



COMUNE DI NAPOLI

Comune di Napoli

Servizio Difesa Idrogeologica del Territorio

**Servizi tecnici da realizzarsi presso il
“Cimitero delle Fontanelle” in Napoli consistenti
in ispezioni e rilievi finalizzati alla valutazione
delle condizioni di sicurezza della cavità e
alla definizione dei livelli di stabilità**

- Relazione di sintesi delle
indagini eseguite e analisi delle
condizioni statiche della cavità**

Committente

Comune di Napoli -
Servizio Difesa Idrogeologica del Territorio
Dott. Geol. Antonino Barba -
RUP e Direttore dell'Esecuzione

Il Direttore Tecnico

Prof. Ing. Massimo Ramondini

SINTEMA Engineering s.r.l.
Sistemi Integrati per il Monitoraggio Ambientale
Via Toledo, 156
80134 NAPOLI
Partita IVA 08936751216

L'Amministratore Unico

Ing. Donato Infante, PhD



Rilievi Laser Scanner-Topografici-Sistema A.P.R. :

Ing. Maria Danzi

Indagini Geologiche e Geostrutturali :

Geol. Umberto Del Vecchio

Indagini Termografiche :

Ing. Donato Infante



SINTEMA Engineering SrL Spin-Off Università di Napoli Federico II
P.IVA - C.F.: 08936751216 Sede Legale: Via Toledo, 156 - 80134 - Napoli
mail: sintemasrl@gmail.com pec: sintema@pec.it

SOMMARIO

1. PREMESSA	1
2. INDAGINI ESEGUITE	5
2.1 - Programmazione dello studio	5
2.2 - Metodologie sperimentali	6
2.2.1 - Premessa	6
2.2.2 Rilievo geometrico tridimensionale integrato con laser scanner terrestre e sistema A.P.R.	7
2.2.3 - Rilievo geostrutturale	9
2.2.4 - Prove penetrometriche DPM	10
2.2.5 Prospezioni sismiche	10
2.2.7 Prospezioni geoelettriche	11
2.2.8 Prospezioni radar	13
2.2.9 Indagine termografica	15
2.2.10 Ispezione visiva dello stato di conservazione degli interventi esistenti	16
3. PROVE MECCANICHE SULL'AMMASSO TUFACEO	19
5. MONITORAGGIO DELLA CAVITA'	24
6. VALUTAZIONE DELLE CONDIZIONI STATICHE DELLA CAVITA'	28
6.1 - Premessa	28
6.2 - Caratterizzazione fisico-meccanica e modello geotecnico del sottosuolo	29
6.3 - Analisi di stabilità della cavità	32
Analisi semplificate	32
Valutazione dello stato tensionale nei pilastri	32
Valutazione dello stato tensionale in volta	34
Analisi numeriche	35
7. VALUTAZIONE DELLE CONDIZIONI DI STABILITA' E PRIME INDICAZIONI SUGLI INTERVENTI DI MANUTENZIONE ORDINARIA E STRAORDINARIA	42
8. CONCLUSIONI	46
BIBLIOGRAFIA	49

1. PREMESSA

Il Cimitero delle Fontanelle di Napoli rientra nel patrimonio caveale presente nel sottosuolo urbano, e rappresenta uno dei luoghi più rilevanti per gli aspetti di carattere religioso, culturale, sociale e folkloristico nell'ambito della storia cittadina (v. fig. 1).

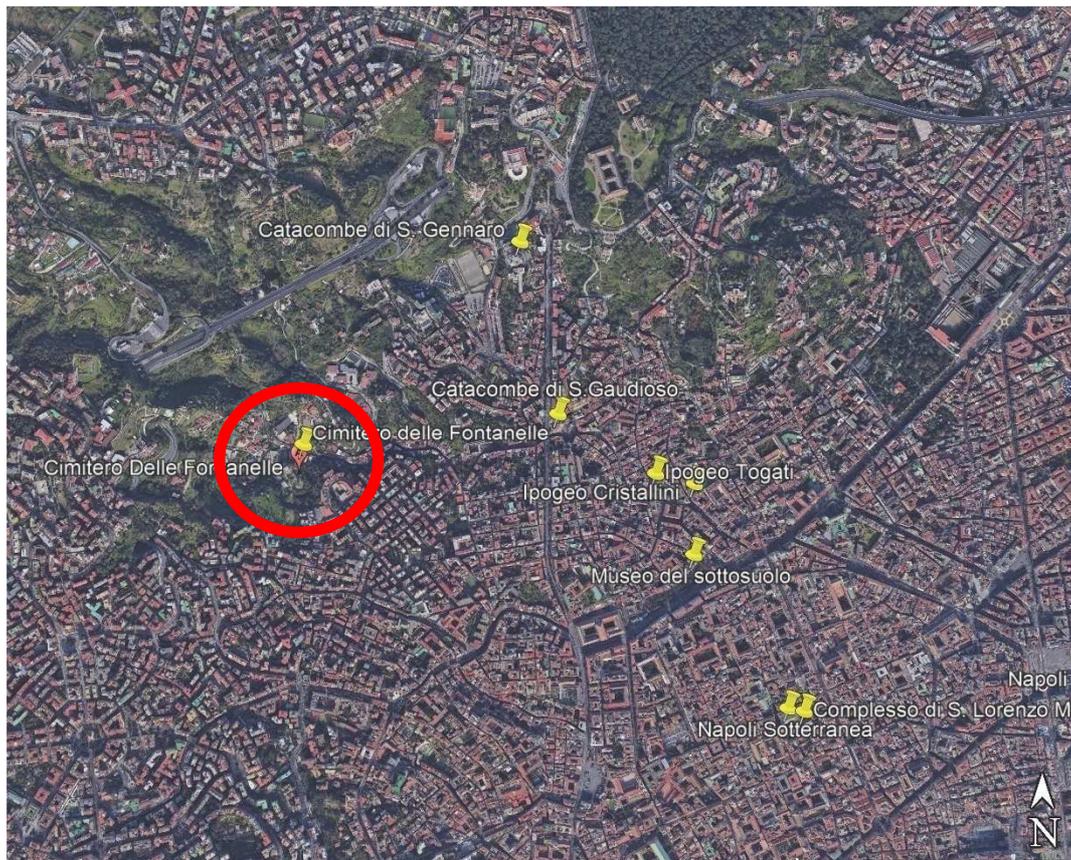


Figura 1 - Principali ipogei del centro storico di Napoli

Esso è ubicato in un'antica cava di Tufo Giallo Napoletano nel quartiere Sanità di Napoli (v. fig. 2), appena fuori dalla cinta greco-romana, ed ha una forma in pianta rettangolare allungata in direzione nord-sud. L'ipogeo è costituito da due navate principali, di lunghezza prossima ai 100 m e con sezione trapezia di larghezza massima prossima ai 40 m (*“Navata degli Appestati”* in prosecuzione dell'ingresso e *“Navata dei Preti”* in sinistra, e da quattro cappelle laterali in corrispondenza del lato Est (v. figg. 3 e 4).

Dopo l'ingresso, in corrispondenza del lato Ovest, si apre una ulteriore navata più corta e inclinata rispetto alle prime di circa 45°, detta *dei Pezzentelli*, caratterizzata da una forma irregolare probabilmente realizzata per seguire il banco di tufo e non emergere all'esterno.



Figura 2 - Ingresso al Cimitero delle Fontanelle



Figura 3- Navata degli Appestati

Nel complesso la geometria è regolare con la presenza di 9 pilastri e alcuni setti relativi ubicati prevalentemente in corrispondenza della zona del costone subverticale ben visibile dall'esterno lungo il lato ovest (v. fig. 4). Le diverse campagne di indagini che hanno nel tempo interessato l'ipogeo, meglio descritte nel seguito, hanno permesso di definire in maniera abbastanza corretta la stratigrafia dell'area. Partendo dall'alto, dopo un primo strato di riporto si incontra un banco di Pozzolana in sede, che poggia sulla formazione del tufo Giallo Napoletano, TGN, con spessore dell'ordine dei 20 m. A seguito dell'attività estrattiva che ha interessato la cava fino alla metà del 1600, lo spessore del tufo in calotta varia fra i 1,5 m e 3m.

Il piano di calpestio della cavità attuale è ubicato a 36.4m dal p.c. pertanto l'altezza massima della cavità è di circa 13m mentre si presume che l'originario piano di calpestio si trova ad almeno a 3m al di sotto di quello attuale, come descritto in Scotto di Santolo et al., 2015.



Figura 4 - Planimetria della cava con indicazione dei pilastri.

La cavità è stata oggetto di interventi di consolidamento intorno al 2000 da parte del Comune di Napoli, che hanno interessato in prevalenza l'ingresso e la volta della navata centrale, dove sono ben visibili ancor oggi le reti e ancoraggi, il pilastro P4, dove sono state eseguite una serie di chiodature, ed il pilastro P6, dove oltre alle chiodature è stato eseguito anche un intervento di sottofondazione. La cavità in esame presenta una zona interessata da fenomeni infiltrativi ascrivibili alla presenza di una griglia di raccolta delle acque presente in sommità della collina e ben descritto nelle tavole di rilievo; esso rappresenta un elemento di criticità per la sicurezza del sito che pertanto è stato ulteriormente indagato attraverso la termografia a infrarossi come descritto nella relazione tematica (§ REL 07).

Per la progettazione di tali interventi fu eseguita una approfondita campagna di indagini di tipo geologico-tecnico (sondaggi geognostici, tomografie geoelettriche, rilievi georadar e prove sismiche di superficie), e furono messe sotto osservazione una serie di discontinuità mediante vetrini-spia.

I risultati di tali indagini sono illustrati in alcune pubblicazioni i cui riferimenti sono raccolti nella bibliografia allegata in calce alla presente relazione (Amato, 2000; Scotto di Santolo et al., 2015; Evangelista et al., 2016; Scotto di Santolo et al., 2016; De Silva et al., 2017; Scotto di Santolo et al., 2017). Nessuna informazione è invece disponibile sulla parte sommitale della collina, ed in particolare sulle coperture del banco tufaceo.

Nell'autunno del 2019 il Servizio Difesa Idrogeologica del Territorio del Comune di Napoli, nell'ambito di un piano di verifica delle condizioni di sicurezza, di stabilità e dello stato di conservazione del sottosuolo, ha ritenuto necessario accertare i presupposti per la fruibilità degli spazi e per la sicurezza del pubblico all'interno del Cimitero delle Fontanelle, ha sentito la necessità di eseguire la verifica delle condizioni di sicurezza, di stabilità e dello stato di conservazione del luogo, tenuto conto dell'intervallo temporale intercorso dall'ultima verifica strumentale e dalla realizzazione di alcuni interventi eseguiti.

A tal fine, con Determina Dirigenziale n.11 del 16 dicembre 2019 ha affidato allo Spin-Off Sintema srl l'incarico dei *Servizi tecnici da realizzarsi presso il Cimitero delle Fontanelle, consistenti in ispezioni e rilievi finalizzati alla valutazione delle condizioni di sicurezza delle cavità e alla definizione dei livelli di stabilità.*

Al fine di espletare la prestazione in oggetto, la scrivente società ha definito e realizzato un articolato programma di indagini e rilievi, provvedendo ad installare una specifica strumentazione di monitoraggio, finalizzata a garantire un controllo periodico delle eventuali condizioni di criticità individuate.

Nel presente elaborato vengono riportate una sintesi delle indagini eseguite, dei rilievi predisposti e della strumentazione di monitoraggio installata, e vengono analizzati i risultati ottenuti. Questi ultimi sono stati successivamente posti alla base delle analisi delle condizioni statiche della cavità per la definizione dei presidi e degli eventuali interventi necessari per la fruizione in sicurezza del sito.

2. INDAGINI ESEGUITE

2.1 - Programmazione dello studio

Per l'analisi delle condizioni di stabilità del complesso delle Fontanelle, è stato necessario preliminarmente raccogliere le informazioni disponibili sulle precedenti campagne di indagini, nonché sugli interventi eseguiti, sulla base dei quali programmare il piano di indagini integrative per la implementazione delle analisi richieste dallo studio affidato.

Dette indagini integrative sono state finalizzate al raggiungimento dei seguenti obiettivi:

- aggiornare la conoscenza della geometria della cavità, sia per la parte sotterranea, oggetto dei precedenti studi e da aggiornare per le condizioni attuali, sia per la parte sommitale costituita dai depositi sciolti al tetto della formazione tufacea, non investigata in passato;
- investigare la causa delle continue infiltrazioni di acqua all'interno della cavità;
- valutare l'eventuale evoluzione dei sistemi di discontinuità già rilevati ovvero di neoformazione presenti nella cavità;
- caratterizzare da un punto di vista meccanico l'ammasso roccioso e la sovrastante copertura di terreni sciolti per la formulazione di un adeguato modello geotecnico da porre alla base delle analisi di verifica delle condizioni di stabilità;
- valutare il grado di inquinamento radioattivo a seguito della presenza di radon.

A tal fine è stato predisposto il seguente piano di indagini:

- ✓ **Aggiornamento del rilievo geometrico** interno ed esterno (superficiale) della cavità mediante approccio integrato con laser-scanner e sistema A.P.R.;
- ✓ **Rilievo geo-meccanico ed analisi geologico-strutturale** dell'ammasso tufaceo con classificazione dei sistemi di discontinuità esistenti;
- ✓ **Prove penetrometriche DPM (*Dinamiche Continue*)** per la valutazione dello spessore della copertura piroclastica sciolta al tetto del banco di tufo;
- ✓ **Prospezioni Sismiche** per la stima degli spessori e dell'andamento stratigrafico dei terreni al tetto della cavità;

- ✓ **Prospezioni Geoelettriche** per l'individuazione delle zone umide dei terreni di copertura del banco tufaceo, al fine di individuare le cause delle infiltrazioni idrauliche in corrispondenza dell'intradosso delle volte della cavità;
- ✓ **Prospezioni Georadar** per la ricerca di sottoservizi ed anomalie superficiali nell'area sovrastante la cavità;
- ✓ **Indagine Termografica** per la definizione di dettaglio delle zone di accumulo di acqua sulla superficie interna della cavità;
- ✓ **Ispezioni visive** per la verifica dello stato di conservazione degli interventi di sistemazione statica eseguiti nel 2000;
- ✓ **Indagini per la caratterizzazione geotecnica** dell'ammasso roccioso mediante prove con martinetto piatto doppio e prelievi di carote di tufo dai pilastri della cavità sottoposte a prove di compressione uniassiale e di flessione.

Sulla base dei risultati forniti dalle indagini innanzi illustrate, è stato successivamente definito un **Piano di Monitoraggio** consistente nella installazione di una serie di estensimetri con acquisizione in continuo e deformometri a lettura manuale su una serie di discontinuità ritenute significative, controllate con cadenza semestrale per un periodo di due anni.

È stata infine installato all'interno della cavità un sistema di rilevamento della concentrazione del Radon, con rilevamenti fissati anche in questo caso con cadenza semestrale.

2.2 - Metodologie sperimentali

2.2.1 - Premessa

Come illustrato nel paragrafo precedente, la campagna di indagini programmata ed eseguita è caratterizzata da una significativa multidisciplinarietà, per la quale ci si è avvalsi delle competenze di personale altamente specializzato nei diversi settori. Per ciascuno di essi è stata prodotta una serie di elaborati di sintesi contenenti la dettagliata descrizione delle attrezzature utilizzate, della tecnica sperimentale adoperata e dei risultati ottenuti.

Rimandando a detti elaborati per gli eventuali approfondimenti, nel seguito si riporta una descrizione di sintesi delle indagini e dei rilievi eseguiti, finalizzata alla definizione delle condizioni statiche della cavità ed alla elaborazione di un attendibile modello geotecnico posto alla base delle analisi per la valutazione delle condizioni di sicurezza globali.

2.2.2 Rilievo geometrico tridimensionale integrato con laser scanner terrestre e sistema A.P.R.

Il rilievo della geometria dell'area oggetto di studio ha avuto la finalità di definire la geometria della cavità, evidenziandone le eventuali modifiche rispetto i precedenti rilievi risalenti alla fine degli anni '90 e di georiferirla rispetto all'alto morfologico al suo contorno. Su tale base topografica sono stati ubicati gli elementi naturali ed antropici riferibili alle criticità rilevate (ad es. la zona delle infiltrazioni presenti in corrispondenza dell'ingresso della cava) ovvero gli areali della superficie topografica al di sopra del piano campagna, interessati dalle copiose e continue infiltrazioni di acqua che da anni si verificano nella sottostante cavità.

Il rilievo geometrico della cavità è stato eseguito con metodologia laser scanner. Si è utilizzato uno scanner terrestre con il quale si sono eseguite 33 scansioni, di cui 30 interne alla cavità e 3 esterne (v. fig. 5).

Le diverse scansioni hanno posto particolare attenzione alle zone comuni di sovrapposizione con i rilievi fatti da drone sulle aree ed al successivo rilievo da drone al fine di avere un collegamento topografico tra i due rilievi.

Il rilievo delle aree esterne della cavità è stato eseguito con tecnica fotogrammetrica utilizzando una camera con risoluzione di 20 MPixel montata su di un drone *Phantom 4 Pro* in maniera da ottenere immagini con una elevata risoluzione 3cm/pixel (v. fig. 5). Per georeferire il modello ottenuto con una tolleranza sub-centimetrica sono state utilizzate, in fase di elaborazione, le coordinate di alcuni punti noti visibili nelle foto, e acquisiti con una campagna topografica con GPS. Il sistema di riferimento utilizzato è WGS 84.

Le nuvole di punti 3D che riproducono geometricamente la cavità sono state georeferite alle nuvole elaborate con il rilievo fotogrammetrico, ottenendo un unico modello 3d georeferito in planimetria e in quota.

La risoluzione impostata durante le acquisizioni con laser scanner ha permesso di restituire, successivamente, il quadro fessurativo (fratture e lesioni) presente sulle superfici delle pareti, in modo da poter classificare in maniera automatica e in 3D, con software dedicati alla lettura delle nuvole di punti, tutte le famiglie di discontinuità.

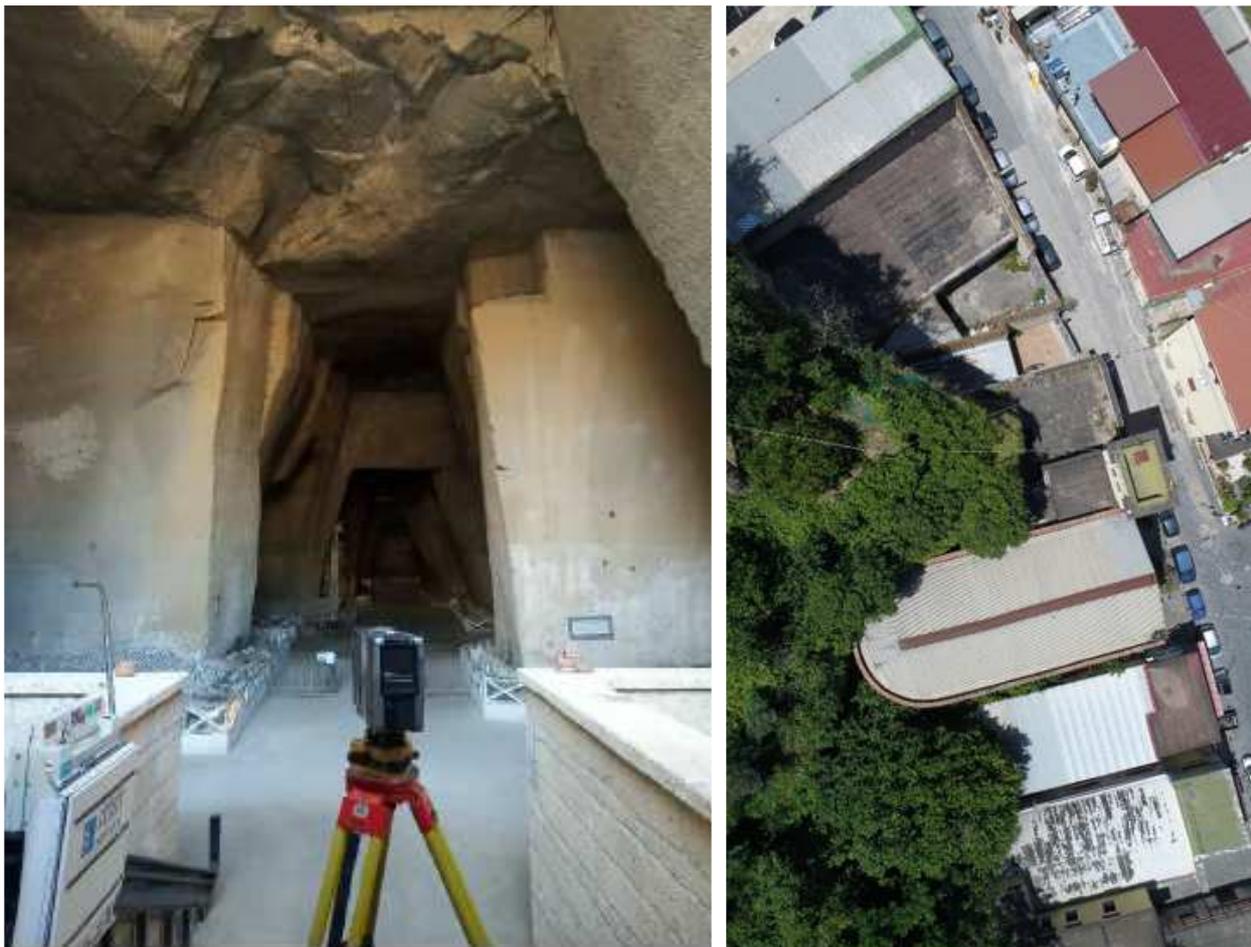


Figura 5. Fase di acquisizione con laser scanner (a sinistra) e fotogramma acquisito da drone (a destra).

I dettagli delle acquisizioni integrate con sistema A.P.R. e laser scanner terrestre sono riportati negli Elaborati Grafici n.1-2-3-4-5-6.

2.2.3 - Rilievo geostrutturale

Lo stato dell'ammasso roccioso degli ambienti interni della cavità è stato investigato mediante un'ispezione visiva completa, finalizzata ad individuare e caratterizzare dal punto di vista geomeccanico le fratture e le lesioni presenti. Sono state identificate e caratterizzate geometricamente 84 discontinuità, ubicate e georiferite sul rilievo scanner tridimensionale (Relazione n.2 - Elaborati grafici n. 6 e 7).

Le caratteristiche definite per ciascuna discontinuità sono:

- ✓ il numero progressivo;
- ✓ la tipologia, distinta tra frattura o lesione;
- ✓ la giacitura, espressa attraverso i valori angolari di immersione e di inclinazione, acquisiti con bussola da rilevamento e verificati sul modello tridimensionale georiferito a nuvola di punti, ottenuto dal rilievo geometrico di tutta la cavità;
- ✓ la lunghezza, espressa in metri;
- ✓ la persistenza, definita come la terminazione della discontinuità che può avvenire contro la roccia (R), contro un'altra discontinuità (D) o non essere visibile (X);
- ✓ la scabrezza, che rappresenta la rugosità delle superfici di una discontinuità e l'ondulazione rispetto al piano medio delle discontinuità, definita utilizzando il "*pettine di Barton*" in una scala da 1 a 10;
- ✓ l'apertura definita come la distanza perpendicolare che separa le pareti di una discontinuità, in mm;
- ✓ la forma della discontinuità, distinta come ondulata, piana o segmentata;
- ✓ il riempimento, se presente, che identifica il tipo di materiale che separa i labbri adiacenti delle discontinuità (assente, coesivo, incoerente);
- ✓ la presenza d'acqua nei giunti (asciutto, umido o stillicidio);
- ✓ alterazione delle pareti (non alterate, leggermente alterate, alterazione del materiale, intensa alterazione superficiale).

2.2.4 - Prove penetrometriche DPM

Al fine di stimare lo spessore della copertura piroclastica sciolta presente al di sopra della cavità, è stata inizialmente prevista l'esecuzione di una serie di prove penetrometriche nell'area privata presente in sommità all'alto morfologico che sovrasta il Cimitero. Dette prove, eseguite con penetrometro tipo DPM (Stefanoff 1988), e spinte fino ad una profondità dal piano campagna rispettivamente pari a 6.80 m, 7.10 m e 3.10 m hanno permesso una migliore definizione dei passaggi litostratigrafici rispetto le semplici fiorettature.

L'andamento del profilo penetrometrico ottenuto ha permesso di definire la verticale stratigrafica del terreno di copertura (v. fig. 6), evidenziando la presenza in serie di cineriti, piroclastiti con pomici e scorie, e terreno vegetale al di sopra della cavità di tufo (Relazione n. 3).

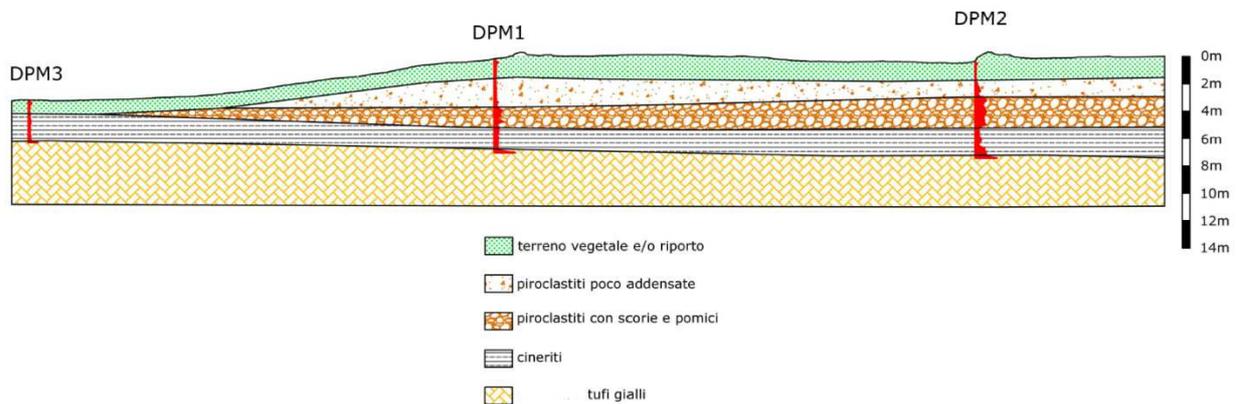


Figura 6. Sezione stratigrafica ottenuta dall'interpretazione dei profili penetrometrici eseguiti.

2.2.5 Prospezioni sismiche

Per la ricostruzione della sequenza stratigrafica delle litologie presenti dalla sommità dell'alto morfologico fino agli ambienti della cavità, i risultati delle prove penetrometriche sono state integrati con l'andamento dei livelli sismostratigrafici ottenuti mediante una prospezione sismica a rifrazione con tecnica tomografica in onde P (v. fig. 7). L'acquisizione dei dati è stata eseguita lungo uno stendimento lineare costituito da 12 geofoni verticali con spaziatura di 5 m.

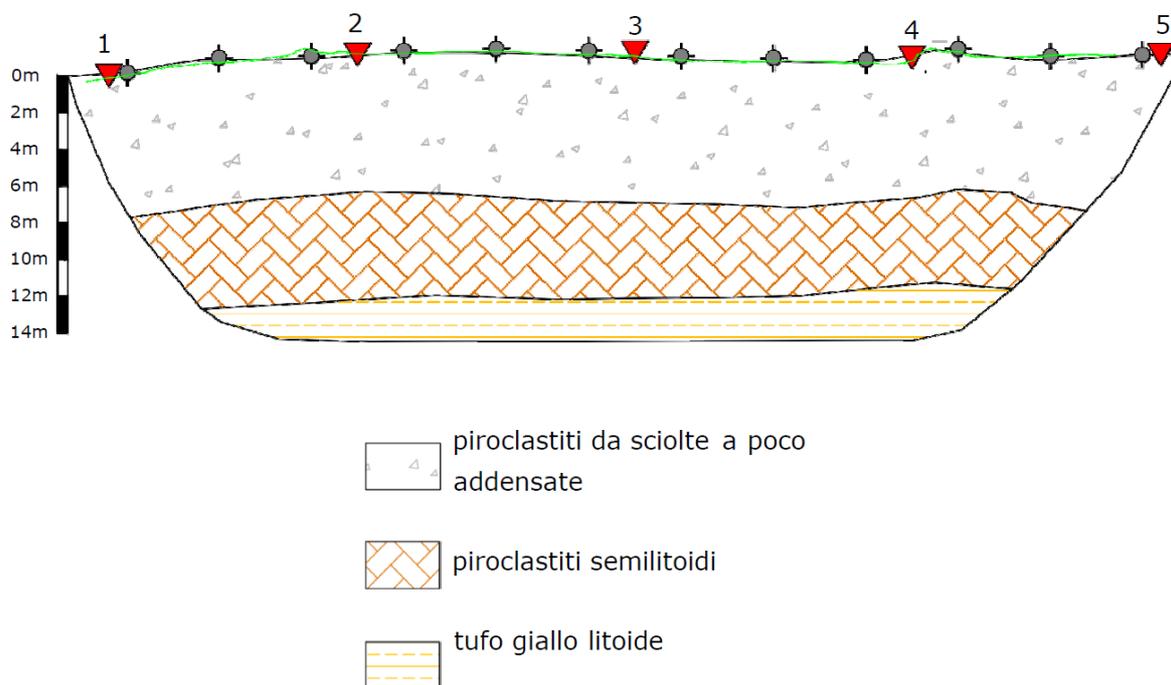


Figura 7. Sezione stratigrafica ottenuta dall'interpretazione dell'indagine sismica a rifrazione.

Maggiori dettagli sull'indagine sono riportati nell'allegata Relazione n. 6.

2.2.7 Prospezioni geoelettriche

Le prospezioni geoelettriche hanno avuto la finalità di definire le caratteristiche elettrostratigrafiche delle litologie presenti nella zona di indagine ed individuare eventuali anomalie connesse alla presenza di infiltrazioni di acqua provenienti dal piano campagna dell'alto morfologico sovrastante la cavità.

Nello specifico sono stati eseguiti due profili di tomografia elettrica ubicati in modo tale da ottenere una ricostruzione tridimensionale della zona oggetto di indagine: la resistività elettrica del terreno esprime la predisposizione di un materiale ad essere attraversato dalla corrente, e dipende da molti fattori, tra i quali il più importante è la presenza di acqua.

I due profili sono stati tracciati in maniera da incrociarsi in prossimità della zona di maggior interesse, dove si concentrano vistosi cedimenti superficiali del piano campagna, probabilmente riconducibili alla presenza di un pozzetto di raccolta delle acque superficiali disconnesso in corrispondenza del quale si accumulano le acque di ruscellamento. In corrispondenza di tale zona, all'intradosso della volta della cavità, sono presenti le maggiori infiltrazioni di acqua.

La modellazione dei risultati ottenuti ha reso possibile la individuazione di tre differenti elettrostrati, e precisamente (v. fig. 8):

- ✓ un primo elettrostrato riconducibile a terreni di copertura in condizioni di parziale saturazione;
- ✓ un secondo elettrostrato riconducibile a terreni di copertura saturi;
- ✓ un terzo elettrostrato riconducibile al substrato tufaceo.

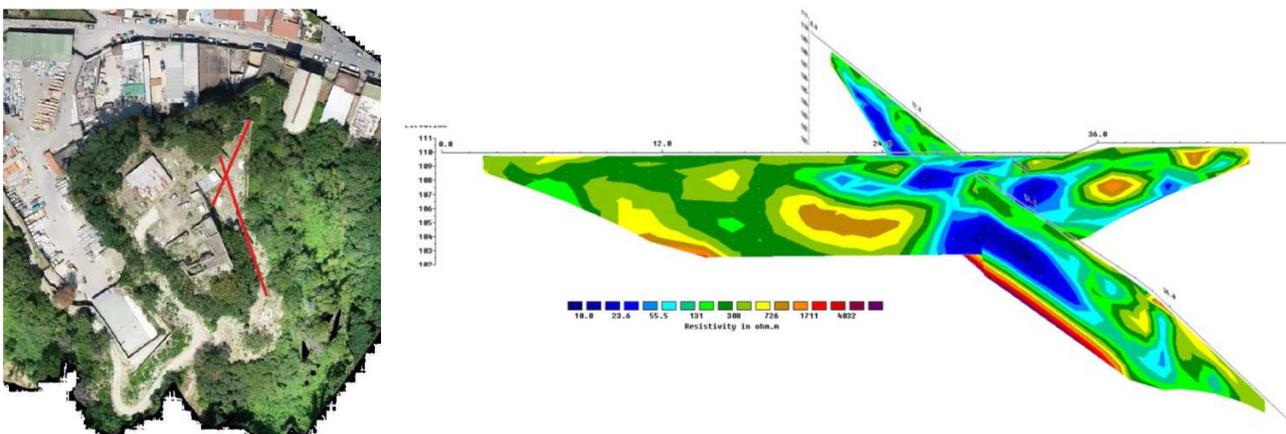


Figura 8. Ubicazione delle prospezioni geoelettriche nell'area in sommità alla cavità (a sinistra) e visualizzazione tridimensionale dei valori di resistività.

Appare evidente la presenza di acqua nei primi metri di terreno, laddove sono stati riscontrati terreni con valori di resistività inferiori a 25 [Ohm * m] (indicati in blu in Figura 8)

Modalità di esecuzione e risultati di dettaglio degli stendimenti eseguiti sono riportati nell'allegata Relazione n. 5.

2.2.8 Prospezioni radar

Sebbene inizialmente non prevista nel piano di indagini, la situazione riscontrata in sommità all'alto morfologico che sovrasta il complesso caveale, in particolare in prossimità del pozzetto disconnesso rilevato nella zona caratterizzata dai maggiori cedimenti del piano ha suggerito un approfondimento sulle condizioni del sottosuolo in questa zona, per individuare la presenza di anomalie e sottoservizi dai quali provenisse l'acqua di infiltrazione presente in cavità.

A tal fine sono state realizzate n. 2 sezioni parallele investigate con il georadar in prossimità del pozzetto e delle aree interessate da fenomeni deformativi (v. fig. 9).

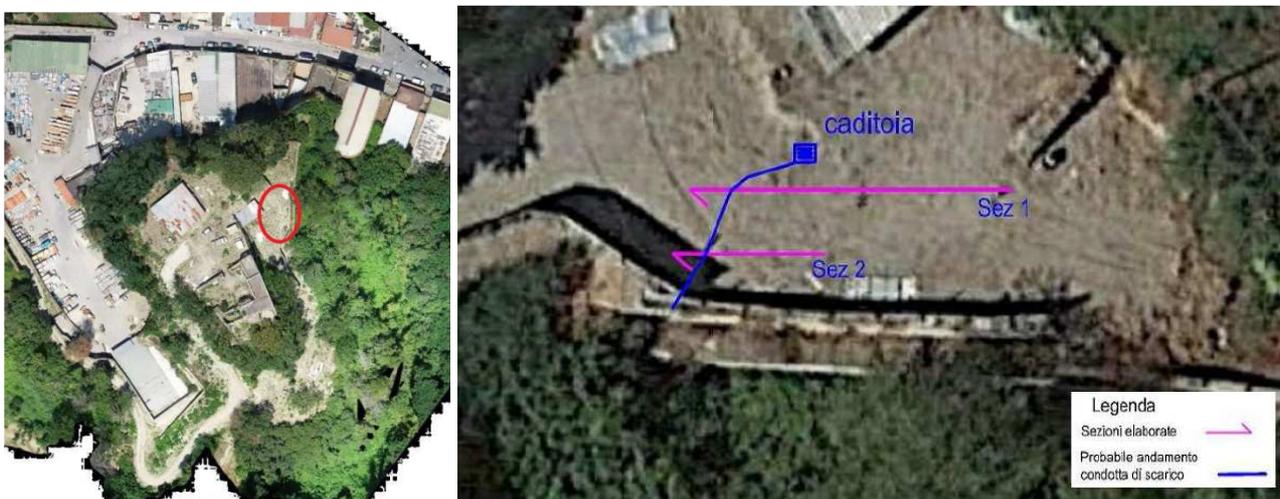
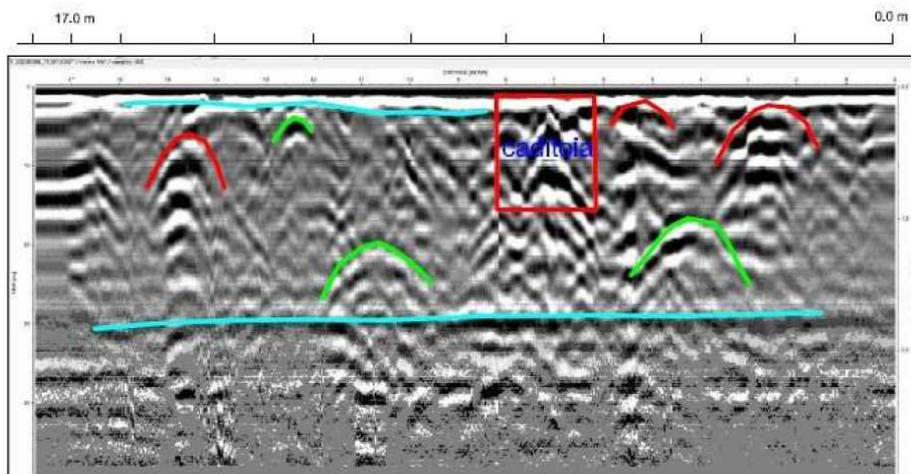


Figura 9. Ubicazione delle prospezioni georadar eseguite sull'alto morfologico al di sopra della cavità.

In entrambe le sezioni è stata individuata una anomalia ben marcata ad una profondità compresa tra 0.3 m e 0.5 m (v. fig. 10), verosimilmente riconducibile alla presenza di una condotta di scarico proveniente dal pozzetto presente.

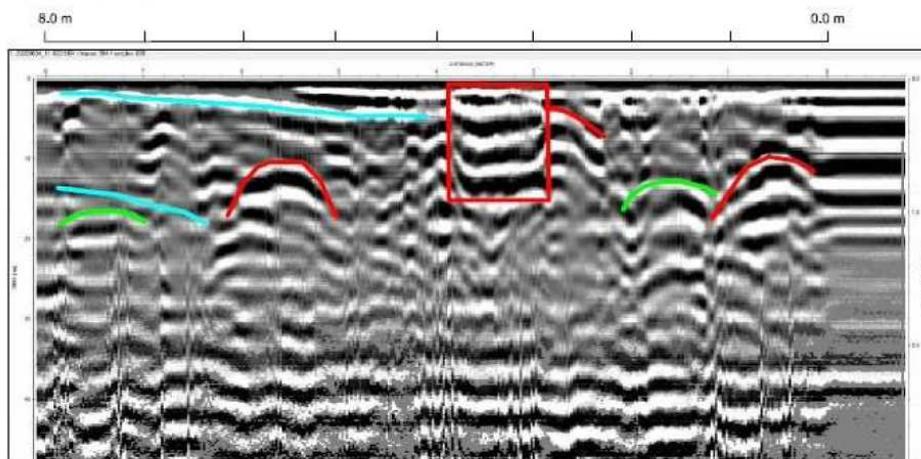
Maggiori dettagli sull'indagine sono riportati nell'allegato relativo (Relazione n. 4).

Sezione 1



- Legenda**
- Anomalie alta riflettanza 
 - Anomalie bassa riflettanza 
 - lineamenti stratigrafici 

Sezione 2



- Legenda**
- Anomalie alta riflettanza 
 - Anomalie bassa riflettanza 
 - lineamenti stratigrafici 

Figura 10. Sezioni georadar ottenute sull'alto morfologico al di sopra della cavità.

2.2.9 Indagine termografica

La termografia è una tecnica diagnostica non invasiva che consente di misurare il calore, sotto forma di radiazioni infrarosse, emesso da tutti i corpi.

L'indagine termografica è stata eseguita al fine di individuare ed analizzare eventuali zone di accumulo di acqua all'interno dell'ammasso tufaceo in corrispondenza della cavità, da collegare al fenomeno percolativo presente sulla volta ubicata in prossimità dell'area di ingresso all'ipogeo.

È stata eseguita dapprima una ripresa preliminare sull'intera superficie della la cavità, e successivamente ci si è concentrati sulla parte sommitale della volta, laddove si manifestano fenomeni di gocciolamento di acqua di intensità variabile e indefinita (v. fig. 11).

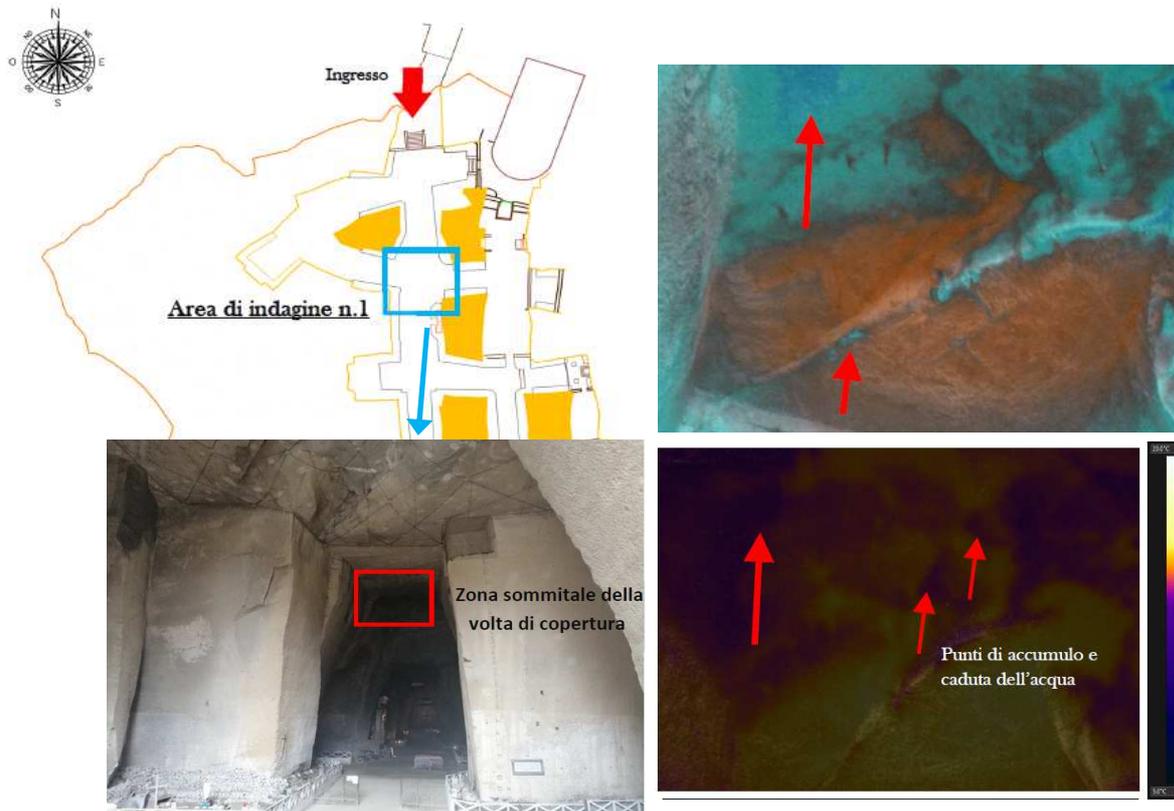


Figura 11. Indagini termografiche nella zona sommitale della volta di copertura: individuazione di punti di accumulo e caduta dell'acqua.

Le acquisizioni termiche riprese da differenti punti di presa hanno messo in evidenza una zona caratterizzata da temperature più basse rispetto al resto della volta di copertura: in adiacenza a tale area, inoltre, sono stati individuati alcuni punti con temperatura inferiore rispetto l'ammasso al contorno, che coincidono con le sezioni laddove si verifica il continuo gocciolamento dell'acqua.

Per tale determinazione ci si è basati sull'osservazione di anomalie termiche negative, per cui l'acqua di percolazione presente in prossimità della superficie tende a raffreddare quest'ultima.

Tale analisi conferma quanto constatato in sito a mezzo di ispezione visiva: il gocciolamento osservato in corrispondenza della navata centrale è correlato alla presenza di anomalie termiche negative sulla volta sommitale: l'acqua di infiltrazione tende ad accumularsi e ad imbibire la parte superficiale della volta di tufo che in tal senso risulta termicamente più fredda. La sua progressiva saturazione in alcuni punti genera di conseguenza una continua caduta.

I dettagli tecnici e grafici dell'indagine termografica sono consultabili nella Relazione n. 7.

2.2.10 Ispezione visiva dello stato di conservazione degli interventi esistenti

Come detto nella premessa del par. 1, negli anni 2000 gli ambienti sotterranei del Cimitero delle Fontanelle sono stati oggetto di una serie di interventi di messa in sicurezza definiti a seguito di una approfondita campagna di indagini eseguita dall'amministrazione comunale nell'ambito delle attività svolte da Commissariato per l'Emergenza del Sottosuolo della Città di Napoli. Detti interventi interessarono sia le volte che alcuni pilastri in cui erano stati individuati quadri fessurativi preoccupanti ed incipienti situazioni di crollo, e consistevano nella chiodatura di alcune porzioni dell'ammasso in corrispondenza delle zone maggiormente detensionate (spigoli dei pilastri ed incroci delle volte), apposizioni di reti e chiodi sulle porzioni delle volte maggiormente interessate da distacchi e nella sottomurazione di alcuni pilastri particolarmente aggettanti.

Per il controllo dell'efficacia di tali interventi furono installati una serie di deformometri manuali che nel tempo sono via via andati fuori servizio prevalentemente per mancanza di manutenzione.

Nel corso delle attività di indagine del presente incarico, sono state eseguite attente ispezioni a vista delle opere realizzate nel 2000, sia nelle parti basse che, con l'ausilio di cestelli elevatori, in quota in corrispondenza delle volte, al fine di valutarne, per quanto possibile, lo stato di efficienza e conservazione (v. fig. 12).



Figura 12. Ispezioni in quota dello stato di conservazione degli interventi eseguiti nel 2000.

Preliminarmente si può affermare che gli interventi in esame si trovano in soddisfacenti condizioni e presentano un buono stato di conservazione (v. fig. 13). Solo in pochi punti si rileva il distacco della sigillatura delle teste dei chiodi che erano state realizzate per mascherarne la presenza sulla parete.

In corrispondenza delle testate scoperte è stato possibile rilevare che i fenomeni ossidativi hanno interessato in maniera limitata le piastre ed i dadi di serraggio, senza condizionarne significativamente la tenuta. Per quanto riguarda le reti esse sono state installate solo in corrispondenza delle volte, in settori già interessati dalle chiodature (v. fig. 14a), e risultano vincolate con una fune perimetrale e fune di ritenuta con ancoraggi intermedi che si incrociano a rombo ogni 4-5 metri. La rete è posizionata ben in aderenza anche in prossimità degli spigoli e gli ancoraggi sono realizzati con chiodi e piastre che si presentano in buone condizioni di conservazione (v. fig. 14- b e c).



Figura 13. Chiodature dei pilastri e delle pareti eseguiti nell'ambito degli interventi del 2000.

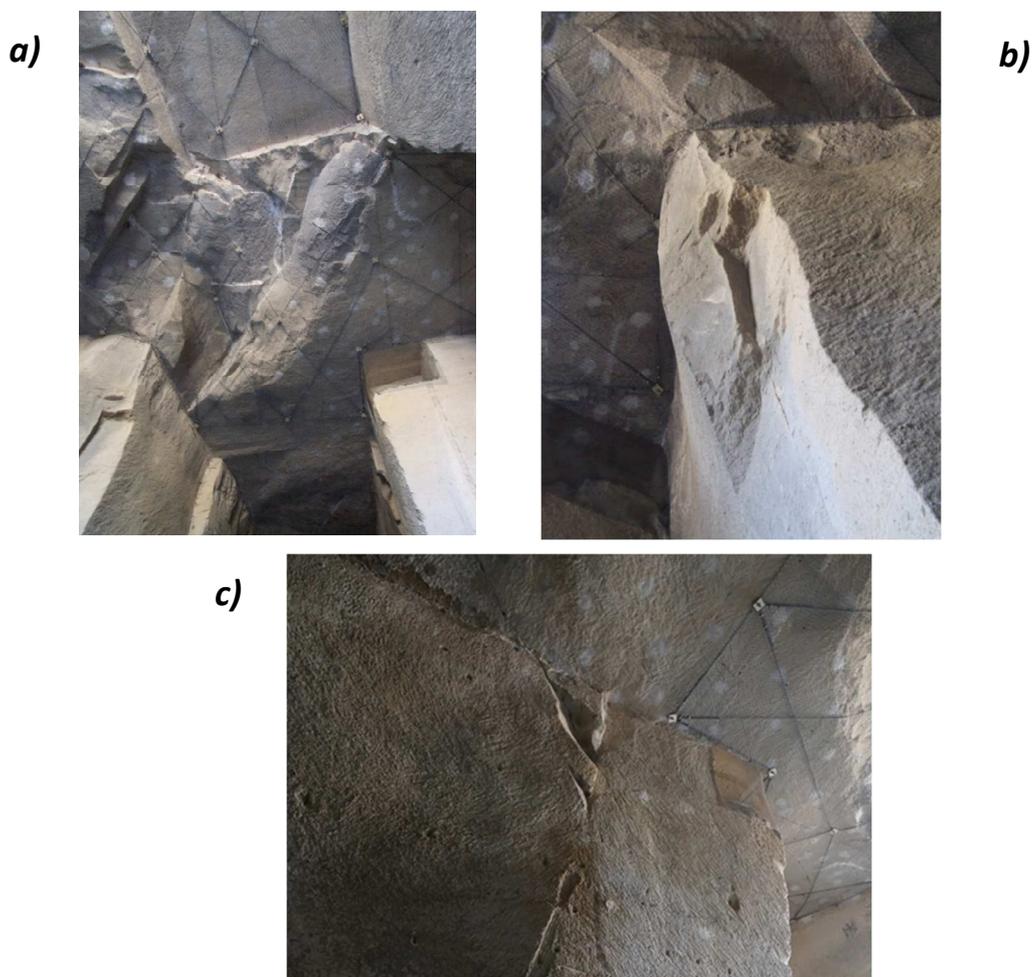


Figura 14. Reti sulle volte chiodate (a); Sistemazione delle reti in aderenza (b e c).

Per quanto infine riguarda la sottomurazione realizzata nel corso degli interventi passati, questa appare in buono stato e non presenta segni di dissesto evidenti.

Prima di chiudere va segnalato che in corrispondenza dei pilastri P3 e P7 esistono alcuni interventi eseguiti probabilmente prima del 2000, costituiti da putrelle in acciaio inserite nella parete per contribuire al sostegno dell'ammasso (v. fig. 14). Dette putrelle oggi si trovano in un avanzato stato di ossidazione che, nella parte infissa, per effetto dell'aumento di volume connesso al fenomeno ossidativo, generano stati di coazione che possono contribuire all'innesco di nuove linee di frattura.



Figura 15. Putrelle metalliche ossidate infisse nell'ammasso tufaceo

3. PROVE MECCANICHE SULL'AMMASSO TUFACEO

Ad integrazione delle indagini innanzi illustrate, al fine di procedere ad una analisi più dettagliata delle attuali condizioni di stabilità, e quindi della sicurezza della cavità, è stata eseguita una campagna di prove meccaniche su campioni prelevati delle pareti e dai pilastri della cavità.

Più in particolare il programma di indagini geotecniche eseguito è consistito in:

- ✓ n. 4 prove con martinetto singolo e doppio;
- ✓ n. 10 prelievi di campioni di tufo con esecuzione di prove di compressione (5 provini) e flessione (5 provini).

Tali indagini hanno consentito di valutare gli stati di sforzo e di deformazione sia in condizioni di esercizio che di rottura, rappresentando i dati di input per l'esecuzione di analisi numeriche finalizzate alla verifica delle condizioni di stabilità della struttura.

Le indagini sono state eseguite in zone delle pareti e dei pilastri ritenuti particolarmente significativi in dipendenza delle caratteristiche delle discontinuità presenti. Inoltre, al fine di correlare i risultati delle prove di laboratorio sui campioni prelevati con i parametri ottenuti dalle indagini in situ, il prelievo dei campioni è avvenuto in prossimità dei punti in cui sono state eseguite le prove con il martinetto piatto (v. fig. 16).

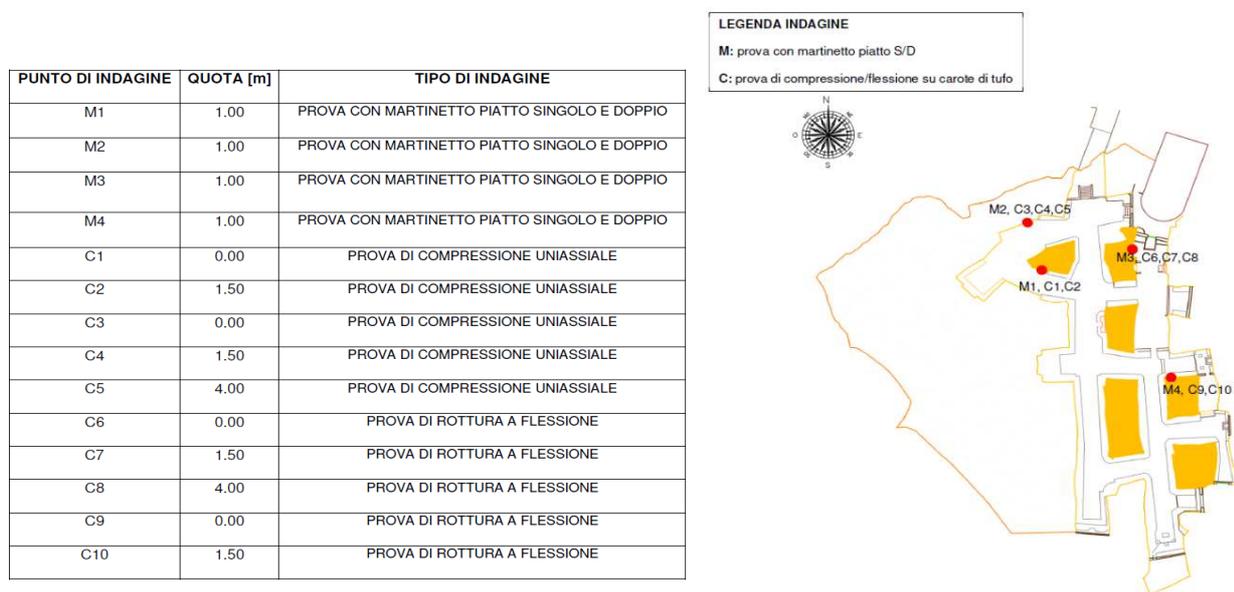


Figura 16. Tipologia ed ubicazione di indagine per la caratterizzazione meccanica del tufo costituente la cavità.

Con riferimento a queste ultime si ricorda che la **prova con martinetto singolo** valuta in una porzione di muratura o di ammasso lapideo la variazione dello stato tensionale che viene causato da un taglio eseguito perpendicolarmente alla superficie di prova e consente di stimare la *tensione esistente nella muratura o nell'ammasso in condizioni di esercizio* (v. fig. 17).

La **prova con martinetto piatto doppio** consente invece di distinguere la *fase elastica da quella caratterizzata da deformazioni irreversibili*, di individuare il *modulo elastico della muratura* e di determinare la *tensione di collasso della muratura*.

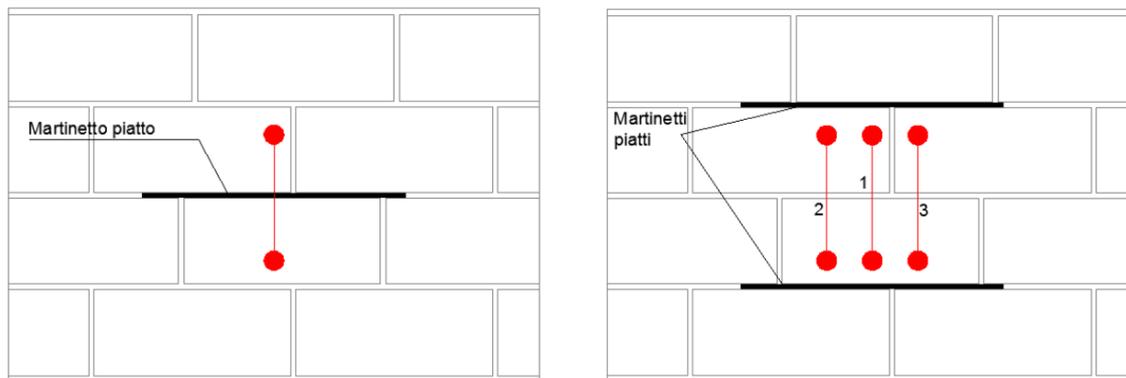


Figura 17. Schema di prova con martinetto piatto: singolo (a sinistra), doppio (a destra).

I rapporti delle prove eseguite sono consultabili nella Relazione n.1, mentre nella Tabella I sono riassunti i risultati ottenuti dalle 4 prove eseguite.

Come può notarsi, le tensioni di esercizio maggiori sono state registrate in corrispondenza dei pilastri, ed in particolare sul pilastro isolato centrale (martinetto M1) in dipendenza di una maggiore area di influenza del carico di copertura gravante su di esso.

I valori della tensione di rottura sono risultati molto simili, ad eccezione del punto M4, laddove la $\sigma_{max}=2.36$ MPa risulta inferiore rispetto al valore medio registrato negli altri punti (M1, M2, M3).

Tabella I. Risultati delle prove meccaniche a compressione eseguite con martinetto piatto

Martinetto	σ_{es} (MPa)	σ_{max} (MPa)
M1	0.83	3.34
M2	0.55	3.17
M3	0.75	3.00
M4	0.67	2.34

Le prove di compressione e flessione sono state eseguite su campioni cilindrici (carote) di dimensioni iniziali pari a 150x300 mm e rettificati successivamente in laboratorio. I campioni sono stati prelevati nei 4 punti ritenuti maggiormente significativi e laddove sono stati realizzati i tagli con i martinetti piatti. Inoltre, al fine di valutare l'eventuale variazione delle caratteristiche meccaniche di resistenza del tufo lungo ciascuna verticale, i provini sono stati ottenuti a differenti quote in parete (v. fig. 19).

Tabella II. *Risultati delle resistenze meccaniche ottenute dalle prove di compressione e flessione.*

Campione	Resistenza a compressione (MPa)	Resistenza a flessione (MPa)
C1	1.53	-
C2	2.26	-
C3	2.63	-
C4	2.30	-
C5	3.62	-
C6	-	0.938
C7	-	0.938
C8	-	0.984
C9	-	0.914
C10	-	0.962

Come si può vedere dal confronto riportato in tabella I, le prove col doppio martinetto piatto hanno restituito tensioni di esercizio di gran lunga inferiori rispetto alle corrispondenti tensioni a rottura.

Inoltre, le prove di laboratorio hanno evidenziato, per i campioni prelevati, resistenze a flessione inferiori rispetto a quelle a compressione.



Figura 18. Prove con martinetto piatto doppio eseguite per la valutazione della tensione di rottura.



Figura 19. Prelievo del campione C3 in corrispondenza della prova con martinetto piatto M2 (a sinistra) e prelievo del campione C6 in corrispondenza della prova con martinetto piatto M3 (a destra).

Le dimensioni di prova dei provini ed i risultati delle sperimentazioni sono dettagliati nei rapporti allegati alla Relazione n.1.

5. MONITORAGGIO DELLA CAVITA'

Come accennato nel par. 2.2.3, il rilievo geostrutturale dell'ammasso roccioso descritto nel par. ha individuato 84 discontinuità significative, distribuite principalmente in alcuni settori delle pareti e all'intersezione delle navate, ovvero isolate in prossimità degli spigoli ed in volta. In funzione della loro distribuzione ed orientamento, unitamente alle valutazioni fatte nel corso delle ispezioni visive dello stato di conservazione degli interventi esistenti illustrate nel par. 2.2.10, sono state valutate le situazioni caratterizzate da maggiori criticità e meritevoli di particolare attenzione: per esse è stato previsto un monitoraggio esteso ad una durata complessiva di 2 anni, mediante l'installazione della seguente strumentazione:

- ✓ n. 4 **Estensimetri elettrici** con sensore potenziometrico di spostamento e datalogger wireless/centralina di acquisizione in continuo;
- ✓ n. 20 **Fessurimetri planari** a lettura manuale distribuiti all'interno della cavità per il controllo di fratture isolate.

Le diverse metodologie di controllo sono state individuate in funzione dell'accessibilità del punto di misura, della significatività della lesione e sulla opportunità di seguire l'eventuale evoluzione sul medio/lungo periodo (misura in continuo) ovvero avere un riscontro puntuale ma diretto ed immediato (rilievo manuale). In particolare la prima tipologia di strumento è stata installata in quattro sezioni ubicate sia in parete che su pilastri in corrispondenza spigoli e incroci delle navate significativi per l'elevata criticità in quanto potrebbero generarsi distacchi ovvero crolli in volta (v. fig. 21); la seconda in quelle zone, come ad esempio nella "*Navata dei Pezzentelli*" in prossimità dell'ingresso (v. fig. 22) , dove la densità, l'ampiezza e la distribuzione delle discontinuità evidenziavano un quadro fessurativo generalizzato da tenere sotto osservazione su più ampia scala.

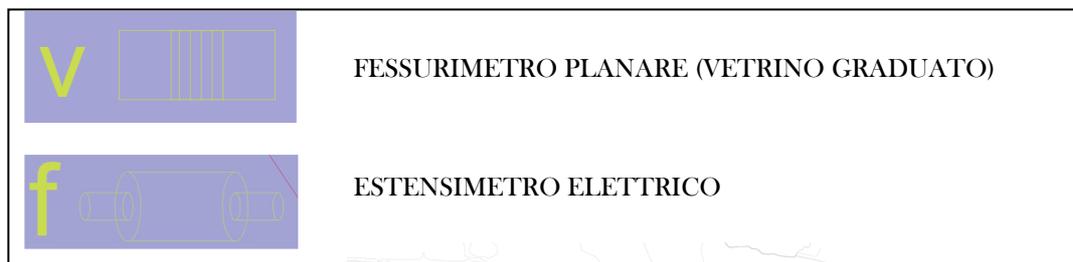


Figura 20. Ubicazione della strumentazione installata per il monitoraggio.



Figura 21. Installazione di estensimetri elettrici in corrispondenza di spigoli.



Figura 22. Parete della “Navata dei Pezzentelli” interessata da un diffuso quadro fessurativo (a sinistra) e operazioni di installazione di fessurimetri planari (a destra).

Ad integrazione del monitoraggio del quadro fessurativo, è stato previsto anche un sistema di misura della concentrazione di Gas Radon. A tal fine sono stati installati n.15 dosimetri certificati ACCREDIA, la cui ubicazione è riportata nella fig. 23, che verranno sostituiti con cadenza semestrale e per una durata di un anno, allo scopo di valutare eventuali variazioni stagionali della concentrazione di gas.

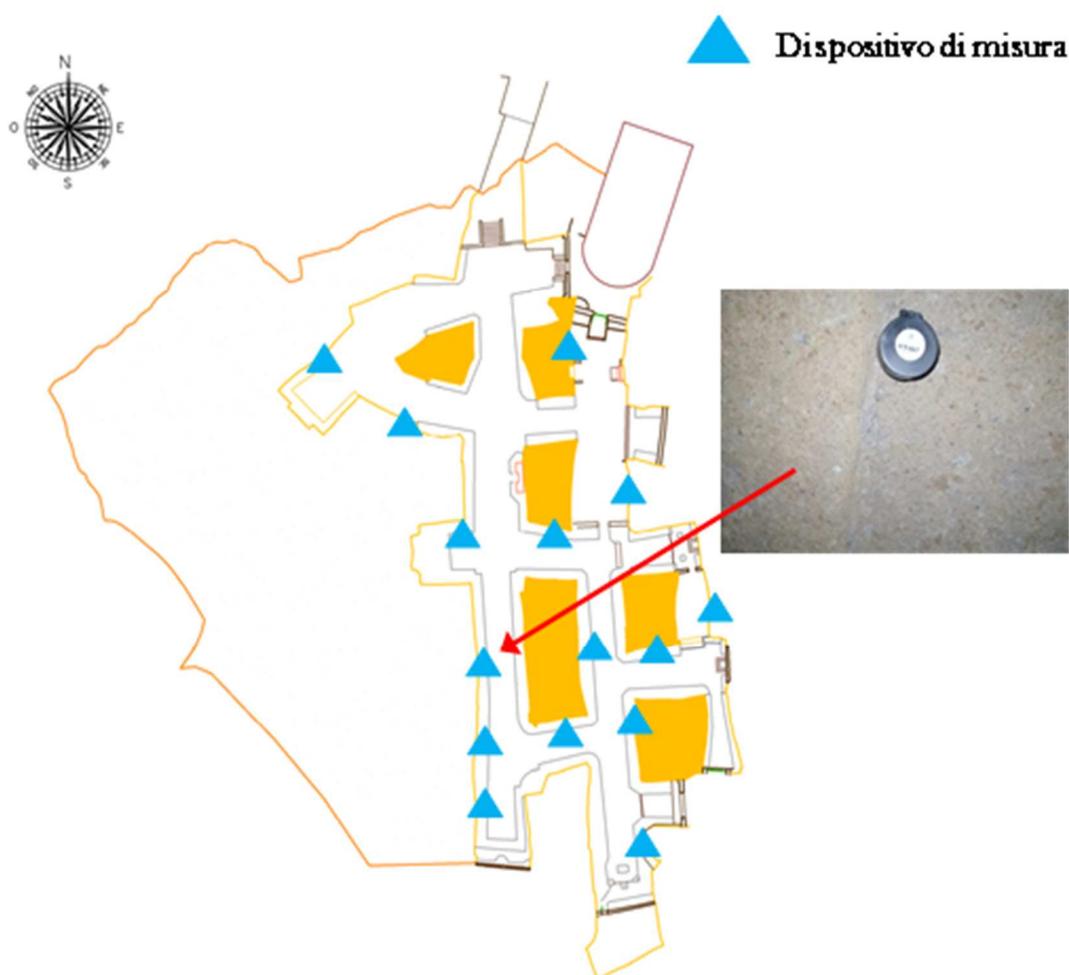


Figura 23. Ubicazione dei dosimetri installati per il rilievo della concentrazione di Gas Radon.

Maggiori dettagli sulla strumentazione installata sono riportati nel “Report Strumentazione di Monitoraggio” - Relazione n. 8.

6. VALUTAZIONE DELLE CONDIZIONI STATICHE DELLA CAVITA’

6.1 - Premessa

Per una migliore definizione delle attuali condizioni di stabilità del complesso del Cimitero delle Fontanelle, le informazioni ottenute dalla campagna di indagine effettuata sono state utilizzate per implementare un adeguato modello geotecnico per valutare gli stati tensionali agenti nelle varie sezioni dell’ammasso tufaceo e i margini di sicurezza di queste ultime rispetto le condizioni di collasso. Tali informazioni, opportunamente valutate sulla base delle ispezioni visive eseguite sugli interventi del 2000, hanno permesso di determinare da una parte lo “stato di salute” di volte e pilastri, e dall’altra procedere ad una zonazione dell’ipogeo finalizzata alla definizione di percorsi sicuri per la fruizione degli ambienti sotterranei da parte del pubblico, e dare le prime indicazioni su eventuali interventi di manutenzione ordinaria o straordinaria, ove necessari.

La valutazione dello stato tensionale negli elementi di una cavità è solitamente molto complessa in quanto dovrebbe essere noto:

- a) l’andamento geometrico, quasi sempre molto irregolare, della struttura;
- b) il quadro fessurativo della roccia in cui è stata o viene scavata;
- c) proprietà geomeccaniche della roccia e delle discontinuità;
- d) lo stato tensionale iniziale in sito (K_0);
- e) l’evoluzione della resistenza meccanica nel tempo (resistenza a lungo termine);
- f) la legge costitutiva della roccia, tenendo conto anche dell’eventuale l’effetto della parziale saturazione di questa ultima;
- g) l’azione del sisma.

È evidente come non sia possibile tenere in conto tutti detti parametri e sia necessario ricorrere a metodi approssimati che studiano, in modo separato fra loro i vari elementi della cavità, ad esempio la volta e gli elementi portanti (pilastri).

Pertanto la valutazione delle condizioni di stabilità della cava è stata eseguita dapprima con riferimento alla sola stabilità della volta e dei pilastri in maniera semplificata e successivamente con un modello numerico attraverso un codice alle differenze finite 3D.

A tal fine si è preliminarmente proceduto alla definizione di un modello geotecnico di riferimento a partire dai risultati dei rilievi e delle indagini eseguite, già descritte nei par. 2 e 3. Nei paragrafi successivi verranno esposti i risultati ottenuti.

6.2 - Caratterizzazione fisico-meccanica e modello geotecnico del sottosuolo

Come accennato nel paragrafo precedente, l'obiettivo principale delle indagini geotecniche è stata la determinazione dei parametri necessari per la messa a punto di un modello numerico che consentisse di valutare la presenza di zone critiche da sottoporre a monitoraggio o eventualmente interdire per consentire la fruizione in sicurezza del sito. Preliminarmente è stato necessario definire un modello geometrico su cui basare il modello geologico (spessori del tufo a tetto della cavità e dei terreni di copertura). A tal fine, partendo dai risultati dello studio geomeccanico, le discontinuità presenti sono state catalogate e rappresentate nelle tavole prodotte in pianta e sezione (v. Fig. 3).

Passando poi al modello meccanico, preliminarmente sono stati raccolti i dati geotecnici ottenuti dalle indagini eseguite. Come già illustrato nei par. 2.2.4 e 3 il programma di prove geotecniche è consistito nella esecuzione di:

- ✓ 3 prove **penetrometriche DPM** per la valutazione dello spessore della copertura piroclastica sciolta al tetto del banco di tufo, spinte a profondità comprese tra i 3.10 m ed i 7.10 m;
- ✓ 4 prove con **martinetto piatto** singolo e doppio per la valutazione dello stato tensionale attuale e per la resistenza a rottura del tufo dell'ammasso;
- ✓ 10 **prelievi di carote di tufo** dai pilastri della cavità, sottoposte a 5 prove di compressione uniassiale e 5 prove di flessione, oltre alla misura del peso dell'unità di volume.

Nelle tabelle seguenti sono riassunti i risultati ottenuti.

Tabella III. *Sintesi dell'interpretazione dei risultati delle prove DPM*

SIGLA	Profondità (m)
DPM1	6.80
DPM2	7.10
DPM3	3.10

Tabella IV. *Prove col martinetto piatto e stima dei margini di sicurezza a compressione nell'ammasso tufaceo*

Martinetto	σ_{cs} (MPa)	σ_{max} (MPa)	FS = σ_{max}/σ_{cs}
M1	0.83	3.34	4.00
M2	0.55	3.17	5.80
M3	0.75	3.00	3.99
M4	0.67	2.34	3.50
Media valori (z=1m dal p.c.)	0,700	2,962	
Deviazione standard	0.123	0.439	

La resistenza a compressione semplice media determinata sui campioni di tufo è di 2,4 MPa.

Dall'interpretazione complessiva dei dati è stato ottenuto il modello geotecnico del sottosuolo utilizzato nelle analisi numeriche, assumendo per tutti i materiali un modello di comportamento elastico- perfettamente plastico con incrudimento negativo, con criterio di rottura alla Mohr Coulomb, i cui parametri sono riportati nella tabella VI.

Tabella V. Prove su carote di tufo

Pilastro	Campione	γ (kNm³)	Res flessione (MPa)
P5	9	15.0	0,91
	10	15.0	0,96
			media=0,94
P1 e M3	6	15.0	0,94
	7	15.0	0,94
	8	15.0	0,98
			media=0.95
P4	1	15.0	1,53
	2	15.0	2,26
			media=1,90
Setto M2	3	14.0	2,63
	4	16.0	2,30
	5	13.5	3,62
			media=2,85

Tabella VI. *Modello geotecnico del sottosuolo adottato*

Materiali	γ_n (kN/m ³)	G_0 [MPa]	ν [-]	σ_t [MPa]	ϕ (°)	c_p [kPa]	c_f [kPa]
<i>P (Pozzolana)</i>	15.0	129	0.3	0.01	33	30	10
TGN <i>(Tufo giallo napoletano)</i>	14.0	603	0.17	120	29	750	120
D (Riempimento fondo)	13.0	202	0.37	0.01	26	40	10

6.3 - Analisi di stabilità della cavità

6.3.1 Analisi semplificate

Per quanto detto nel par. 6.1 le condizioni di stabilità dell'ammasso tufaceo sono state preliminarmente analizzati con metodi semplificati riportati nella letteratura scientifica (Scotto di Santolo et al., 2015), al fine di individuare per grandi linee ed in maniera speditiva le zone con maggiori criticità dove concentrare le analisi numeriche.

Le analisi sono state eseguite con riferimento sia ai pilastri che alle volte; nel seguito ne verranno illustrati procedure e risultati.

6.3.2 Valutazione dello stato tensionale nei pilastri

Per il calcolo della tensione verticale agente nei pilastri è stato utilizzato il cosiddetto metodo delle *aree di influenza*, secondo il quale la tensione di compressione σ_v alla base dei pilastri è data dalla:

$$\sigma_v = \gamma_p h_p + (A_i \sum \gamma_i h_i) / A_p \quad (1)$$

dove γ_p , h_p ed A_p sono rispettivamente il peso dell'unità di volume, l'altezza e l'area del pilastro considerato; γ_i ed h_i sono i pesi dell'unità di volume e gli spessori degli strati di terreno a copertura della cavità, ed A_i è la cosiddetta area di influenza, delimitata dal poligono definito tracciando in pianta delle linee di uguale distanza tra pilastri contigui. Tale area di influenza identifica quindi la

porzione di colonna stratigrafica direttamente gravante sul singolo pilastro. Il carico sul pilastro è stato determinato tenendo conto della morfologia esterna del suolo ed assegnando al tufo ed ai terreni di copertura un peso dell'unità di volume cautelativamente pari a 15 kN/m^3 , immaginando la completa saturazione dei depositi.

La tensione media verticale di compressione nel pilastro σ_v , è stata determinata alla quota dell'attuale piano di calpestio. Il coefficiente di sicurezza è stato valutato come rapporto fra la resistenza a compressione semplice σ_c , determinata sui campioni di laboratorio (cfr. par. 6.2) e la tensione verticale media σ_v . I risultati delle verifiche sono riportati in Tabella VII; come si può osservare, i margini di sicurezza risultano di norma alquanto elevati. Fa eccezione il solo pilastro 4 ubicato in prossimità dell'ingresso tra la "Navata degli Appestati" e quella "dei Pezzentelli" (v. fig. 4), per il quale il coefficiente di sicurezza è di poco superiore all'unità.

Tale risultato può essere giustificato con la geometria del pilastro, la cui sezione, a parità di superficie influente, risulta più ridotta rispetto quella degli altri pilastri, e trova in qualche misura riscontro con la presenza di una serie di discontinuità in corrispondenza degli spigoli del pilastro stessa, dovute molto probabilmente agli elevati stati tensionali che si concentrano in tali zone. E' comunque da tener presente che il metodo delle aree d'influenza è in genere cautelativo, per cui i risultati ottenuti sono solo indicativi dello stato tensionale nei pilastri. Naturalmente i calcoli effettuati non tengono conto di eventuali lesioni nei pilastri o di forti variazioni della sezione dei pilastri, che potrebbero aggravare lo stato tensionale calcolato o peggiorare il livello tensionale. E' inoltre da tenere presente che il metodo, per come formulato, non tiene conto della presenza di eventuali interventi di consolidamento, e pertanto fotografa la situazione che nel 2000 suggerì, proprio per questo elemento strutturale, la realizzazione delle chiodature già richiamate nella premessa del par. 1.

Proprio per superare queste incertezze, il pilastro P4 è stato oggetto di un approfondimento delle indagini; su di esso è infatti stata eseguita una delle prove con il martinetto piatto, eseguita in una zona meno distante dallo spigolo, dove le tensioni misurate in sito sono risultate comunque significativamente lontane da quelle a rottura (cfr. prova con martinetto piatto in tab. IV).

Tabella VII. Risultati delle analisi di stabilità dei pilastri/setti

Pillar [#]	A _p [m ²]	A _i [m ²]	A _i /A _p	h _p [m]	S [m]	σ _v [kPa]	SF [-]
P1	108	385	3.6	11	13	863	3.48
P2	101	390	3.8	7	17	1085	2.76
P3	198	540	2.7	7	23	1047	2.87
P4	68	494	7.2	12	25	2888	1.04
P5	98	267	2.7	7	13.5	659	4.56
P6	151	322	2.1	7	14	552	5.44
P7	254	644	2.5	7	27	1132	2.65
P8	89	233	2.6	8	6	356	8.42
P9	102	276	2.7	7	10	511	5.87

6.3.3 Valutazione dello stato tensionale in volta

Anche per le volte sono state eseguite analisi semplificate con riferimento a meccanismi di rottura locale e generale. In accordo con quanto riportato in Scotto di Santolo et al, 2015 è stato ricavato il valore critico della luce in volta L_c per il quale avviene la rottura generale, attraverso la formula:

$$L_c = 1.225 \cdot t^* \cdot (\sigma_c / \sigma_v)^{0.5} \quad (2)$$

Il coefficiente di sicurezza in volta è stato, quindi, valutato come rapporto fra la luce esistente e quella critica. I risultati sono riportati in Tabella 7. Si osserva anche in questo caso che le condizioni di sicurezza sono ridotte per la zona della navata dei Pezzentelli, dei Preti, e nella zona centrale della navata degli Appestati; in tali zone, per ampi tratti, nel corso degli interventi del 2000 furono realizzati opere di protezione costituite da reti e chiodature per prevenire i distacchi di elementi lapidei (cfr. par. 1).

6.3.4 - Analisi numeriche

Come accennato nel par. 6.1, per valutare il comportamento globale dell'ammasso tufaceo interessato dalle cavità che ospitano il Cimitero delle Fontanelle, anche alla luce dei risultati forniti dalle analisi semplificate illustrate nei paragrafi precedenti, sono stati valutati gli stati di sollecitazione e le

condizioni di stabilità globali attraverso una analisi alle differenze finite con riferimento al del modello 3D ottenuto dalla post elaborazione delle nuvole di punti acquisite dai rilievi effettuati con differenti tecniche e come descritto nei paragrafi precedenti (v. par. 2.2.2), realizzato dall'unione delle diverse campagne di rilievo, opportunamente georiferite, elaborate in modo da integrare perfettamente l'ambiente ipogeo nella collina che la ospita nonostante la fitta vegetazione presente.

Tabella VIII. *Risultati delle analisi di stabilità della volta*

Vault [#]	L_{max} [m]	t [m]	$h_i = (S-t)$ [m]	σ_v [kPa]	L_c [m]	SF [-]
P1-P4	10.0	5.5	7.5	112.5	34.8	3.48
P2-P9	11.3		11.5	172.5	28.1	2.50
P3-P5	10.0		17.5	262.5	22.8	2.28
P4-Pezz.	17.5		19.5	292.5	21.6	1.23
P5-P6	8.8		8.0	120.0	33.7	3.85
P6-P7	11.3		8.5	127.5	32.7	2.91
P7-Preti	17.5		21.5	322.5	20.5	1.17
P8-P1	15.0		0.5	7.5	134.8	8.98
P9-Exit	10.0		4.5	67.5	44.9	4.49

L'analisi statica del sito è stata condotta in tre fasi:

- 1) Equilibrio in condizioni statiche della collina prima dello scavo;
- 2) Equilibrio della collina dopo lo scavo dell'intera cava fino all'antico piano di calpestio;
- 3) Equilibrio della cava dopo l'accumulo dei detriti fino all'attuale piano di calpestio.

Non sono stati simulati gli interventi di consolidamento eseguiti nel recente passato per poter calibrare il modello anche sulla base dei danni rilevati. I risultati ottenuti sono riportati nel seguito in termini di tensioni verticali, tensioni orizzontali, punti plastici e fattore di sicurezza locale.

Nella fig. 25 sono riportati i valori delle tensioni verticali, calcolate alla fine delle tre fasi, rappresentate nella sezione F-F e in pianta in corrispondenza del piano di calpestio attuale.

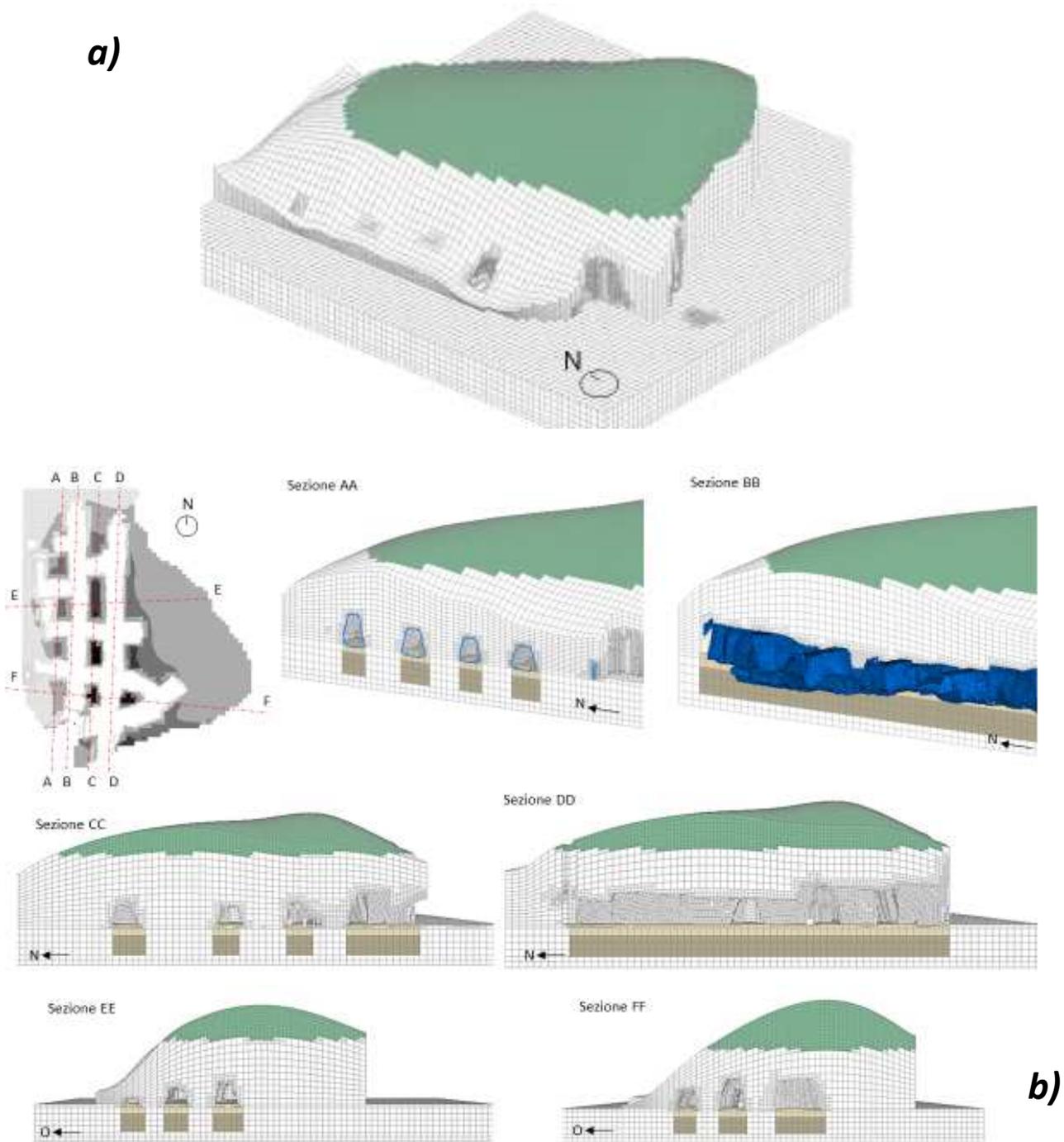


Figura 24. Modello 3D utilizzato nelle analisi numeriche: a) assonometria; b) pianta con indicazione delle sezioni analizzate.

Le tensioni verticali massime risultano concentrate alla base dei pilastri, in corrispondenza dell'attuale piano di calpestio, dove, oltre ad essere massimi i carichi verticali l'area della sezione è minore, per la caratteristica conformazione del pilastro che si riduce procedendo verso il basso. I valori delle tensioni restituiti dalle analisi numeriche si ritrovano in perfetto accordo con quelli misurati nel corso delle prove col martinetto piatto, a conferma della attendibilità del modello implementato. Unica eccezione riguarda il pilastro P4, per il quale le analisi restituiscono, anche in questo caso, valori delle tensioni prossime ai limiti di sicurezza, e superiori a quelli misurati con i martinetti. Va però tenuto presente che anche nel modello numerico utilizzato non è stata contemplata la presenza dell'intervento di consolidamento realizzato nel 2000.

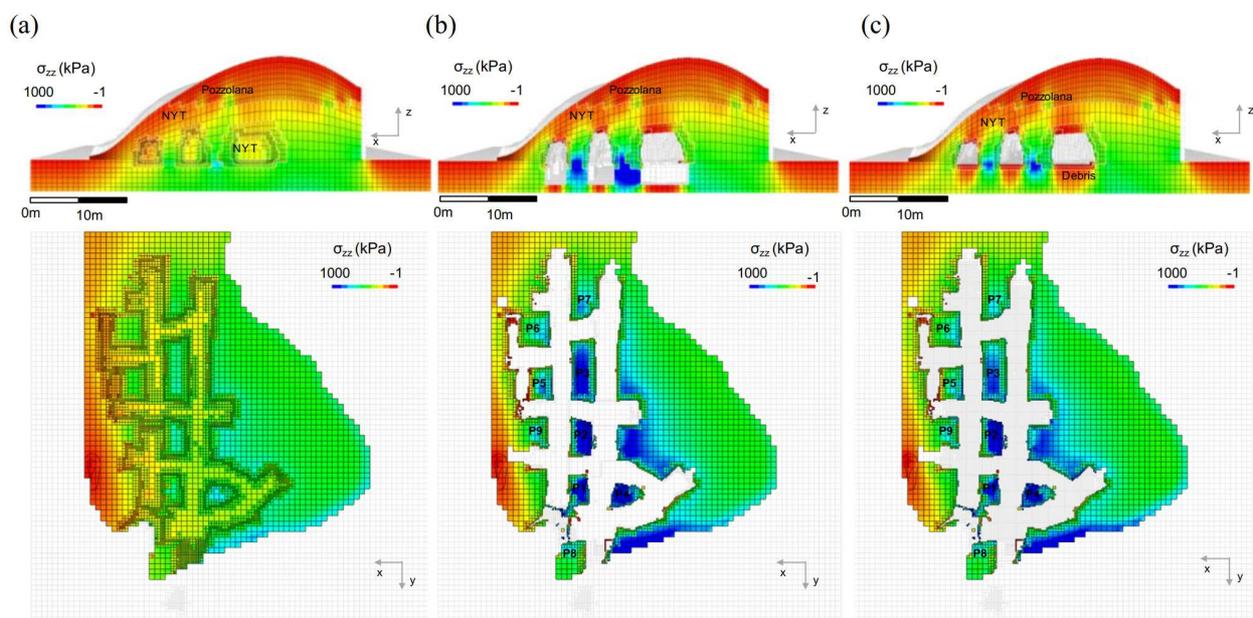


Figura 25. Storia delle tensioni verticali (negative di trazione) calcolate nelle tre fasi simulate: a) erosione della collina; b) scavo della cavità; c) riempimento delle navate fino all'attuale piano calpestio

In figura 26. si riporta il valore del coefficiente di sicurezza locale, valutato come il rapporto tra lo stato tensionale agente e quello limite, per ogni elemento del reticolo sul piano orizzontale passante per il piano calpestio. Coerentemente con quanto osservato in sito si evidenzia che i fattori di sicurezza locali minori si verificano in corrispondenza dei pilastri e dei setti nella zona di ingresso.

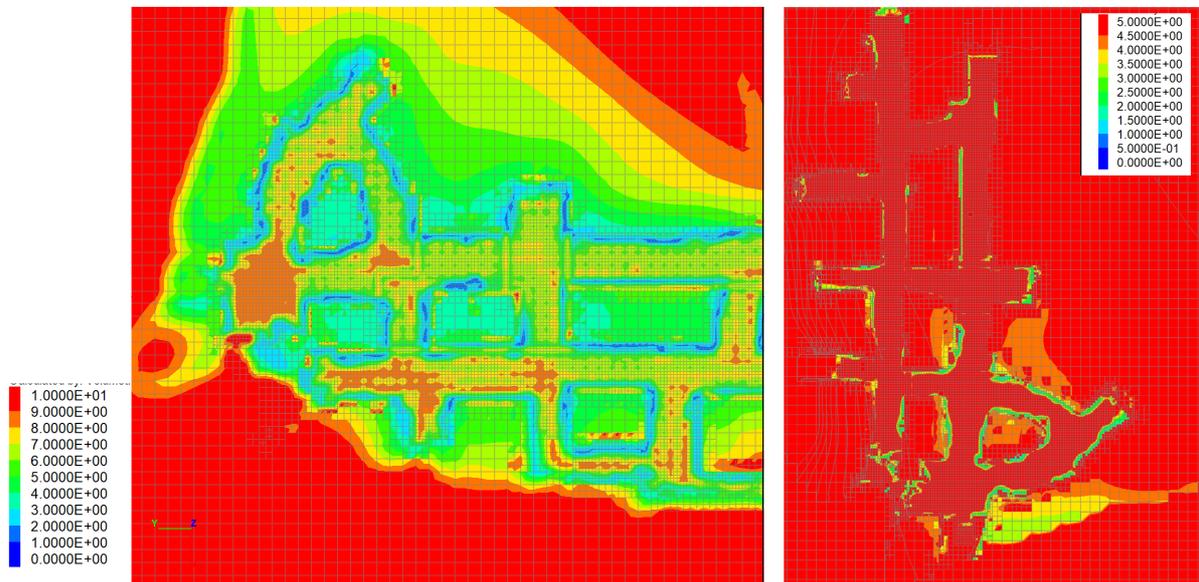


Figura 26. *Fattore di sicurezza locale in corrispondenza del piano calpestio*

La figura 27 mostra le tensioni orizzontali agenti lungo la sezione verticale D-D e F-F, con un ingrandimento in corrispondenza della volta dove si osserva l'attingimento delle condizioni di resistenza del tufo per trazione. In fig. 28 sono rappresentati i punti plastici in volta al termine della fase tre. Si osserva che la resistenza a trazione è attinta nella zona di ingresso, segue parte della “*Navata degli Appestati*” per poi deviare nella parte terminale della “*Navata dei Preti*”. Le tensioni orizzontali agenti lungo la sezione della navata degli Appestati sono riportate in fig. 29 insieme alla valutazione del coefficiente locale di sicurezza valutato come rapporto tra le tensioni agenti e quelle a rottura per trazione e compressione del tufo. Si osserva che la condizione è lontana dal collasso generale ma localmente, nella zona dell'ingresso, i valori tensionali evidenziano una condizione di danneggiamento diffuso, dove però, si ricorda, sono già stati realizzati una serie di interventi di consolidamento nel 2000. Infine, una riduzione dei margini di sicurezza è stata evidenziata anche nella zona centrale della “*Navata dei Preti*” (v. fig. 26) non interessata però da precedenti interventi di consolidamento.

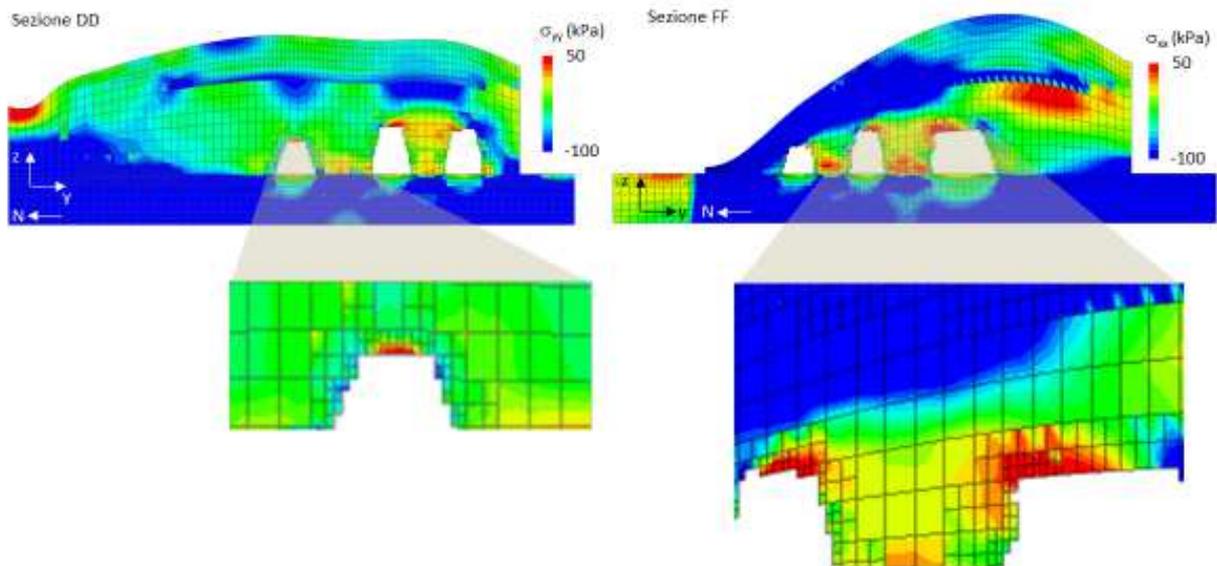


Figura 27. Tensioni orizzontali nella sezione D-D e F-F (in rosso tensioni di trazione)

Pertanto, per quanto riguarda lo stato tensionale in volta, anche con le geometrie attuali dell'impianto caveale, coerentemente con quanto osservato in occasione degli studi eseguiti per i lavori di consolidamento del 2000, le analisi hanno evidenziato una concentrazione dei punti plastici in corrispondenza della zona di ingresso e la persistenza di una famiglia di discontinuità principali orientata in direzione EO. Tale situazione, confermata dalla nuova campagna di rilievi geologici-strutturali e geomeccanici, ha guidato il posizionamento del sistema di monitoraggio installato.

Dopo l'esame e la valutazione della distribuzione degli stati tensionali calcolati, sono state valutate le caratteristiche della sollecitazione, al fine di definire i valori del coefficiente di sicurezza attuali.

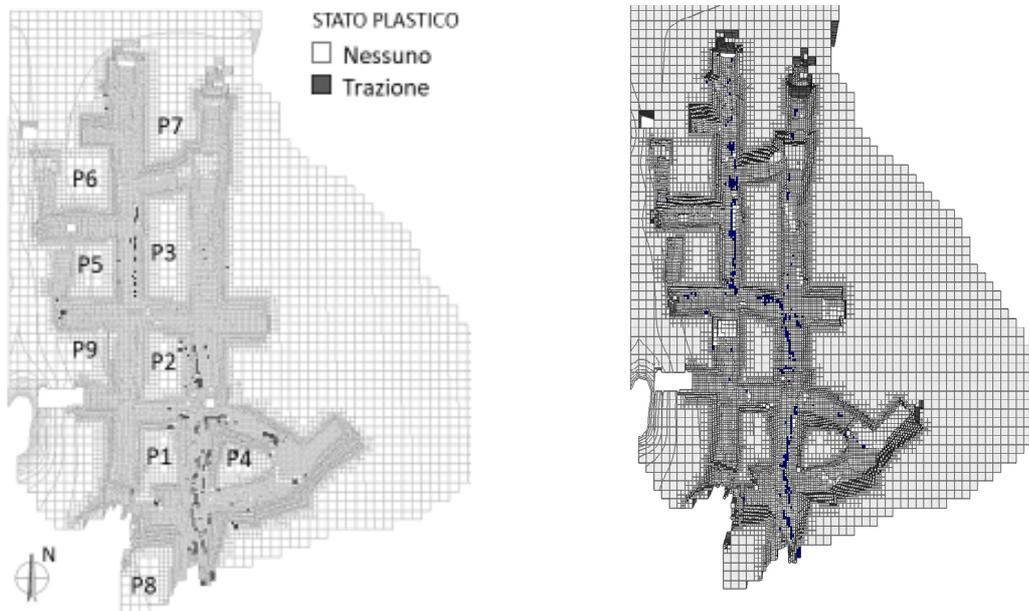


Figura 28. Punti plasticizzati sulle volte alla fine della fase 3

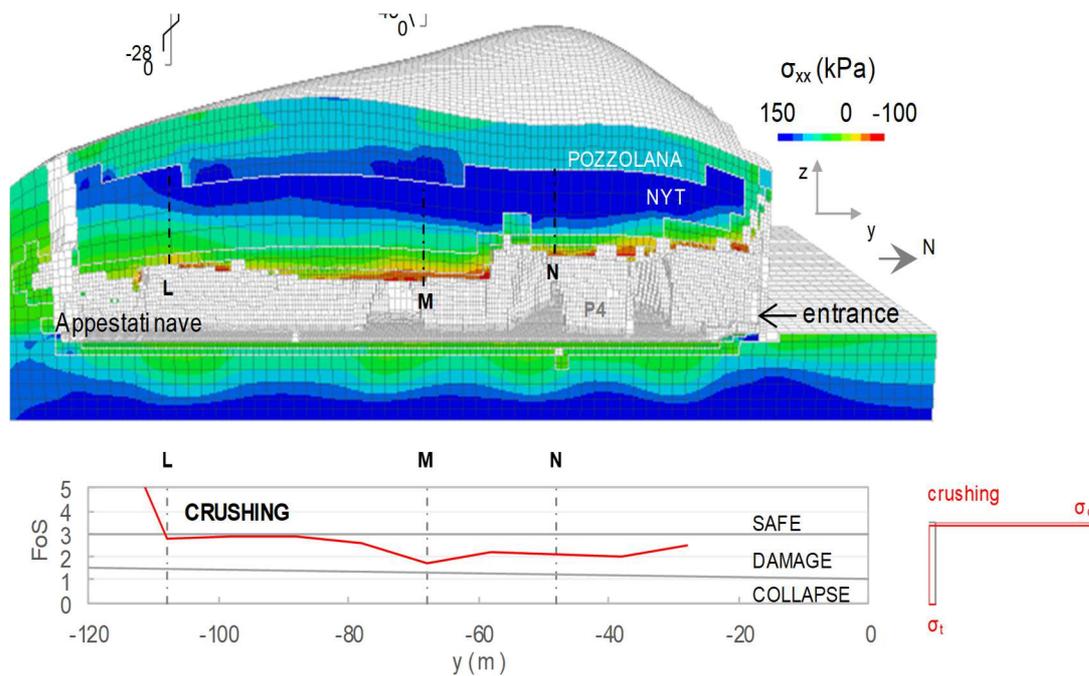


Figura 29. Tensioni orizzontali agenti e verifica della volta lungo la sezione passante per la “Navata degli Appestati”

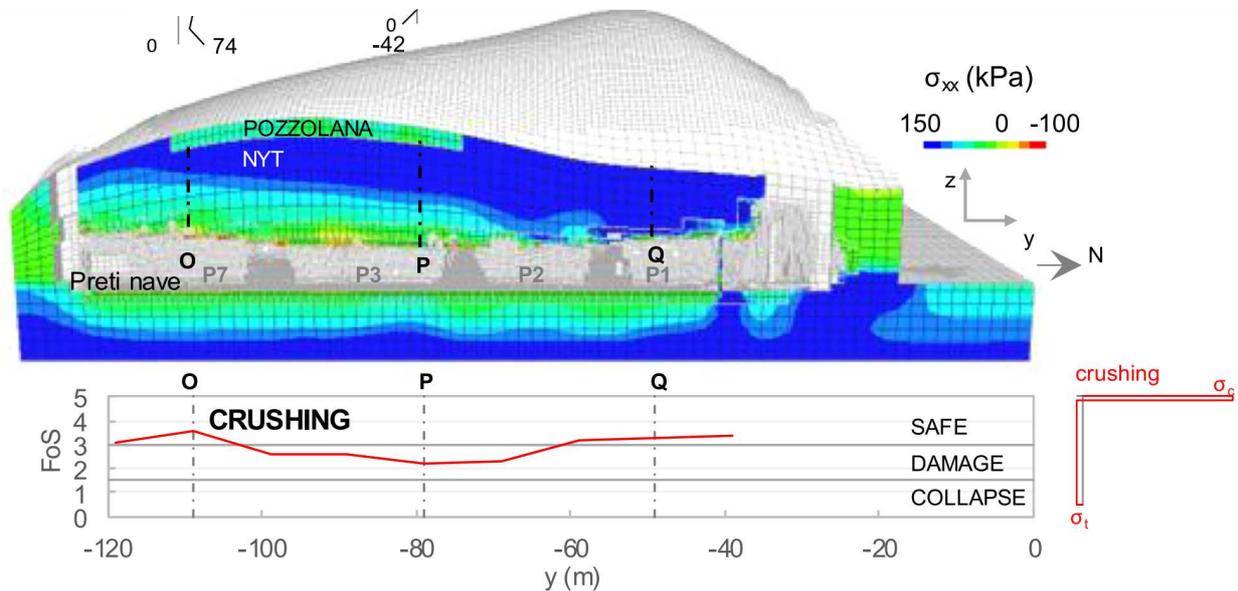


Figura 30. Tensioni orizzontali agenti e verifica della volta lungo la sezione passante per la “Navata dei Preti”.

La variazione di tale parametro può essere quantificata:

- ✓ in modo puntuale, nella sezione, valutando la distanza dello stato tensionale agente in ogni singolo elemento della *mesh* dalla condizione di rottura;
- ✓ in maniera complessiva, per i singoli elementi geometrici, confrontando le caratteristiche della sollecitazione agenti nella sezione di ogni pilastro con i rispettivi valori di rottura.

In entrambi i casi è necessario definire una condizione di rottura di riferimento, ovvero uno stato limite rispetto al quale valutare le condizioni di sicurezza. In condizioni statiche il collasso più frequente nei pilastri è legato a un incremento della tensione principale massima (assumendo la compressione positiva), indotto da un eccessivo sovraccarico, associato, ad esempio, alla costruzione di un nuovo edificio limitrofo al pilastro.

In fig. 31 sono rappresentati i cerchi di Mohr degli stati tensionali agenti nei pilastri e i corrispondenti cerchi a rottura per attingimento della spinta passiva. Sebbene nessun elemento attinga in condizioni

statiche il criterio di rottura, dall'analisi visiva della fig. 31 è possibile osservare che le componenti deviatoriche τ più significative (fino a 1.3MPa) sono associate ai pilastri P1, P2 e P4. Tale osservazione è confermata dai valori dei fattori di sicurezza calcolati come rapporto tra la tensione principale massima (di compressione) agente e il suo valore a rottura per spinta passiva. I *contours* dei fattori di sicurezza riportati in fig. 31 per ogni pilastro: essi assumono valori inferiori a 3 solo per i pilastri P1 P4 e P6, ancora una volta in accordo con le lesioni presenti sulle pareti ed i dissesti verificatisi in passato, oggetto di precedenti interventi di consolidamento.

7. VALUTAZIONE DELLE CONDIZIONI DI STABILITA' E PRIME INDICAZIONI SUGLI INTERVENTI DI MANUTENZIONE ORDINARIA E STRAORDINARIA

Alla luce delle valutazioni riportate nei paragrafi precedenti, è possibile esprimere un primo parere sulle attuali condizioni di sicurezza della cavità del Cimitero delle Fontanelle rispetto alla fruibilità da parte del pubblico degli ambienti ipogei.

Tali considerazioni sono dedotte da un'analisi integrata dei risultati delle indagini in situ implementati all'interno del modello computazionale posto alla base delle modellazioni numeriche.

Si deve osservare che la disponibilità di tecniche di rilievo adeguate al problema in esame, integrate con indagini storiche, geologiche e geotecniche, consente di ottenere modelli digitali sempre più accurati molto utili, in casi complessi, per la messa a punto di modelli numerici attendibili da sottoporre al calcolo. Ovviamente è fondamentale, per la verifica e progettazione di eventuali interventi di consolidamento, avere a disposizione analoghe conoscenze sulla storia dei carichi e sulle proprietà dei materiali attuali affinché la risposta del modello sia adeguata e giustificata visto il gravoso onere di modellazione e di calcolo nonché di interpretazione dei risultati delle analisi. Pertanto, sono state individuate le principali zone oggetto di ulteriore approfondimento futuro grazie al sistema di monitoraggio installato (§ REL 08).

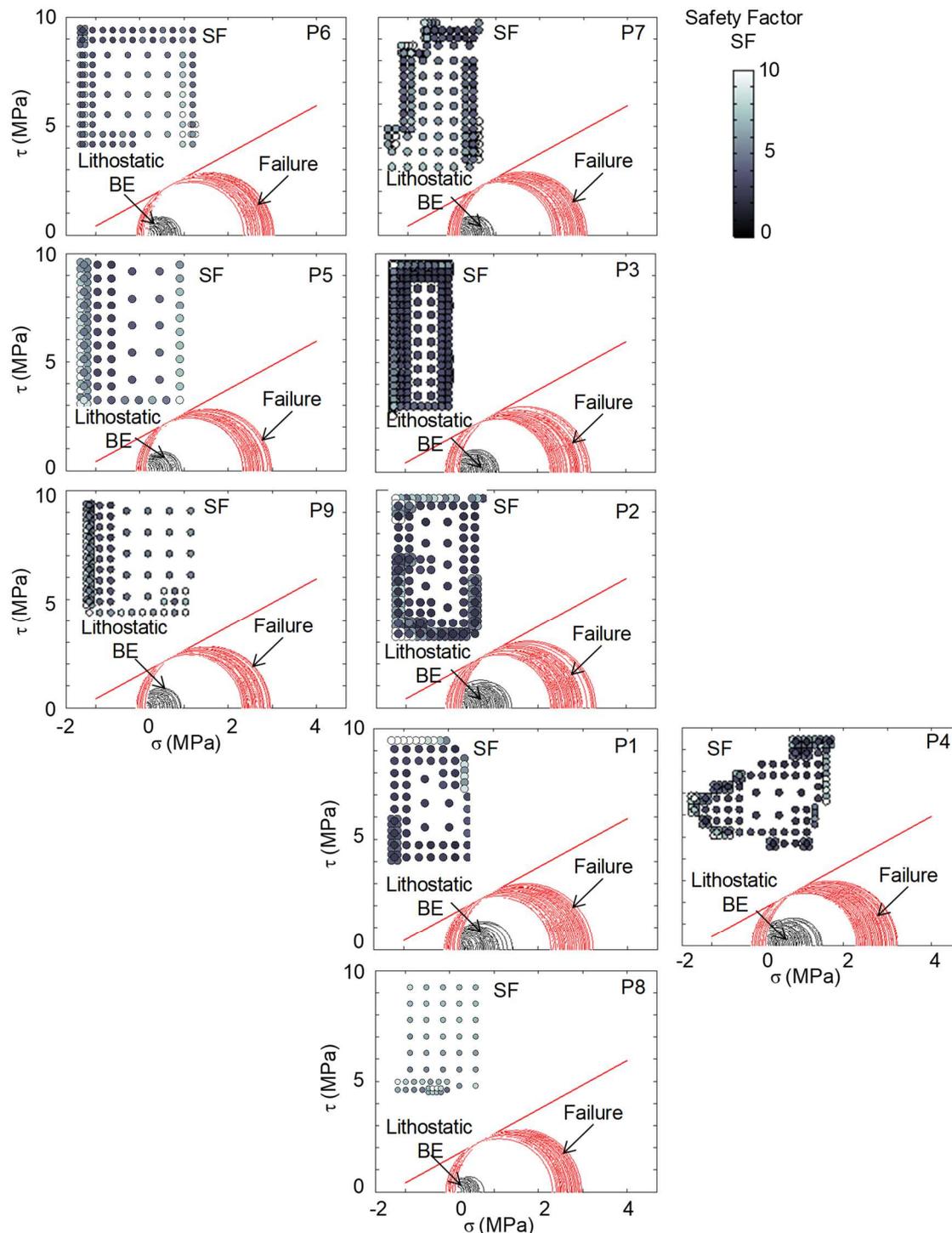


Figura 31. Verifica di sicurezza dei pilastri (Litostatiche BE), espressa attraverso il criterio di rottura e il fattore di sicurezza a piano calpestio

Si precisa inoltre che l'analisi numerica è stata eseguita con riferimento ad un modello continuo equivalente, cioè senza tener conto esplicitamente delle discontinuità presenti ma utilizzando dei parametri opportunamente calibrati, non potendo simulare l'intera storia tensionale (deposizione, tecniche di scavo, riempimento per le "colate dei vergini" ecc.) che ha caratterizzato nei secoli il pittoresco sito analizzato, ma considerando una parte significativa di essa.

Le analisi geotecnico-strutturali consentono di evidenziare le zone che potrebbero essere interessate da meccanismi di rottura globali e che per ora risultano improbabili.

Le indagini eseguite hanno evidenziato che la maggior parte degli ambienti si trova in condizioni di relativa stabilità, con quadri fessurativi e livelli tensionali che non sembrerebbero indurre condizioni di collasso generalizzate. In particolare, lo studio geomeccanico ha evidenziato che le famiglie di discontinuità presenti non individuano, per la loro direzione e persistenza, l'isolamento di blocchi che potrebbero distaccarsi dalle volte e/o dalle pareti.

Anche gli interventi di consolidamento eseguiti negli anni 2000 si trovano tutt'ora in soddisfacenti condizioni di conservazione, e continuano ad assolvere pienamente al compito a loro affidato.

Purtuttavia, nonostante il quadro generale delle condizioni di stabilità risulti sufficientemente rassicurante, esistono alcune situazioni locali che rappresentano potenziali criticità, per le quali occorre prevedere opportuni accorgimenti al fine di prevenire possibili evoluzioni dei fenomeni rilevati verso condizioni di collasso locale.

Le situazioni di maggior preoccupazione sono state rilevate in corrispondenza degli spigoli dei pilastri P1 e P4, e del setto 1, posti in prossimità dell'ingresso, dove sono presenti alcune lesioni che interessano l'intera altezza della parete intersecandosi con le stratificazioni in prossimità della volta. Tale configurazione rappresenta sicuramente una potenziale situazione di criticità che potrebbe dare luogo all'isolamento ed al successivo distacco di blocchi di piccoli o medie dimensioni che interesserebbero il percorso di visita dell'ipogeo. Tali sezioni, rilevate dalle ispezioni in sito, coincidono in buona sostanza con quanto rilevato dalle analisi numeriche; con riferimento alla fig. 28, le porzioni interessate da tali fenomenologie coincidono sostanzialmente con quelle in cui si concentrano i punti plastici restituiti dalle analisi, che, si ricorda, sono concentrati in corrispondenza dell'ingresso, nell'intorno del pilastro P4 e nel tratto della "*Navata degli Appestati*" fino all'altezza del pilastro P2, e, più all'interno, lungo la parete del pilastro P3 della "*Navata dei Preti*".

Mentre nella zona dell'ingresso la superficie interessata risulta essere praticamente estesa all'intera volta e ad una significativa porzione dei pilastri e del setto 1, nella parte più interna dell'ipogeo, probabilmente meno interessata dai detensionamenti del fronte esterno, le discontinuità sono localizzate solo nelle parti più prossime ai pilastri, risultando in tal senso isolate in punti singolari.

Ai fini di una valutazione generale della sicurezza e della fruibilità dell'ambiente, va comunque ricordato che le zone individuate innanzi sono state già in gran parte interessate dagli interventi del 2000, che, come detto, assolvono ancora la loro funzione con buona efficacia.

Pertanto, nell'identificazione e pianificazione degli interventi a medio termine da porre in essere per la fruizione in sicurezza dei luoghi, si può ipotizzare una graduazione delle azioni da mettere in essere, secondo quello che viene definito "*metodo osservazionale*". La rete di strumentazione per il monitoraggio delle discontinuità, unitamente ad un programma di ispezioni periodiche "*a vista*" del quadro fessurativo potrà suggerire di volta in volta gli eventuali interventi correttivi da realizzare.

Un intervento a medio termine da realizzare è rappresentato dall'estensione della messa in opera di reti chiodate con funi sulle porzioni di volta nella zona di ingresso, in prosecuzione a quelle già presenti, per prevenire distacchi dall'alto nella zona maggiormente interessata dall'intersezioni delle diverse famiglie di discontinuità. Ovviamente tale intervento deve essere opportunamente progettato sulla base di un opportuno approfondimento locale delle indagini.

Un ulteriore intervento dovrà riguardare la sostituzione delle putrelle metalliche di sostegno delle porzioni aggettanti dei pilastri P3 e P7, al fine di impedire che l'evoluzione dei fenomeni di ossidazione dell'acciaio nel tratto inserito all'interno dell'ammasso possa indurre la formazione di nuove lesioni con isolamento di blocchi dallo spigolo della parete.

Tra gli interventi di immediata esecuzione, invece, si rendono necessarie tutte quelle azioni finalizzate alla minimizzazione delle possibili cause che potrebbero favorire l'evoluzione dei quadri fessurativi presenti, in dipendenza di un ulteriore detensionamento delle strutture o di una riduzione delle caratteristiche meccaniche dei materiali.

In tale ottica dovrà essere immediatamente migliorata la raccolta e la regimentazione delle acque superficiali, di origine naturale e/o antropica, presenti nei terreni di copertura al di sopra delle volte della cavità. Come accertato dai rilievi topografici, geometrici e termografici eseguiti, la ricostruzione tridimensionale della collina al di sopra del complesso del Cimitero delle Fontanelle e l'investigazione

dei fenomeni di infiltrazione che avvengono nell'ipogeo, ha permesso di accertare che lo stillicidio continuo di acqua presente sulla volta in prossimità dell'ingresso, tra i pilastri P1, P2 e P4, è correlato alla presenza di un pozzetto di recapito delle acque meteoriche presente nell'area della proprietà sovrastante, laddove la presenza di una serie manufatti antropici ne impediscono il corretto deflusso e favoriscono la concentrazione delle acque sulla verticale interessata senza permetterne il deflusso naturale sul versante.

Attesa la situazione innanzi illustrata, a parere della scrivente sarà opportuno, se non necessario, interdire alcune zone del percorso di visita della cavità, e precisamente nelle aree in cui la presenza di lesioni a maggiore concentrazione e apertura, potrebbe favorire il distacco di porzioni di tufo di medio-piccola pezzatura dalle pareti o dalle volte.

Nella fig. 32 è riportata una planimetria in cui sono individuate tali zone che, opportunamente parzialmente o totalmente interdette, contribuiscono alla limitazione dell'esposizione di visitatori e operatori nell'area museale, con conseguenze riduzione del rischio connesso al distacco/crollo di porzioni di cavità.

8.CONCLUSIONI

A conclusione delle attività di ispezione e rilievo delle cavità del Cimitero delle Fontanelle, si precisa che la diagnosi complessiva eseguita attraverso indagini in situ ed analisi numeriche ha evidenziato livelli di stabilità globale soddisfacenti.

Un numero limitato di situazioni di criticità è stato segnalato e inteso meritevole di approfondimenti mediante l'installazione di una specifica strumentazione di monitoraggio.

Per quanto concerne il fenomeno delle infiltrazioni di acqua si suggerisce l'immediata sistemazione del sistema di regimentazione delle acque nei terreni presenti sulla parte superiore della cavità e a cui sono ascrivibili le rilevanti infiltrazioni di acqua nel Cimitero.

Per ciò che attiene gli interventi da porre in essere per un miglioramento delle condizioni di sicurezza dell'ipogeo si ritiene necessario prevedere l'estensione delle reti chiodate con funi sulle porzioni di volta nella zona di ingresso, in prosecuzione a quelle già presenti.

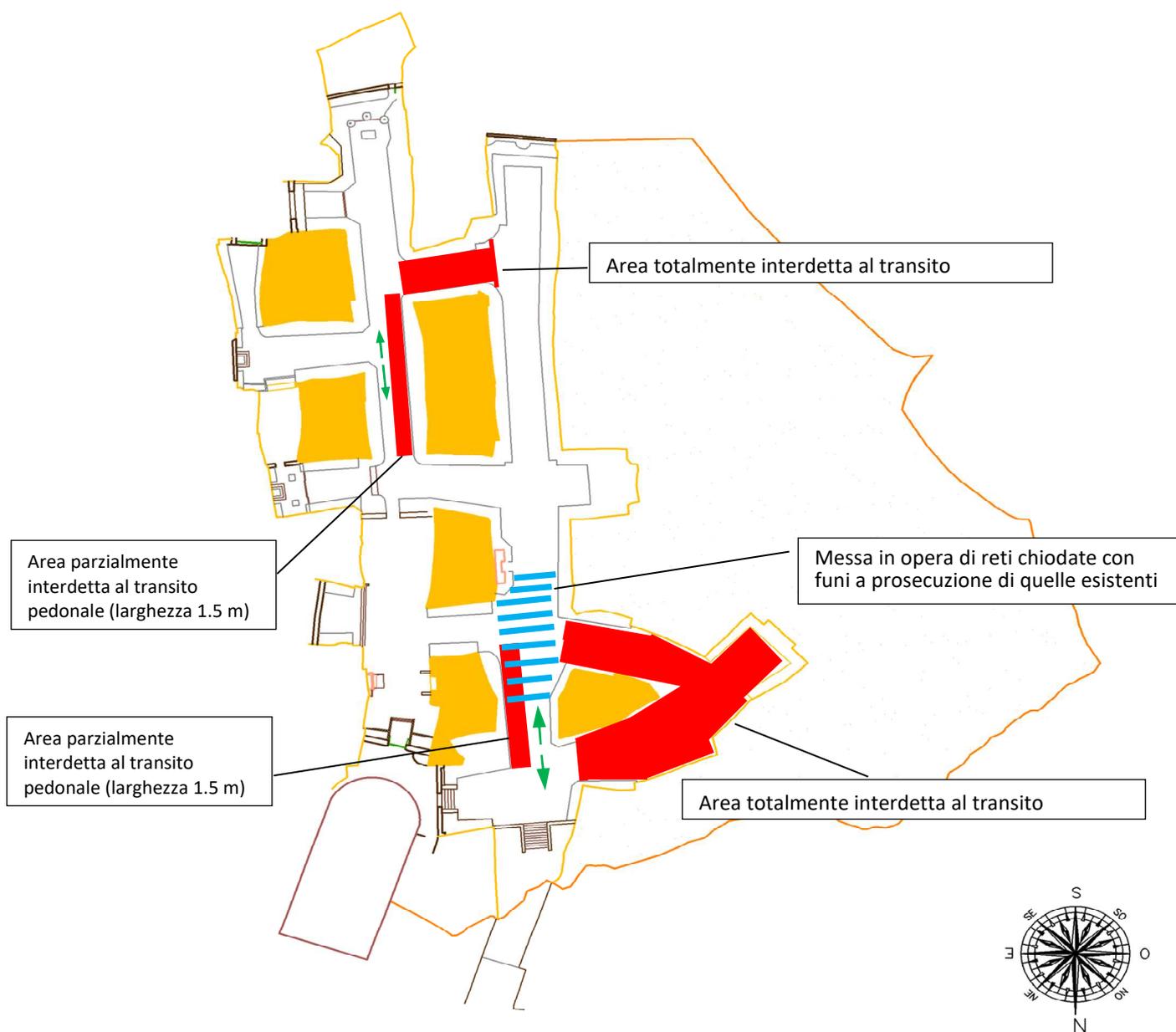


Figura 32. Planimetria delle zone da interdire parzialmente/totalmente al transito dei visitatori.

Per intanto, si consiglia la parziale/totale interdizione di alcune zone ai visitatori della cavità, come appositamente indicato nella figura 32, al fine di ridurre l'esposizione a fenomeni di distacco di pezzature di tufo nelle sezioni più critiche.

Per le motivazioni su esposte si prevede inoltre, di produrre eventuali considerazioni tecniche a seguito delle risultanze delle attività di monitoraggio periodico poste in essere all'interno della cavità.

Napoli, 1/10/2020

Il Direttore Tecnico

Prof. Ing. Massimo Ramondini

Per presa visione

L'Amministratore Unico

Dott. Ing. Donato Infante, PhD

Donato Infante



SINTEMA Engineering s.r.l.
Sistemi Integrati per il Monitoraggio Ambientale
Via Toledo, 156
80134 NAPOLI
Partita IVA 08936751216

BIBLIOGRAFIA

Amato L., (2000). “*Indagine geognostica presso l’Ossario delle Fontanelle*”. Comunicazione personale.

De Silva F., Acconcia A., Ramondini M., Scotto di Santolo A. (2017). “*Analisi di identificazione dinamica di cavità storiche*”. Incontro Annuale dei Ricercatori di Geotecnica 2017- IARG 2017 Matera.

Evangelista L., De Silva F., D’Onofrio A., Di Fiore V., Silvestri F., Scotto di Santolo A., Cavuoto G., Punzo M., Tarallo D. (2016). “*Application of ERT and GPR geophysical testing to the subsoil characterization of cultural heritage sites in Napoli (Italy)*”. Measurement, ISSN: 0263-2241.

Scotto di Santolo A., Evangelista L., Silvestri F., Cavuoto G., Di Fiore V., Punzo M., Tarallo D., Evangelista A. (2015). “*Investigations on the stability conditions of a tuff cavity: the Cimitero delle Fontanelle in Napoli*”. Rivista Italiana di Geotecnica, vol. 3; p. 26-45, ISSN: 0557-1405.

Scotto di Santolo A., Danzi M., Pepe F., (2016). “*Studio delle condizioni di stabilità di cavità storiche finalizzate alla conservazione e fruizione del sito attraverso l’uso integrato di indagini e modellazione numerica 3D*”. Atti del Convegno “La baia di Napoli”, Dicembre 2016.

Scotto di Santolo A., Danzi M., de Silva F., Ebrahimpour B., Evangelista L., Pepe F. (2017). “*L’importanza dell’uso integrato di indagini e modellazione numerica 3D nella conservazione e tutela di cavità storiche*”. XXVI Convegno Nazionale di Geotecnica, Vol. 2