente riparabili, mentre le categorie 3 e 4 indicano danni strutturali con ingenti lavori di risanamento. La classe 5 rappresenta lesioni strutturali profonde con problemi di stabilità degli edifici, che necessitano la parziale o totale ricostruzione degli stessi.
Ne deriva che è di particolare importanza il passaggio dalla categoria 2 alla 3, infatti i danni associati alle categorie dalla 0 alla 2 sono presenti in molti edifici a causa di fenomeni di ritiro, effetti termici, normali cedimenti del terreno, pertanto sono considerati come accettabili.
Se l'analisi che non considera l'interazione terreno – struttura indica una categoria di danno compresa tra 0 – 2 allora si considera che gli edifici non subiranno danni a causa delle assunzioni conservative del metodo.
Invece nel caso in cui l'analisi definisca una classe di danno pari o superiore a 3, si dovrà procedere a considerare l'interazione terreno – struttura. In questo caso se la classe di danno, definita sempre in funzione della tabella di Fig 5-3, sarà al massimo pari a 2 si terminerà l'analisi, mentre se risulterà essere ancora pari o superiore a 3 si dovranno applicare delle misure di prevenzione a protezione degli edifici.

Categoria di rischio	Grado di danneggiamento	ε_{lim} (%)
0	trascurabile	$0 \div 0.05$
1	molto leggero	$0.05 \div 0.075$
2	leggero	$0.075 \div 0.15$
3	moderato	$0.15 \div 0.3$
4 - 5	da grave a molto grave	> 0.3

Categoria di rischio	Grado di danneggiamento	Descrizione del danno
0	trascurabile	Fessure "capello d'angelo" di apertura dell'ordine di un decimo di millimetro.
1	molto leggero	Sottili fessure facilmente nascondibili con lavori di rifinitura. Danni generalmente ristretti alle finiture dei tramezzi. Fessure ampie fino ad 1 mm, visibili nei blocchi delle murature esterne ad attento esame ravvicinato.
2	leggero	Fessure facilmente riempibili. Probabile richiesta re – intonacatura o verniciatura, o rivestimento di piastrelle ex – novo. Le fessure sono visibili anche nelle pareti esterne, potendo essere anche necessario riempirne qualcuna per mantenere la protezione dagli agenti atmosferici. Porte e finestre possono leggermente incastrarsi. Lo spessore delle fessure può arrivare a 5 mm.
3	moderato	Le fessurazioni richiedono l'intervento di un muratore, per rattoppare le brecce createsi. Una parte di fessure possono essere riempite con malta, in alcuni casi occorre sostituire alcuni elementi della muratura. Porte e finestre si incastrano, si possono avere rotture delle tubature di servizio e spesso viene indebolita la tenuta atmosferica. Valori delle fessure da 5 a 15 mm, o un numero maggiore di ampiezza minore (≈ 3 mm).
4	grave	Intere sezioni di muratura deve essere demolita e sostituita, con lavori estesi specialmente a porte e finestre. Si fa sentire l'inclinazione del pavimento, stipiti ed architravi di porte e finestre sono visibilmente (con differenze di pendenza maggiori di 1/100) distorti; si notano anche inclinazione e rigonfiamenti delle pareti, perdite di carico delle travi. Tubazioni distrutte. L'ampiezza delle fessure giunge a 15 ÷ 25 mm, dipendendo dalla frequenza.
5	molto grave	A questo livello occorrono parziali o totali ricostruzioni del fabbricato. Le travi non portano più il loro carico, l'inclinazione delle pareti è tale da rendere necessario il puntellamento, le finestre si rompono con la distorsione: c'è pericolo di instabilità. La distribuzione delle fessure può portare ad ampiezze delle stesse superiori a 25 mm.

Fig 5-3 – Micro-tunnel: analisi delle interferenze – Categoria di rischio danno (da Burland 1977 e da Boscardin M. D., Cording E. J. 1989).

I risultati della suddetta analisi possono essere verificati tramite il confronto con grafici semplificati, proposti da Burland (1995), che definiscono la classe di danno in funzione dei valori del rapporto di inflessione Δ/L e del valore medio della deformazione orizzontale $\bar{\varepsilon}_h$.

Tali diagrammi, validi solo per il settore di hogging della gaussiana, sono stati specificati in funzione di diversi valori del rapporto L/H con L lunghezza dell'edificio e H altezza dell'edificio.

La Fig 5-4 riporta un esempio di grafico per il rapporto L/H pari a 1.

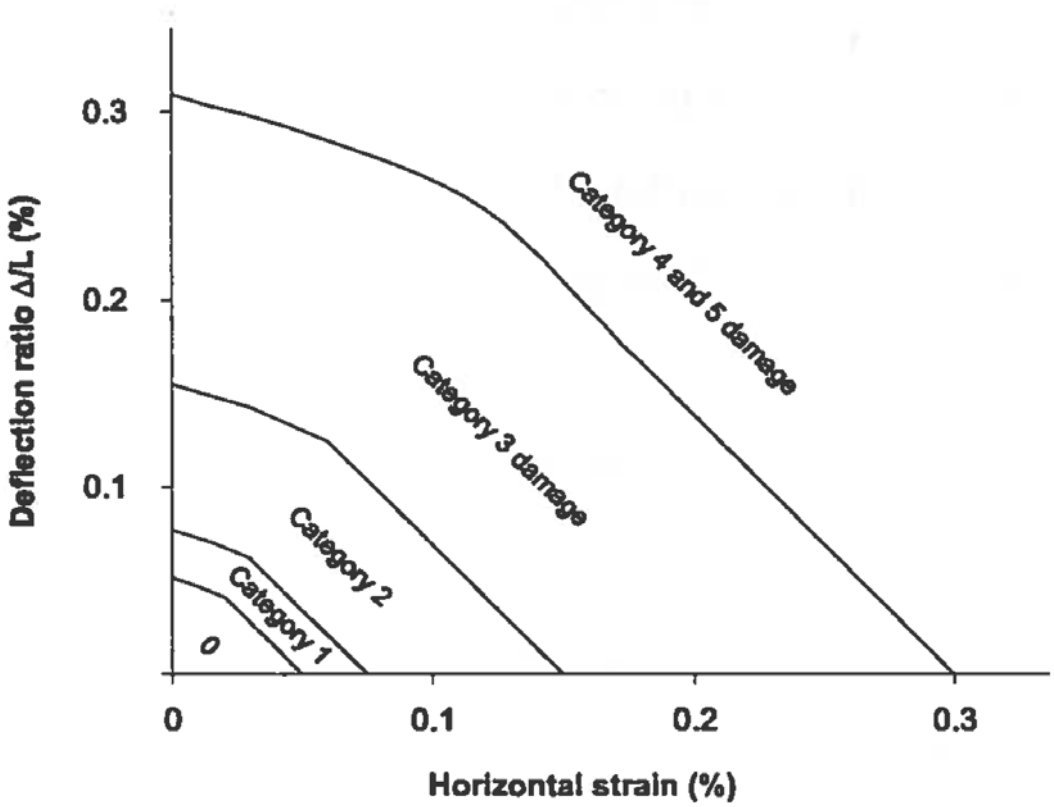


Fig 5-4 – Micro-tunnel: analisi delle interferenze – Categoria di rischio danno con grafici semplificati (da Burland 1995)

Interazione terreno – struttura presente

Il metodo, sviluppato da Potts e Addenbrooke (1997), considera la rigidezza assiale e flessionale dell'edificio, assunto di lunghezza infinita in direzione parallela all'asse galleria ovvero in condizione 2D.

La rigidezza degli edifici riduce i cedimenti verticali ed orizzontali calcolati in condizioni "greenfield", pertanto porta ad una riduzione della categoria di rischio.

Si procede quindi a valutare per ciascuna parte dell'edificio in "hogging"/"sagging" la rigidezza assiale α* e la rigidezza flessionale ρ* secondo le correlazioni

$$\alpha * = \frac{EA}{E_s\left(\frac{B}{2}\right)}$$

$$\rho * = \frac{EI}{E_s\left(\frac{B}{2}\right)^4}$$

B: estensione edificio zona "hogging"/"sagging"

E_s: modulo di deformazione del terreno

EA: rigidezza assiale degli elementi strutturali che compongono l'edificio

EI: rigidezza flessionale degli elementi strutturali che compongono l'edificio

La rigidezza dell'edificio dipende se è in muratura o in cemento armato e di quanti piani si compone. I valori proposti dagli Autori sono illustrati nella Fig 5-5.

Building	Bending stiffness, *EI*: kNm²/m	Axial stiffness, *EA*: kN/m
Slab	$6{\cdot}47 \times 10^3$	$3{\cdot}45 \times 10^6$
One-storey	$2{\cdot}00 \times 10^7$	$6{\cdot}90 \times 10^6$
Three-storey	$2{\cdot}00 \times 10^8$	$1{\cdot}38 \times 10^7$
Five-storey	$6{\cdot}96 \times 10^8$	$2{\cdot}07 \times 10^7$
Ten-storey	$4{\cdot}39 \times 10^9$	$3{\cdot}80 \times 10^7$

Poisson's ratio $\nu = 0{\cdot}15$.

Table 2. Stiffness of buildings (per unit length). An *m*-storey building consists of *m* + 1 slabs

Fig 5-5 – Micro-tunnel: analisi delle interferenze – Rigidezze assiali e flessionali degli edifici in funzione del numero di piani (da Potts e Addenbrooke, 1997)

Una volta definiti i valori della rigidezza assiale α* e di quella flessionale ρ*, si fa uso di appositi grafici che permettono di valutare i fattori di riduzione M del rapporto di inflessione D/R e della deformazione orizzontale massima ε_h con i quali si andrà a ridefinire la categoria di rischio di danno degli edifici.
I fattori di riduzione sono per le parti di "hogging"/"sagging" espressi nel modo seguente

$$M_{hog}^{DR} = \frac{DR_{hog}(edificio)}{DR_{hog}(greenfield)}$$

$$M_{sag}^{DR} = \frac{DR_{sag}(edificio)}{DR_{sag}(greenfield)}$$

$$M_{cx}^{\varepsilon hmax} = \frac{\varepsilon_{hmax_{cx}}(edificio)}{\varepsilon_{hmax_{cx}}(greenfield)}$$

$$M_{tx}^{\varepsilon hmax} = \frac{\varepsilon_{hmax_{tx}}(edificio)}{\varepsilon_{hmax_{tx}}(greenfield)}$$

Il metodo è stato di recente ulteriormente migliorato da Franzius (2006) che propone una modifica al calcolo di α* e di ρ* per tenere conto della tridimensionalità degli edifici:

$$\rho *_{mod} = \frac{EI}{E_s z_0 B^2 L}$$

$$\alpha *_{mod} = \frac{EA}{E_s B L}$$

con L la lunghezza dell'edificio lungo l'asse della galleria.
I nuovi valori di α* e di ρ* sono quindi utilizzati per entrare negli abachi al fine di stabilire i valori dei fattori di riduzione M del rapporto di inflessione, Fig 5-6, e della deformazione orizzontale, Fig 5-7.
Le categorie di rischio, indicate da Burland (1977), sono quindi ridefinite con i nuovi valori della deformazione massima ε_{lim} che tiene conto dei valori corretti del rapporto di inflessione e della deformazione orizzontale.

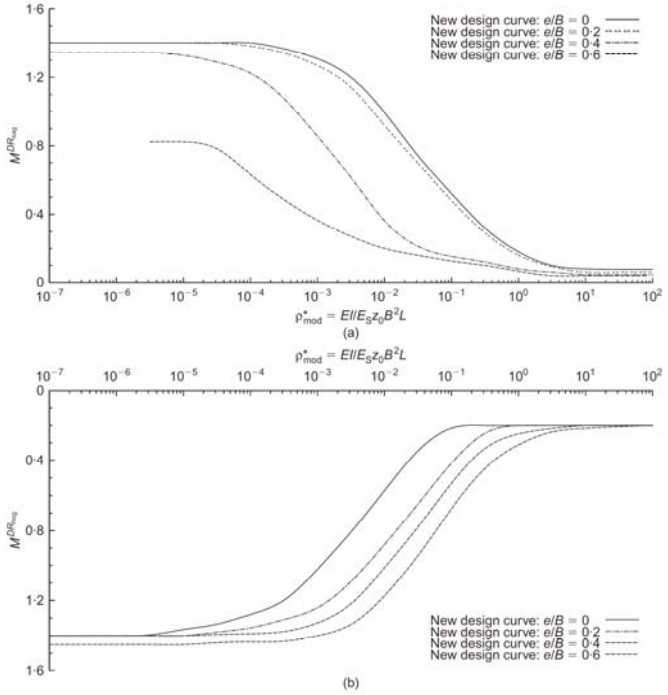


Fig 5-6 – Micro-tunnel: analisi delle interferenze – Abaco per calcolo del fattore di riduzione M^{DR} (Franzius, 2006)

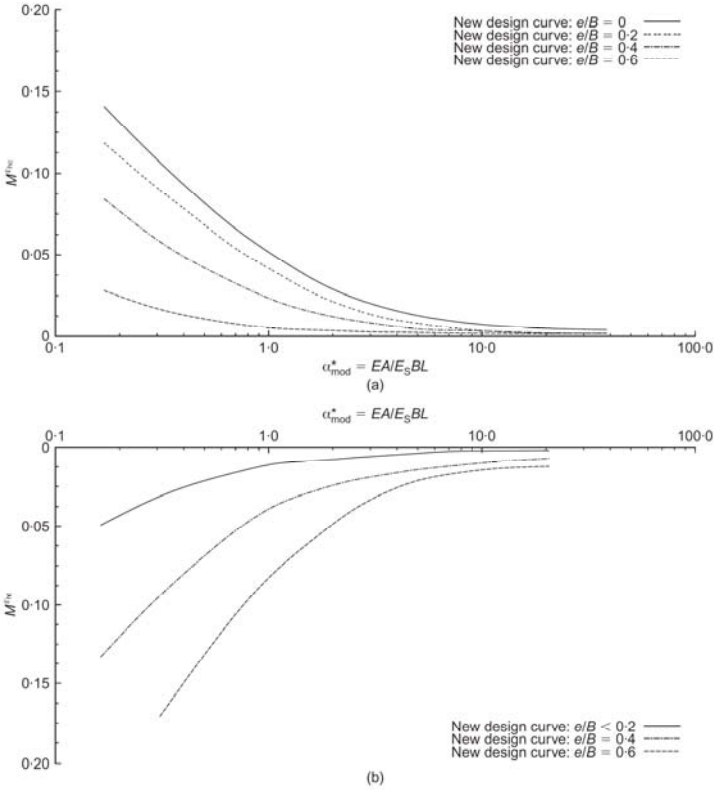


Fig 5-7 – Micro-tunnel: analisi delle interferenze – Abaco per calcolo del fattore di riduzione $M^{\varepsilon h}$ (Franzius, 2006)

5.3. Stima del volume perso V_L

Il volume perso in galleria V_L a seguito del detensionamento del terreno attorno al cavo è il parametro di riferimento per il calcolo dei cedimenti alla superficie.

Si è deciso di calcolare V_L in funzione dello spostamento radiale u_r atteso al contorno di scavo, utilizzando il programma GV4, fornito dalla Sial.tec Engineering, che fa uso del metodo convergenza – confinamento.

Il calcolo è stato eseguito considerando la completa assenza di rivestimento del cavo e di sostegno del fronte, al fine di valutare la capacità autoportante delle diverse unità stratigrafiche e quindi di verificare se ricadono all'interno di un comportamento elastico o elasto – plastico.

L'analisi è stata eseguita in sforzi totali considerando una copertura di 15 m, mentre si è assunto un comportamento allo scavo regolato dalla coesione non consolidata non drenata c_u per le unità I e II e dai parametri efficaci (c';ϕ') per l'unità IIIs.

La Tab. 5-1 riporta la parametrizzazione geotecnica delle unità stratigrafiche, mentre la Tab. 5-2 illustra i risultati del calcolo in termini di spostamento radiale u_r e di raggio plastico R_{PL} al cavo ed al fronte, riportando anche il detensionamento al fronte λ.

Tab. 5-1 – Micro – tunnel: analisi delle interferenze – Stima V_L - Parametri geotecnici delle unità stratigrafiche

Unità (n°)	γ (KN/m^3)	c_u (KPa)	c' (KPa)	ϕ' (°)	E (MPa)
I	19	75	-	-	20
II	20	300	-	-	40
IIIs	24	-	150	54	1500

Tab. 5-2 – Micro – tunnel: analisi delle interferenze – Stima V_L - Risultati calcolo: spostamento radiale u_r e raggio plastico R_{PL}

Unità (n°)	Cavo (non sostenuto)		Fronte (non sostenuto)		λ fronte (%)
	u_r (m)	R_{PL} (m)	u_r (m)	R_{PL} (m)	
I	0.157	6.2	0.043	2.88	70
II	0.014	1.55	0.007	1.55	40
IIIs	0.0004	1.55	0.0002	1.55	40

Sulla base degli spostamenti radiali attesi al cavo, riportati in Tab. 5-2, è possibile stimare il volume perso in galleria a seguito dello scavo, infatti si ha che

$V_L = Vs/A_{scavo} = (\pi\ D\ u_r)/(\ \pi\ D^2/4) = 4\ u_r/D$

$Vs = \pi\ D\ u_r$
$A_{scavo} = \pi\ D^2/4$

Se si assume un sovrascavo di 4 cm, dovuto allo scavo in curva che necessità di un maggior spazio per l'allineamento dei conci rispetto ad uno scavo rettilineo, si ha che il diametro di scavo è D = 3.08 (m).
Le unità stratigrafiche sono caratterizzate dai seguenti valori di V_L allo scavo:
- unità I con V_L = 20%;
- unità II con V_L = 1.8%;
- unità IIIs con V_L = 0.05%.

Essendo che lo spazio a disposizione per la deformazione del terreno attorno al profilo di scavo è dato dal sovrascavo, pari a 0.04 m, allora se ne deduce che nel caso dell'unità I il massimo valore di V_L è dato da uno spostamento radiale u_r = 0.04 per il quale V_L è pari a 5%. A favore di sicurezza per l'unità IIIs si adotta un V_L dello 0.5%.
Ne deriva che il calcolo della distribuzione gaussiana dei cedimenti alla superficie, correlati allo scavo del micro – tunnel, sarà realizzato assumendo i seguenti valori di V_L:
- unità I con V_L = 5%;
- unità II con V_L = 1.8%;
- unità IIIs con V_L = 0.5%.

Il fatto di aver calcolato i valori di V_L per un cavo ed un fronte non sostenuti rappresenta una ipotesi conservativa, perché nella realtà la micro – fresa applica una pressione al fronte di scavo che riduce gli spostamenti radiali, limitando i valori di V_L tra 0.5 – 1.0%.
Ne deriva che il calcolo dei cedimenti attesi con i suddetti valori di V_L è un stima conservativa, che viene fatta per verificare i possibili danni arrecati agli edifici nel caso di possibili ed improvvisi malfunzionamenti della fresa o di perdite del fluido di scavo al fronte.
Si riporta di seguito un breve commento per ciascuna unità stratigrafica in merito ai risultati dell'analisi effettuata con il programma GV4, mentre le figure relative alle curve caratteristiche del cavo e del fronte, del detensionamento e degli spostamenti radiali e dei raggi plastici al cavo ed al fronte sono riportati nelle pagine seguenti.

L'unità I è caratterizzata da un comportamento elasto – plastico, come è possibile vedere dall'andamento curvilineo delle linee caratteristiche del cavo e del fronte all'aumentare del detensionamento, Fig 5-8.
Lo sviluppo del detensionamento all'aumentare della distanza dal fronte di scavo è illustrato dalla Fig 5-9 secondo le correlazioni di Panet – Guenot e di Trasformazione Omotetica per cavo non sostenuto. A causa del comportamento elasto – plastico dell'unità I il detensionamento al fronte è già del 70% e raggiunge il 95% in corrispondenza dei 6 - 7 m dal fronte, che corrispondono alla lunghezza dello scudo della fresa.
La Fig 5-10 riporta la schematizzazione degli spostamenti radiali u_r e del raggio plastico R_{PL} al cavo ed al fronte. La tensione tangenziale ha il picco in corrispondenza del passaggio tra campo elastico e campo elasto – plastico con progressiva riduzione fino al suo valore minimo al contorno di scavo, dove la tensione radiale si annulla.

L'unità II è caratterizzata da un comportamento prettamente elastico, come è possibile vedere dall'andamento rettilineo delle linee caratteristiche del cavo e del fronte all'aumentare del detensionamento, Fig 5-11.
Lo sviluppo del detensionamento all'aumentare della distanza dal fronte di scavo è illustrato dalla Fig 5-12 secondo le correlazioni di Panet – Guenot e di Trasformazione Omotetica per cavo non sostenuto. A causa del comportamento elastico dell'unità II il detensionamento al fronte è in media del 40% e raggiunge il 95% in corrispondenza dei 3 m dal fronte, che corrispondono a metà lunghezza dello scudo della fresa.
La Fig 5-13 riporta la schematizzazione degli spostamenti radiali u_r e del raggio plastico R_{PL} al cavo ed al fronte. La tensione tangenziale ha il picco in corrispondenza del cavo in quanto non si ha plasticizzazione al contorno.

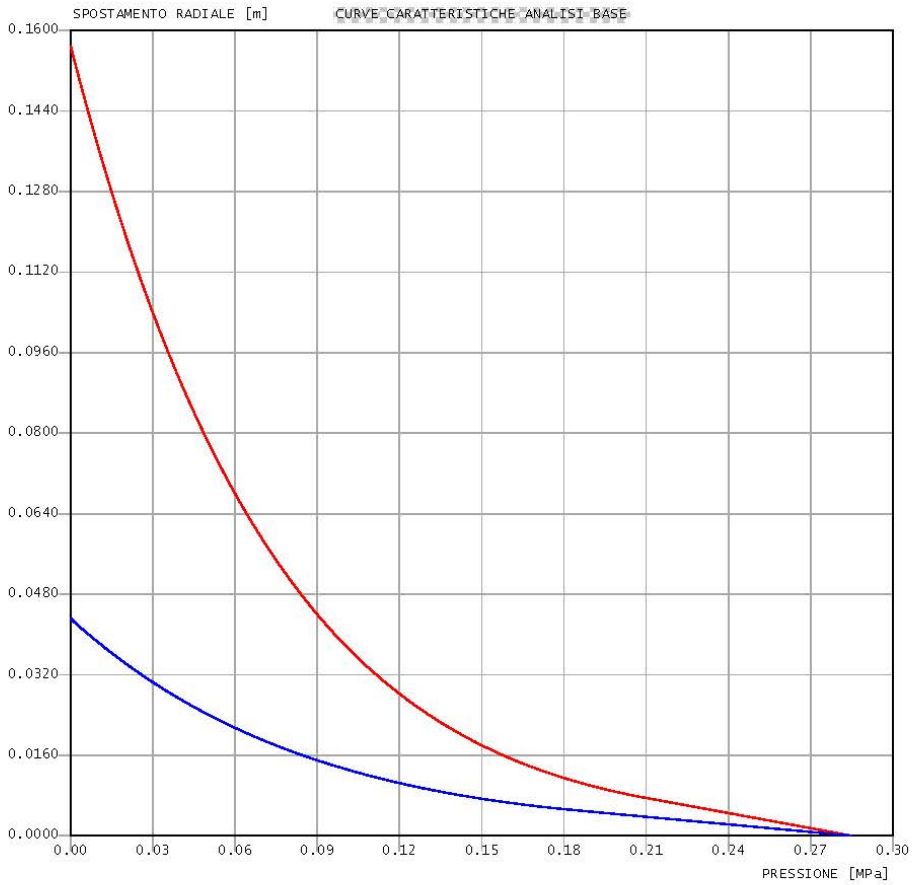
L'unità IIIs è caratterizzata da un comportamento prettamente elastico, come è possibile vedere dall'andamento rettilineo delle linee caratteristiche del cavo e del fronte all'aumentare del detensionamento, Fig 5-14.
Lo sviluppo del detensionamento all'aumentare della distanza dal fronte di scavo è illustrato dalla Fig 5-15 secondo le correlazioni di Panet – Guenot e di Trasformazione Omotetica per cavo non sostenuto. A causa del comportamento elastico dell'unità IIIs il detensionamento al fronte è in media del 40% e raggiunge il 95% in corrispondenza dei 3 m dal fronte, che corrispondono a metà lunghezza dello scudo della fresa.
La Fig 5-16 riporta la schematizzazione degli spostamenti radiali u_r e del raggio plastico R_{PL} al cavo ed al fronte. La tensione tangenziale ha il picco in corrispondenza del cavo in quanto non si ha plasticizzazione al contorno.

Gv4s.1.02 - Calcolo Gallerie - Licenza: Technital s.p.a.
by Sial.tec Engineering srl, Bergamo, Italy, www.sialtec.it, 2003-2014

By-pass Noce
Unità I - condizione non drenata
Stabilità fronte - cavo non sostenuto

criterio di resistenza: MOHR COULOMB

Pressione Prerivestimento [MPa]: 0.00
Pressione Rivestimento [MPa]: 0.00



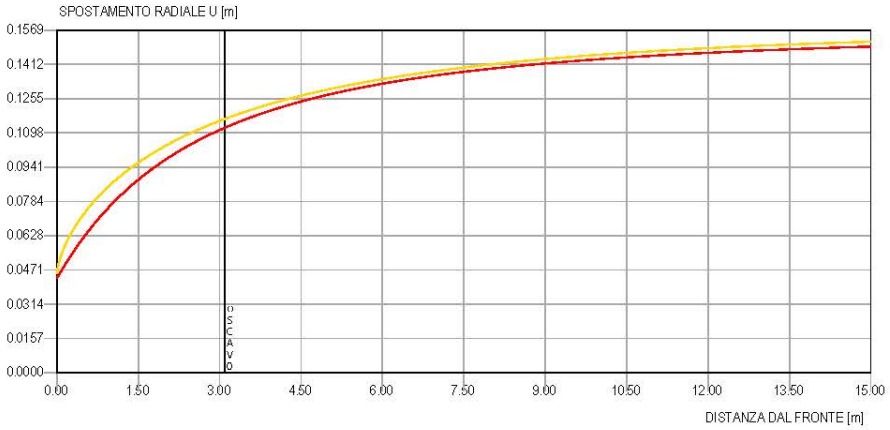
Gv4s report - 10 Feb 2017 09:31 risultato analisi base - curve caratteristiche Page 1 / 1

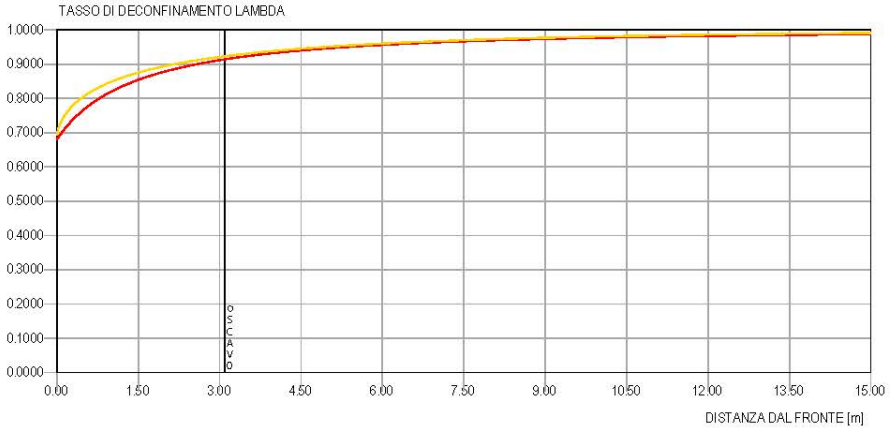
Fig 5-8 – Micro-tunnel: analisi delle interferenze – Stima V_L – Unità I: curve caratteristiche del cavo e de fronte senza supporti

Gv4s.1.02 - Calcolo Gallerie - Licenza: Technital s.p.a.
by Sial.tec Engineering srl, Bergamo, Italy, www.sialtec.it, 2003-2014

By-pass Noce
Unità I - condizione non drenata
Stabilità fronte - cavo non sostenuto

METODO PANET-GUENOT		TRASF. OMOTETICA		N.M.I. Uf VUOTO SFER.		N.M.I. Uf CORREL. Ns		N.M.I. Uf TRASF. OMOT.	
PRERIVESTIMENTO		PRERIVESTIMENTO		PRERIVESTIMENTO		PRERIVESTIMENTO		PRERIVESTIMENTO	
x [m]	0.00	x [m]	0.00	x [m]	0.00	x [m]	0.00	x [m]	0.00
u [m]	0.0431	u [m]	0.0455	u [m]	0.0431	u [m]	0.0431	u [m]	0.0455
p [MPa]	0.09	p [MPa]	0.09	p [MPa]	0.09	p [MPa]	0.09	p [MPa]	0.09
lambda	0.6794	lambda	0.6923	lambda	0.6794	lambda	0.6794	lambda	0.6923
RIVESTIMENTO		RIVESTIMENTO		RIVESTIMENTO		RIVESTIMENTO		RIVESTIMENTO	
x [m]	0.00	x [m]	0.00	x [m]	0.00	x [m]	0.00	x [m]	0.00
u [m]	0.0431	u [m]	0.0455	u [m]	0.0431	u [m]	0.0431	u [m]	0.0455
p [MPa]	0.09	p [MPa]	0.09	p [MPa]	0.09	p [MPa]	0.09	p [MPa]	0.09
lambda	0.6794	lambda	0.6923	lambda	0.6794	lambda	0.6794	lambda	0.6923
CHIODI RADIALI		CHIODI RADIALI		CHIODI RADIALI		CHIODI RADIALI		CHIODI RADIALI	
x [m]	0.00	x [m]	0.00	x [m]	0.00	x [m]	0.00	x [m]	0.00
u [m]	0.0000	u [m]	0.0000	u [m]	0.0000	u [m]	0.0000	u [m]	0.0000
p [MPa]	0.00	p [MPa]	0.00	p [MPa]	0.00	p [MPa]	0.00	p [MPa]	0.00
lambda	0.0000	lambda	0.0000	lambda	0.0000	lambda	0.0000	lambda	0.0000





Gv4s report - 10 Feb 2017 09:31 risultato analisi base - analisi galleria al fronte di scavo Page 1 / 1

Fig 5-9 – Micro-tunnel: analisi delle interferenze – Stima V_L – Unità I: detensionamento con la distanza dal fronte di scavo

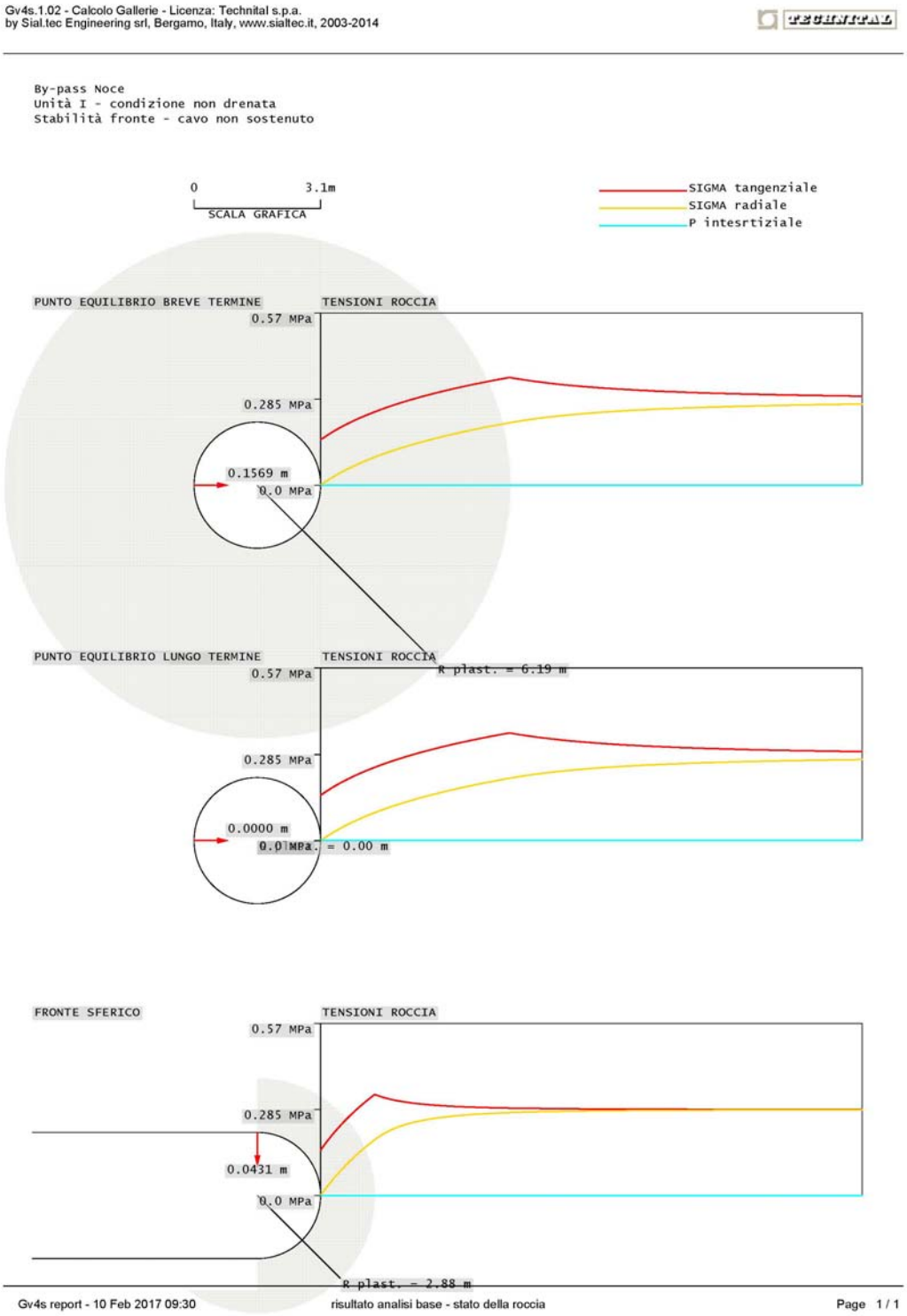


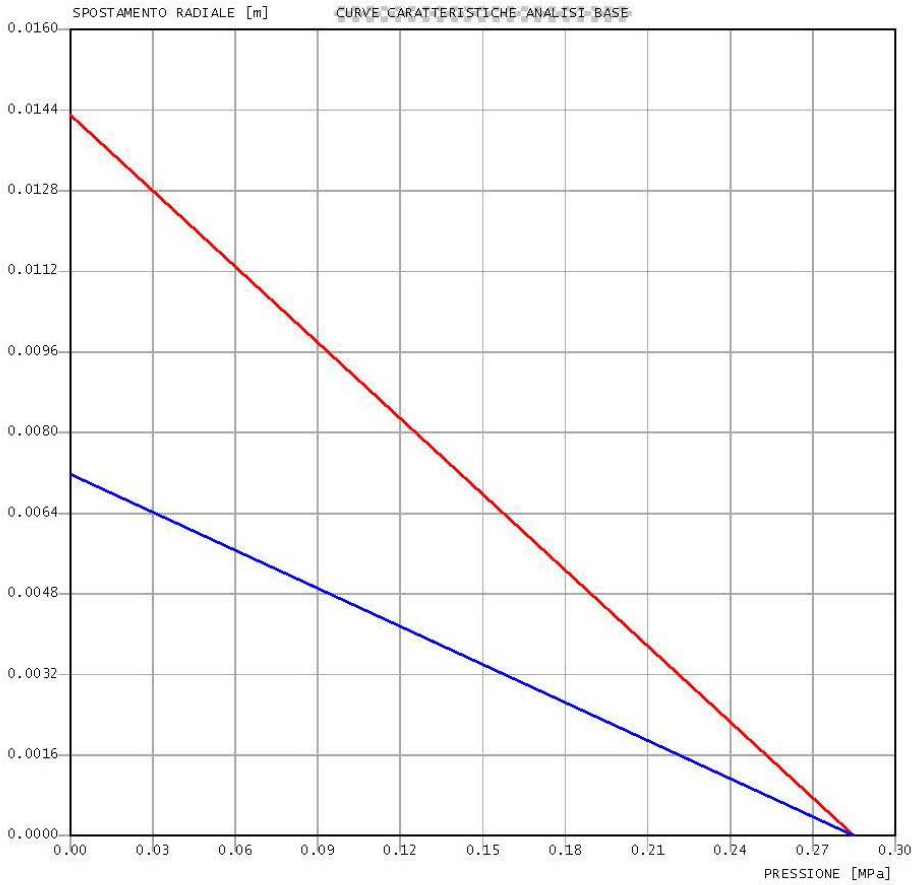
Fig 5-10 – Micro-tunnel: analisi delle interferenze – Stima V_L – Unità I: spostamento radiale e raggio plastico al cavo ed al fronte

Gv4s.1.02 - Calcolo Gallerie - Licenza: Technital s.p.a.
by Sial.tec Engineering srl, Bergamo, Italy, www.sialtec.it, 2003-2014

By-pass Noce
Unità II - condizione non drenata
Stabilità fronte - cavo non sostenuto

criterio di resistenza: MOHR COULOMB

Pressione Prerivestimento [MPa]: 0.00
Pressione Rivestimento [MPa]: 0.00



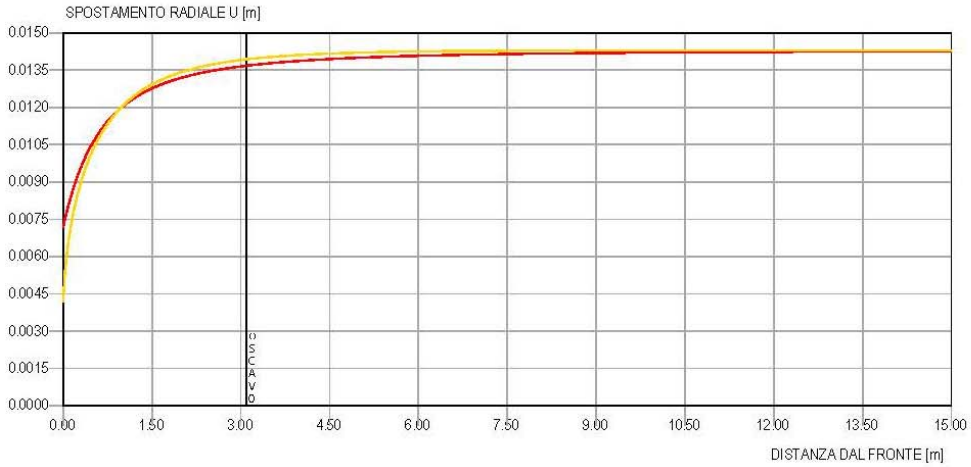
Gv4s report - 01 Feb 2017 17:53 risultato analisi base - curve caratteristiche Page 1 / 1

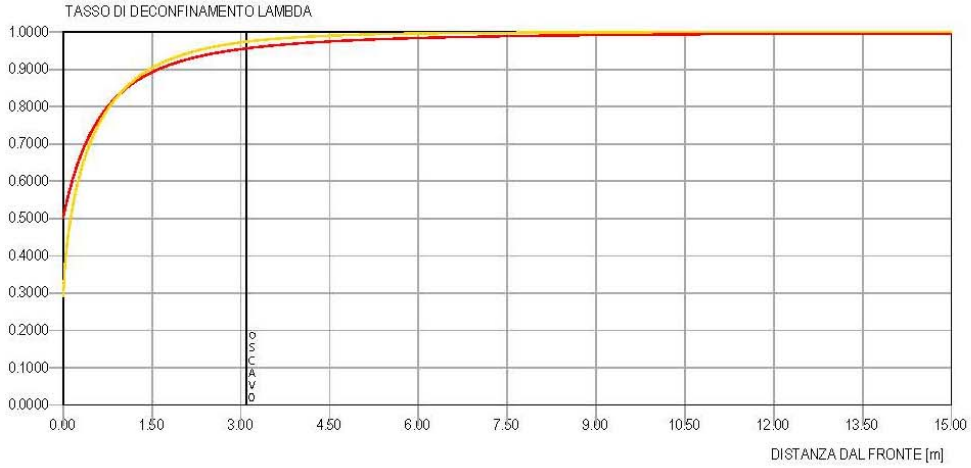
Fig 5-11 – Micro-tunnel: analisi delle interferenze – Stima V_L – Unità II: curve caratteristiche del cavo e de fronte senza supporti

Gv4s.1.02 - Calcolo Gallerie - Licenza: Technital s.p.a.
by Sial.tec Engineering srl, Bergamo, Italy, www.sialtec.it, 2003-2014

By-pass Noce
Unità II - condizione non drenata
Stabilità fronte - cavo non sostenuto

METODO PANET-GUENOT		TRASF. OMOTETICA		N.M.I. Uf VUOTO SFER.		N.M.I. Uf CORREL. Ns		N.M.I. Uf TRASF. OMOT.	
PRERIVESTIMENTO		PRERIVESTIMENTO		PRERIVESTIMENTO		PRERIVESTIMENTO		PRERIVESTIMENTO	
x [m]	0.00	x [m]	0.00	x [m]	0.00	x [m]	0.00	x [m]	0.00
u [m]	0.0072	u [m]	0.0041	u [m]	0.0072	u [m]	0.0072	u [m]	0.0041
p [MPa]	0.14	p [MPa]	0.20	p [MPa]	0.14	p [MPa]	0.14	p [MPa]	0.20
lambda	0.5016	lambda	0.2900	lambda	0.5016	lambda	0.5016	lambda	0.2900
RIVESTIMENTO		RIVESTIMENTO		RIVESTIMENTO		RIVESTIMENTO		RIVESTIMENTO	
x [m]	0.00	x [m]	0.00	x [m]	0.00	x [m]	0.00	x [m]	0.00
u [m]	0.0072	u [m]	0.0041	u [m]	0.0072	u [m]	0.0072	u [m]	0.0041
p [MPa]	0.14	p [MPa]	0.20	p [MPa]	0.14	p [MPa]	0.14	p [MPa]	0.20
lambda	0.5016	lambda	0.2900	lambda	0.5016	lambda	0.5016	lambda	0.2900
CHIODI RADIALI		CHIODI RADIALI		CHIODI RADIALI		CHIODI RADIALI		CHIODI RADIALI	
x [m]	0.00	x [m]	0.00	x [m]	0.00	x [m]	0.00	x [m]	0.00
u [m]	0.0000	u [m]	0.0000	u [m]	0.0000	u [m]	0.0000	u [m]	0.0000
p [MPa]	0.00	p [MPa]	0.00	p [MPa]	0.00	p [MPa]	0.00	p [MPa]	0.00
lambda	0.0000	lambda	0.0000	lambda	0.0000	lambda	0.0000	lambda	0.0000





Gv4s report - 10 Feb 2017 10:35 risultato analisi base - analisi galleria al fronte di scavo Page 1 / 1

Fig 5-12 – Micro-tunnel: analisi delle interferenze – Stima V_L – Unità II: detensionamento con la distanza dal fronte di scavo

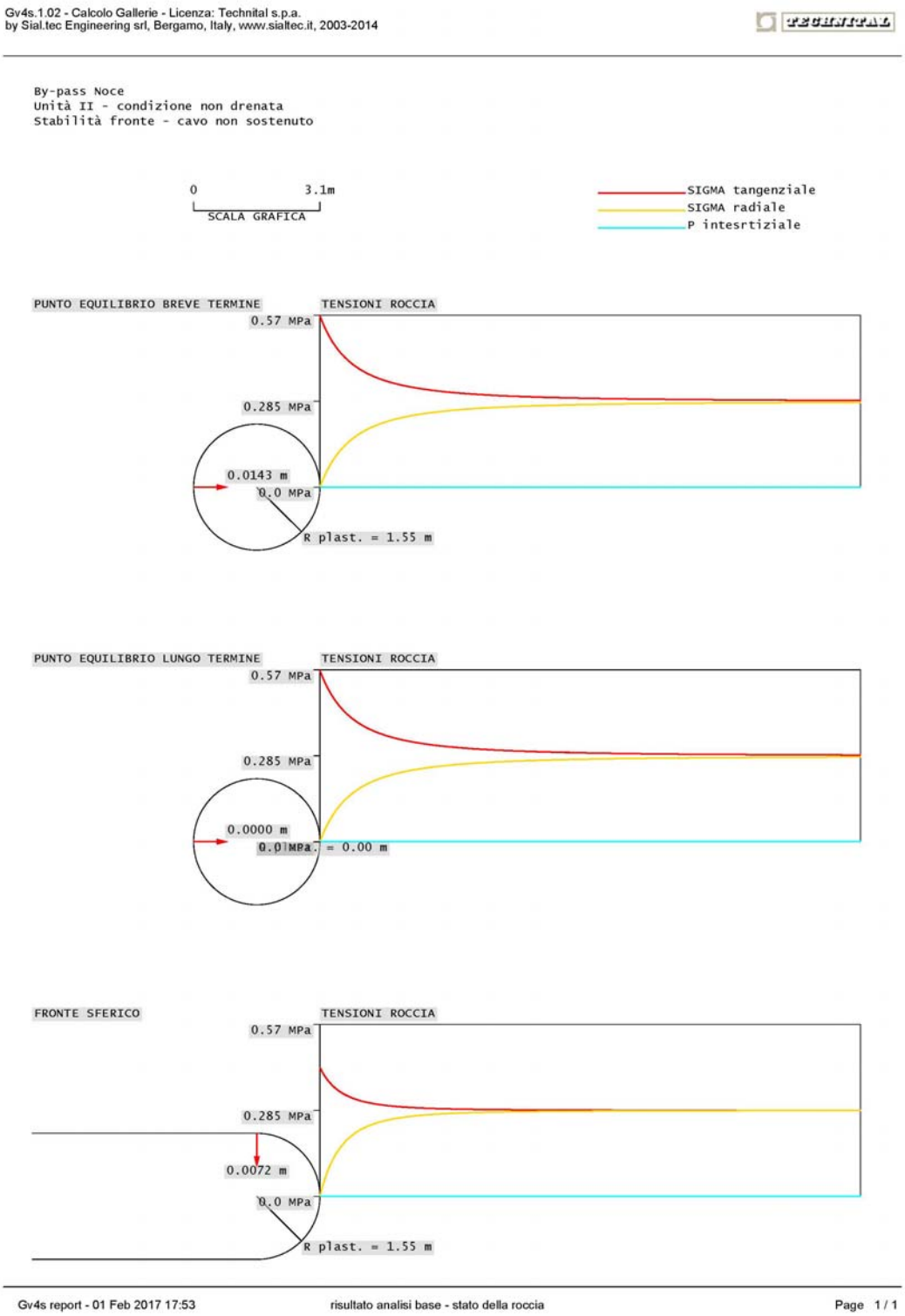


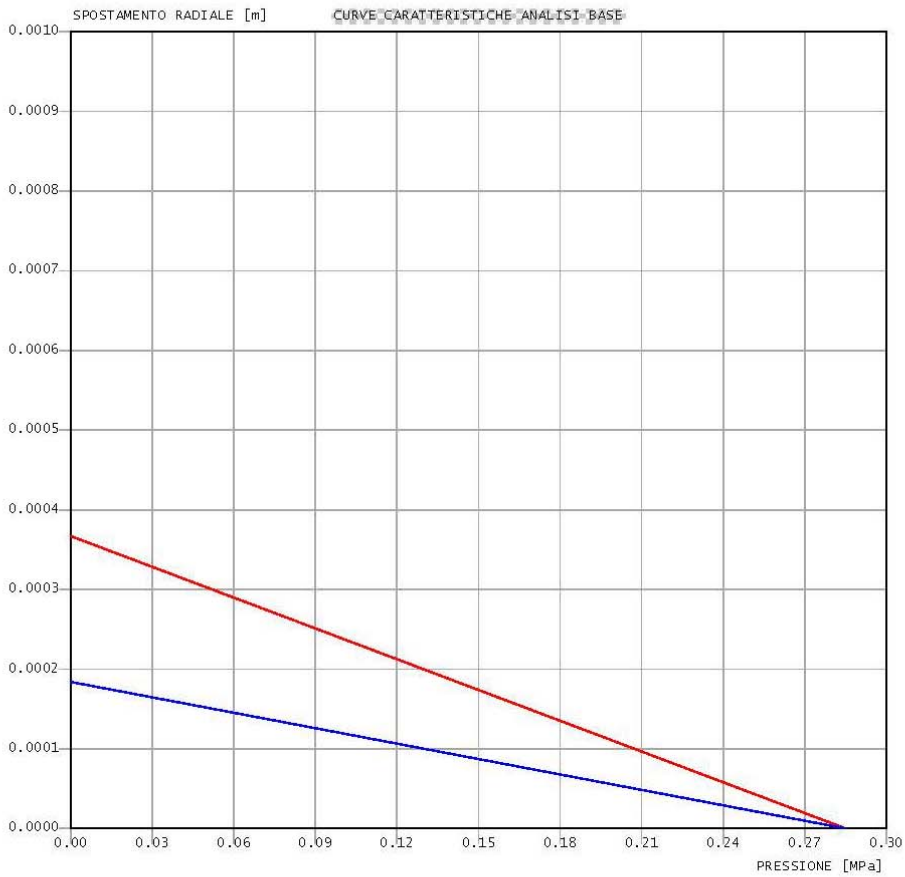
Fig 5-13 – Micro-tunnel: analisi delle interferenze – Stima V_L – Unità II: spostamento radiale e raggio plastico al cavo ed al fronte

Gv4s.1.02 - Calcolo Gallerie - Licenza: Technital s.p.a.
by Sial.tec Engineering srl, Bergamo, Italy, www.sialtec.it, 2003-2014

By-pass Noce
Unità IIIs - condizione drenata
Stabilità fronte - cavo non sostenuto

criterio di resistenza: MOHR COULOMB

Pressione Prerivestimento [MPa]: 0.00
Pressione Rivestimento [MPa]: 0.00



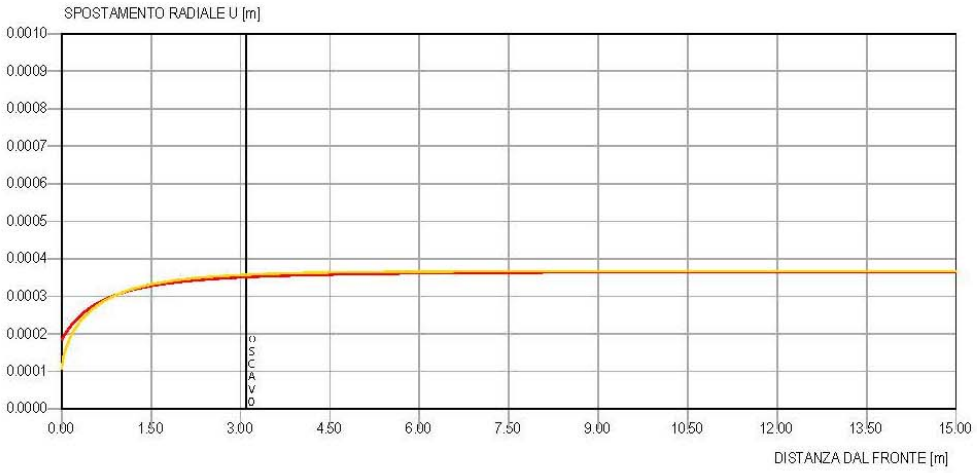
Gv4s report - 10 Feb 2017 10:44 risultato analisi base - curve caratteristiche Page 1 / 1

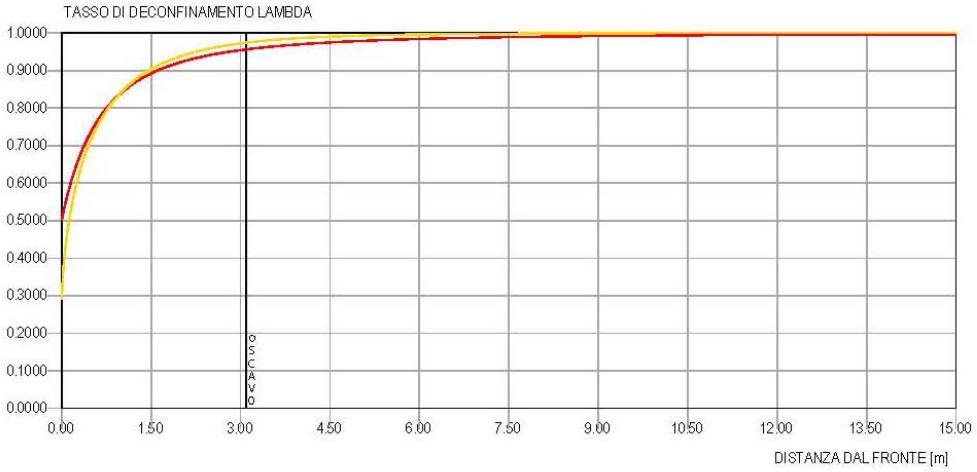
Fig 5-14 – Micro-tunnel: analisi delle interferenze – Stima V_L – Unità IIIs: curve caratteristiche del cavo e de fronte senza supporti

Gv4s.1.02 - Calcolo Gallerie - Licenza: Technital s.p.a.
by Sial.tec Engineering srl, Bergamo, Italy, www.sialtec.it, 2003-2014

By-pass Noce
Unità IIIs - condizione drenata
Stabilità fronte - cavo non sostenuto

METODO PANET-GUENOT		TRASF. OMOTETICA		N.M.I. Uf VUOTO SFER.		N.M.I. Uf CORREL. Ns		N.M.I. Uf TRASF. OMOT.	
PRERIVESTIMENTO		PRERIVESTIMENTO		PRERIVESTIMENTO		PRERIVESTIMENTO		PRERIVESTIMENTO	
x [m]	0.00	x [m]	0.00	x [m]	0.00	x [m]	0.00	x [m]	0.00
u [m]	0.0002	u [m]	0.0001	u [m]	0.0002	u [m]	0.0002	u [m]	0.0001
p [MPa]	0.14	p [MPa]	0.20	p [MPa]	0.14	p [MPa]	0.14	p [MPa]	0.20
lambda	0.5014	lambda	0.2900	lambda	0.5014	lambda	0.5014	lambda	0.2900
RIVESTIMENTO		RIVESTIMENTO		RIVESTIMENTO		RIVESTIMENTO		RIVESTIMENTO	
x [m]	0.00	x [m]	0.00	x [m]	0.00	x [m]	0.00	x [m]	0.00
u [m]	0.0002	u [m]	0.0001	u [m]	0.0002	u [m]	0.0002	u [m]	0.0001
p [MPa]	0.14	p [MPa]	0.20	p [MPa]	0.14	p [MPa]	0.14	p [MPa]	0.20
lambda	0.5014	lambda	0.2900	lambda	0.5014	lambda	0.5014	lambda	0.2900
CHIODI RADIALI		CHIODI RADIALI		CHIODI RADIALI		CHIODI RADIALI		CHIODI RADIALI	
x [m]	0.00	x [m]	0.00	x [m]	0.00	x [m]	0.00	x [m]	0.00
u [m]	0.0000	u [m]	0.0000	u [m]	0.0000	u [m]	0.0000	u [m]	0.0000
p [MPa]	0.00	p [MPa]	0.00	p [MPa]	0.00	p [MPa]	0.00	p [MPa]	0.00
lambda	0.0000	lambda	0.0000	lambda	0.0000	lambda	0.0000	lambda	0.0000





Gv4s report - 10 Feb 2017 10:44 risultato analisi base - analisi galleria al fronte di scavo Page 1 / 1

Fig 5-15 – Micro-tunnel: analisi delle interferenze – Stima V_L – Unità IIIs: detensionamento con la distanza dal fronte di scavo

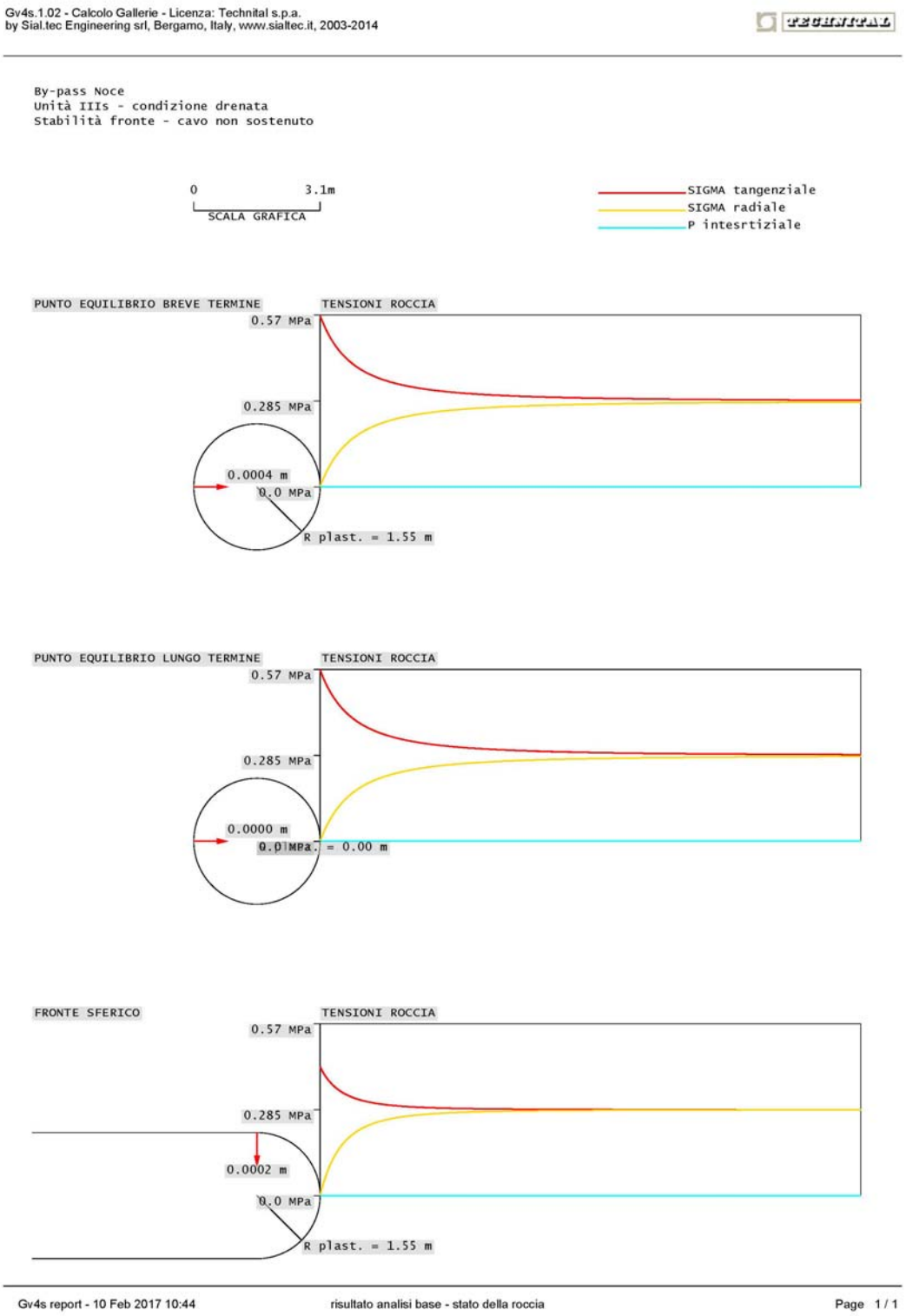


Fig 5-16 – Micro-tunnel: analisi delle interferenze – Stima V_L – Unità IIIs: spostamento radiale e raggio plastico al cavo ed al fronte

5.4. Individuazione degli edifici interferiti

Si rimanda agli elaborati di riferimento per la visione della estensione del bacino di subsidenza lungo l'intero tracciato del micro – tunnel e dei rapporti reciproci tra bacino di subsidenza ed edifici interferiti. Il calcolo della estensione del bacino è avvenuto considerando i terreni di scavo a comportamento prettamente coesivo ed assumendo che la quota di imposta z delle fondazioni degli edifici sia ad una profondità di circa 2.5 m dal piano campagna.

La correlazione utilizzata per il calcolo del punto di flesso i in corrispondenza degli edifici è la seguente

$$i = 0.5\ z_0 - 0.325\ z$$

z_0: profondità asse galleria dal piano campagna

z: profondità del piano di posa delle fondazioni dal piano campagna

Si è adottato un valore z = 0 per la stima dei cedimenti in corrispondenza delle strade.

Il calcolo della estensione del bacino di subsidenza è stato effettuato per 11 sezioni trasversali all'asse del tracciato in corrispondenza di tutti gli edifici, che si affacciano sugli scavi.

La Fig 5-17 illustra l'interferenza tra la gaussiana ed un edificio, indicando con B l'estensione totale dell'edificio all'interno della gaussiana e con B_H e B_S rispettivamente l'estensione dell'edificio nella parte di hogging e di sagging.

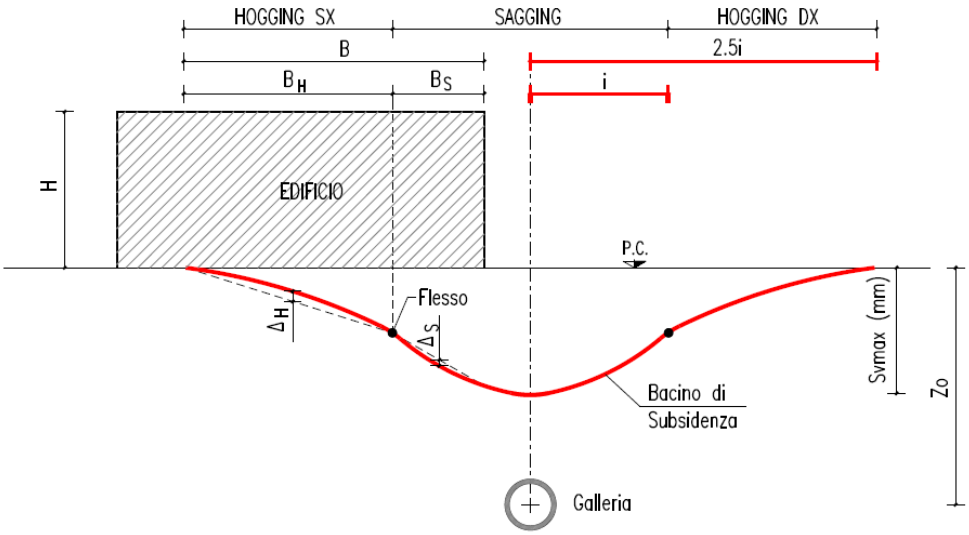


Fig 5-17 – Micro-tunnel: analisi delle interferenze – Individuazione degli edifici interferiti - Schema

La Tab. 5-3 riporta per ciascuna sezione non solo il valore del flesso i e l'estensione massima della semi – gaussiana pari a 2.5 i ma anche gli edifici e la viabilità presenti in corrispondenza del tracciato del micro - tunnel, specificandone l'estensione totale B di ciascun edificio all'interno del bacino stesso. Si noti che alcuni edifici pur essendo presenti lungo Viale Benedetto XV non sono interferiti dal bacino di subsidenza.

Per semplicità di trattazione è stato associato un numero progressivo a tutti gli edifici analizzati; si riporta di seguito la relativa corrispondenza:
1A - Chimica Generale (Viale Benedetto XV);
1B – Chimica Biologica e Fisiologia Generale (Viale Benedetto XV);
2 - Scienze Ambientali Marine (Viale Benedetto XV);
3 - Dermatologica Clinica (Viale Benedetto XV);
4 - Igiene (Viale Benedetto XV);
5 - Patologia Generale (Viale Benedetto XV);
6 - D.I.M.I./D.I.S.E.M. (Viale Benedetto XV);
7 - Bar tabacchi (Viale Benedetto XV);
8 - Condominio civico n. 2 (Salita Superiore Noce);
9 - Condominio civico n. 5 (Salita Superiore Noce);
10 - Condominio civico n. 27 – Scuola Infanzia Delia Repetto (Salita Superiore Noce);
11 - Condominio civico n. 35 (Salita Superiore Noce);
12 – Centrale termica ed Impianto smaltimento rifiuti radioattivi (Salita Superiore Noce);
13 - Ciminiera (Salita Superiore Noce);
14 - Ospedali di S. Martino;
15 – Padiglione Sommariva – Medicina nucleare.

Gli edifici n.10, 11, 12 e 13 non sono oggetto dell'analisi del bacino di subsidenza indotto dallo scavo del micro – tunnel in quanto sono collocati oltre il termine del suo tracciato presso il pozzo 3.
Il parametro B di Tab. 5-3 ha portato ad individuare i seguenti edifici interferiti:
3 - Dermatologica Clinica (Viale Benedetto XV);
4 - Igiene (Viale Benedetto XV);
5 - Patologia Generale (Viale Benedetto XV);
6 - D.I.M.I./D.I.S.E.M. (Viale Benedetto XV);
8 - Condominio civico n. 2 (Salita Superiore Noce);
9 - Condominio civico n. 5 (Salita Superiore Noce).

Lo studio della categoria di rischio e del possibile danno verrà eseguito solo per gli edifici interferiti, mentre il piano di monitoraggio sarà strutturato in modo da controllare tutti gli edifici anche quelli non direttamente interferiti dal bacino di subsidenza.

Tab. 5-3 – Micro – tunnel: analisi delle interferenze – Individuazione degli edifici interferiti

Sezione (n°)	Unità (n°)	Edificio (n°)	Strada	B (m)	z_0 (m)	z* (m)	i (m)	2.5 i (m)
1	I	-	Vl.Ben.XV	40	16.0	0	8.0	20.0
2	I	1A	-	-	14.5	2.5	6.4	16.1
		5	-	12.0				
3	IIIs	1B	-	-	14.9	2.5	6.5	16.2
		5	-	12.0				
4	II	2	-	-	15.5	2.5	6.8	17.0
		6	-	13.4				
5	II	3	-	6.6	16.3	2.5	7.3	18.2
		6	-	6.0				
6	II	3	-	15.0	16.7	2.5	7.4	18.5
		7	-	-				
7	II	-	Vl.Ben. XV	10.0	17.4	0	8.7	21.7
		4	-	10.0	11.3	2.5	5.0	12.2
8	I	-	Via Pastore	30.0	17	0	8.6	21.5
9	I	-	Sal.Sup.Noce	5	13.8	0	7.0	17.5
		8	-	5	17.7	2.5	8.0	20.0
		14	-	-				
10	I	-	Sal.Sup.Noce	-	11.9	0	6.2	15.5
		9	-	10.5	13.0	2.5	6.0	15.0
11	IIIs	-	Sal.Sup.Noce	5	10.2	0	5.5	13.7
		9	-	-	12.5	2.5	6.0	15.0
		15	-	-	17.2	2.5	7.8	19.5

Legenda

B: estensione manufatto all'interno del bacino di subsidenza

z_0: copertura all'asse galleria

z*: distanza tra piano di posa fondazione e piano campagna

i: punto di flesso 2.5 i: estensione massima di metà bacino di subsidenza

5.5. Edifici interferiti: valutazione della categoria di rischio

L'analisi è stata eseguita senza considerare l'interazione edificio – terreno, assumendo una deformazione della superficie tipo "greenfield" ovvero in assenza di edifici.
Ne consegue che per il calcolo della massima deformazione di trazione, alla quale è collegata la categoria di rischio di danno degli edifici, si considerano dei valori di spostamento verticale ed orizzontale superiori a quelli reali.
Gli edifici analizzati sono quelli interferiti dal bacino di subsidenza, così come definito nel capitolo precedente.
La Tab. 5-4 riporta per ciascun edificio le sue caratteristiche geometriche rispetto al bacino di subsidenza, la sua rigidezza ed il valore di cedimento verticale massimo Sv_{max} in asse galleria in corrispondenza della sezione trasversale sulla quale l'edificio giace.
Il metodo considera la rigidezza degli edifici per calcolare le deformazioni di taglio e flessionale che derivano dal rapporto di inflessione, assumendo un comportamento elastico degli stessi, che è espresso in termini di modulo elastico E e modulo di taglio G nel rapporto di:

- edifici in muratura con E/G = 2.6
- edifici in cemento armato con E/G = 12.5

I risultati dell'analisi sono riportati nella Tab. 5-5, dove è possibile vedere la suddivisione degli edifici nelle corrispondenti parti ricadenti nei settori di compressione (sagging) e di trazione (hogging) del bacino di subsidenza.

In generale si ha che i cedimenti verticali massimi Sv sperimentati dagli edifici per le unità stratigrafiche sono compresi tra:

- unità I con Sv tra 14 – 22 (mm);
- unità II con Sv tra 2 – 10 (mm);
- unità IIIs con Sv tra 2 – 4 (mm).

I valori del rapporto di deflessione D/B risultano variare per le unità stratigrafiche tra:

- unità I con D/B tra 0.012 – 0.03 (%);
- unità II con D/B tra 0.002 – 0.016 (%);
- unità IIIs con D/B tra 0.002 – 0.004 (%).

I valori della massima deformazione a trazione ε_{lim} risultano variare per le unità stratigrafiche tra:

- unità I con ε_{lim} tra 0.022 – 0.074 (%);
- unità II con ε_{lim} tra 0.005 – 0.038 (%);
- unità IIIs con ε_{lim} tra 0.004 – 0.012 (%).

Ne deriva che le classi di danno degli edifici per le unità stratigrafiche sono pari a:

- unità I con classe di danno 0 – 1;
- unità II con classe di danno 0;
- unità IIIs con classe di danno 0.

In particolare per l'unità stratigrafica I si ha che la classe di danno I è associata ai soli edifici n.5 (Patologia Generale) e n.9 (Condominio al civico n. 5 lungo la Salita Superiore della Noce).

La classe di danno o categoria di rischio 0 è associata ad un grado di danneggiamento trascurabile ovvero si tratta di possibile formazione di fessure "capello d'angelo" con apertura di un decimo di millimetro, che non necessitano di alcun intervento.
La classe di danno 1è associata ad un grado di danneggiamento molto lieve ovvero si tratta di fessure con apertura inferiore a 1 mm che si sviluppano essenzialmente in corrispondenza delle finiture dei tramezzi e che possono essere nascoste con normali lavori di ritinteggiatura.

Si rimanda all'Allegato per visionare il risultato dei calcoli.

Tab. 5-4 – Micro – tunnel: analisi delle interferenze – Edifici interferiti dal bacino di subsidenza – Caratteristiche geometriche e di rigidezza

Sezione (n°)	Edificio (n°)	Unità (n°)	V_L (%)	Sv_{max} (mm)	B (m)	L (m)	H (m)	e (m)	E/G (-)
2	5	I	5	23.4	12.0	48	15	8.4	2.6
3	5	IIIs	0.5	2.3	12.0	48	15	8.4	2.6
4	6	II	1.8	8.0	13.4	75	15	10.0	12.5
5	3	II	1.8	7.4	6.6	33	15	15.0	2.6
	6				6.0	33	15	15.0	12.5
6	3	II	1.8	7.3	15.0	33	15	11.7	2.6
7	4	II	1.8	11.1	10.0	18	15	7.0	2.6
9	8	I	5	18.8	5.0	12	25	17.5	12.5
10	9	I	5	25.5	10.5	18	25	9.8	12.5

Legenda

B: estensione manufatto all'interno del bacino di subsidenza

L: lunghezza edificio parallelamente all'asse galleria

H: altezza edificio

e: eccentricità edificio rispetto asse galleria

E: modulo elastico dell'edificio

G: modulo di taglio dell'edificio

Nota: le dimensioni degli edifici derivano dal rilievo topografico di progetto esecutivo

Tab. 5-5 – Micro – tunnel: analisi delle interferenze – Categorie di rischio danno per gli edifici interferiti

Settore bacino	Parametri analisi	Sezione (n°)								
		2	3	4	5		6	7	9	10
		Unità stratigrafica (n°)								
		I	IIIs	II	II		II	II	I	I
		Edificio (n°)								
		5	5	6	3	6	3	4	8	9
Hogging sx	B* (m)	8	8	10	-	6	-	-	-	-
	Sv (mm)	14.0	2.6	4.7	-	1.9	-	-	-	-
	D/B*(%)	0.022	0.004	0.009	-	0.004	-	-	-	-
	ε_{lim} (%)	0.064	0.012	0.02	-	0.018	-	-	-	-
	C.D.	1	0	0	-	0	-	-	-	-
Sagging	B* (m)	4	4	3	-	-	4	3	-	1.5
	Sv (mm)	21.7	4.3	6.7	-	-	6.5	10.2	-	19.1
	D/B*(%)	0.012	0.002	0.002	-	-	0.002	0.008	-	0.002
	ε_{lim} (%)	0.022	0.004	0.005	-	-	0.005	0.013	-	0.009
	C.D.	0	0	0	-	-	0	0	-	0
Hogging dx	B* (m)	-	-	-	6.6	-	11	7.4	5	9
	Sv (mm)	-	-	-	1.94	-	4.4	6.6	3.2	15.2
	D/B*(%)	-	-	-	0.004	-	0.007	0.016	0.006	0.03
	ε_{lim} (%)	-	-	-	0.02	-	0.02	0.038	0.037	0.074
	C.D.	-	-	-	0	-	0	0	0	1

Legenda

B*: estensione porzione edificio in hogging/sagging

Sv: massimo cedimento verticale della porzione di edificio in hogging/sagging

D/B*: rapporto di inflessione porzione edificio in hogging/sagging

ε_{lim}: massima deformazione di trazione sperimentata dalla porzione edificio in hogging/sagging

C.D.: classe di rischio danno della porzione edificio in hogging/sagging

5.6. Conclusioni

L'analisi dimostra che in virtù del diametro ridotto del micro – tunnel, delle coperture in gioco e della natura dei terreni, lo scavo del by – pass del Noce non determinerà alcun danno agli edifici esistenti anche nel caso di malfunzionamento o di perdita improvvisa del fluido di perforazione al fronte.

Ne deriva che l'esecuzione a regola d'arte del tunnel garantirà l'assenza totale di danni per gli edifici presenti lungo il tracciato, in particolare si dovrà garantire:

- una adeguata pressione al fronte per ridurre il volume perso V_L;
- l'iniezione in continuo con sistema automatico di controllo delle pressioni e dei volumi di iniezione della miscela bentonitica nell'anello tra estradosso tubi e profilo di scavo;
- iniezione finale di cemento sull'intera linea per l'indurimento dell'anello di bentonite al contorno dei tubi al fine di evitare deformazioni a lungo termine.

Si dovrà provvedere ad un adeguato monitoraggio strutturale degli edifici in fase esecutiva, al fine di verificare le previsioni progettuali e la corretta esecuzione delle lavorazioni previste.

6. POZZI E SCAVI: ANALISI DELLE INTERFERENZE

6.1. Metodo di analisi

Il programma di calcolo, sviluppato da Technital ref. [6], permette di valutare anche il bacino di subsidenza indotto dallo scavo di un pozzo. Gli spostamenti associati a scavi profondi in argille relativi a numerosi casi reali, se diagrammati in relazione alla distanza dal perimetro di scavo e normalizzati rispetto alla profondità di scavo, si dispongono secondo una curva che ben approssima il ramo di hogging della gaussiana per lo scavo di gallerie. Il massimo spostamento verticale S_{vmax} è in corrispondenza del perimetro di scavo, si veda Fig 6-1.

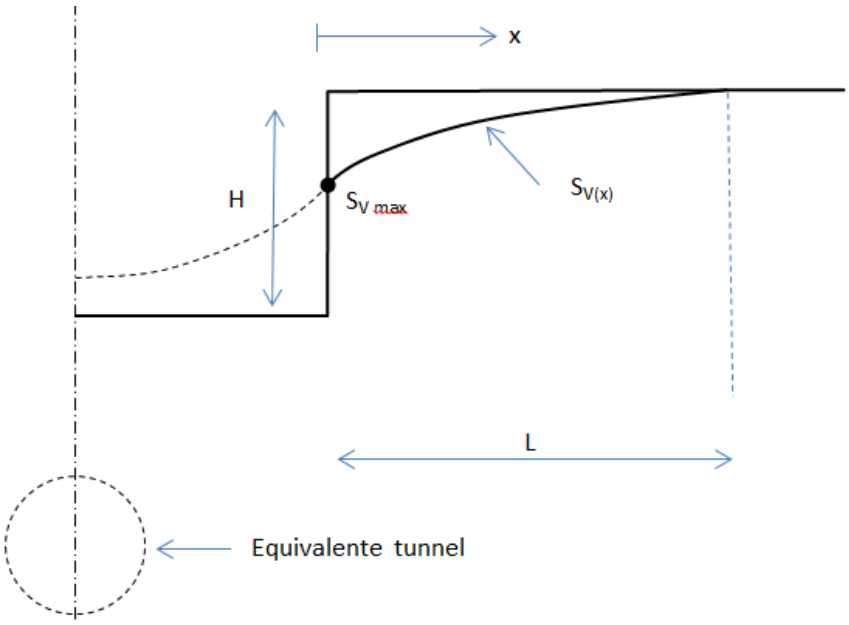


Fig 6-1 – Pozzi e scavi: analisi delle interferenze – Distribuzione spostamenti verticali con la distanza dal perimetro di scavo.

Il metodo è stato messo a punto da New e Bowers (1994) per lo scavo di pozzi circolari all'interno delle argille di Londra. Lo spostamento verticale S_v varia con la distanza dal perimetro di scavo secondo la correlazione

$$S_v = \alpha\ ((H - d)^2/H)$$

H: altezza di scavo

d: distanza da perimetro di scavo

α: costante pari a 0.0006 (in funzione della tipologia di costruzione e natura del terreno)

Il metodo è stato quindi affinato da Crossrail (2007) che ha condotto una serie di analisi a ritroso di cedimenti misurati durante la costruzione di pozzi, introducendo il diametro di scavo D nella correlazione per il calcolo dello spostamento verticale massimo $S_{vmax,}$ che è pari a

$S_{vmax} = 0.0006\ H\ D/10$ per $D < 25$ m

$S_{vmax} = 0.0015\ H$ per $D \geq 25$ m

L'estensione del bacino di subsidenza L è definito come

$L = H$ per $D = 10$ m

$L = 2H$ per $D \geq 25$ m

procedendo con una interpolazione lineare per la definizione del valore L per $10 < D < 25$ m.

Lo spostamento verticale S_v si distribuisce con la distanza d dal perimetro di scavo secondo la correlazione

$$S_v\ (d) = S_{vmax} \exp (0.5) \exp (- (d + 2\ L/3)^2 / (8\ L^2/9))$$

pertanto si ha che $S_v = S_{vmax}$ per $d = 0$.

La valutazione della categoria di rischio di danno degli edifici interferiti dal bacino di subsidenza, che si sviluppa attorno agli scavi, viene quindi effettuata in analogia con quanto esposto per lo scavo di una galleria

6.2. Individuazione degli edifici interferiti

I pozzi e gli scavi del progetto del by-pass del Noce non hanno una sezione circolare a causa della necessità di ottimizzare gli spazi disponibili nel contesto urbano.

Si è calcolato il diametro equivalente dell'area dei pozzi e degli scavi equiparandola ad una geometria circolare. Le Fig 6-2 riporta i risultati del calcolo in termini di spostamenti verticali Sv con la distanza dal bordo di scavo per i pozzi e per gli scavi di progetto.

Il valore di Sv in corrispondenza del bordo di scavo corrisponde al valore Sv_{max}.

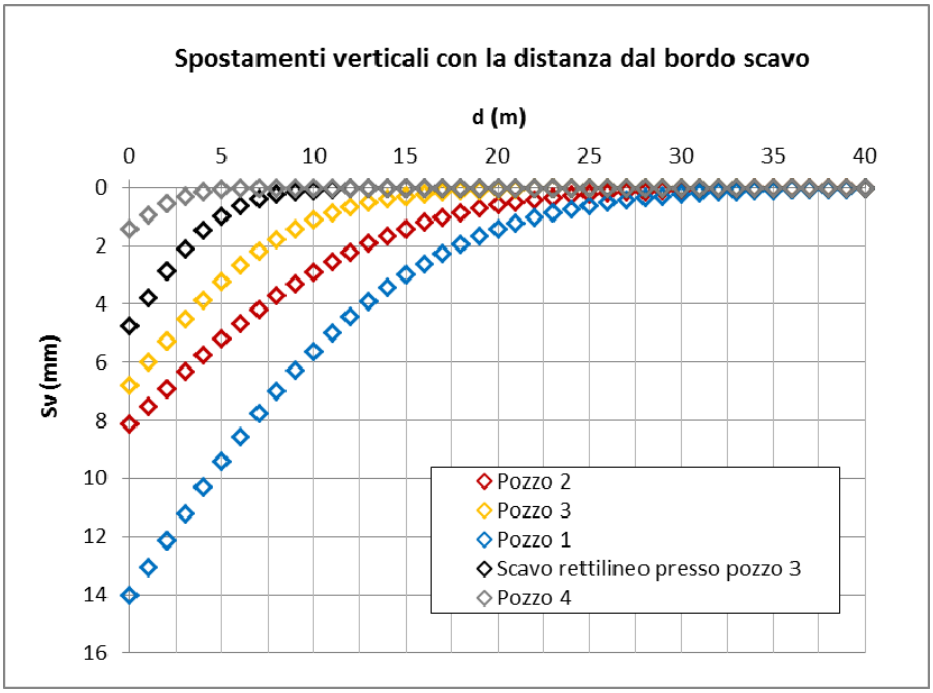


Fig 6-2 – Pozzi e scavi: analisi delle interferenze – Estensione del bacino di subsidenza per i pozzi e gli scavi rettilinei

La Tab. 6-1 indica per gli scavi di progetto sia le caratteristiche geometriche che i valori di spostamento verticale massimo atteso Sv_{max} al perimetro di scavo e di estensione del bacino di subsidenza, dando quindi indicazione degli edifici interferiti, che sono:

1A - Chimica Generale (Viale Benedetto XV);

5 – Patologia Generale (Viale Benedetto XV);

8 – Condominio civico n. 2 (Salita Superiore Noce);

10 – Condominio civico n. 27 – Scuola Infanzia Delia Repetto (Salita Superiore Noce);

15 – Padiglione Sommariva – Medicina nucleare (area vasche).

L'estensione del bacino di subsidenza del pozzo 4 è inferiore alla distanza dall'edificio di Igiene, che pertanto non ne è interferito.

Tab. 6-1 – Pozzi e scavi: analisi delle interferenze – Estensione del bacino di subsidenza						
Opera	A (m^2)	D (m)	H (m)	Sv_{max} (mm)	L (m)	Edificio interferito (n°)
Pozzo 1	118.5	12.3	19	15	22	1° e 5
Pozzo 2	35.7	6.7	20	8	20	8
Pozzo 3	59.5	8.7	13	7	13	10 e 15
Pozzo 4	14	4.2	5.5	1.4	4	nessuno
Scavo presso pozzo 3	137	13.2	6	5	7	10 e 15

Legenda
A: area di scavo
D: diametro equivalente assumendo A con geometria circolare
H: altezza di scavo
S_{vmax}: massimo spostamento verticale al perimetro di scavo
L: estensione bacino di subsidenza dal perimetro di scavo

6.3. Edifici interferiti: valutazione del possibile danno

L'analisi delle categorie di rischio degli edifici interferiti è stata condotta non considerando l'interazione tra terreno – struttura ovvero si assume una condizione "greenfield".
Il risultato è una categoria di rischio danno pari a 0 ovvero di danno nullo a causa dei ridotti valori di spostamento calcolati.
La Tab. 6-2 riporta per ciascun edificio il risultato dell'analisi, indicando anche il massimo spostamento verticale S_v in corrispondenza degli edifici, i cui valori risultano essere inferiori a quello ritenuto significativo per il verificarsi di danni, che risulta essere pari ad almeno 10 mm.

Tab. 6-2 – Pozzi e scavi: analisi delle interferenze – Categorie di rischio danno per gli edifici interferiti

Scavi (n°)	Edificio (n°)	S_v (mm)	B* (m)	E/G (-)	D/B* (%)	ε_{lim} (%)	C.D. (n°)
Pozzo 1	5	1	8	2.6	0.002	0.01	0
	1°	1.5	16	2.6	0.002	0.007	0
Pozzo 2	8	1.6	11	12.5	0.004	0.018	0
Pozzo 3	10	3.7	11	12.5	0.014	0.017	0
	15 (vasche)	2.7	9	2.6	0.011	0.028	0
Scavo presso pozzo 3	10	1.4	6	12.5	0.011	0.025	0
	15 (vasche)	0.6	4	2.6	0.008	0.011	0

Legenda

S_v: massimo spostamento verticale in corrispondenza dell'edificio

B*: estensione edificio nel bacino subsidenza

E: modulo elastico dell'edificio

G: modulo di taglio dell'edificio

D/B*: rapporto di inflessione

ε_{lim}: massima deformazione di trazione sperimentata dall'edificio

C.D.: categoria di rischio danno dell'edificio

6.4. Conclusioni

L'analisi dimostra che nonostante le profondità di scavo elevate dei pozzi non si avranno danni indotti agli edifici al contorno a causa di aree di scavo ridotte, che limitano l'entità degli spostamenti verticali.

Si dovrà provvedere ad un adeguato monitoraggio strutturale degli edifici in fase esecutiva, la fine di verificare le previsioni progettuali e la corretta esecuzione delle lavorazioni previste.

7. ORGANIZZAZIONE E GESTIONE DEL SISTEMA DI MONITORAGGIO

7.1. Organizzazione e finalità

Il sistema di monitoraggio che viene presentato nei prossimi capitoli ha per oggetto l'interferenza delle lavorazioni, necessarie per l'esecuzione dei lavori, con le strutture esistenti.

Ne deriva che la finalità è sia di verificare l'attendibilità delle previsioni progettuali, sia la corretta esecuzione dei lavori che di fornire tutte le informazioni necessarie per adoperare delle azioni correttive nel caso di deviazioni importanti da quanto previsto.

Si sono quindi stabilite delle soglie di allerta e di allarme che rappresentano dei limiti con i quali verranno confrontate le misure derivanti dal sistema di monitoraggio.

In particolare il raggiungimento delle soglie di allerta implicherà un incremento della frequenza del monitoraggio ed una maggiore attenzione nella esecuzione delle lavorazioni, mentre il raggiungimento delle soglie di allarme avrà per conseguenza l'adozione di specifiche contromisure per minimizzare l'interferenza con le strutture esistenti.

Sulla base dei risultati delle analisi svolte si è deciso che il sistema di monitoraggio dovrà fornire informazioni in merito ai seguenti argomenti:

- scavo del micro – tunnel;
- realizzazione dei pozzi e degli scavi rettilinei;
- edifici interferiti.

In merito allo scavo del micro - tunnel il sistema dovrà monitorare:

- estensione del bacino di subsidenza ed entità degli spostamenti verticali;
- eventuali oscillazioni del livello piezometrico durante le operazioni di scavo.

In merito alla realizzazione dei pozzi e degli scavi rettilinei il sistema dovrà monitorare:

- deformazioni della geometria che comportano spostamenti del terreno circostante;
- stato tensionale delle strutture di sostegno.

Per quanto riguarda gli edifici interferiti il sistema dovrà monitorare:

- deformazioni indotte in termini di spostamenti e rotazioni;
- apertura di fessure esistenti o di neoformazione;
- entità delle vibrazioni indotte dallo scavo della galleria, dalla perforazione delle paratie e dallo scavo dei pozzi/scavi rettilinei.

7.2. Gestione dati di monitoraggio

Il progetto del by-pass del Noce si colloca in un'area altamente urbanizzata, pertanto è necessario disporre di un sistema integrato di gestione dei dati derivanti da:

- sistema di monitoraggio;
- produzioni di cantiere;
- sistema di previsione idro - metereologico della Regione Liguria.

I dati saranno quindi raccolti all'interno di un sito web, dove i diversi attori coinvolti potranno accedervi in ogni momento e limitatamente al proprio campo di applicazione tramite la configurazione di diversi livelli di utenza, in base ai quali l'accesso a certi dati può essere limitato o impedito.

I dati derivanti dal sistema di monitoraggio saranno raccolti, memorizzati, elaborati e quindi visualizzati in apposite tabelle e grafici, che illustreranno in modo chiaro e diretto l'interazione del cantiere con le strutture esistenti, rapportando i dati misurati con le soglie di allerta e di allarme.

Il raggiungimento delle soglie di allerta e di allarme sarà in automatico gestito dal sito web tramite invio di chiamata di emergenza o sms o email ai soggetti coinvolti.

Il funzionamento del sistema è dato dalla trasmissione dei dati acquisiti dai sensori alle UAD (Unità di Acquisizione Dati), che a loro volta invieranno i dati ad un database, che li renderà visibili tramite sito web.

I dati raccolti in automatico dovranno poter essere integrati con l'inserimento di letture manuali (ad esempio dati topografici) tramite formati di scambio in modalità semi – automatica o in modalità manuale.

I dati dovranno essere organizzati in una banca dati SQL server georeferenziabile, in modo da poter associare i dati a ciascun sensore che sarà visualizzato su di una mappa dell'intera area di cantiere.

Il portale web dovrà essere organizzato in modo tale che ogni strumento dovrà avere una schermata dedicata con le seguenti informazioni:

- dati generali dell'opera;
- codice dello strumento e tipo di apparecchiatura;
- posizione dello strumento e modalità di installazione;
- data e lettura di zero;
- grafici con date e letture successive alla lettura di zero;
- grafici con incremento relativi ed assoluti dei parametri.

Dovranno inoltre essere presenti dei grafici di sintesi di più strumenti e di comparazione.

Le letture procederanno in continuo per gli strumenti ad acquisizione automatica

8. MICRO-TUNNEL: DESCRIZIONE DEL MONITORAGGIO

8.1. Monitoraggio bacino di subsidenza

Lo studio effettuato ha permesso di definire per l'intero tracciato del by-pass l'estensione del bacino di subsidenza e di conseguenza di individuare gli edifici interferiti.

A causa della assenza di spazi liberi significativi e dei valori ridotti di spostamento verticale S_v, ottenuti dalle analisi eseguite, si è deciso di validare la previsione di progetto della estensione del bacino di subsidenza tramite il monitoraggio dello spostamento verticale massimo S_{vmax} lungo l'asse della galleria.

Infatti questo parametro permetterà di avere una verifica in termini di:

1. volume perso V_L in galleria;
2. entità degli spostamenti verticali alla superficie.

Pertanto il valore di S_{vmax} permetterà di verificare sia la corretta esecuzione delle operazioni di scavo del micro - tunnel (adeguata pressione al fronte di scavo e volumi e pressioni di iniezione a tergo dei conci corretti) che il comportamento del terreno scavato e quindi in conclusione l'entità della estensione del bacino di subsidenza.

Il monitoraggio plano – altimetrico nelle tre direzioni (x, y, z) sarà effettuato con n. 20 mire topografiche disposte lungo l'asse della galleria con un interasse di 15 m, le mire saranno disposte direttamente alla superficie in aree protette o eventualmente alloggiate all'interno di pozzetti ispezionabili.

La misura diretta della estensione di metà bacino di subsidenza sarà effettuata in corrispondenza di tre sezioni trasversali ubicate:

- tra pozzo 1 ed edificio di Igiene;
- lungo L. B. Alberti;
- tra parcheggio condominiale dell'edificio n. 8 e via Pastore.

La prima sezione permette di analizzare immediatamente dopo l'inizio delle operazioni di scavo la corretta esecuzione delle lavorazioni in corso, mentre la seconda e la terza sezione forniscono rispettivamente informazioni in merito al comportamento allo scavo delle unità stratigrafiche II e I.

La lettura dei caposaldi topografici sarà eseguita secondo le seguenti modalità:

- a breve termine in rapporto alla posizione del fronte;
- a lungo termine indipendentemente dalla posizione del fronte e per tutta la durata del cantiere.

Le frequenze di lettura saranno ovviamente diversificate per le due modalità con valori superiori per la prima rispetto che per la seconda.

Monitoraggio a breve termine

Durante l'avanzamento del fronte lo sviluppo degli spostamenti verticali in senso longitudinale ovvero lungo l'asse della galleria inizia a partire da una distanza pari a 3 volte il diametro di scavo in avanzamento dal fronte e termina ad una distanza pari a 2 volte il diametro stesso a tergo del fronte. Essendo il diametro pari a 3 m si ha una distanza in avanzamento di 9 m ed una a tergo del fronte di 6 m.

Si stabilisce tuttavia per ragioni di sicurezza di leggere sempre le 2 mire poste in avanzamento ed a tergo del fronte di scavo per un totale quindi di 4 mire per ciascuna posizione del fronte.

La lettura delle mire sarà effettuata manualmente con una frequenza che varierà in funzione del rapporto tra i valori misurati ed i valori soglia, si veda capitolo di riferimento.

Monitoraggio a lungo termine

Una volta raggiunto il totale detensionamento del cavo, raggiungendo il valore di S_{vmax}, è possibile che si verifichi una evoluzione a lungo termine degli spostamenti verticali per fenomeni secondari quali ad esempio l'assestamento dei tubi o una non corretta iniezione dell'intercapedine tra l'estradosso dei tubi ed il profilo di scavo.

La lettura delle mire sarà effettuata manualmente con una frequenza fissa per l'intera durata del cantiere.

8.2. Monitoraggio idrogeologico ed idrologico

Il livello piezometrico è posto per la maggior parte del tracciato al di sotto o in corrispondenza della quota di posa dei tubi ad eccezione del tratto al di sotto della Salita Superiore della Noce, dove il livello piezometrico aumenta di quota fino a posizionarsi circa 2 m al di sopra della sommità dei tubi in corrispondenza del pozzo 3.

L'adozione di una fresa a scudo chiuso in modalità "slurry" evita l'ingresso di acqua durante le fasi di scavo, mentre i giunti dei tubi impediscono una filtrazione sia dall'esterno verso l'interno sia nella direzione opposta.

Ne deriva che in base all'assetto idrogeologico, alle modalità di scavo della fresa ed alla presenza dei giunti tra un tubo e l'altro non si prevedono variazioni del livello piezometrico a seguito della realizzazione del micro – tunnel.

Tuttavia si ritiene comunque necessario, per avere un controllo generale dell'andamento dei lavori, realizzare un monitoraggio del livello piezometrico sfruttando i piezometri che sono stati installati durante il 2016 nei sondaggi della campagna geognostica di supporto del progetto esecutivo.

Il monitoraggio dovrà ovviamente tener conto delle eventuali oscillazioni indotte dall'andamento naturale del livello di falda in funzione del ciclo idrologico.
La lettura dei piezometri sarà eseguita secondo le seguenti modalità:
- a breve termine in rapporto alla posizione del fronte;
- a lungo termine indipendentemente dalla posizione del fronte e per tutta la durata del cantiere.

Le frequenze di lettura saranno ovviamente diversificate per le due modalità con valori superiori per la prima rispetto che per la seconda.

Monitoraggio a breve termine
Il monitoraggio a breve termine riguarda i piezometri che ricadono lungo il tracciato del by-pass del Noce in un intorno di 20 m in avanzamento e a tergo del fronte di scavo.

Monitoraggio a lungo termine
E' il monitoraggio che si andrà a realizzare in corrispondenza di tutti i piezometri posti lungo il tracciato del by – pass una volta passata la condizione di breve termine.

8.3. Monitoraggio strutturale degli edifici interferiti

Il monitoraggio strutturale degli edifici interferiti dal bacino di subsidenza del micro – tunnel è descritto nelle relative tavole, dove si fornisce una possibile distribuzione della strumentazione, che dovrà essere opportunamente modificata a valle delle informazioni desunte dal rilievo dello stato di consistenza degli edifici interferiti.
Il monitoraggio strutturale avverrà durante l'esecuzione dei lavori sia attraverso idonea strumentazione sia in modo visivo tramite sopralluoghi mirati sia alla individuazione della formazione di nuove fessure che alla verifica delle condizioni di conservazione ed esercizio della strumentazione.
La strumentazione sarà composta da:
- stazioni totali automatiche robotizzate di acquisizione dati;
- microprismi;
- fessurimetri a corda vibrante.

I microprismi sono installati in corrispondenza delle facciate degli edifici in numero di due su di una stessa verticale sui lati dell'edificio posti all'interno del bacino di subsidenza ed in numero di uno sui lati al di fuori del bacino di subsidenza.
La disposizione delle mire lungo l'intero perimetro degli edifici interferiti permetterà di rilevare non solo gli spostamenti verticali ma anche le rotazioni del corpo degli edifici.

I microprismi saranno letti da 3 stazioni totali automatiche di acquisizione dati che potranno essere spostate lungo il tracciato in funzione dell'avanzamento dello scavo.
Si dovrà provvedere ad integrare le letture automatiche con delle letture manuali di quei caposaldi che non possono essere raggiunti dal campo visivo delle stazioni totali.
Il monitoraggio dei microprismi sarà di tipo plano – altimetrico ovvero si dovranno misurare gli spostamenti sempre nelle tre componenti x, y e z.
I fessurimetri a corda vibrante acquisiranno in automatico le variazioni di apertura delle fessure, trasmettendo i dati a delle Unità di Acquisizione Dati (UAD).
L'ubicazione dei fessurimetri potrà essere sia sulle facciate che sulle pareti interne degli edifici in corrispondenza di fessure esistenti o di neoformazione.
La lettura dei microprismi e dei fessurimetri a corda vibrante avverrà secondo le seguenti modalità:

- a breve termine in rapporto alla posizione del fronte;
- a lungo termine indipendentemente dalla posizione del fronte e per tutta la durata del cantiere.

Le frequenze di lettura saranno ovviamente diversificate per le due modalità.

Monitoraggio a breve termine

E' il monitoraggio della strumentazione installata che ricade in un intorno di 20 m in avanzamento e a tergo del fronte di scavo.

Monitoraggio a lungo termine

E' il monitoraggio della strumentazione installata una volta passata la condizione di breve termine.

8.4. Valori soglia e frequenze di monitoraggio

Si riportano di seguito per ciascuna tipologia di monitoraggio i valori soglia di riferimento e le relative frequenze di monitoraggio.

Monitoraggio bacino di subsidenza

Le analisi svolte dimostrano come nonostante i valori assunti di volume perso V_L siano largamente cautelativi, i valori dei corrispondenti spostamenti verticali massimi S_{vmax} in asse galleria e dei correlati spostamenti verticali del bacino di subsidenza siano tali da non implicare alcun danno alle strutture esistenti.

Ne deriva che il valore atteso ed i valori soglia assunti non sono collegati ai valori di calcolo ma sono stabiliti in funzione dei limiti riconosciuti in letteratura per uno scavo con fresa a scudo chiuso con sistema idraulico di smarino (scudo "slurry"), si veda Tab. 8-1.

Questo significa che la finalità dei valori soglia non è quella di indicare lo sviluppo di una categoria di rischio danno quanto di fornire delle informazioni in merito alla corretta esecuzione dello scavo del micro – tunnel in termini di velocità di scavo, di pressione applicata al fronte di scavo e di volumi e pressioni di iniezione a tergo dei tubi.

Il monitoraggio a lungo termine, si veda Tab. 8-2, è indipendente dalla posizione del fronte di scavo, pertanto le frequenze di lettura sono pari a:

1. 1 lettura/settimana delle mire poste a tergo del fronte durante lo scavo;
2. 1lettura/mese di tutte le mire dal termine dello scavo fino alla fine del cantiere.

Nel primo caso l'incremento di V_L non dovrà essere superiore al 10% del valore letto durante il monitoraggio a breve termine, mentre nel secondo caso non dovrà essere superiore al 5%. In caso contrario si dovrà provvedere ad iniettare nuovamente l'intercapedine tra estradosso tubo e profilo di scavo.

E' importante sottolineare che il superamento dei valori soglia costituisce motivo di allerta e/o di allarme solo nel caso in cui si ha un comportamento di gruppo della strumentazione installata, che deve indicare una deformazione del volume significativo di terreno in rapporto alle dimensioni dell'opera che si sta realizzando.

Ne deriva che anomalie di punti singoli non supportate né dai vicini punti di monitoraggio né dai dati delle lavorazioni di cantiere non dovranno essere considerate di riferimento per intraprendere le azioni correttive.

Tab. 8-1 - Micro - tunnel – Monitoraggio bacino di subsidenza - Breve termine - Valori soglia e frequenze di lettura			
Soglia	Volume perso V_L (%)	Frequenza letture	Azioni
Valore atteso	$0.5 \leq V_L \leq 1.0$	1/giorno	Le operazioni di scavo procedono normalmente: la velocità e le modalità di avanzamento dello scavo sono adeguate.
Valore di allerta	$1.0 < V_L \leq 1.5$	2/giorno	Si dovrà rientrare al di sotto della soglia di allerta tramite riduzione della velocità di scavo e/o aumento della pressione al fronte di scavo e/o aumento della pressione e dei volumi di iniezione a tergo dei tubi. La DL dovrà essere informata dall'Appaltatore del superamento delle soglie e delle azioni intraprese.
Valore di allarme	$V_L > 1.5$	4/giorno	L'appaltatore deve immediatamente informare la DL e dovrà identificare le cause dei maggiori spostamenti. Si dovrà quindi intervenire tramite riduzione della velocità di scavo e/o aumento della pressione al fronte di scavo e/o aumento della pressione e dei volumi di iniezione a tergo dei tubi. In funzione della criticità del dato l'avanzamento potrà essere interrotto sino all'identificazione delle cause, la ripresa dei lavori dovrà essere controllata costantemente fino al ritorno al di sotto dei valori di allerta.

Tab. 8-2 - Micro - tunnel - Monitoraggio bacino di subsidenza - Lungo termine - Valori soglia e frequenze di lettura				
Condizione	Valore di riferimento di V_L (%)	Limite (%)	Frequenza letture	Azioni
Durante scavo a tergo del fronte	Misura a breve termine	≤ 10	1/settimana	Nessuna
		> 10		Iniezione intercapedine concio - scavo
Termine dello scavo	Misura durante lo scavo a tergo del fronte	≤ 5	1/mese	Nessuna
		>5		Iniezione intercapedine concio - scavo

Monitoraggio idrogeologico ed idrologico

Non sono previsti valori soglia in rapporto al livello piezometrico per quanto detto in precedenza.

I piezometri presenti lungo il tracciato del by – pass del Noce saranno letti in un intorno di 20 m in avanzamento e a tergo del fronte di scavo per la misura a breve termine con una frequenza di 2 letture/settimana, mentre saranno letti con una frequenza di 1 lettura/mese per la misura a lungo termine fino alla fine del cantiere, si veda Tab. 8-3.

Tab. 8-3 - Micro - tunnel - Monitoraggio idrogeologico ed idrologico - Breve e lungo termine - Frequenze di lettura

Opera	Piezometri (n°)	Lettura breve termine	Lettura lungo termine
Micro - tunnel	S3N e S4N	2 volte/settimana	1 volta/mese

Monitoraggio strutturale degli edifici interferiti

Le analisi svolte dimostrano come nonostante i valori assunti di volume perso V_L siano largamente cautelativi, i valori delle deformazioni trasmesse agli edifici siano tali da non implicare danno alle strutture esistenti.

Ne deriva che il valore atteso ed i valori soglia assunti non sono collegati ai valori di calcolo ma sono stabiliti in funzione dei limiti riconosciuti in letteratura per evitare la formazione di danni agli edifici.

I valori soglia sono riferiti ai seguenti parametri, che potranno essere derivati dalla strumentazione installata:

- spostamento verticale assoluto S_v;
- rapporto di inflessione Δ/L.

In particolare i limiti per lo spostamento verticale assoluto S_v sono derivati da Mair R. J., Taylor R. N., Burland J.B. (1996), mentre quelli per il rapporto di inflessione Δ/L da J. B. Burland, B. B. Broms, V. F. B. Demello (1977).

Le Tab. 8-4 e Tab. 8-5 riportano rispettivamente i valori soglia e le frequenze di lettura per i valori S_v e Δ/L.

I valori soglia sono fissi sia per la condizione di breve che di lungo termine, cambiano invece le frequenze di monitoraggio. Le azioni ovviamente sono da collegarsi alla sola fase di breve termine ovvero di scavo della galleria in quanto è solo la ottimizzazione dei parametri di scavo che determina l'assenza di lesioni agli edifici.

E' importante sottolineare che il superamento dei valori soglia costituisce motivo di allerta e/o di allarme solo nel caso in cui si ha un comportamento di gruppo della strumentazione installata, che deve indicare una deformazione del volume significativo di terreno in rapporto alle dimensioni dell'opera che si sta realizzando.
Ne deriva che anomalie di punti singoli non supportate né dai vicini punti di monitoraggio né dai dati delle lavorazioni di cantiere non dovranno essere considerate di riferimento per intraprendere le azioni correttive.

Tab. 8-4 - Micro - tunnel - Monitoraggio strutturale degli edifici interferiti – Breve e lungo termine - Spostamento verticale assoluto S_v - Valori soglia e frequenze di lettura

Soglia	Spostamento verticale assoluto S_v (mm)	Breve termine	Lungo termine	Azioni (riferite al breve termine)
		Frequenza letture	Frequenza letture	
Valore atteso	$S_v \leq 5$	in continuo	1/settimana	Le operazioni di scavo procedono normalmente: la velocità e le modalità di avanzamento dello scavo sono adeguate.
Valore di allerta	$5 < S_v \leq 10$	in continuo	1/settimana	Si dovrà rientrare al di sotto della soglia di allerta tramite riduzione della velocità di scavo e/o aumento della pressione al fronte di scavo e/o aumento della pressione e dei volumi di iniezione a tergo dei tubi. La DL dovrà essere informata dall'Appaltatore del superamento delle soglie e delle azioni intraprese.
Valore di allarme	$S_v > 10$	in continuo	1/settimana	L'appaltatore deve immediatamente informare la DL e dovrà identificare le cause dei maggiori spostamenti. Si dovrà quindi intervenire tramite riduzione della velocità di scavo e/o aumento della pressione al fronte di scavo e/o aumento della pressione e dei volumi di iniezione a tergo dei tubi. In funzione della criticità del dato l'avanzamento potrà essere interrotto sino all'identificazione delle cause, la ripresa dei lavori dovrà essere controllata costantemente fino al ritorno al di sotto dei valori di allerta.

Note

Le azioni sono riferite al breve termine in quanto è solo la ottimizzazione dei parametri di scavo che determina l'assenza di lesioni agli edifici.

Tab. 8-5 - Micro - tunnel - Monitoraggio strutturale degli edifici interferiti – Breve e lungo termine – Rapporto di inflessione Δ/L - Valori soglia e frequenze di lettura				
Soglia	Rapporto inflessione Δ/L	Breve termine	Lungo termine	Azioni (riferite al breve termine)
		Frequenza letture	Frequenza letture	
Valore atteso	Δ/L ≤ ±1/2000	in continuo	1/settimana	Le operazioni di scavo procedono normalmente: la velocità e le modalità di avanzamento dello scavo sono adeguate.
Valore di allerta	±1/2000 < Δ/L ≤ ±1/1000	in continuo	1/settimana	Si dovrà rientrare al di sotto della soglia di allerta tramite riduzione della velocità di scavo e/o aumento della pressione al fronte di scavo e/o aumento della pressione e dei volumi di iniezione a tergo dei tubi. La DL dovrà essere informata dall'Appaltatore del superamento delle soglie e delle azioni intraprese.
Valore di allarme	Δ/L > ±1/1000	in continuo	1/settimana	L'appaltatore deve immediatamente informare la DL e dovrà identificare le cause dei maggiori spostamenti. Si dovrà quindi intervenire tramite riduzione della velocità di scavo e/o aumento della pressione al fronte di scavo e/o aumento della pressione e dei volumi di iniezione a tergo dei tubi. In funzione della criticità del dato l'avanzamento potrà essere interrotto sino all'identificazione delle cause, la ripresa dei lavori dovrà essere controllata costantemente fino al ritorno al di sotto dei valori di allerta.
Note Le azioni sono riferite al breve termine in quanto è solo la ottimizzazione dei parametri di scavo che determina l'assenza di lesioni agli edifici.				

9. POZZI E SCAVI: DESCRIZIONE DEL MONITORAGGIO

9.1. Monitoraggio spostamenti e stato tensionale degli scavi

Gli scavi saranno adeguatamente strumentati al fine di controllare che non si verifichino condizioni di eccessiva deformazione.

Il sostegno degli scavi è realizzato tramite una coronella di tubi metallici, centinature perimetrali e puntoni.

Ne deriva che la deformata sulla verticale della parete di sostegno verrà monitorata tramite un tubo inclinometrico, posto all'interno di un micropalo ed opportunamente cementato, ed una serie di mire ottiche, che verranno ubicate sulle centinature perimetrali presso la mezzeria delle pareti dei pozzi.

Si verificherà inoltre lo stato tensionale nelle centinature perimetrali tramite barrette estensimetriche, posizionate in corrispondenza della loro mezzeria, e nei puntoni tramite celle di carico.

Le letture dell'inclinometro, delle barrette estensimetriche e delle celle di pressione avverrà in automatico ed in continuo, mentre la lettura delle mire ottiche sarà manuale.

La lettura della strumentazione sarà effettuata secondo le seguenti modalità:

- a breve termine;
- a lungo termine.

Le frequenze di lettura saranno ovviamente diversificate per le due modalità con valori superiori per la prima rispetto che per la seconda.

<u>Monitoraggio a breve termine</u>

Il monitoraggio a breve termine si svolgerà dall'inizio fino al termine di esecuzione degli scavi.

<u>Monitoraggio a lungo termine</u>

E' il monitoraggio che si andrà a realizzare una volta passata la condizione di breve termine e durerà fino alla fine del cantiere.

9.2. Monitoraggio idrogeologico ed idrologico

Il livello piezometrico è stato intercettato all'interno del substrato roccioso del Flysch di Mt. Antola, pertanto considerando le profondità dei pozzi si ha una intercettazione del livello piezometrico in corrispondenza degli ultimi metri di scavo.

Come dimostrato dagli attuali scavi della galleria del Fereggiano il livello piezometrico una volta intercettato si manifesta tramite stillicidi e locali venute di modesta entità.

Ne deriva che sarà necessario prevedere al fondo dei pozzi durante le fasi di scavo un punto di raccolta delle acque, dove una pompa garantirà il loro allontanamento.

Ne deriva che in base all'assetto idrogeologico descritto non si prevedono variazioni significative del livello piezometrico durante lo scavo dei pozzi.

Tuttavia si ritiene comunque necessario, per avere un controllo generale dell'andamento dei lavori, realizzare un monitoraggio del livello piezometrico sfruttando i piezometri che sono stati installati durante il 2016 nei sondaggi della campagna geognostica di supporto del progetto esecutivo.

Il monitoraggio dovrà ovviamente tener conto delle eventuali oscillazioni indotte dall'andamento naturale del livello di falda in funzione del ciclo idrologico.

La lettura dei piezometri sarà eseguita secondo le seguenti modalità:

- a breve termine;
- a lungo termine.

Le frequenze di lettura saranno ovviamente diversificate per le due modalità con valori superiori per la prima rispetto che per la seconda.

<u>Monitoraggio a breve termine</u>

Il monitoraggio a breve termine riguarda i piezometri posti in prossimità delle opere e si svolgerà dall'inizio fino al termine di esecuzione degli scavi.

<u>Monitoraggio a lungo termine</u>

E' il monitoraggio che si andrà a realizzare una volta passata la condizione di breve termine e durerà fino alla fine del cantiere.

9.3. Monitoraggio strutturale degli edifici interferiti

Il monitoraggio strutturale degli edifici interferiti dal bacino di subsidenza dei pozzi è descritto nelle relative tavole, dove si fornisce una possibile distribuzione della strumentazione, che dovrà essere opportunamente modificata a valle delle informazioni desunte dal rilievo dello stato di consistenza degli edifici interferiti.

Il monitoraggio avverrà con la stessa strumentazione e con le medesime modalità che sono state adottate per il monitoraggio degli edifici interferiti dal bacino di subsidenza del micro – tunnel, pertanto si rimanda al paragrafo 7.3.

La lettura della strumentazione avverrà secondo le seguenti modalità:

- a breve termine;
- a lungo termine.

Le frequenze di lettura saranno ovviamente diversificate per le due modalità.

Monitoraggio a breve termine

E' il monitoraggio della strumentazione installata che si effettuerà dall'inizio fino al termine di esecuzione degli scavi.

Monitoraggio a lungo termine

E' il monitoraggio che si andrà a realizzare una volta passata la condizione di breve termine e durerà fino alla fine del cantiere.

9.4. Valori soglia e frequenze di monitoraggio

Monitoraggio spostamenti e stato tensionale degli scavi

In merito al monitoraggio delle sollecitazioni agenti sui puntoni e sulle centinature perimetrali, misurate con le celle di carico e con le barrette estensimetriche, i valori soglia da rispettare sono quelli definiti dalla Normativa vigente.

Per quanto riguarda invece gli spostamenti della parete di sostegno, misurati con gli inclinometri e le mire topografiche, i valori misurati dovranno essere inferiori a quelli calcolati.

La Tab. 9-1 riporta la frequenza delle letture per la strumentazione installata all'interno dei pozzi.

Tab. 9-1 – Pozzi e scavi - Monitoraggio spostamenti e stato tensionale degli scavi - Breve e lungo termine - Frequenze di lettura		
Strumentazione	Frequenza letture	
	Breve termine	Lungo termine
Microprismi	1/settimana	1/mese
Celle di pressione	In continuo	1/mese
Barrette estensimetriche	In continuo	1/mese
Inclinometri	1/settimana	1/mese

Monitoraggio idrogeologico ed idrologico

Non sono previsti valori soglia in rapporto al livello piezometrico per quanto detto in precedenza.

I piezometri posti in prossimità dei pozzi e degli scavi saranno letti durante lo scavo con una frequenza di 1 lettura/settimana, mentre la frequenza diminuirà a 1 lettura/mese dal completamento degli scavi fino alla fine del cantiere, si veda Tab. 9-2.

Tab. 9-2 – Pozzi e scavi - Monitoraggio idrogeologico ed idrologico - Breve e lungo termine - Frequenze di lettura			
Opera	Piezometri (n°)	Lettura breve termine	Lettura lungo termine
Pozzi e scavi	S1N, S2N S5N, S6N	1 volta/settimana	1 volta/mese

Monitoraggio strutturale degli edifici interferiti

Si rimanda ai valori definiti per gli edifici interferiti dal bacino di subsidenza del micro – tunnel in quanto le considerazioni sono le medesime.

Le azioni correttive ovviamente sono da collegarsi alla sola fase di breve termine ovvero di scavo dei pozzi in quanto è solo la ottimizzazione delle operazioni di scavo che determina l'assenza di lesioni agli edifici.

Ne deriva che le possibili misure da mettere in atto per ripristinare la condizione attesa potranno essere la riduzione della velocità di scavo e/o l'incremento del numero dei puntoni.

10. VIBRAZIONI: DESCRIZIONE DEL MONITORAGGIO

10.1. Normativa di riferimento

Le norme UNI 9916 e 9614 non forniscono i limiti di tollerabilità delle vibrazioni da parte degli edifici, pertanto rimandano a norme europee ed americane.

In ambito europeo si fa comunemente riferimento alla norma tedesca DIN 4150 ed alla norma svizzera SN 640 312a.

La norma tedesca DIN 4150 fornisce soglie limite alle coppie dei valori della velocità di vibrazione e della frequenza con valori differenti in funzione delle tipologie costruttive degli edifici, assicurando così l'assenza di lesioni agli edifici. I limiti sono da applicarsi al valore massimo del modulo di una delle tre componenti ortogonali misurate contemporaneamente. Le strutture sono suddivise in tre tipologie: edifici industriali, edifici civili residenziali, edifici storici o edifici con struttura sensibili.

La Fig 10-1 riporta i limiti di vibrazione ammessi per le tre tipologie di edifici in funzione della frequenza. In particolare per edifici di categoria 2 si ottiene per un campo di frequenza tra 10 – 50 (Hz) una velocità ammissibile Vp = 5 – 15 (mm/s). Questo valore è da intendersi valido per vibrazioni non continuative ovvero tali da escludere problemi di fatica e amplificazioni dovute a fenomeni di risonanza nella struttura interessata.

Categoria	Tipi di strutture	Velocità di vibrazione in mm/s *			
		Misura alla fondazione			Misura al pavimento dell'ultimo piano
		Campi di frequenza (Hz)			
		<10	10-50	50-100**	Frequenze diverse
1	Edifici commerciali industriali	20	20-40	40-50	40
2	Edifici residenziali e simili	5	5-15	15-20	15
3	Strutture sensibili, non rientranti nelle precedenti	3	3-8	8-10	8

* Si intende la massima delle tre componenti della velocità nel punto di misura.
** Per frequenze maggiori di 100 Hz possono applicarsi i valori riportati in questa colonna.

Fig 10-1 – Vibrazioni indotte dalle lavorazioni – Limiti di vibrazione ammessi dalla Norma Tedesca DIN1450

L'altra norma europea alla quale si fa riferimento è la norma svizzera SN 640312, che permette di valutare le vibrazioni indotte su elementi sensibili oltre che da fenomeni isolati e/o frequenti, come sono gli spari di mine, anche in caso di fenomeni permanenti, come ad esempio il traffico urbano. In questo caso la grandezza di riferimento è la velocità di picco nel tempo del modulo del vettore velocità.

La Fig 10-2 riporta i limiti di vibrazione tollerabili per le diverse classi di sensibilità degli edifici.

Gli edifici di classe C normalmente sensibili sono caratterizzati da valori di velocità ammissibile Vp pari a 15 mm/s per sollecitazione occasionale e di 6 mm/s per sollecitazione frequente.

Classi di sensibilità	**Classe di frequenza delle sollecitazioni**	**Valore massimo del vettore velocità V_R [mm/s] Frequenza dominante <30Hz* – 30-60Hz - >60Hz****		
1) molto poco sensibile	occasionale	sino al triplo dei valori corrispondenti alla classe di sensibilità 3).		
	frequente			
	permanente			
2) poco sensibile	occasionale	sino al doppio dei valori corrispondenti alla classe di sensibilità 3).		
	frequente			
	permanente			
3) normalmente sensibile		**< 30 Hz**	**30 Hz – 60 Hz**	**> 60 Hz**
	occasionale	15 mm/s	20 mm/s	30 mm/s
	frequente	***6 mm/s***	***8 mm/s***	***12 mm/s***
	permanente	3 mm/s	4 mm/s	6 mm/s
4) particolarmente sensibile	occasionale	Compresi tra i valori della Classe 3) e la loro metà		
	frequente			
	permanente			

Classi di sensibilità	**Edifici**	**Genio Civile**
1) molto poco sensibile		- ponti in c.a o in acciaio - opere di sostegno in cemento, c.a. o muratura - gallerie, condotte, caverne, pozzi in roccia e nei terreni compatti - fondazioni in c.a. - condotte a cielo aperto
2) poco sensibile	- edifici per le attività industriali e artigianali in c.a. o in costruzioni metalliche, nella norma senza intonaci - silos, torri in muratura o in acciaio - piloni in muratura *Condizioni: i manufatti devono essere costruiti e mantenuti secondo lo stato dell'arte*	- caverne, camere, gallerie, pozzi, condotte interrate in rocce tenere - parcheggi sotterranei - condotte di gas e d'acqua, canalizzazioni, cavi interrati - muri in pietra a secco
3) normalmente sensibile	- edifici abitativi in muratura di cemento, di c.a. o in mattoni - edifici di uso amministrativo, scuole, ospedali, chiese in muratura di pietra naturale, o in mattoni intonacati *Condizioni: gli edifici devono essere costruiti e mantenuti secondo lo stato dell'arte*	- opere di captazioni di sorgenti - serbatoi - condotte in ghisa - caverne, ***pareti e volte di gallerie*** - cavi sensibili
4) particolarmente sensibile	- Case con soffitti in gesso o muratura - costruzioni cellulari - costruzioni nuove o recentemente restaurate degli edifici di classe 3 - monumenti storici e protetti	- vecchi cavi in piombo - vecchie condotte e strutture in ghisa

Fig 10-2 – Vibrazioni indotte dalle lavorazioni – Limiti di vibrazione ammessi dalla Norma Svizzera SN640312

10.2. Monitoraggio vibrazioni indotte da lavorazioni

Le lavorazioni che determineranno la produzione di vibrazioni sono le seguenti:

- scavo con fresa;
- perforazione dei micro – pali a sostegno dei pozzi e degli scavi lineari;
- scavo dei pozzi e degli scavi lineari.

Essendo che l'area di cantiere ricade all'interno di edifici afferenti agli Ospedali S. Martino, che sono caratterizzati da un elevato afflusso di persone e dalla presenza di strumentazioni sensibili, risulta di fondamentale importanza realizzare un monitoraggio delle vibrazioni con lo scopo di valutare:

1. il disturbo negli edifici;
2. la sollecitazione agli edifici.

La strumentazione che si adotterà sono dei fonometri integratori ed analizzatori in tempo reale per misurare in contemporaneo il rumore e le vibrazioni sui tre assi x, y, z.

Queste stazioni di misura saranno di tipo automatico e trasmetteranno in remoto i dati direttamente al portale informatico di raccolta e visualizzazione di tutti i dati del monitoraggio.

L'ubicazione sarà fissa per quelle stazioni che saranno installate presso la realizzazione dei pozzi e degli scavi, mentre cambierà lungo l'asse del micro – tunnel in funzione dell'avanzamento dello stesso, garantendo sempre un monitoraggio su di una fascia di estensione pari a 50 m in avanzamento e a tergo del fronte di scavo.

La corretta ubicazione della strumentazione sarà comunque definita sempre a valle del rilievo dello stato di consistenza degli edifici, che permetterà di conoscere le loro caratteristiche strutturali principali. Si riportano di seguito alcune indicazioni di riferimento per l'esecuzione del monitoraggio.

<u>Valutazione del disturbo negli edifici</u>

Le Normative di riferimento sono la UNI 9614 e la ISO 2631-2, che definiscono le modalità di misura delle vibrazioni continue od intermittenti all'interno di edifici, al fine di valutare il disturbo per le persone residenti.

Il monitoraggio dovrà definire l'accelerazione efficace complessiva ponderata secondo la norma UNI 9614 nel dominio di frequenza 1÷80 Hz.

Le misure dovranno essere effettuate nel momento e nelle condizioni in cui solitamente si manifesta il disturbo.

I rilievi vibrometrici si dovranno effettuare nei locali abitati in corrispondenza dei quali il fenomeno vibratorio è presumibilmente maggiore, inoltre si dovrà effettuare anche una misura in un locale al piano più basso dell'edificio.

Gli assi della vibrazione da monitorare sono quello verticale Z, perpendicolare al pavimento, e l'asse orizzontale X-Y, perpendicolare alla parete del locale più vicina alla sorgente eccitante. Queste misure dovranno essere precedute dalla determinazione delle "vibrazioni di fondo" ovvero delle vibrazioni presenti per motivi diversi rispetto alla sorgente da monitorare.

Valutazione della sollecitazione agli edifici

Si dovrà misurare la velocità di picco secondo la norma UNI 9916 nel dominio di frequenza 1÷100 Hz, valore che permetterà di valutare quali sono gli effetti in riferimento alla risposta strutturale ed integrità architettonica degli edifici.

I rilievi vibrometrici dovranno essere effettuati nelle zone degli edifici, dove il fenomeno è presumibilmente maggiore, si prevede inoltre almeno una verifica alla base delle costruzioni.

Gli assi della vibrazione da monitorare sono quello verticale Z, perpendicolare al terreno, e l'asse orizzontale X-Y, perpendicolare alla parete dell'edificio più vicina alla sorgente eccitante.

Le misure del segnale afferente alla sorgete eccitante da controllare saranno precedute dalla misurazione delle "vibrazioni di fondo", che sono date dalla somma di tutti quei segnali di qualsiasi origine con l'eccezione del segnale della sorgente esaminata.

10.3. Valori soglia e frequenze di monitoraggio

Il valore soglia di riferimento per le velocità di vibrazione è assunto pari a

Vp_{adm} = 10 mm/s (p.p.v.).

Questo valore dovrà comunque essere confermato alla luce delle reali caratteristiche strutturali degli edifici una volta eseguito il rilievo dello stato di consistenza.

Il monitoraggio avverrà in continuo ed in modo automatico.

Se lo scavo del micro – tunnel dovesse determinare un superamento del valore di soglia si dovrà allora ridurre la velocità di avanzamento (spinta e rotazione della testa).

Nel caso invece di superamento del valore soglia durante le perforazioni dei micro – pali si dovranno verificare le buone condizioni della testa di perforazione e si dovrà ridurre la spinta sulla testa. Analogamente il superamento del valore soglia durante gli scavi di abbassamento dei pozzi saranno gestiti applicando una maggiore accortezza da parte degli operatori e riducendo la velocità di scavo.

11. CONCLUSIONI

La forte urbanizzazione dell'area all'interno della quale si colloca il cantiere del by – pass del Noce ha portato a realizzare una serie di analisi della possibile interazione tra le opere di progetto e le strutture esistenti in termini sia di deformazioni sia di rumore e vibrazioni.

In merito allo scavo del micro – tunnel si è provveduto a definire l'estensione del bacino di subsidenza, andando poi ad individuare quali sono gli edifici interferiti.

Si è quindi proceduto a valutare la categoria di rischio di danno per ciascun edificio interferito secondo l'approccio cautelativo che non considera l'interazione terreno - struttura.

Inoltre si sono assunti i valori di volume perso V_L in galleria in assenza di rivestimento e di sostegno del fronte di scavo tramite pressione indotta dalla fresa, al fine di simulare la condizione di massima subsidenza dovuta per esempio alla non corretta esecuzione dello scavo e/o di perdita del fluido di sostegno del fronte.

Ne deriva che il risultato delle analisi è conservativo in quanto sia il reale comportamento terreno – strutture che le modalità di scavo assicureranno spostamenti verticali ben inferiori a quelli di calcolo. Infatti la fresa dovrà avanzare con la opportuna pressione al fronte al fine di ridurre il volume perso V_L e quindi gli spostamenti alla superficie.

Il risultato delle analisi è che le opere non saranno soggette a danni ricadendo all'interno delle classi 0 e 1 ovvero a danno trascurabile.

Una analisi analoga è stata effettuata per il bacino di subsidenza generato dai pozzi e dagli scavi, ottenendo per tutti gli edifici interferiti ancora una classe di danno 0, quindi danni trascurabili.

Sulla base dei risultati delle analisi e della prassi ingegneristica, basata sui risultati di molteplici opere realizzate, si è definito un piano di monitoraggio che ha per oggetto:

- il bacino di subsidenza del micro – tunnel;
- gli spostamenti e lo stato tensionale delle opere di sostegno dei pozzi e scavi;
- spostamenti e deformazioni degli edifici;
- rumore e vibrazioni indotte dalle lavorazioni.

Sono state definite le grandezze da monitorare dando indicazione in merito ai valori soglia di allerta e di allarme ai quali i dati misurati dovranno sempre rapportarsi per la verifica sia delle previsioni progettuali che della bontà della esecuzione dei lavori.

Si sono quindi indicate le necessarie azioni da adottare nel caso di raggiungimento del valore soglia di allerta e di allarme, al fine di ripristinare la situazione attesa.

Il monitoraggio avverrà per la gran parte della strumentazione in automatico ed in continuo con la necessità di integrazioni manuali locali.
Le tempistiche di monitoraggio sono state differenziate in funzione di una condizione di breve termine e di lungo termine.
In particolare la condizione di breve termine rappresenta il momento dello scavo del micro – tunnel e dei pozzi ed il volume significativo di terreno interessato, mentre la condizione di lungo termine inizia al termine degli scavi e dura fino alla fine del cantiere.
I dati raccolti dal sistema di monitoraggio saranno inseriti in automatico all'interno di un sito web, dove sarà possibile prendere visione dell'andamento delle misure di ciascuno strumento tramite documentazione fotografica, tabelle, grafici di sintesi e di comparazione. Il sito sarà organizzato in modo tale che tutti i soggetti coinvolti vi potranno accedere per la parte di loro competenza tramite un sistema di password.
Le tavole allegata alla presente relazione riportano anche una indicazione della ubicazione della strumentazione in corrispondenza degli edifici interferiti, che tuttavia dovrà essere adeguata in funzione delle informazioni desunte dal rilievo dello stato di consistenza degli edifici stessi.

ALLEGATO 1

Schede di analisi della categoria di rischio danno

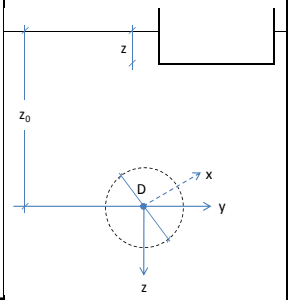
degli edifici interferiti

dal bacino di subsidenza indotto dallo scavo del micro - tunnel

ANALISI DELLA SUBSIDENZA E DEI POSSIBILI EFFETTI INDOTTI SUGLI EDIFICI

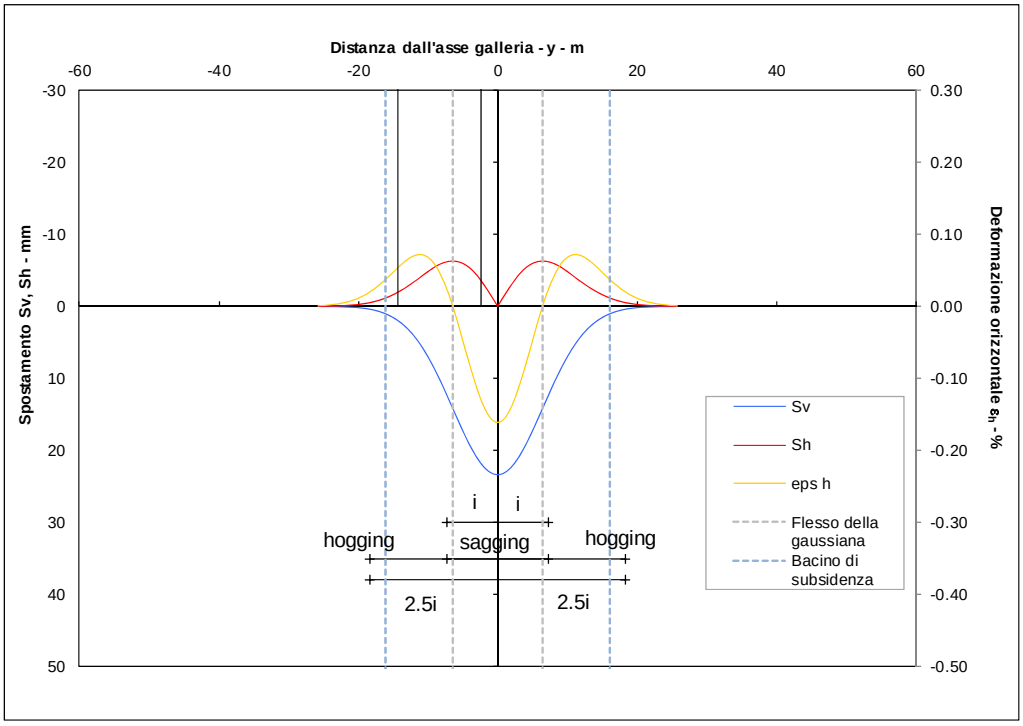
Sezione 2 - Edificio 5 (Patologia Generale) - Edificio in muratura

Caratteristiche galleria e terreno:	
A - area sezione di scavo - m^2	7.54
D - diametro equivalente di scavo - m	3.1
z_0 - profondità centro galleria - m	14.5
z - profondità fondazione da p.c. - m	2.5
Tipologia terreno: coesivo/non coesivo	coesivo
Coefficiente i a profondità z - m	6.44
$L_s(z)$ - larghezza zona di subsidenza a profondità z - m	16.09
Volume loss $\Delta V/V$ (%)	5
S_v max a profondità z - mm	23.4



Caratteristiche edificio:	
tipologia di edificio	Masonry, E/G=2.6
B - larghezza edificio trasversale all'asse - m	12
L - larghezza edificio parallelo all'asse - m	48
e - eccentricità edificio rispetto a asse galleria - m	8.4
H - altezza edificio (escluso tetto) - m	15

Gaussiana in condizione greenfield/assenza di edifici nel piano yz



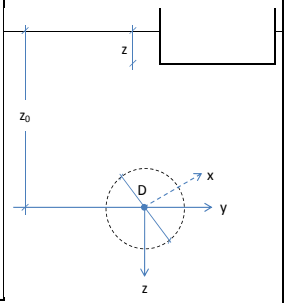
Classi di danno - secondo Burland 1977

Parte I - hogging sx	1	danno molto lieve
Parte II - sagging	0	danno trascurabile
Parte III - hogging dx	no hogging dx	-

ANALISI DELLA SUBSIDENZA E DEI POSSIBILI EFFETTI INDOTTI SUGLI EDIFICI

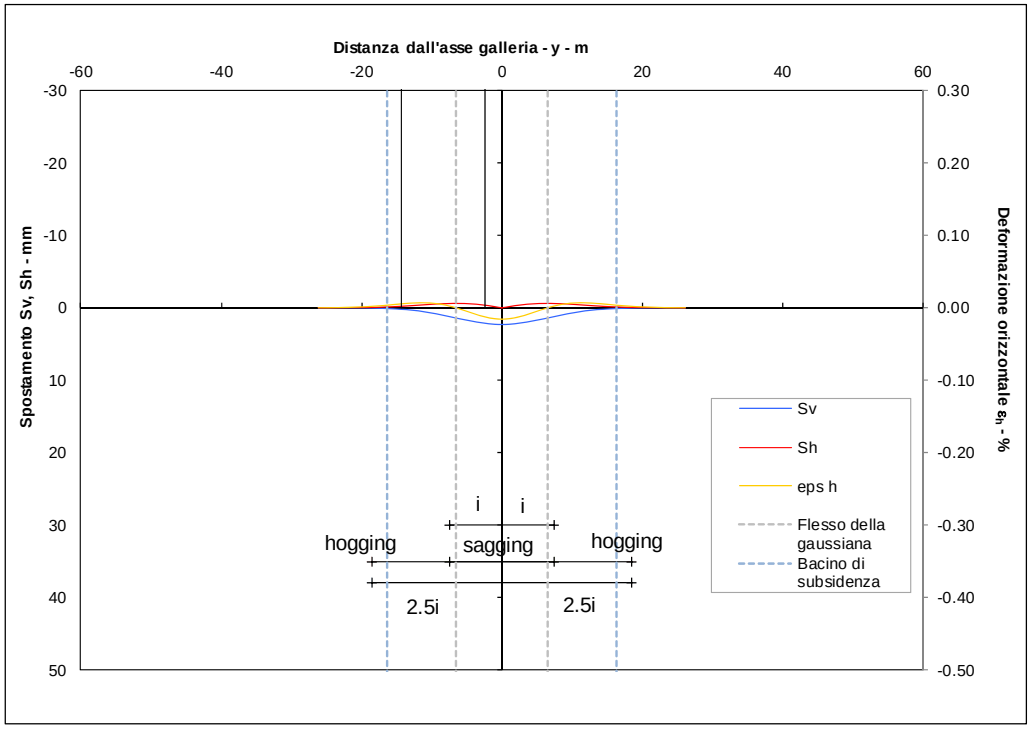
Sezione 3 - Edificio 5 (Patologia Generale) - Edificio in muratura

Caratteristiche galleria e terreno:	
A - area sezione di scavo - m^2	7.54
D - diametro equivalente di scavo - m	3.1
z_0 - profondità centro galleria - m	14.7
z - profondità fondazione da p.c. - m	2.5
Tipologia terreno: coesivo/non coesivo	coesivo
Coefficiente i a profondità z - m	6.54
$L_s(z)$ - larghezza zona di subsidenza a profondità z - m	16.34
Volume loss $\Delta V/V$ (%)	0.5
S_v max a profondità z - mm	2.3



Caratteristiche edificio:	
tipologia di edificio	Masonry, E/G=2.6
B - larghezza edificio trasversale all'asse - m	12
L - larghezza edificio parallelo all'asse - m	48
e - eccentricità edificio rispetto a asse galleria - m	8.4
H - altezza edificio (escluso tetto) - m	15

Gaussiana in condizione greenfield/assenza di edifici nel piano yz



Classi di danno - secondo Burland 1977

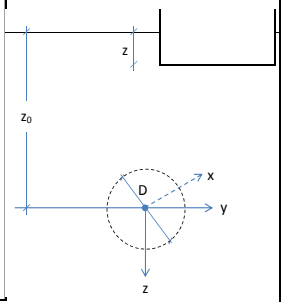
Parte I - hogging sx	0	danno trascurabile
Parte II - sagging	0	danno trascurabile
Parte III - hogging dx	no hogging dx	-

ANALISI DELLA SUBSIDENZA E DEI POSSIBILI EFFETTI INDOTTI SUGLI EDIFICI

Sezione 4 - Edificio 6 (D.I.M.I./D.S.E.M.) - Edificio in calcestruzzo armato

Caratteristiche galleria e terreno:

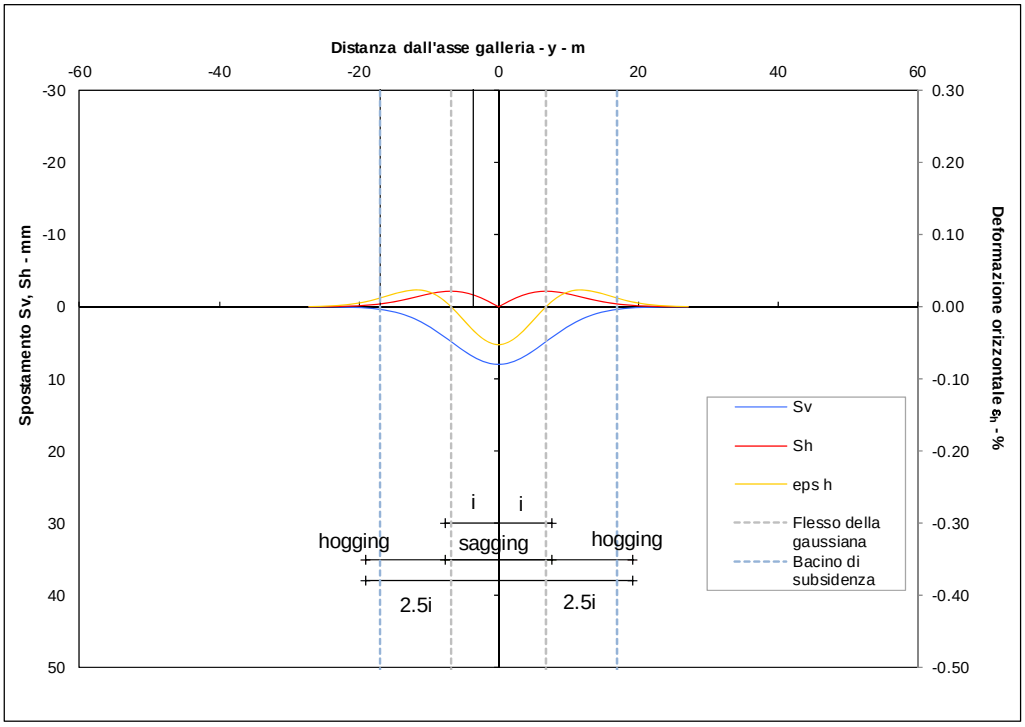
A - area sezione di scavo - m^2	7.54
D - diametro equivalente di scavo - m	3.1
z_0 - profondità centro galleria - m	15.2
z - profondità fondazione da p.c. - m	2.5
Tipologia terreno: coesivo/non coesivo	coesivo
Coefficiente i a profondità z - m	6.79
$L_s(z)$ - larghezza zona di subsidenza a profondità z - m	16.97
Volume loss ΔV/V (%)	1.8
S_v max a profondità z - mm	8.0



Caratteristiche edificio:

tipologia di edificio	:io in cemento armato E/G=12.5
B - larghezza edificio trasversale all'asse - m	13.4
L - larghezza edificio parallelo all'asse - m	75
e - eccentricità edificio rispetto a asse galleria - m	10.3
H - altezza edificio (escluso tetto) - m	15

Gaussiana in condizione greenfield/assenza di edifici nel piano yz



Classi di danno - secondo Burland 1977

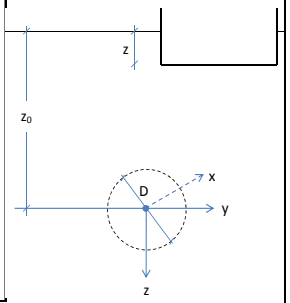
Parte I - hogging sx	0	danno trascurabile
Parte II - sagging	0	danno trascurabile
Parte III - hogging dx	no hogging dx	-

ANALISI DELLA SUBSIDENZA E DEI POSSIBILI EFFETTI INDOTTI SUGLI EDIFICI

Sezione 5 - Edificio 3 (Dermatologica Clinica) - Edificio in muratura

Caratteristiche galleria e terreno:

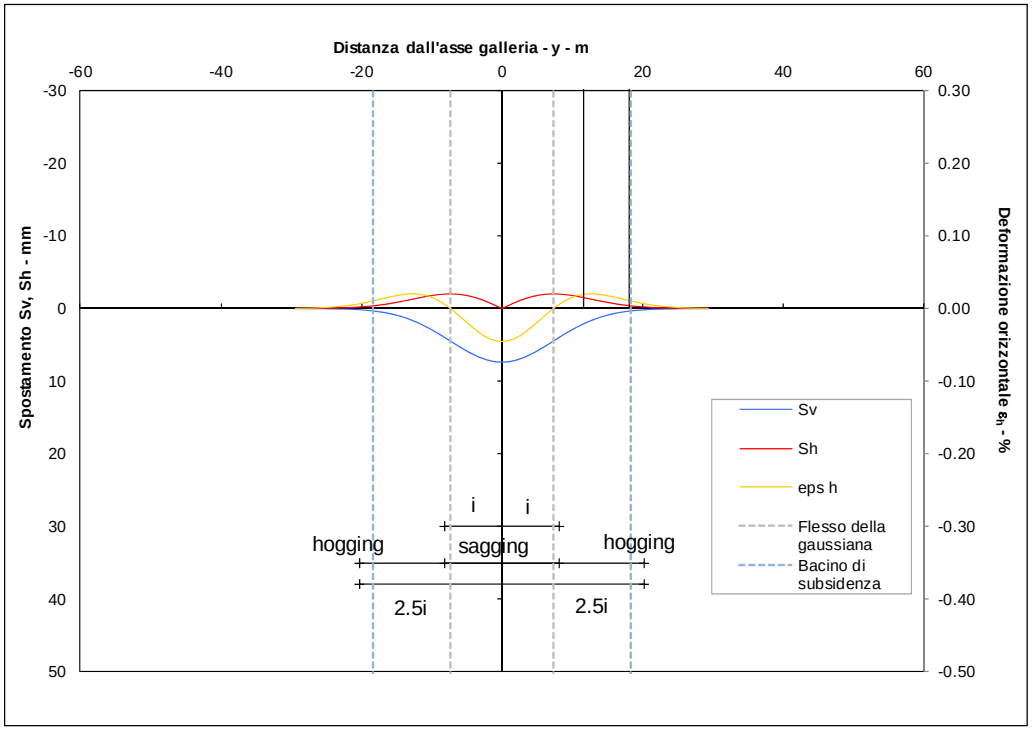
A - area sezione di scavo - m^2	7.54
D - diametro equivalente di scavo - m	3.1
z_0 - profondità centro galleria - m	16.3
z - profondità fondazione da p.c. - m	2.5
Tipologia terreno: coesivo/non coesivo	coesivo
Coefficiente i a profondità z - m	7.34
$L_s(z)$ - larghezza zona di subsidenza a profondità z - m	18.34
Volume loss $\Delta V/V$ (%)	1.8
S_v max a profondità z - mm	7.4



Caratteristiche edificio:

tipologia di edificio	Masonry, E/G=2.6
B - larghezza edificio trasversale all'asse - m	6.6
L - larghezza edificio parallelo all'asse - m	33
e - eccentricità edificio rispetto a asse galleria - m	14.9
H - altezza edificio (escluso tetto) - m	15

Gaussiana in condizione greenfield/assenza di edifici nel piano yz



Classi di danno - secondo Burland 1977

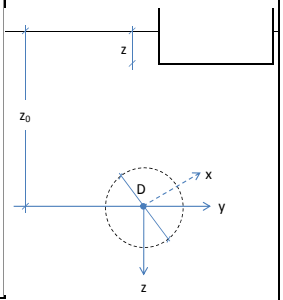
Parte I - hogging sx	no hogging sx	-
Parte II - sagging	no sagging	-
Parte III - hogging dx	0	danno trascurabile

ANALISI DELLA SUBSIDENZA E DEI POSSIBILI EFFETTI INDOTTI SUGLI EDIFICI

Sezione 5 - Edificio 6 (D.I.M.I./D.I.S.E.M.) - Edificio in cemento armato

Caratteristiche galleria e terreno:

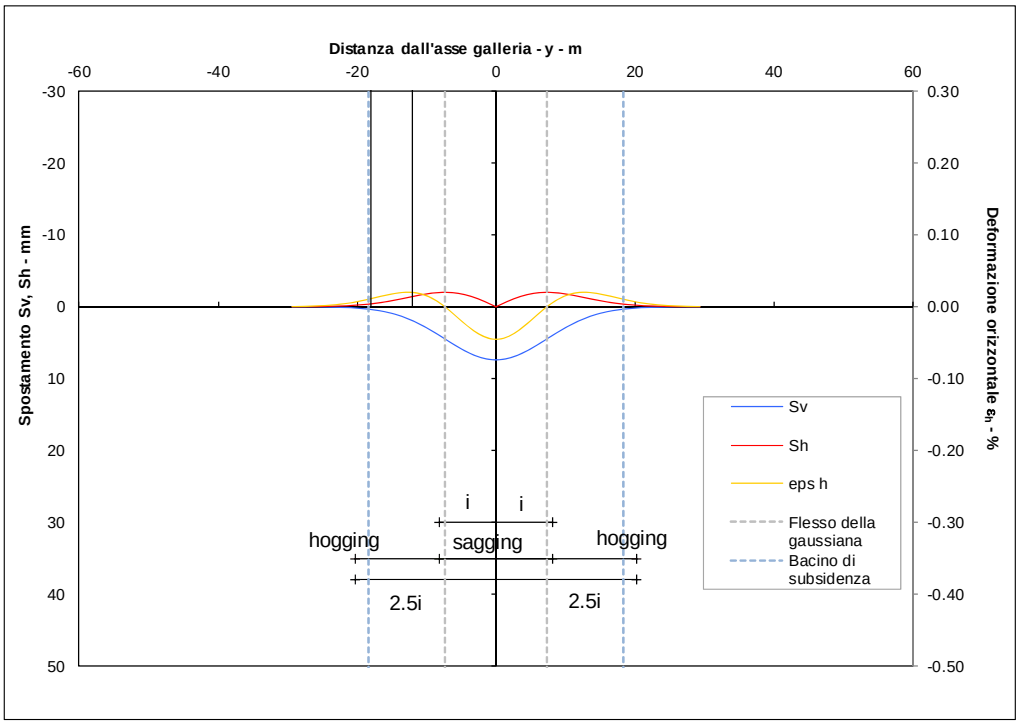
A - area sezione di scavo - m^2	7.54
D - diametro equivalente di scavo - m	3.1
z_0 - profondità centro galleria - m	16.3
z - profondità fondazione da p.c. - m	2.5
Tipologia terreno: coesivo/non coesivo	coesivo
Coefficiente i a profondità z - m	7.34
$L_s(z)$ - larghezza zona di subsidenza a profondità z - m	18.34
Volume loss ΔV/V (%)	1.8
S_v max a profondità z - mm	7.4



Caratteristiche edificio:

tipologia di edificio	:io in cemento armato E/G=12.5
B - larghezza edificio trasversale all'asse - m	6
L - larghezza edificio parallelo all'asse - m	33
e - eccentricità edificio rispetto a asse galleria - m	15
H - altezza edificio (escluso tetto) - m	15

Gaussiana in condizione greenfield/assenza di edifici nel piano yz



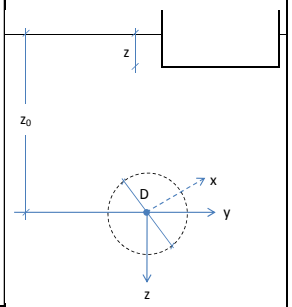
Classi di danno - secondo Burland 1977

Parte I - hogging sx	0	danno trascurabile
Parte II - sagging	no sagging	-
Parte III - hogging dx	no hogging dx	-

ANALISI DELLA SUBSIDENZA E DEI POSSIBILI EFFETTI INDOTTI SUGLI EDIFICI

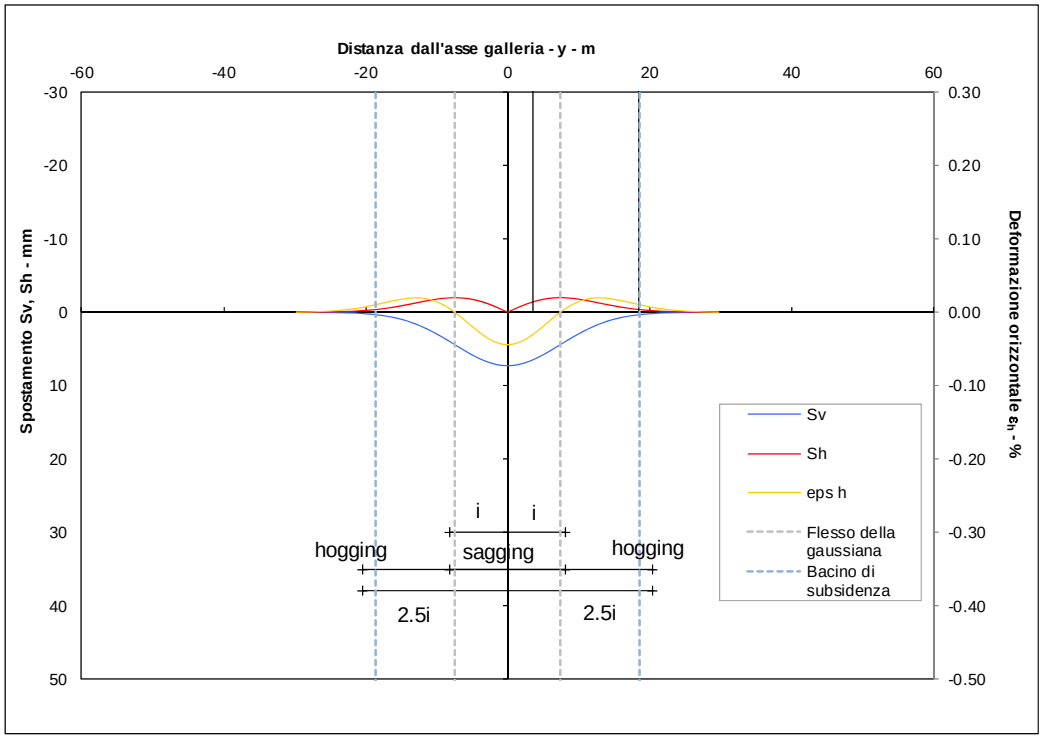
Sezione 6 - Edificio 3 (Dermatologica Clinica) - Edificio in muratura

Caratteristiche galleria e terreno:	
A - area sezione di scavo - m^2	7.54
D - diametro equivalente di scavo - m	3.1
z_0 - profondità centro galleria - m	16.5
z - profondità fondazione da p.c. - m	2.5
Tipologia terreno: coesivo/non coesivo	coesivo
Coefficiente i a profondità z - m	7.44
$L_s(z)$ - larghezza zona di subsidenza a profondità z - m	18.59
Volume loss $\Delta V/V$ (%)	1.8
S_v max a profondità z - mm	7.3



Caratteristiche edificio:	
tipologia di edificio	Masonry, E/G=2.6
B - larghezza edificio trasversale all'asse - m	15
L - larghezza edificio parallelo all'asse - m	33
e - eccentricità edificio rispetto a asse galleria - m	11
H - altezza edificio (escluso tetto) - m	15

Gaussiana in condizione greenfield/assenza di edifici nel piano yz



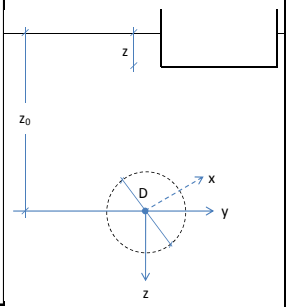
Classi di danno - secondo Burland 1977

Parte I - hogging sx	no hogging sx	-
Parte II - sagging	0	danno trascurabile
Parte III - hogging dx	0	danno trascurabile

ANALISI DELLA SUBSIDENZA E DEI POSSIBILI EFFETTI INDOTTI SUGLI EDIFICI

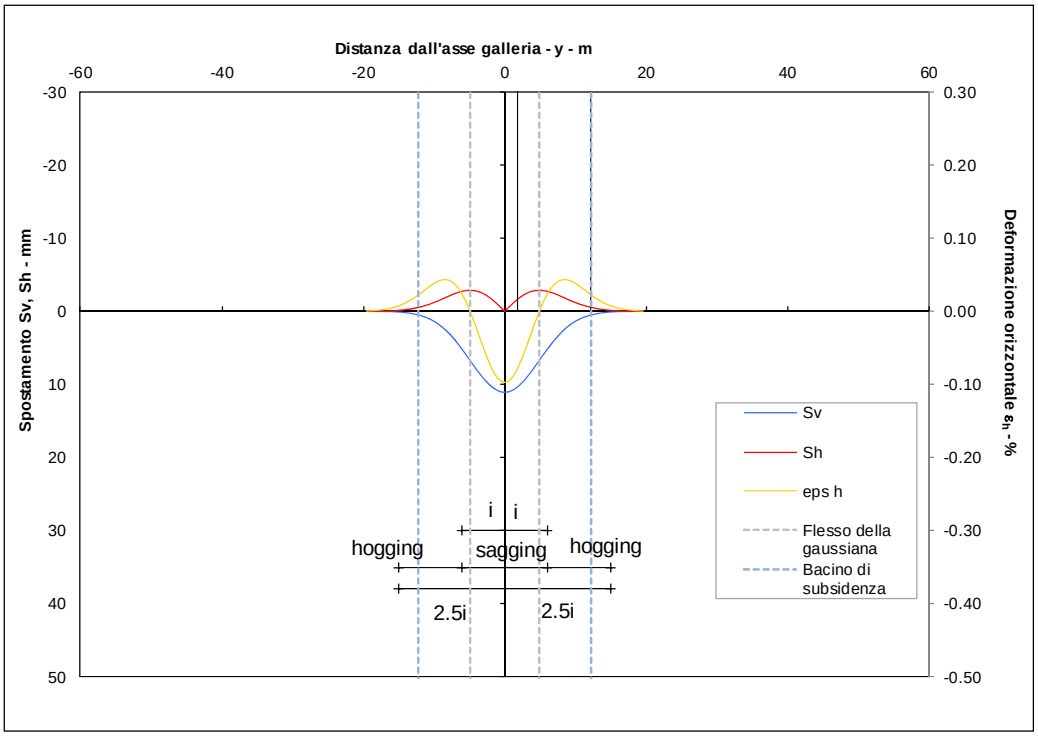
Sezione 7 - Edificio 4 (Igiene) - Edificio in muratura

Caratteristiche galleria e terreno:	
A - area sezione di scavo - m^2	7.54
D - diametro equivalente di scavo - m	3.1
z_0 - profondità centro galleria - m	11.4
z - profondità fondazione da p.c. - m	2.5
Tipologia terreno: coesivo/non coesivo	coesivo
Coefficiente i a profondità z - m	4.89
$L_s(z)$ - larghezza zona di subsidenza a profondità z - m	12.22
Volume loss $\Delta V/V$ (%)	1.8
S_v max a profondità z - mm	11.1



Caratteristiche edificio:	
tipologia di edificio	Masonry, E/G=2.6
B - larghezza edificio trasversale all'asse - m	10.4
L - larghezza edificio parallelo all'asse - m	18
e - eccentricità edificio rispetto a asse galleria - m	7
H - altezza edificio (escluso tetto) - m	15

Gaussiana in condizione greenfield/assenza di edifici nel piano yz



Classi di danno - secondo Burland 1977

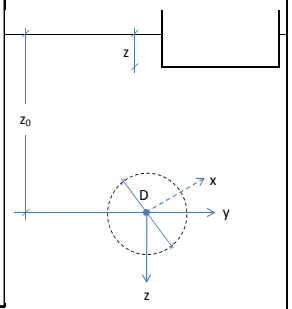
Parte I - hogging sx	no hogging sx	-
Parte II - sagging	0	danno trascurabile
Parte III - hogging dx	0	danno trascurabile

ANALISI DELLA SUBSIDENZA E DEI POSSIBILI EFFETTI INDOTTI SUGLI EDIFICI

Sezione 9 - Edificio 8 (Condominio civ.n.2 Salita Superiore Noce) - Edificio in cemento armato

Caratteristiche galleria e terreno:

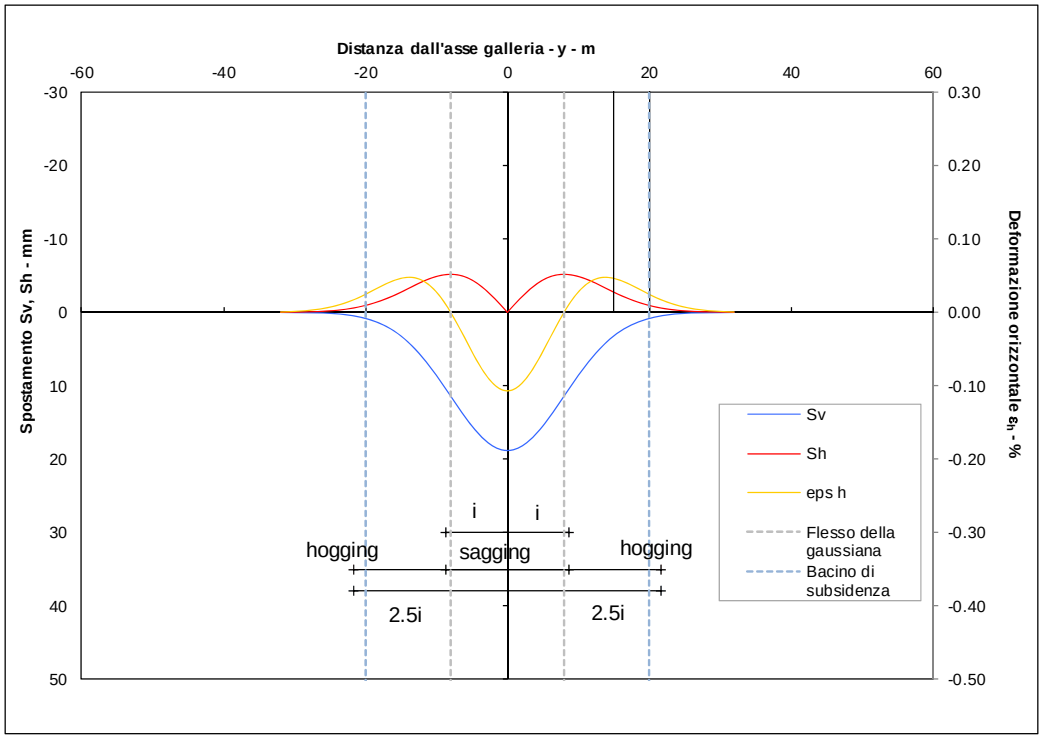
A - area sezione di scavo - m^2	7.54
D - diametro equivalente di scavo - m	3.1
z_0 - profondità centro galleria - m	17.6
z - profondità fondazione da p.c. - m	2.5
Tipologia terreno: coesivo/non coesivo	coesivo
Coefficiente i a profondità z - m	7.99
$L_s(z)$ - larghezza zona di subsidenza a profondità z - m	19.97
Volume loss $\Delta V/V$ (%)	5
S_v max a profondità z - mm	18.8



Caratteristiche edificio:

tipologia di edificio	:io in cemento armato E/G=12.5
B - larghezza edificio trasversale all'asse - m	5
L - larghezza edificio parallelo all'asse - m	12
e - eccentricità edificio rispetto a asse galleria - m	17.5
H - altezza edificio (escluso tetto) - m	25

Gaussiana in condizione greenfield/assenza di edifici nel piano yz



Classi di danno - secondo Burland 1977

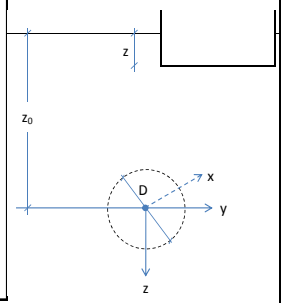
Parte I - hogging sx	no hogging sx	-
Parte II - sagging	no sagging	-
Parte III - hogging dx	0	danno trascurabile

ANALISI DELLA SUBSIDENZA E DEI POSSIBILI EFFETTI INDOTTI SUGLI EDIFICI

Sezione 10 - Edificio 9 (Condominio civ.n.5 Salita Superiore Noce) - Edificio in cemento armato

Caratteristiche galleria e terreno:

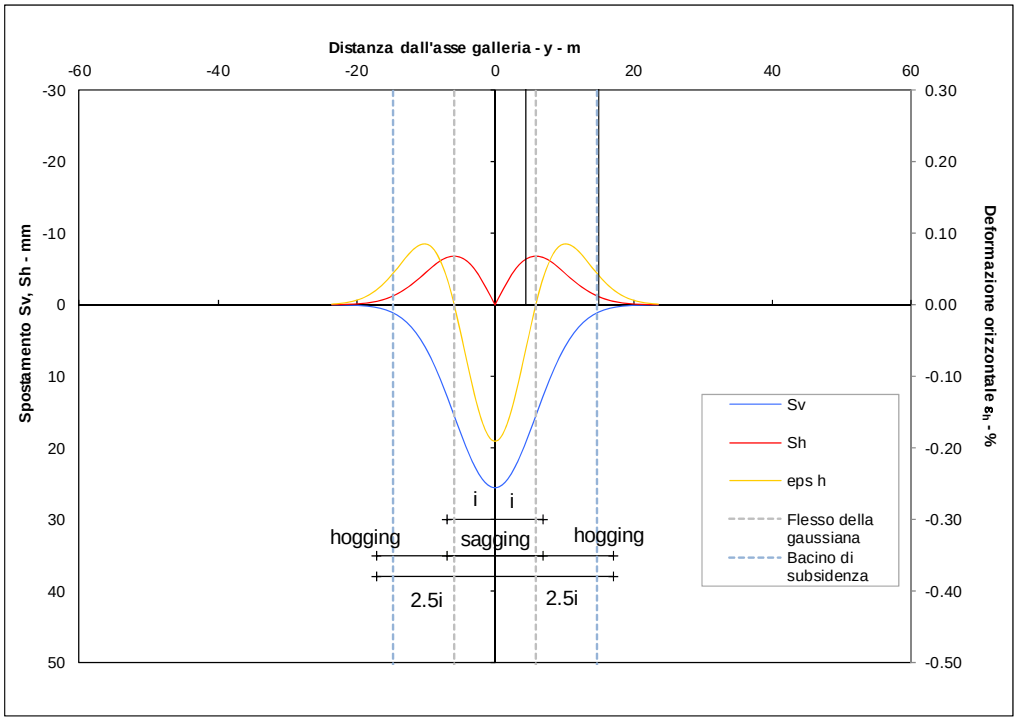
A - area sezione di scavo - m^2	7.54
D - diametro equivalente di scavo - m	3.1
z_0 - profondità centro galleria - m	13.4
z - profondità fondazione da p.c. - m	2.5
Tipologia terreno: coesivo/non coesivo	coesivo
Coefficiente i a profondità z - m	5.89
$L_s(z)$ - larghezza zona di subsidenza a profondità z - m	14.72
Volume loss $\Delta V/V$ (%)	5
S_v max a profondità z - mm	25.5



Caratteristiche edificio:

tipologia di edificio	:io in cemento armato E/G=12.5
B - larghezza edificio trasversale all'asse - m	10.5
L - larghezza edificio parallelo all'asse - m	18
e - eccentricità edificio rispetto a asse galleria - m	9.75
H - altezza edificio (escluso tetto) - m	25

Gaussiana in condizione greenfield/assenza di edifici nel piano yz



Classi di danno - secondo Burland 1977

Parte I - hogging sx	no hogging sx	-
Parte II - sagging	0	danno trascurabile
Parte III - hogging dx	1	danno molto lieve