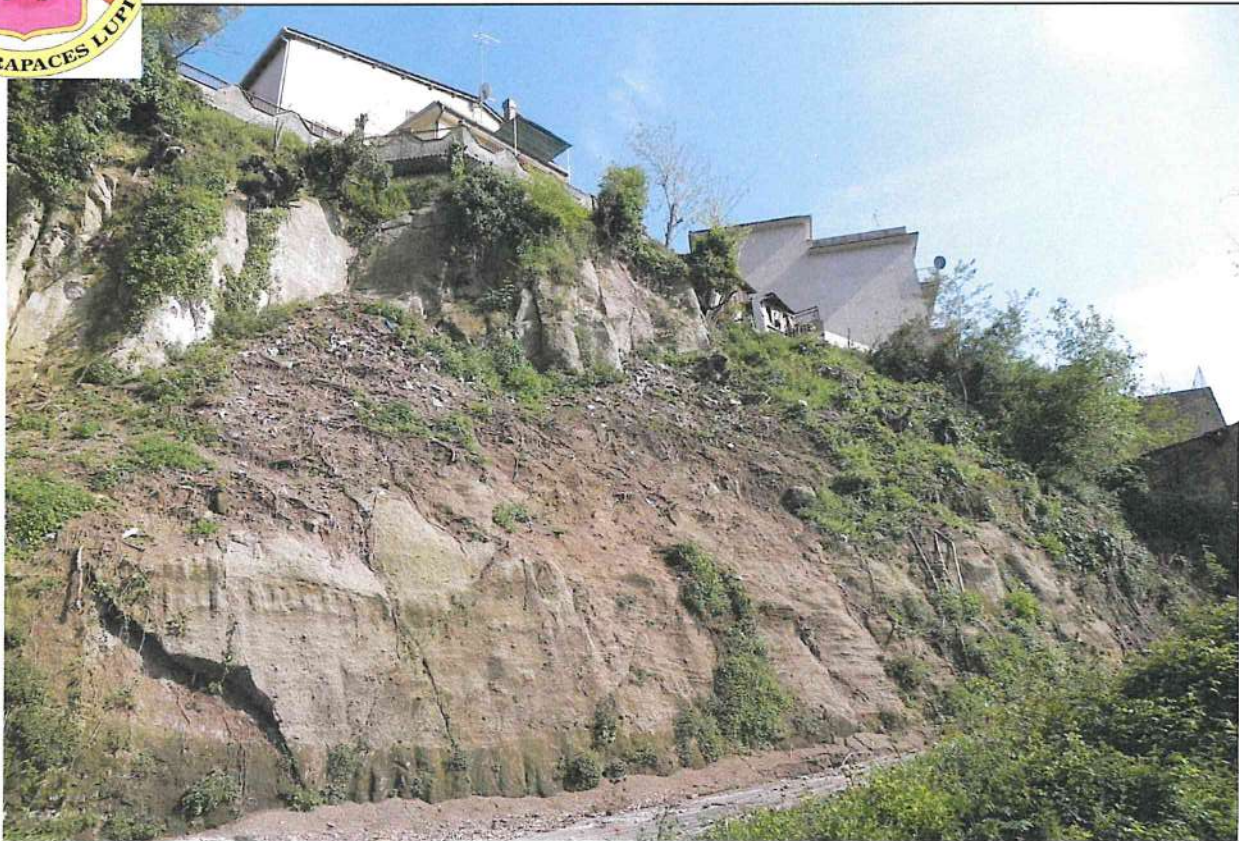




COMUNE DI MORLUPO

Città metropolitana di Roma Capitale



REL 2/6

Oggetto

RELAZIONE GEOLOGICA

Data

Luglio 2019

PROGETTO DEFINITIVO-ESECUTIVO

Consolidamento del costone tufaceo fra Via Mechelli e
Via delle Fontanelle

Rif.: Art. 23 comma 7 e 8 del D.L. n° 50 del 18-04-2016

Committente

Comune di Morlupo

Progettisti in ATP

Ing. Luigi RUGGERI

Geol. Romolo DI FRANCESCO

INDICE

1. INTRODUZIONE pag.	2
1.1. Livello di vulnerabilità dell'opera pag.	3
1.2. Piano di indagini pag.	4
2. MODELLO GEOLOGICO pag.	6
2.1. Inquadramento geologico e geomorfologico pag.	7
2.2. Analisi dello stato di fratturazione pag.	9
2.3. Sintesi delle problematiche geomorfologiche pag.	11
2.4. Analisi della cartografia esistente pag.	12
3. MODELLO GEOTECNICO pag.	13
3.1. Analisi geomeccanica dell'ammasso roccioso pag.	13
4. MODELLO SISMICO pag.	14
4.1. Categorie di sottosuolo e categoria topografica pag.	14
4.2. Analisi della liquefazione pag.	15

Allegato 1: Planimetria ubicazione indagini geofisiche
Sezioni geofisiche ERT1, ERT2, ERT3

Allegato 2: Analisi geomeccanica dell'ammasso roccioso

Allegato 3: Documentazione fotografica delle indagini geofisiche

1. INTRODUZIONE

Il presente studio geologico è relativo al progetto esecutivo per il consolidamento del costone tufaceo compreso fra via G. Mechelli e via delle Fontanelle (figura 1), recentemente interessato da un crollo; in particolare, ha come oggetto lo studio delle differenti condizioni morfoevolutive per influenza sia geologica che antropica la cui conoscenza è essenziale per la stesura di un progetto che possa rispettare la vita utile delle opere prevista della vigenti normative tecniche condensate nel Dm 17.01.2018.

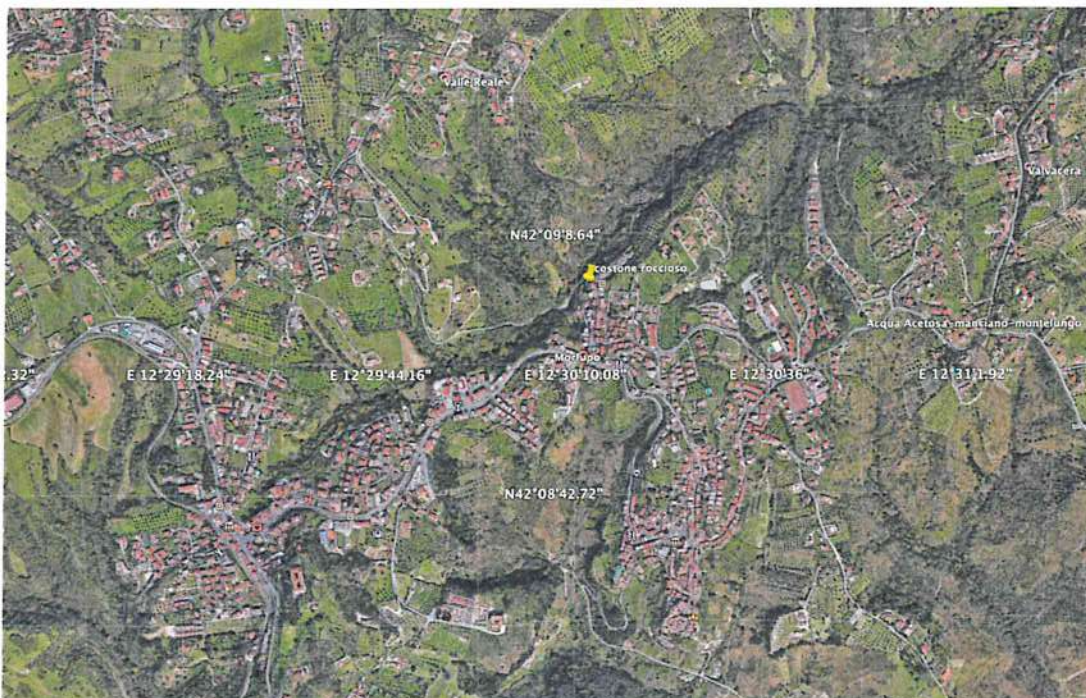


Figura 1. Vista aerea dell'abitato di Morlupo; il marcatore giallo indica la posizione del versante in oggetto

Lo studio è stato preceduto dalla raccolta di informazioni bibliografiche, successivamente integrate con un rilevamento geologico e geomorfologico speditivo i cui risultati sono stati integrati negli elaborati grafici relativi allo stato di fatto.

Da un punto di vista normativo si precisa quanto segue:

- 1) i contenuti sono stati redatti secondo:
 - a. il regolamento regionale afferente lo "snellimento delle procedure per l'esercizio delle funzioni regionali in materia di prevenzione del rischio sismico" del 14/07/2016;
 - b. il Dm 17.01.2018, con particolare riferimento ai paragrafi 3.2.2 (categorie di sottosuolo e categorie topografiche), 6.2.1 (costruzione modello geologico) e paragrafo 6.2.2 (costruzione modello geotecnico);
 - c. la Circolare n. 7/2019;
- 2) le indagini sono state basate su rilievi di superficie (geologici e geomorfologici) integrati con:
 - i. il reperimento della carta della pericolosità da frane dell'Autorità di Bacino del Lazio attraverso il Geoportale Nazionale del Ministero dell'Ambiente;
 - ii. l'esecuzione del rilievo e relativa analisi geomeccanica dell'ammasso roccioso,

- iii. l'esecuzione di n. 3 stendimenti geoelettrici in parete interpretati con tecnica tomografica 2D.

Infine, il lavoro è stato completato con l'esecuzione di una ripresa aerea 3D con drone che ha consentito di ottenere una visione in dettaglio della parete rocciosa da consolidare (figura 2).



Figura 2. Panoramica del versante da consolidare

1.1. Livello di vulnerabilità dell'opera

Il comune di Morlupo ricade in zona sismica 3a, con un valore normativo dell'accelerazione normalizzata $a_g \geq 0.10g$.

LIVELLO DI VULNERABILITA' DELL'OPERA

	zona sismica 1	zona sismica 2a	zona sismica 2b	zona sismica 3a	zona sismica 3b
ASSEVERAZIONI	MEDIO	MEDIO	MEDIO	BASSO	BASSO
PROGETTI A SORTEGGIO	MEDIO	MEDIO	MEDIO	BASSO	BASSO
PROGETTI A CONTROLLO OBBLIGATORIO (classe d'uso II; classe d'uso III, escluse le strutture per l'istruzione - DGRL n. 489/2012)	ALTO	MEDIO	MEDIO	BASSO	BASSO
PROGETTI A CONTROLLO OBBLIGATORIO (classe d'uso III - strutture per l'istruzione; classe d'uso IV e opere pubbliche)	ALTO	ALTO	ALTO	MEDIO	MEDIO

Figura 3. Tabella del livello di vulnerabilità (fonte: Regolamento Regionale – 14/7/2016)

<p>Livello di Vulnerabilità dell'Opera</p> <p style="text-align: center;">Medio</p>	<p style="text-align: center;">SU TERRENI:</p> <p>Dovranno eseguirsi:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Almeno 1 sondaggio geognostico con prove SPT in foro oppure almeno 2 prove penetrometriche di tipo statico (CPT, CPTE, CPTU) o dinamico (DPH, DPSH) per una profondità almeno pari al volume significativo; • Prove di laboratorio per la definizione delle caratteristiche fisiche e meccaniche; • Almeno 2 prove geofisiche indirette (tipo MASW, SASW, ecc.) per il calcolo delle V_{s30}; • Verifiche di stabilità ante e post operam dei versanti, laddove necessario. <p>SU ROCCIA COMPATTA AFFIORANTE O CON SUBSTRATO ROCCIOSO ENTRO I PRIMI 3 MT DI PROFONDITÀ:</p> <p>Dovranno eseguirsi:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Almeno 1 prova geofisica indiretta (tipo MASW, SASW, ecc.) per il calcolo delle V_{s30}; • Verifiche di stabilità ante e post operam dei versanti, laddove necessario.
--	--

Figura 4. Indagini minime obbligatorie (fonte: Regolamento Regionale – 14/7/2016)

Incrociando la zona sismica con la riga "Progetti a controllo (classe d'uso III e opere pubbliche)" nella tabella di figura 3 si ottiene un livello medio di vulnerabilità dell'opera, che conduce allo schema di figura 4 relativo ad affioramenti del substrato roccioso costituito da roccia compatta; ciò premesso, sono state eseguite n. 3 prove geofisiche di tipo geoelettrico coadiuvate dal rilievo e relativa analisi geomeccanica dell'ammasso roccioso.

Si evidenzia, alla luce della figura 2, che:

- non sono state eseguite le masw poiché, trattandosi di una parete rocciosa subverticale, le stesse perdono completamente di significato;
- non sono state eseguiti sondaggi perché, trattandosi di una parete rocciosa subverticale, la stratigrafia è perfettamente visibile;
- non sono state eseguite prove penetrometriche poiché le stesse perdono di significato in presenza di ammassi rocciosi.

In definitiva, tenuto conto che le indagini non possono essere eseguite in quanto la sommità del versante da consolidare è occupato da un immobile di proprietà privata, si ritiene che le indagini eseguite siano esaustive del problema avendo fornito le informazioni relative alla stratigrafia (sia di superficie che profonda) ed alla meccanica dell'ammasso roccioso da consolidare.

Infine, per le analisi di stabilità si rimanda alla relazione geotecnica.

1.2. Piano di indagini

Le indagini eseguite (consistenti in n. 3 tomografie geoelettriche 2D e nel rilievo geomeccanico dell'ammasso roccioso, secondo quanto indicato nel paragrafo precedente), unitamente ai rilievi di superficie, hanno consentito di ricostruire il quadro geologico e geotecnico di riferimento per la progettazione esecutiva degli interventi di consolidamento.

Da tale quadro geologico è emerso che il versante in oggetto è ubicato all'interno della regione romana nella quale si riconoscono 3 formazioni secondo il seguente ordine dalla più antica alla più recente: a) la Formazione delle Argille del Vaticano (o formazione Pelitica – non affiorante); b) la Formazione Arenaceo-Pelitica (non affiorante); c) la Formazione del Tufo de la Storta (costituente l'ossatura del versante da consolidare). Alla scala di intervento, il versante può essere discriminato in tre strati descritti dall'alto verso il basso (per i dettagli si vedano l'allegato 1 e le sezioni dello stato di fatto):

- uno strato superiore, costituito da tufi a granulometria minore ed un Indice di Rimbalzo di 29 (misurato con lo sclerometro di Schmidt);
- uno strato intermedio, costituito da una sequenza vulcanica sepolta da terreno di riporto;
- uno strato inferiore, costituito da tufi a granulometria maggiore ed un Indice di Rimbalzo di 16 (misurato con lo sclerometro).

Al di sopra è presenza una coltre di terreno riporto di spessore trascurabile, mentre alla base uno strato di tufo completamente argillificato.

In relazione alla natura del sottosuolo descritta, ed ai problemi di stabilità rilevati, si è giunti all'ottimizzazione del processo costruttivo del modello geologico grazie all'uso di indagini geoelettriche interpretate con tecnica tomografica 2D, per i cui dettagli si rimanda agli allegati 1 e 3; detta tecnica si basa sull'immissione di correnti elettriche nel sottosuolo (in questo caso all'interno del versante) con due o più elettrodi (detti "elettrodi di corrente") e sulla misura della tensione (differenza di potenziale elettrico) raccolta tra altri due elettrodi noti come "elettrodi di potenziale".

Come in altre tecniche geofisiche, al variare della distanza reciproca tra gli elettrodi di corrente varia la profondità di investigazione del sottosuolo con legge lineare diretta; il parametro misurato è la resistività elettrica che dipende dalla porosità, dalla permeabilità e dal contenuto ionico dei fluidi di ritenzione con la conseguenza che la validità del metodo dipende da 3 meccanismi di conduzione elettrica (o ohmica), quali:

- 1) la conduzione elettronica che, avendo luogo nei metalli ed in parte dei cristalli, è data dalla comune velocità di drift che assumono gli elettroni quando il mezzo è sottoposto ad un campo elettrico; in questo caso, anche in dipendenza dell'intensità del campo applicato, la velocità di drift prevale sulla naturale agitazione termica con la conseguenza che nei metalli la resistività è bassa;
- 2) il meccanismo di semi-conduzione, tipico di alcuni cristalli come quelli presenti nei minerali silicatici della formazione Arenaceo-Pelitica nei quali gli elettroni liberi, che possono contribuire alla conduzione, sono in numero minore rispetto ai metalli ma nel contempo non sono rigidamente connessi agli atomi come avviene negli isolanti;
- 3) la conduzione elettrolitica, che ha luogo nelle soluzioni acquose che contengono ioni liberi; in questo caso le molecole di H₂O sono polari, ossia sono sede di un forte campo elettrico dovuto al momento elettrico permanente della molecola che tende a separare le molecole dei sali sciolti generando cariche ioniche positive e negative.

E' evidente, alla luce di quanto evidenziato, che le soluzioni elettrolitiche possono essere mobilizzate da un campo elettrico esterno, consentendo un flusso di corrente elettrica pur essendo la resistività generalmente più alta di quella di un metallo.

Si evidenzia, infine, che: a) le indagini geoelettriche sono state supportate da una fase di ricarica del sistema la quale, garantendo un meccanismo di continua alimentazione in un tempo predeterminato, ha consentito una migliore discretizzazione della struttura geologica del sottosuolo; b) le indagini sono state eseguite posizionando gli stendimenti lungo la direzione di massima pendenza, potendone in questo modo analizzarne la struttura interna in funzione dei fenomeni di instabilità individuati in sede di rilievo geologico e geomorfologico (allegato 3 e figura 5).

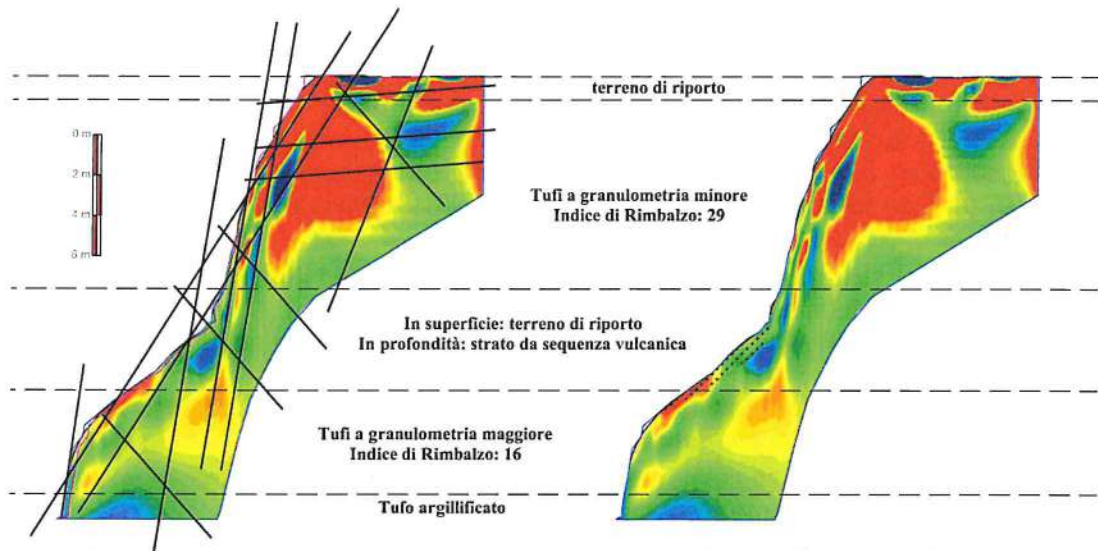


Figura 5. Modello geofisico + geologico in una condizione intermedia di restituzione; dall'integrazione con gli ulteriori elementi, provenienti dai rilievi geologici e geomorfologici e dal rilievo e analisi dell'ammasso roccioso, si è pervenuti al modello stratigrafico finale per i cui dettagli si rimanda all'elaborato grafico relativo alle sezioni dello stato di fatto

2. MODELLO GEOLOGICO

Per una migliore comprensione della struttura geologica e geomorfologica del sito oggetto di intervento è preliminarmente utile inquadrare l'area comunale nell'ambito dell'evoluzione paleogeografica del settore regionale al quale appartiene, tenuto conto che il territorio comunale di Morlupo appartiene al settore orientale del Complesso vulcanico sabatino la cui locale evoluzione è avvenuta tra 0,6 e 0,05 milioni anni fa.

2.1. Inquadramento geologico e geomorfologico

L'origine dell'intera area appartiene alla fase post-orogena di strutturazione della catena appenninica, dovuta a deformazioni crostali che nel Miocene hanno condotto all'individuazione di un bacino marino con sedimentazione prevalentemente argillosa (figura 6).

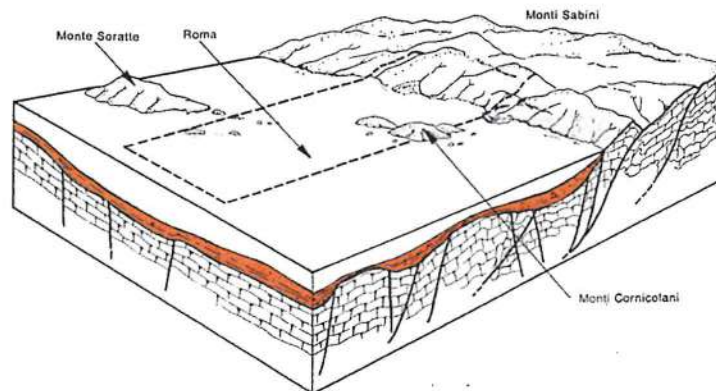


Figura 6. 3,6 milioni di anni fa parte del Lazio era occupata da un bacino marino, nel quale sedimentavano argille oggi affioranti all'interno di alcuni dei fossi che bordano l'abitato di Morlupo (Faccenna C, Funicello R, Marra F., 1995. Inquadramento geologico-strutturale dell'area romana. Mem. Descr. Della Carta Geol. It., L: 31-47)

Il risultato post-emersione di questa sedimentazione, protrattasi tra il Pliocene e il Pleistocene inferiore, è un complesso di argille strutturalmente complesse (usualmente indicate con il termine di Formazione Pelitica) costituente il substrato roccioso al di sotto di Morlupo; le stesse, con uno spessore di qualche centinaio di metri, non sono state rinvenute nel fosso al cui interno è ubicata la parete rocciosa da consolidare.

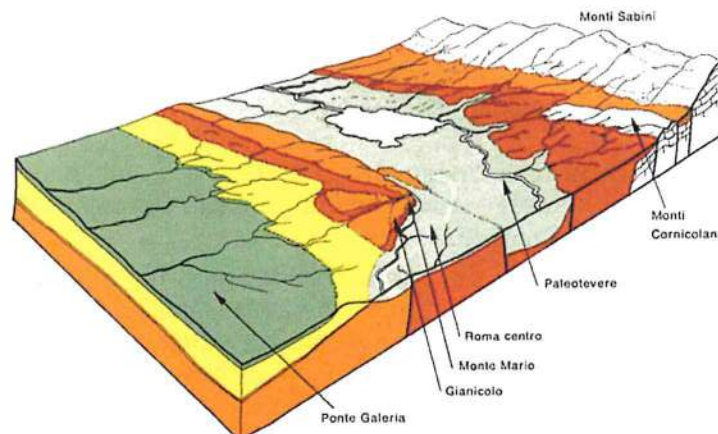


Figura 7. Sequenze sedimentarie del Pleistocene inferiore (Faccenna C, Funicello R, Marra F., 1995. Inquadramento geologico-strutturale dell'area romana. Mem. Descr. Della Carta Geol. It., L: 31-47)

A partire dal Pleistocene inferiore si è verificata una fase tettonico-sedimentaria post-sollevamento dell'area, caratterizzata da trasgressione (invasione marina nell'entroterra) seguita da regressione (figura 7); in questo caso il modello sedimentologico prevede una successione di sabbie dense e argille molto consistenti (formalmente riuniti nella Formazione Arenaceo-Pelitica) accumulate al di sopra delle Argille del Vaticano le quali, anche in questo caso, non sono presenti lungo la scarpata in oggetto.

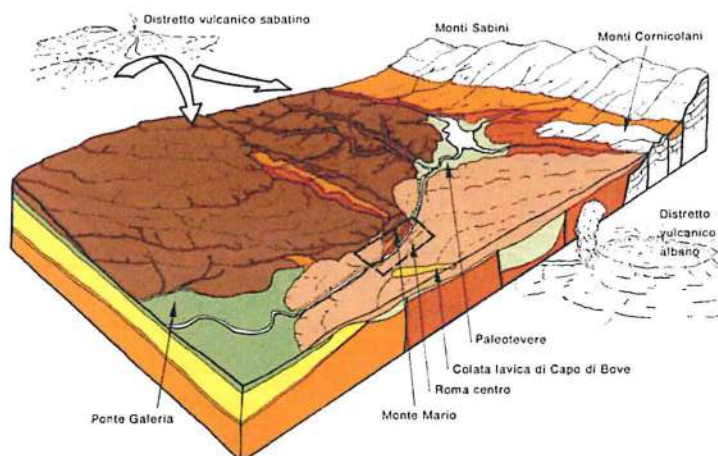


Figura 8. Sequenze vulcaniche del Pleistocene medio-superiore (Faccenna C, Funicello R, Marra F., 1995. Inquadramento geologico-strutturale dell'area romana. Mem. Descr. Della Carta Geol. It., L.: 31-47)

Nel periodo compreso tra il Pleistocene inferiore e quello medio-superiore, a seguito di un'evoluzione tettonica di natura distensiva, alle fasi sedimentarie si sono sovrapposte fasi vulcaniche associate alle fratture crostali principali; tali fasi hanno condotto all'accumulo di terreni piroclastici (da semilitoidi a fortemente argillificati) di ricaduta (figura 8) che oggi costituiscono l'ossatura del centro storico di Morlupo e della parete rocciosa oggetto d'intervento.

In sintesi, da un punto di vista geologico generale si possono distinguere quattro unità, che dalla più recente alla più antica sono:

- i depositi alluvionali attuali, presenti lungo i fondovalle in corrispondenza dei principali corsi d'acqua;
- le vulcaniti sabatine, comprendenti termini tufacei-ignimbrici poggianti su termini lavici;
- la Formazione sedimentaria Arenaceo-Pelitica, depositata tra 0,8 e 1,8 milioni di anni a seguito dell'invasione del mare nella terraferma e della successiva regressione;
- la Formazione Pelitica, costituita da marne depostesi in ambiente marino, affioranti solo nelle zone più depresse dove l'intesa erosione ha potuto mettere a nudo il basamento geologico regionale.

Il principale agente modellatore del territorio di Morlupo corrisponde all'azione delle acque correnti superficiali le quali, quando incanalate, manifestano un andamento che risente notevolmente dell'assetto tettonico, ossia dei sistemi di faglie e di fratturazione impostate secondo tre direzioni preferenziali orientate NW-SE, NE-SW e N-S.

In particolare, è da citare il fosso dei Quattro Pali, che ha origine proprio presso l'abitato di Morlupo e che, scendendo verso valle, prende il nome di fosso S. Antonino,

fosso Pantanello ed infine di fosso della Torraccia, il quale a sua volta confluisce nel fiume Tevere presso l'abitato di Prima Porta.

I terreni presenti all'interno dell'intero bacino sono costituiti da depositi alluvionali nelle parti basse e terminali e dai termini tufacei nelle zone più elevate messe a nudo dall'erosione, dove costituiscono l'ossatura dei versanti (tra i quali quello in oggetto – figura 9); quale diretta conseguenza, il secondo agente morfogenetico è dato dai processi fluvio-denudazionali (movimenti di massa ed erosione idrica areale e lineare), i quali agiscono sui versanti rocciosi creando i presupposti per l'innescò di frane di crollo e, in subordine, di frane complesse.



Figura 9. La parete rocciosa è modellata sui terreni piroclastici del Pleistocene medio e medio superiore, argillificati alla base (si veda la foto di destra); la stessa è percorsa da diverse famiglie di fratture, come quella parallela alla base, orientata 30°N–60° (300/60)

2.2. Analisi dello stato di fratturazione

Entrando nel merito della parete rocciosa in oggetto, dalla figura 9 si vede facilmente che sulla stessa emergono diverse unità piroclastiche, alcune delle quali argillificate ed altre a comportamento semilitoide; inoltre, dall'analisi combinata dei rilievi aerei effettuati con il drone e delle indagini geoelettriche emergono anche i seguenti elementi:

- i) presenza di terreni di riporto sia storici che recenti;
- ii) presenza di diverse famiglie di fratture.

Per quanto riguarda le diverse famiglie di fratture presenti sul versante si evidenzia che, a partire dal rilievo fotogrammetrico eseguito col drone, è stato possibile discretizzare le varie facce planari sulle quali effettuare un'analisi statistica di distribuzione; da quest'ultima è emersa la presenza di 3 cluster che possono essere considerati rappresentativi sia del versante che di 3 sistemi di fratturazione (il primo numero indica l'immersione a partire dal Nord, il secondo l'angolo di inclinazione):

- 270°/80°
- 300°/60° (oppure 30°N-60° secondo la figura 9)

- 330°/70°.

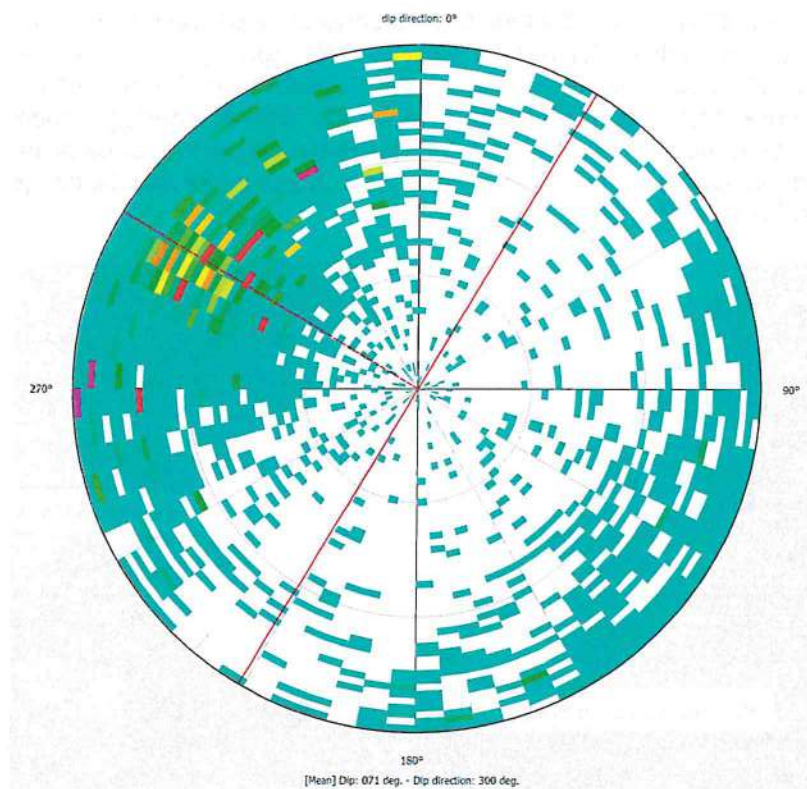


Figura 10. Stereogramma della distribuzione delle facce discretizzate sulla base del rilievo fotogrammetrico

La distribuzione dei poli delle facce di figura 10 evidenzia come le giaciture siano pressoché sempre ad alto angolo, ovvero prossime ai 90°, tanto da evidenziare una maggiore concentrazione lungo i perimetri dello stereonet (relativi ai 90° di inclinazione) ed in particolar modo a circa 180° dalle giaciture caratteristiche individuate.

Il piano maggiormente critico ai fini della stabilità del versante risulta quello caratterizzato dalla giacitura 360°/60° (o 30°N-60°), ovvero a franapoggio minore del pendio, che contribuisce a isolare alla base i blocchi già smembrati dalle discontinuità subverticali.

A causa della folta vegetazione ricresciuta successivamente al crollo, non è stato possibile individuare una spaziatura caratteristica per la discontinuità a franapoggio, mentre è stato possibile definire una spaziatura caratteristica di circa 70-80 centimetri per le discontinuità subverticali.

Tuttavia, a partire dalla massima altezza dei blocchi affioranti è possibile attribuire alla discontinuità a franapoggio una spaziatura prossima ai 3 metri, portando a stimare cautelativamente in circa 1,5-2 metri cubi il blocco di progetto (in virtù del sistema di fratture subverticali ed a franapoggio che possono isolare blocchi tabulari di circa 0.7x0.8x3 m).

In pratica, l'evoluzione meccanica della parete rocciosa nella sua globalità ha seguito il sistema di fratturazione comune all'intero territorio di Morlupo, tenuto conto che la prima delle fratture ($30^{\circ}\text{N}-60^{\circ}$) coincide con la parte basale della scarpata, chiaramente visibile in figura 9, e che le altre sono confinate nella parte superiore della stessa. Ciò considerato, l'evoluzione recente della parete rocciosa ha invece subito l'influenza delle azioni antropiche, stante la presenza di cospicue masse di terreni di riporto instabili presenti sulla stessa; anzi, si ritiene che la maggior parte del recente collasso sia da attribuire proprio a questi ultimi.

2.3. Sintesi delle problematiche geomorfologiche

Il versante compreso tra via G. Mechelli e via delle Fontanelle, che borda il lato NW dell'abitato di Morlupo, è inciso su terreni piroclastici la cui origine ha avuto inizio circa 600.000 anni fa ed è terminata 50.000 anni fa; risalendo la stessa si riscontra la presenza di una porzione basale fortemente argillificata (figura 9), seguita da piroclastiti a comportamento semilitoide e per questo interessate da diverse famiglie di fratture che si intersecano tra loro all'interno del versante (figura 5).



Figura 11. La porzione superiore della scarpata è interessata da un complesso sistema di fratturazione che conduce all'individuazione di blocchi isolati, da rimuovere mediante interventi di disaggi o da consolidare mediante chiodature e reti corticali

In alcuni casi, l'intersezione delle diverse fratture ha prodotto l'isolamento di blocchi di dimensioni modeste che possono essere facilmente rimossi (figura 11), mentre in altri casi ha prodotto l'individuazione di blocchi di grandi dimensioni che invece devono essere messi in sicurezza mediante interventi con chiodature e reti corticali.

Un discorso a parte meritano i terreni di riporto presenti sulla scarpata, quale residuo successivo al recente crollo, i quali devono essere rimossi e conferiti ad una discarica autorizzata.

2.4. Analisi della cartografia esistente

Il comune di Morlupo è sprovvisto sia della Carta di Idoneità Territoriale sia della microzonazione sismica di I livello; per quanto riguarda la carta della pericolosità da frane occorre riferirsi alla figura 12, dalla quale si evince l'assenza di vincoli connessi con frane e/o scarpate.

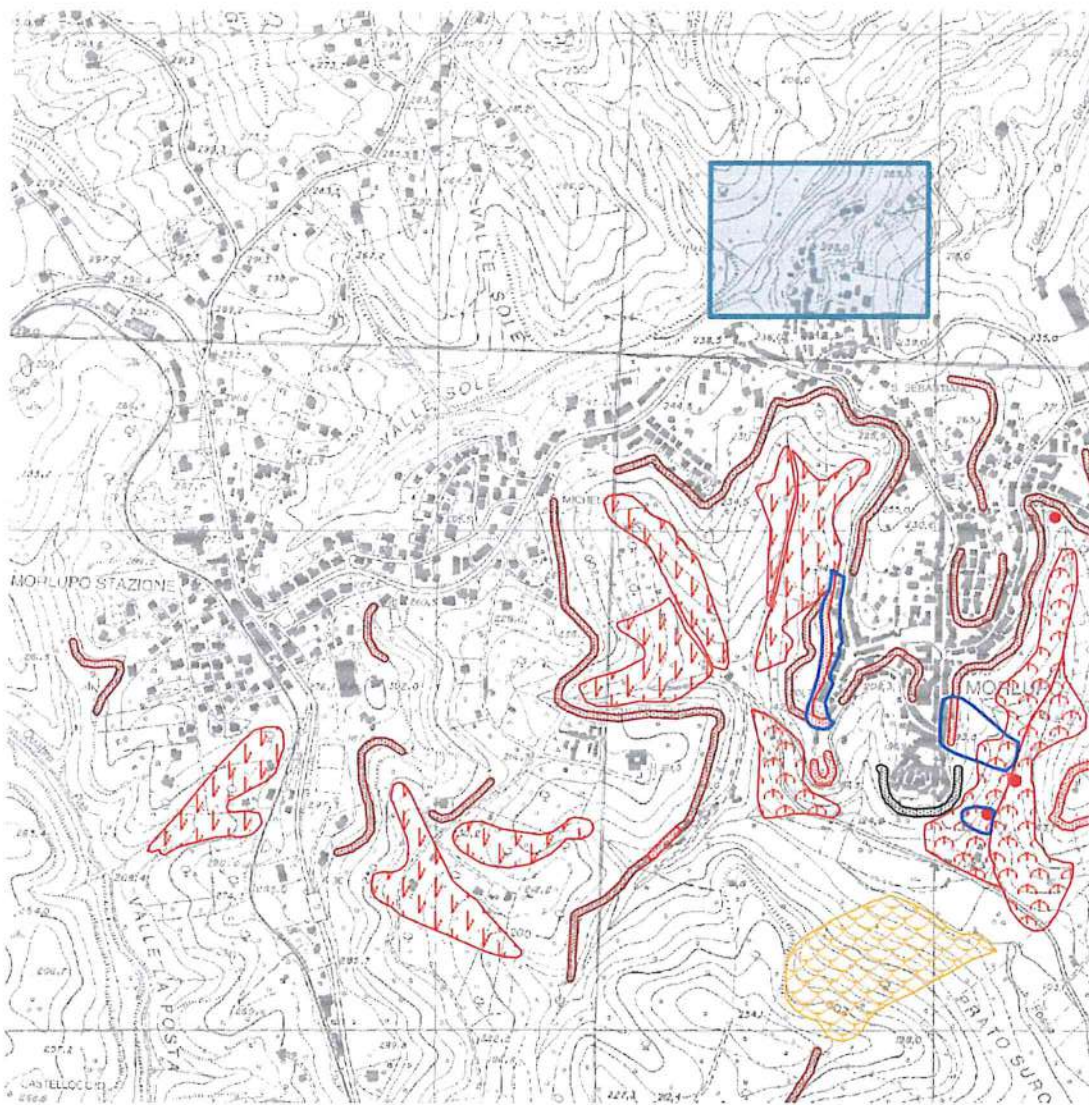


Figura 12. Estratto dalla carta della pericolosità del Piano di Assetto Idrogeologico della Regione Lazio (all'interno del riquadro è ubicato il versante in oggetto)

3. MODELLO GEOTECNICO

La presenza di un versante impostato su roccia richiede l'esecuzione del rilievo e relativa analisi dell'ammasso roccioso; solo in questo modo è possibile giungere alla costruzione di un modello geotecnico affidabile.

3.1. Analisi geomeccanica dell'ammasso roccioso

Per acquisire i dati geotecnici, di supporto della progettazione esecutiva degli interventi di consolidamento del versante, sono state predisposte delle stazioni geomeccaniche, delle quali una è visibile in figura 13.



Figura 13. Ubicazione di una stazione geomeccanica

La scelta dell'ubicazione delle stazioni, pur obbligate dalla localizzazione dell'intervento, è tale da rappresentare e caratterizzare geomeccanicamente l'ammasso roccioso del versante nella sua totalità.

In essa sono stati rilevati e quantificati i parametri che descrivono le discontinuità, utilizzati in seguito nella definizione degli indici classificativi dell'ammasso roccioso ottenuti rispettivamente dalle classificazioni di Bieniawski Z.T. (1989), di Romana M (1985) e di Sonmez H., Ulusay R. (1999):

- RMR (Rock Mass Rating),
- RMRc,
- SMR (Slope Mass Rating)
- GSI modificato (Geological Strength Index).

Nell'area, come descritto nei paragrafi precedenti, affiorano strati di tufo di spessore diverso e con giacitura suborizzontale; inoltre è presente un diffuso stato di fratturazione riunibile in n. 3 famiglie principali di giunti; per questa ragione gli indici (e i parametri geomeccanici) sono stati calcolati esclusivamente per l'intero ammasso roccioso indifferenziato con le rispettive valutazioni qualitative e quantitative.

La determinazione dell'indice RMR ha permesso, inoltre, la determinazione delle caratteristiche geomeccaniche simulate in una prova di taglio diretto e in una prova

triassale secondo due metodi alternativi seppur basati sulle medesime teorie di Hoek-Brown, per i cui dettagli si veda l'allegato 2.

I parametri fisico-meccanici di progetto derivati da tali metodologie sono sintetizzati nella seguente tabella 1, dalla quale è chiaramente visibile l'elevata resistenza meccanica dell'ammasso roccioso ma anche la caduta di resistenza lungo i giunti per perdita del contributo legato allo sviluppo della coesione.

Tabella 1. Principali parametri geotecnici dell'ammasso roccioso						
Litologia	γ (kN/m ³)	ϕ' (°)	c' (MPa)	E' (MPa)	ν	ψ (°)
Tufo	22.0	36	0.4	2600	0.25	24
Giunti	-	36	0	-	-	24

Si evidenzia che i parametri sono stati ricondotti ai loro valori minimi, secondo quanto specificato dalla Circolare 7/2019.

4. MODELLO GEOTECNICO

Le indagini geofisiche finalizzate alla determinazione della categoria di sottosuolo non sono state eseguite per i motivi espressi nel paragrafo 1.1.

4.1. Categoria di sottosuolo e categoria topografica

La presenza di un versante impostato su roccia conduce inevitabilmente ad una categoria di sottosuolo A; per ragione di sicurezza, stante la presenza di un abitato sovrastante, si assume una categoria B ritenuta cautelativa.

La morfologia dei luoghi conduce all'assunzione di una categoria topografica (T1), essendo possibili fenomeni di riflessioni multiple delle onde sismiche con dannosi effetti costruttivi (si veda la figura 14 e la si confronti con la figura 2).

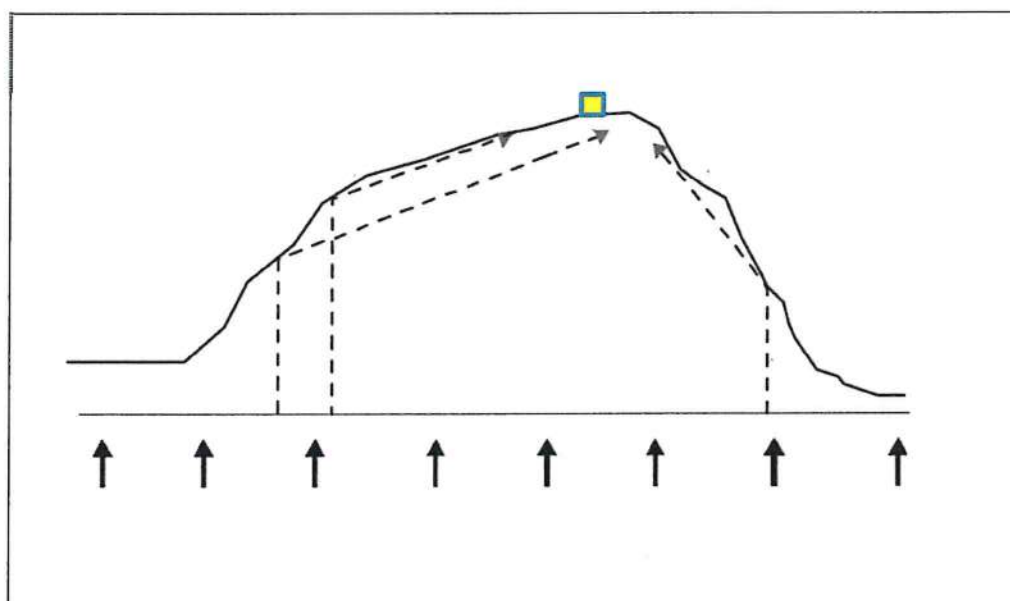


Figura 14. Meccanismo schematico dell'amplificazione topografica; il quadrato giallo rappresenta idealmente l'edificio di figura 2

4.2. Analisi della liquefazione

Per quanto concerne il problema della liquefazione, occorre rifarsi al paragrafo 7.11.3.4.2 del Dm 17.01.2018, secondo il quale le verifiche possono essere omesse in presenza dei seguenti casi:

- eventi sismici di magnitudo inferiore a 5 ($M < 5$);
- accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizione di *free-field*) inferiori a $0.1g$ ($a < 1 \text{ m/sec}^2$);
- profondità media stagionale della falda superiore a 15 metri dal piano di campagna;
- depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)_{60} > 30$ oppure $qc1N > 180$ dove $(N1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e $qc1N$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
- distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella figura 15a nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ e in figura 15b nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.

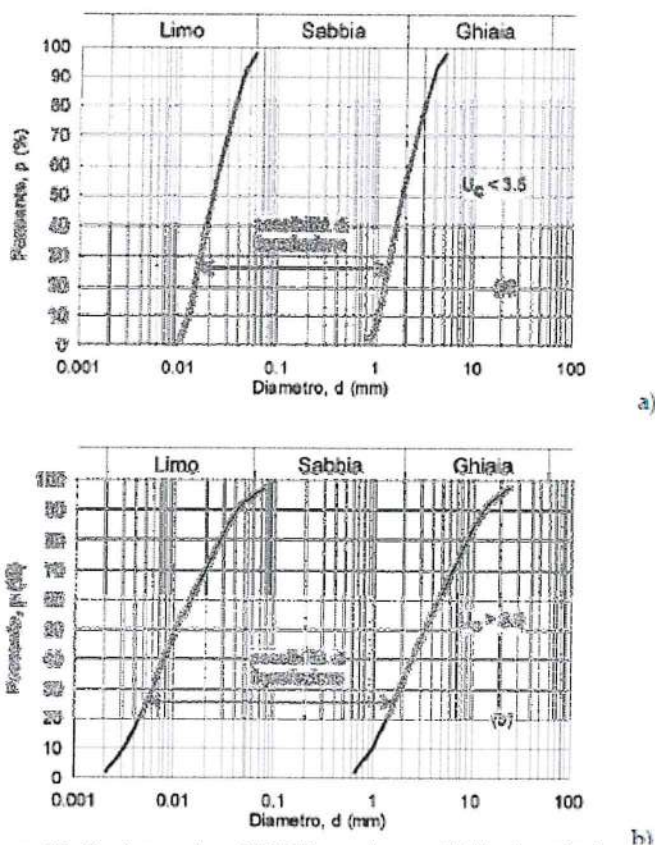


Figura 15. Fusi granulometrici di terreni suscettibili a liquefazione

Nel caso specifico occorre evidenziare la presenza di tufi semilitoidi (terreni cementati) e di tufi argillificati, oltre all'assenza di acqua di falda; nel primo caso la cementazione rende impossibile la liquefazione; nel secondo caso, lo sviluppo di forze di attrazione elettrostatica tra le lamelle argillose e di legami a ponte di idrogeno tra queste e le molecole dipolari dell'acqua impediscono di fatto lo sviluppo della liquefazione.

ALLEGATO 1

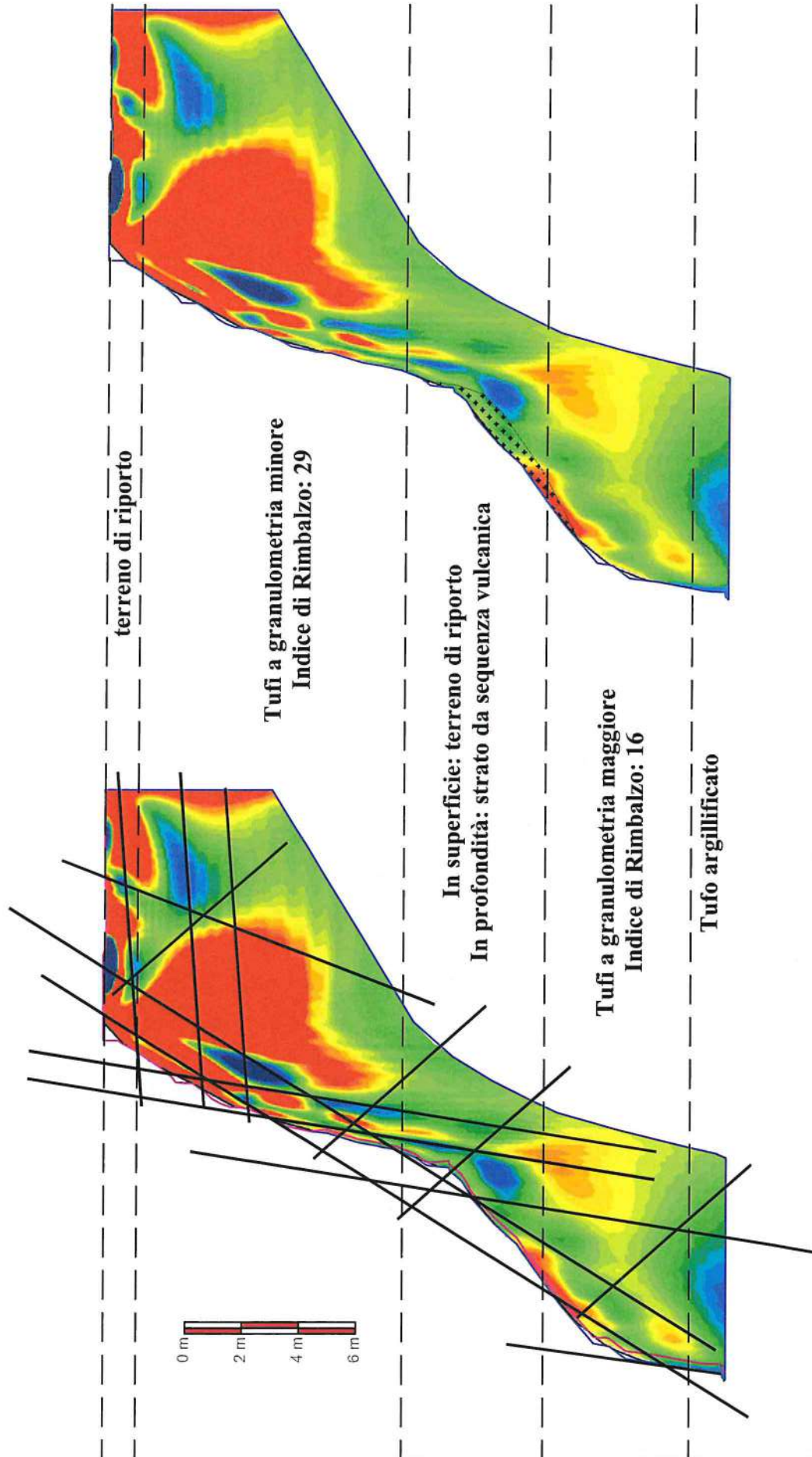
Planimetria ubicazione indagini geofisiche
Sezioni geofisiche ERT1 – ERT2 – ERT3

PLANIMETRIA (Scala 1:20)

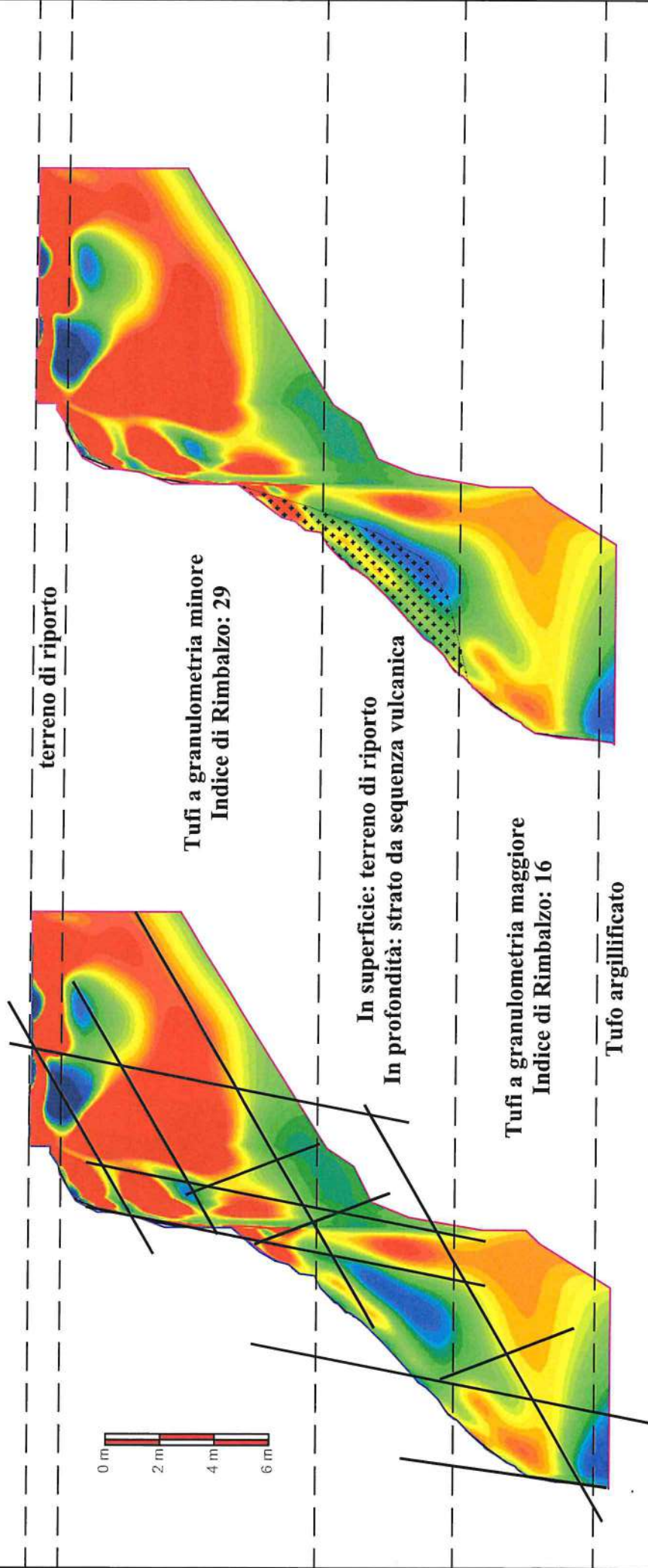
Sezioni geoelettriche



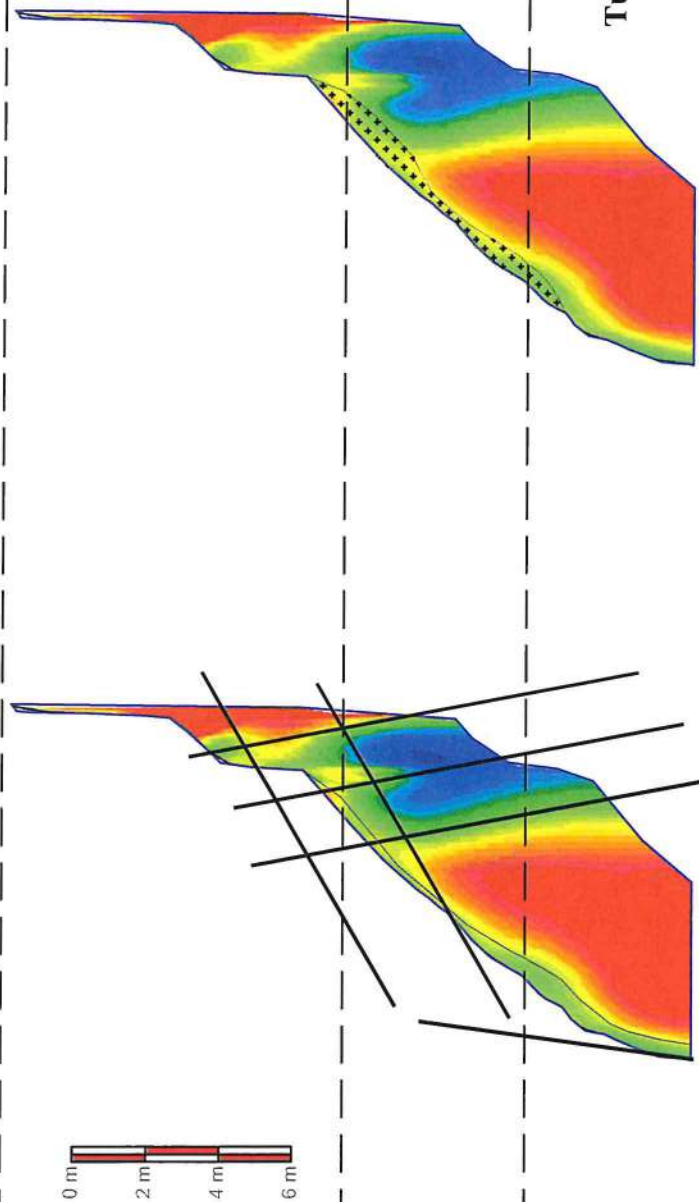
SEZIONE GEOELETTRICA ERT1
scala 1:200



SEZIONE GEOELETTRICA ERT2
scala 1:200



SEZIONE GEOELETTRICA ERT3
scala 1:200



Tufi a granulometria minore
Indice di Rimbalzo: 29

In superficie: terreno di riporto
In profondità: strato da sequenza vulcanica

Tufi a granulometria maggiore
Indice di Rimbalzo: 16

Tufo argillificato

ALLEGATO 2

Analisi geomeccanica dell'ammasso roccioso

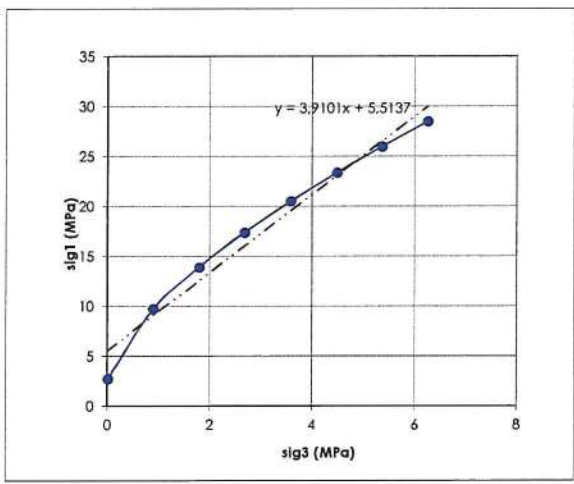
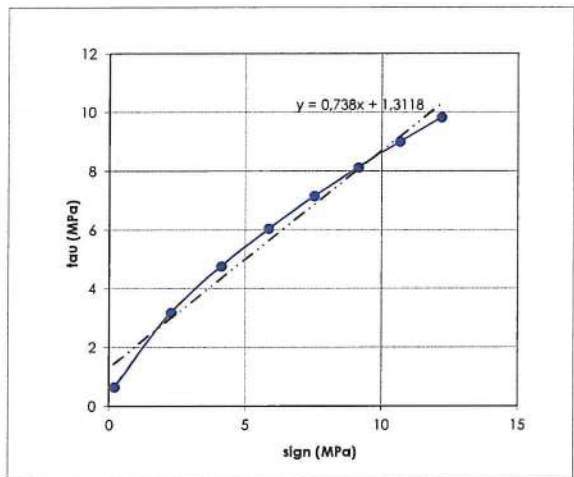
STAZIONE N. 1 42° 9' 3,46"N - 12° 30' 11,31"E

colore:	marrone	mb	costante mi di H&B dell'ammasso roccioso
percentuale dei litotipi:	70 % 30 % 0 %	tuffo matrice -	s/a costanti che dipendono dalle caratteristiche dell'ammasso roccioso resistenza uniaxiale a compressione della matrice rocciosa
RMR:	20.0	A/B	costanti del materiale
coesione (RMR):	- kPa	sign	sforzo efficace normale
coesione (Hoek&Brown):	1394 kPa	sig1m	resistenza a trazione dell'ammasso rocc.
angolo d'attrito (RMR):	- °	sigcm	resistenza a compressione dell'ammasso
angolo d'attrito (Hoek&Brown):	36 °	GSI	Geological Strength Index
angolo di dilatazza:	24 °	tau	resistenza a taglio dell'ammasso roccioso
peso per unità di volume:	22.0 kN/mc	JRC	coefficiente di scabrosità dei giunti
modulo elastico:	8891397 kPa	JCS	resistenza a compressione dei giunti
coefficiente di Poisson:	0.25	RMR	rock mass rating

Variabili	1	2	3	4	5	6	7	8	Somma
sig3 (MPa)	0,00	0,90	1,79	2,68	3,58	4,48	5,35	6,25	25,01
sig1 (MPa)	2,71	9,69	13,88	17,36	20,48	23,34	25,94	28,48	141,89
ds1/ds3	15,37	5,43	4,22	3,65	3,30	3,06	2,89	2,75	40,69
Y	-1,59	-0,89	-0,72	-0,62	-0,54	-0,49	-0,44	-0,41	-5,70
X	-1,98	-1,03	-0,77	-0,63	-0,52	-0,43	-0,37	-0,31	-6,04
X*Y	3,15	0,92	0,56	0,39	0,28	0,21	0,16	0,13	5,79
X^2	3,93	1,05	0,60	0,39	0,27	0,19	0,13	0,10	6,66
sig3*sig1 (MPa)	0,00	8,69	24,78	46,44	73,22	104,45	138,80	178,00	574,40
sig3^2 (MPa)	0,00	0,81	3,19	7,16	12,78	20,03	28,62	39,06	111,64
sig1 (MPa)	0,166	2,264	4,103	5,832	7,503	9,117	10,642	12,175	51,802
tau (MPa)	0,649	3,185	4,762	6,034	7,140	8,126	8,999	9,829	48,723

K 3,91						
GSI	sigcl	mi	coh	phi	sigcm	
60	25	13	1,39	36,37	5,51	
mb	0	a	A	B	sig1m	
3,12	0,0117	0,50	0,46	0,70	-0,09	

k 66,96 241,44 346,40 433,38 511,38 582,90 647,98 711,42



Analysis of Rock Strength using RocLab

Hoek-Brown Classification

intact uniaxial comp. strength (σ_{ci}) = 25 MPa
GSI = 60 m_i = 13 Disturbance factor (D) = 0
intact modulus (Ei) = 5000 MPa
modulus ratio (MR) = 200

Hoek-Brown Criterion

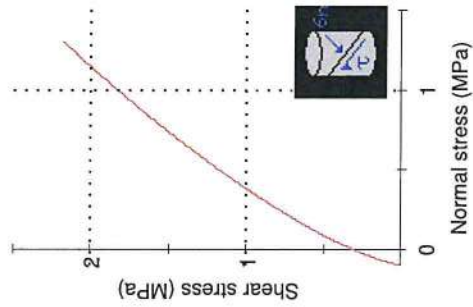
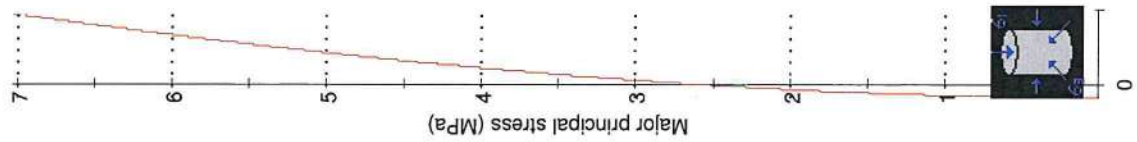
m_b = 3.115 s = 0.0117 a = 0.503

Mohr-Coulomb Fit

cohesion = 0.407 MPa friction angle = 55.50 deg

Rock Mass Parameters

tensile strength = -0.094 MPa
uniaxial compressive strength = 2.675 MPa
global strength = 6.137 MPa
deformation modulus = 2600.00 MPa



Minor principal stress (MPa)

ALLEGATO 3

Documentazione fotografica indagini geofisiche

**DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA
INDAGINI GEOFISICHE E GEOMECCANICHE**



