

PIANO NAZIONALE DI RIPRESA E RESILIENZA MISSIONE 4 - ISTRUZIONE E RICERCA

Componente 1 - Potenziamento dell'offerta dei servizi di istruzione: dagli asili nido alle Università
Investimento 1.1: "Piano per asili nido e scuole dell'infanzia e servizi di educazione e cura per la prima infanzia"



DEMOLIZIONE E RICOSTRUZIONE DELL'EDIFICIO SCOLASTICO SITO IN VIA APPULO NN.14-16, OSPITANTE L'ASILO NIDO COMUNALE ROCCO JEMMA E LA SCUOLA DELL'INFANZIA DE SIMONE

PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA

Cod. Edificio ARES 0630491965

Il Progettista:
Ing. Benedetto De Vivo

Responsabile del Procedimento:
Arch. Alfonso Ghezzi

CUP: B61B22000810006

DESCRIZIONE ELABORATO:
Allegato C:
Fase 2 – RGEO L-T Relazione geologica e geotecnica.

COD.
ELABORATO

AII.C

SCALA:

REDAZIONE:

VERIFICA:

APPROVAZIONE:

DATA:

MAGGIO 2022

COMUNE DI NAPOLI

VERIFICA DELLA VULNERABILITÀ SISMICA, AI SENSI DALL'OPCM
3274/03 E S.M.I., SUGLI EDIFICI SCOLASTICI DI PROPRIETÀ DEL
COMUNE DI NAPOLI - LOTTO 2
CIG: 788201193C - CUP: B65I17000050001



Codice Edificio 2.20 - I.C. FAVA/GIOIA - Rocco Jemma



ASSOCIAZIONE TEMPORANEA PROFESSIONISTI

CAPOGRUPPO

Ing. Marco Lorenzini



ALL INGEGNERIA STUDIO TECNICO ASSOCIATO

Via 1°Maggio 56/A, Ed.D - 60131 - ANCONA - tel. 071-2800274

MANDANTI

AIRES INGEGNERIA srl



Via Cesare Battisti 31 - 81100 - CASERTA - tel. 0823-210435

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Arch. Alfonso Ghezzi

SIRIO INGEGNERIA Consorzio Stabile

Via Lima 31 - 00196 - ROMA - tel. 081-7622679

Consortziata Designata:
G.I.A. Consulting srl

Viale degli Astronauti 8 - 80131 - NAPOLI - tel. 081- 0383761



DIRETTORE ESECUZIONE CONTRATTO

Ing. Benedetto De Vivo

elaborato			FASE II: RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA (RGeo L-T)				
fase	tipo	n. tavola					
V	R	07					
scala	-:---		COMMESSA N° 445				cod. 445-20-V-R-07-A
<i>Organizzazione certificata RINA secondo norma UNI EN ISO 9001 Cert. n. 9740/03/S</i>			emiss. A	DATA febb. 2022	OPR. PC-GDL-GL	CONTR. CM	APPR. ML
Proprieta' riservata, a termine di legge, con divieto di riproduzione e di utilizzazione anche solo parziale senza l'autorizzazione dell'autore.							



COMUNE DI NAPOLI

**VERIFICA DELLA VULNERABILITÀ SISMICA SUGLI EDIFICI SCOLASTICI DEL
COMUNE DI NAPOLI - LOTTO 2**

RELAZIONE GEOLOGICA

SCUOLA "ROCCO JEMMA"

CODICE PROGETTO

I _ C M N _ 3 5 _ 2 1

DATA

07/02/2022

REVISIONE

0 1

PAGINE

80

Gruppo di Lavoro

Dott. Geol. Salvatore Costabile	Ph.D. Geologo Senior			
Dott. Geol. Enzo De Luzio	Geologo Senior			
Dott. Geol. Pasquale Izzo	Geologo Junior			
Dott. Geol. Fabio Lombardi	Geologo Senior			
rev.	descrizione	data	redatto	verificato
1	Emissione	30/12/2021	Geol. Enzo De Luzio	Ph.D. Geol. Salvatore Costabile
2			Geol. Fabio Lombardi	
3				



Sommario

PREMESSA	3
NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
1. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO	5
2. INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO	6
3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO GENERALE	8
3.1 SEZIONE GEOLOGICA A GRANDE SCALA.....	12
3.2 INQUADRAMENTO GEOLOGICO LOCALE.....	13
4. INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO	14
5. CARTE DELLA PERICOLOSITÀ E DEL RISCHIO	17
6. INDAGINI GEOGNOSTICHE EFFETTUATE	19
7. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	37
7.1 PROVA PENETROMETRICA DYNAMIC PROBING HEAVY	38
7.2 RISULTATI PROVA PENETROMETRICA	44
8. INDAGINI GEOFISICHE EFFETTUATE	50
8.1. INDAGINE MASW	50
8.1.2. Strumentazione utilizzata e tecniche operative	52
8.1.3. Elaborazione dei Dati	52
8.1.4. Dati sperimentali prova MASW	53
8.2. INDAGINE HVSR.....	57
8.2.1. STRUMENTAZIONE UTILIZZATA ED ELABORAZIONI DATI	58
8.2.2. HVSR 2.20.40	59
9. MODELLAZIONE SISMICA E RISPOSTA SISMICA LOCALE	63
9.1. PERICOLOSITÀ SISMICA DI “BASE”	64
9.2. DEFINIZIONE DELLA CATEGORIA DI SOTTOSUOLO E DEL COEFFICIENTE DI AMPLIFICAZIONE STRATIGRAFICA	67
9.3. CONDIZIONI TOPOGRAFICHE E COEFFICIENTE DI AMPLIFICAZIONE TOPOGRAFICA 69	
9.4. RISPOSTA SISMICA LOCALE	71
10 VERIFICA DELLA LIQUEFAZIONE	73
10.1 Liquefazione: perché il terreno si trasforma in un fluido	73
CONCLUSIONI	77
Bibliografia	80

PREMESSA

A seguito dell'affidamento di incarico professionale, da parte della RTI ALL Ingegneria S.r.l., Consorzio Sirio Ingegneria e Aires Ingegneria S.r.l. per la stesura di un documento di Relazione Geologica per la: “verifica della vulnerabilità sismica sugli edifici scolastici del comune di Napoli - lotto 2”, la GIA Consulting S.r.l. ha redatto il seguente documento che è frutto d’indagini geofisiche e di ricerche di tipo bibliografico oltre che dei dati d’archivio a disposizione della GIA Consulting. Il piano d’indagini approvato non prevede infatti l’implementazione di indagini geognostiche ex novo ritenendo sufficienti i dati storici stratigrafici e litologici disponibili per l’intero territorio coperto dal lotto 2 delle scuole del comune di Napoli. Per quanto riguarda quindi la parte geognostica si è fatto ampio uso dei log stratigrafici degli oltre 300 sondaggi recuperati per tutta l’area d’interesse del lotto 2, concentrando ovviamente la ricerca per ciascuna scuola a quelli di maggior prossimità ed approfondimento tecnico. Tali dati sono stati correlati ed integrati con una campagna d’indagini geofisiche che ha previsto, per ciascun istituto scolastico, la realizzazione di:

- n°1 indagine MASW;
- n°1 indagine HVSr.

Inoltre solo per alcuni specifici edifici è stata realizzata n° 1 indagine DPSH.

Il seguente studio ha consentito di ottenere una caratterizzazione geo-litologica, geotecnica e sismica del sottosuolo dell’area di indagine e di definire, in accordo con quanto prescritto dalle NTC 2018, le litologie riscontrate in termini di categorie di sottosuolo. Ciò ha permesso infine di definire la Risposta Sismica Locale per ciascuna area di studio, fondamentale per la verifica di vulnerabilità sismica degli edifici scolastici.

Le ricerche bibliografiche sono state tratte da:

- Carta Geologica Foglio 447 Napoli Progetto CARG e relative Note Illustrative;
- Carta Geologica d’Italia F°183–184 Isola d’Ischia-Napoli;
- P.RG. Comune di Napoli Relazione Geologica;
- Piano Stralcio per l’Assetto Idrogeologico (PSAI) dei territori dell’Autorità di Bacino Distrettuale dell’Appennino Meridionale ((L. n. 183 del 18/05/89; L. n. 253 del 7/08/90; L. n.493 del 4/12/93; L.n. 226 del 13/07/99; L.n. 365 del 11/12/00 agg.2015), e relativa Cartografia tematica.

NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La relazione è stata redatta in conformità con le seguenti normative:

- Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. *Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018. (pubblicato sulla GU n.35 del 11-2-2019 – Suppl. Ordinario n. 5);*
- Decreto del Ministero dei Lavori Pubblici 11 marzo 1988. *"Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione. Coordinato con la Circolare del Ministero Lavori Pubblici, 24 settembre 1988, n. 30483 - Istruzioni per l'applicazione";*
- Con riferimento al sopra citato provvedimento è stata emanata la seguente circolare: Ministero dei lavori pubblici: Circolare del 9 gennaio 1996, n. 218/24/3.
- Legge 18 maggio 1989, n. 183 *"Norme per il riassetto organizzativo e funzionale della difesa del suolo";*
- D.G.R. della Campania n° 5447/2002 recante *"Aggiornamento della classificazione sismica dei Comuni della Regione Campania";*
- D.G.R. della Campania n.248/2003;
- D.G.R. della Campania n.816/2004;
- O.P.C.M. 20 marzo 2003 n°3274 *"Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica";*
- O.P.C.M. 28 aprile 2006 n° 3519 *"Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone"* (G.U. n.108 del 11/05/2006).

1. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

L'area di studio dell'Istituto Comprensivo "Fava/Gioia", codice 2.20.40, è ubicata nel comune di Napoli, in via Guglielmo Appulo 16, come visibile in figura 1.



Figura 1. Ubicazione dell'area d'indagine dell'Istituto Comprensivo Fava/Gioia (cod. 2.20.40).

L'area in esame è situata nella città di Napoli, nei pressi di Materdei che fa parte del quartiere Avvocata, ed è compresa nel territorio della II Municipalità del comune di Napoli.

L'edificio scolastico è ubicato ai piedi di una collina, a Sud-Est del Cimitero delle Fontanelle e del Vallone dei Gerolomini, ed a Nord Est della collina San Martino; e si trova ad una quota di 86 m slm. Il vallone dei Gerolomini, la cui testata è definita dalla sella che porta ai Camaldoli, sfocia più ad oriente nel vallone delle Fontanelle. Questo basso morfologico si raccorda con la collina del Vomero con pendenze molto accentuate nella parte più a monte (Gerolomini) attraverso S.Maria del Carmine e le due Porte all'Arenella, mentre la parte valliva arriva al vallone delle Fontanelle con pendenze più dolci attraverso il quartiere Materdei. Le alte scarpate, ben visibili alle Fontanelle, che dividono questa valle con il sovrastante Materdei, sono delle strutture artificiali in quanto residue dell'attività di cava del Tufo Giallo Napoletano. Sulla testata del vallone dei Gerolomini aveva origine un ramo

dell'alveo torrentizio dell'Arena alla Sanità. Questa struttura torrentizia delimita a nord tutta la parte bassa della collina in quanto funge da divisione oltre che fra la zona di Materdei e la collina di Capodimonte, anche fra la zona di via Stella e la zona dei Miracoli che rappresenta la parte bassa della collina di Capodimonte.

2. INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO

La zona oggetto del presente studio ricade nel contesto urbano della città di Napoli che, dal punto di vista geologico, è rappresentata nel F°183–184 Isola d'Ischia-Napoli della Carta Geologica d'Italia; geograficamente, essa, si colloca nella porzione sud-occidentale della Piana Campana, in una posizione intermedia tra i complessi vulcanici del Somma – Vesuvio e dei Campi Flegrei.

La morfologia della città di Napoli è tipica di un territorio vulcanico la cui attività è stata prevalentemente esplosiva, con la messa in posto di depositi di ceneri, sabbie e scorie.

L'area presenta morfologia inclinata che risale verso le colline del Vomero e di Capodimonte, con pendenze generalmente superiori al 20%.

Il sottosuolo della città di Napoli è stato per secoli sfruttato da un'intensa attività di estrazione di materiali da costruzione (tufo, lapillo, pozzolana), il cui risultato è la presenza di numerosi reticoli caveali in vaste aree della città. In particolare, il centro storico di Napoli è caratterizzato da un'elevata presenza di cavità sotterranee, derivanti dagli antichi acquedotti sotterranei, dalla presenza di ipogei greci o di ricoveri bellici della seconda Guerra Mondiale. Nella zona oggetto di studio (via Guglielmo Appulo 16) si rileva la presenza di una cavità sotterranea, censita dall'ex ufficio Difesa del Suolo, per quota parte della superficie dell'edificio dell'Istituto Comprensivo Fava/Gioia, come è visibile in figura 2.

Questo fatto di per sé non è particolarmente pregiudizievole ai fini della stabilità del soprassuolo, lo diventa quando la rottura dei sottoservizi idrici provoca grosse fuoriuscite d'acqua che trovando recapito nei vuoti sotterranei provocano processi erosivi sotterranei notevoli.

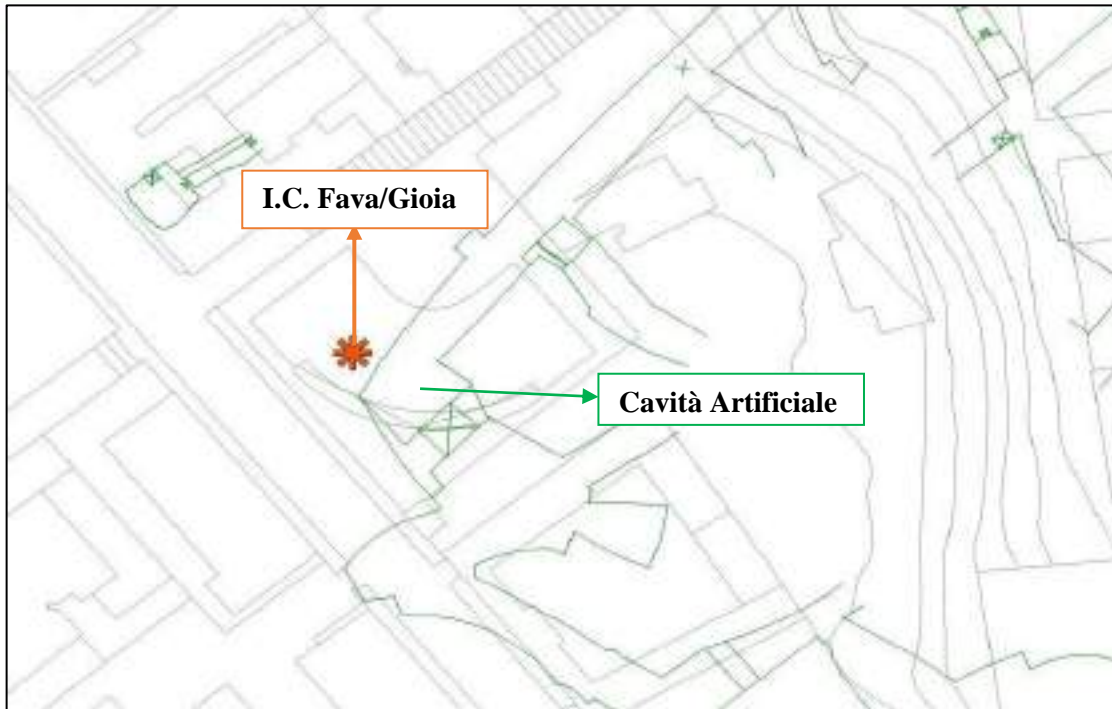


Figura 2. Cavità Artificiale al di sotto dell'edificio in esame Fava/Gioia (cod.2.20.40).



3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO GENERALE

L'area Napoletana rappresenta un complesso sistema vulcanico il quale, durante la sua evoluzione, ha subito almeno due successivi enormi fenomeni di collasso che hanno generato delle aree depresse (Caldere) nelle quali si sono accresciuti piccoli apparati vulcanici, caratterizzati da un'attività parossistica prevalentemente di tipo esplosivo e fissurale.

L'inizio degli eventi vulcanici che hanno portato alla formazione della struttura vulcanica non è precisamente noto (sequenze di lave e piroclastiti di circa 2 milioni di anni di età sono state incontrate in perforazione tra Villa Literno e Parete); in affioramento i prodotti vulcanici più antichi hanno un'età di circa 60,000 anni e sono costituiti principalmente da depositi piroclastici e da resti di duomi lavici (INGV Osservatorio vesuviano).

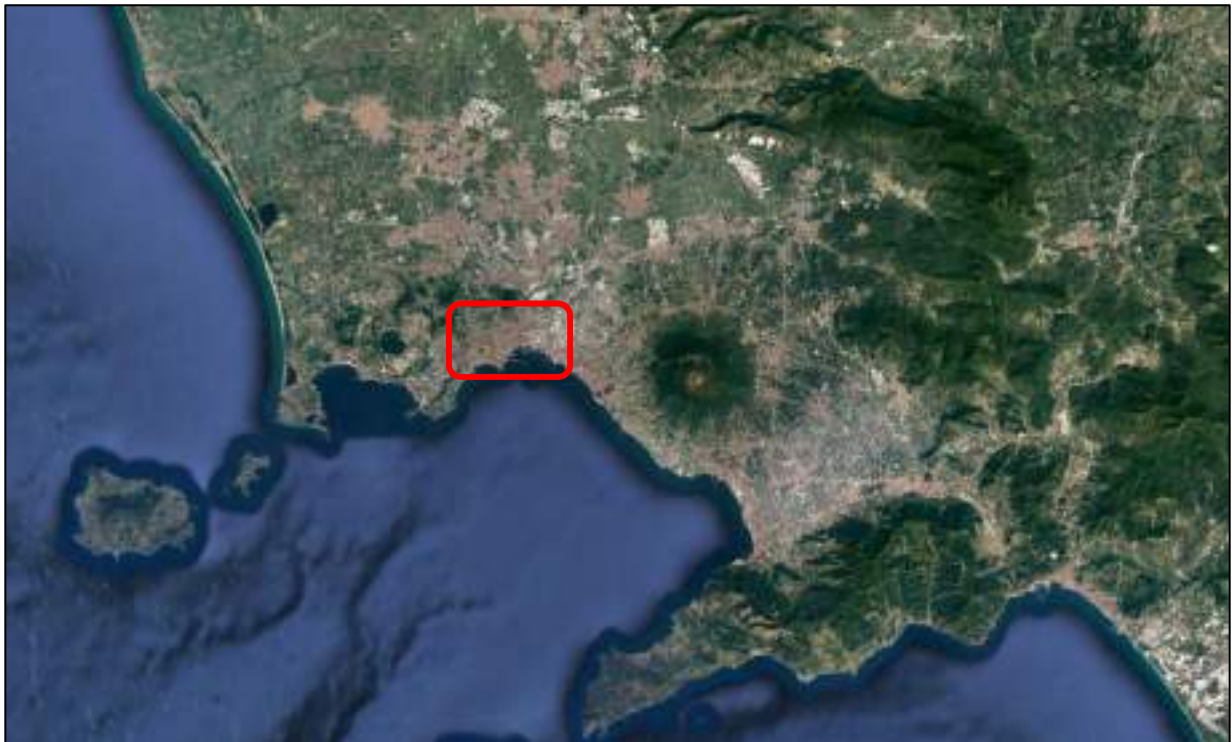


Figura 3. Inquadramento dell'area di studio, stralcio Google Earth.

La ricostruzione più dettagliata della storia eruttiva flegreo napoletana si fa partire dall'eruzione dell'Ignimbrite campana, verificatasi circa 39,000 anni fa. Tale evento parossistico ha provocato un esteso sprofondamento per lo svuotamento della camera magmatica (calderizzazione). A tal proposito, si evidenzia che la collina dei Camaldoli ed il promontorio di Capodimonte rappresentano il relitto della struttura vulcanica collassata. In sintesi, l'interpretazione di nuovi dati stratigrafici sia di superficie che provenienti da perforazioni, anche alla luce di tutti i dati geologici, geomorfologici,

petrologici e geofisici disponibili in letteratura, ha permesso di effettuare in modo più dettagliato la ricostruzione della storia vulcanica e deformativa della caldera flegrea. In particolare, la geologia di superficie è stata ricostruita facendo riferimento ai depositi dell'Ignimbrite Campana (39.000 anni) e del Tufo Giallo Napoletano (15.000 anni) che, in virtù della loro distribuzione areale e continuità laterale, costituiscono utili orizzonti guida.

Le rocce eruttate nel periodo di tempo compreso tra l'eruzione dell'Ignimbrite Campana e quella del Tufo Giallo Napoletano, sono esposte lungo il bordo della caldera dell'Ignimbrite Campana, all'interno della città di Napoli e lungo i versanti nord-occidentale e sud-occidentale della collina di Posillipo. I centri eruttivi, che hanno generato principalmente attività esplosiva, erano ubicati all'interno della caldera dell'Ignimbrite Campana, sia nella parte attualmente emersa, sia nella parte che attualmente si trova sotto il livello del mare nel golfo di Napoli.

In particolare a Torregaveta, Monticelli, Monte Echia, lungo il versante meridionale delle colline di San Martino e Capodimonte, e lungo i versanti nord-occidentale e sud-occidentale della collina di Posillipo. La collina di San Martino è una cupola lavica ricoperta da prodotti piroclastici. La depressione, creata con la formazione delle caldere è stata invasa dal mare e l'attività vulcanica è continuata, all'interno della caldera, prevalentemente al di sotto del livello del mare nel periodo compreso tra 39,000 e 10,500 anni fa. Durante questo periodo si sono succedute le eruzioni che hanno generato per la maggior parte i tufi gialli ed una nuova calderizzazione dei Campi Flegrei.

Al termine di tale periodo si riscontra, nell'ambito dell'attività vulcanica, una differenza tra l'area flegrea in senso stretto e la zona di Napoli.

Infatti, mentre in quest'ultima l'attività vulcanica si riduce d'intensità oppure è nulla, nei Campi Flegrei continuano a susseguirsi fenomeni eruttivi che terminano con la nascita di Monte Nuovo nell'anno 1538. Gli eventi brevemente descritti hanno generato un paesaggio con rilievi, corrispondenti ai relitti delle strutture interessate dagli sprofondamenti e\o ai vecchi vulcani con aree depresse corrispondenti ai crateri non più attivi che, nel tempo, hanno raccolto le acque meteoriche e\o quelle sorgentizie che hanno formato dei laghi come quello degli Astroni, il lago di Agnano ed il lago d'Averno.

Relativamente agli eventi eruttivi del complesso Somma-Vesuvio, l'accrescimento del complesso vulcanico è cominciato subito dopo la deposizione dell'*Ignimbrite Campana* e fu determinato dal progressivo accumulo di lave e scorie prodotte da attività effusiva ed esplosiva.

Dal punto di vista strutturale, l'attività vulcanica del Distretto Flegreo, è connessa agli eventi tettonici distensivi che hanno determinato la formazione della depressione, compresa tra il M. Massico a nord e la penisola sorrentina a sud, che prende il nome di Graben della Piana Campana.

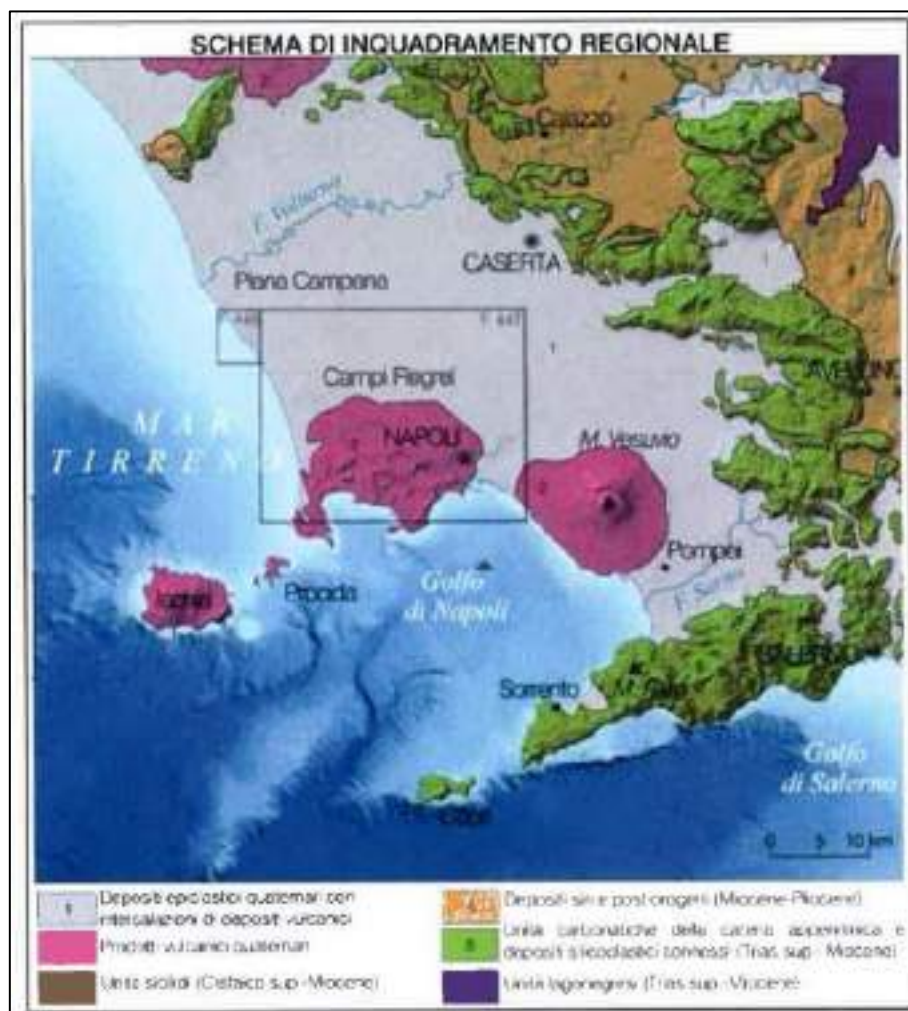


Figura 4. Schema geologico della Piana Campana (ISPRA Progetto CARG-Foglio 447 Napoli).

I dati derivanti da prospezioni geofisiche, perforazioni petrolifere profonde e pozzi per acqua hanno evidenziato come la successione di terreni, costituenti la Piana Campana possa essere così schematizzata dall'alto verso il basso:

- Coltre piroclastica olocenica, anche rimaneggiata da eventi alluvionali, talora con orizzonti torbosi e paleosuoli;
- Depositi vulcanici da flusso piroclastico, prodotti piroclastici da caduta e formazione del Tufo Giallo Napoletano (15,000 anni);
- Colate laviche e banchi scoriacei: presenti nel sottosuolo ai bordi del Somma Vesuvio, hanno spessori decrescenti allontanandosi dall'edificio vulcanico. Fronti più avanzati sono presenti in

corrispondenza di Pomigliano D'Arco e Marigliano; in queste zone il tetto di tale formazione (datato utilizzando il paleosuolo sovrastante) risale a circa 17,000 anni fa (Delibrias et Al. 1979). Verso Est le lave si spingono poi, fin quasi ai massicci carbonatici;

- *Tufo Grigio Campano (Ignimbrite Campana)*, per spessori di 30-60 metri, con i valori massimi a ridosso dei massicci carbonatici e dei Campi Flegrei e valori minimi a ridosso del Fiume Volturno;
- Depositi vulcano sedimentari di varia granulometria, con spessori di alcune decine di metri;
- Depositi prevalentemente pelitici, di probabile ambiente marino e transizionale dello spessore di alcune centinaia di metri;
- Depositi vulcanici antichi (tufi e lave andesitiche e basaltiche) intercettate da sondaggi profondi, per spessori notevoli;
- Depositi clastici di probabile età mio-pliocenica a profondità superiore ai 3 Km;
- Rocce appartenenti alla piattaforma carbonatica, mai raggiunta dalle perforazioni profonde eseguite nella zona baricentrica dell'area ma, ricollegabile con gli affioramenti periferici attraverso successivi importanti gradini di faglia.

3.1 SEZIONE GEOLOGICA A GRANDE SCALA

In figura 5 e 6 viene illustrata la sezione geologica a grande scala (Vitale S. e Ciarcia S., 2018) passante per l'areale di Napoli; la traccia della suddetta sezione (C-C') risulta passare per: Monti Lattari - Somma Vesuvio – Campi Flegrei – Monte Massico.



Figura 5 – Stralcio Carta Geologica della Campania (Vitale S. e Ciarcia S., 2018); in nero l'area di studio.

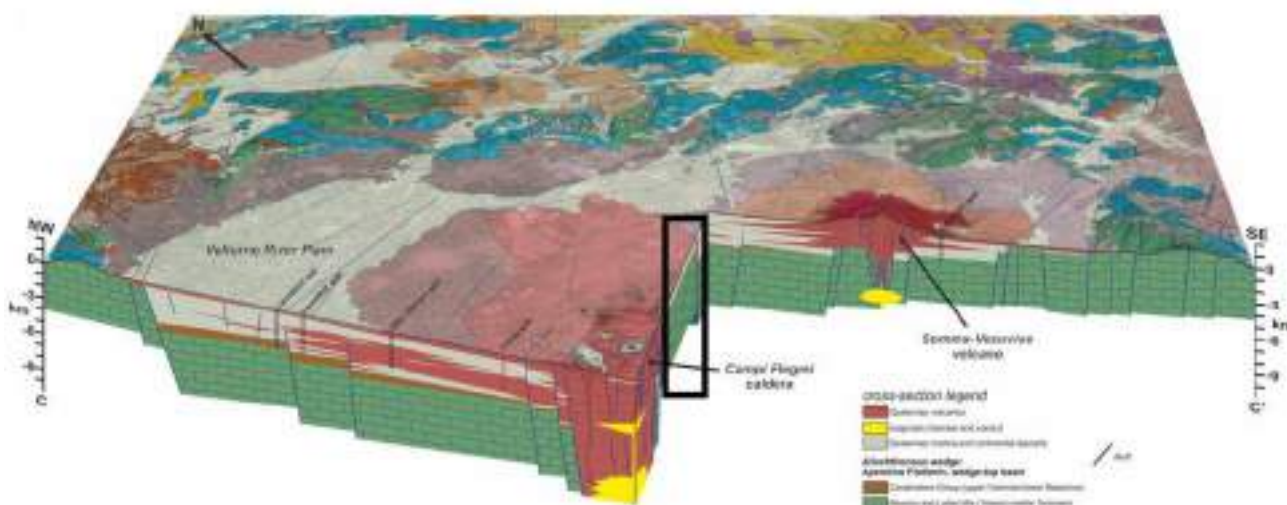


Figura 6 – Sezione geologica C-C' (Vitale S. e Ciarcia S., 2018); in nero l'area di studio.

3.2 INQUADRAMENTO GEOLOGICO LOCALE

L'area in esame è situata nel centro della città di Napoli nel quartiere Avvocata.

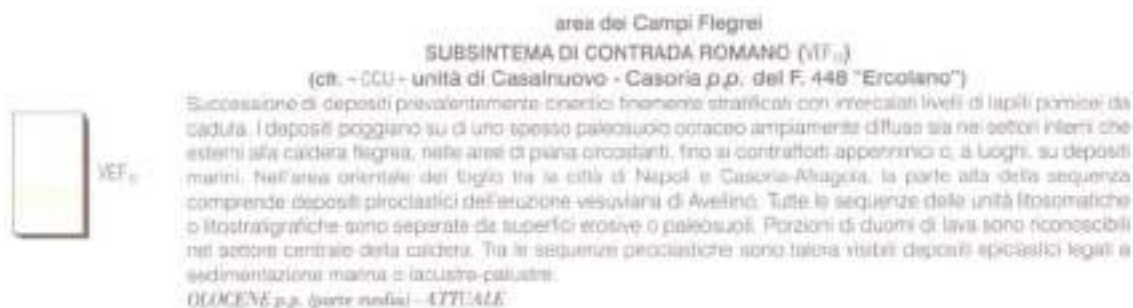
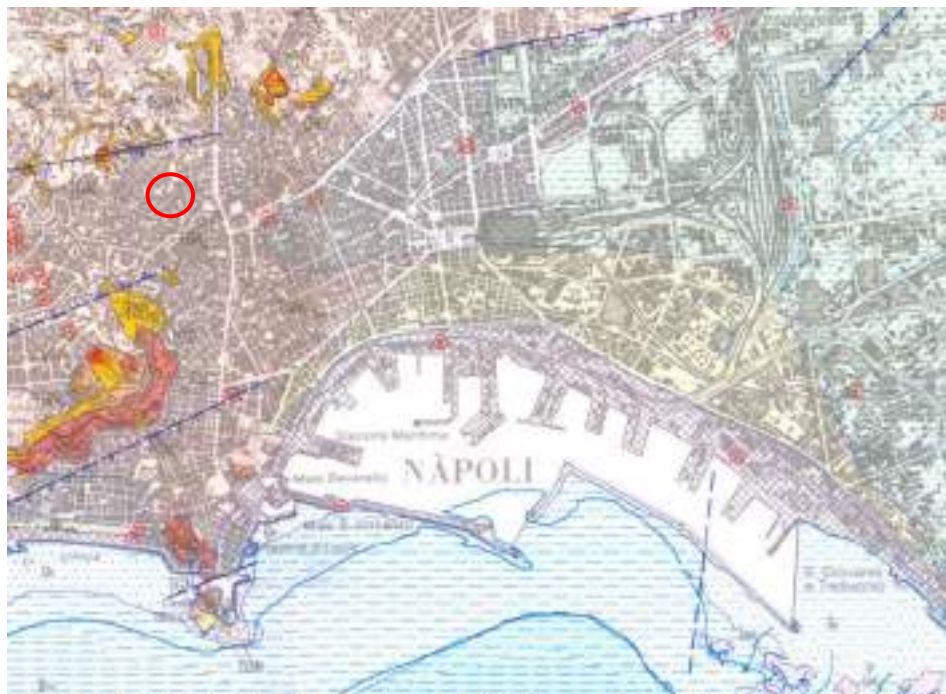


Figura 7. Stralcio Carta Geologica d'Italia 1:50.000 Foglio 446-447 Napoli - ISPRA Progetto CARG, con indicazione dell'area d'intervento.

Il sottosuolo (di Napoli) del centro storico è costituito prevalentemente da materiali piroclastici sciolti come la pozzolana, il lapillo e la sabbia fortemente rimaneggiati per via alluvionale. I tufi vulcanici costituiscono l'ossatura del sottosuolo e dei rilievi della città di Napoli, mentre le pozzolane, la pomice ed il lapillo ne rappresentano i materiali di ricoprimento. La natura stessa dei terreni che costituiscono il sottosuolo di Napoli è testimone del fatto che la città è localizzata in una regione vulcanica molto complessa, dominata dal complesso del Somma - Vesuvio, a Sud, e dei Campi Flegrei a Nord.

4. INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO

Dal punto di vista idrogeologico l'area di studio è interessata dalla presenza del *complesso delle piroclastiti da caduta* e del *complesso delle piroclastiti da flusso*.

Il *complesso delle piroclastiti da caduta* è costituito principalmente da materiali sciolti con caratteristiche notevolmente diverse ai quali si intercalano lenti o strati di limitato spessore di tufo o da modeste colate laviche. Questo complesso risulta molto eterogeneo per l'alternanza, sia lungo la verticale che l'orizzontale, di terreni a diversa permeabilità. In generale, si può affermare che l'ammasso risulti filtrante anche se con una permeabilità media e che varia da una zona all'altra.

Il *complesso delle piroclastiti da flusso* è formato principalmente da materiali litoidi tufacei, che si estendono in banchi di notevole spessore ed estensione, talvolta interrotti da fratture o giunti di stratificazione. La ridotta permeabilità del tufo fa sì che le portate che si muovono nell'ammasso per filtrazione siano esigue, mentre nella zona non satura d'acqua si osserva una circolazione per percolazione, soprattutto in corrispondenza delle fratture e dei giunti di strato.

In funzione dell'assetto litostratigrafico è possibile osservare come l'intercalazione del tufo tra le piroclastiti da caduta vada a scomporre la circolazione idrica sotterranea in due falde sovrapposte, circolanti al tetto e alla base del complesso delle piroclastiti da flusso. I tufi litoidi, che costituiscono questo complesso, sono sempre presenti in corrispondenza del centro urbano ma i suoi spessori diminuiscono spostandoci verso la zona orientale della città. In questa zona, quindi, si osserva un'unica falda freatica circolante nelle piroclastiti sciolte.

In questo settore le acque provenienti dalla piana di Volla tendono a convogliarsi in direzione del porto di Napoli secondo un principale asse di drenaggio preferenziale che raccoglie sia le acque provenienti dal complesso idrogeologico dei Campi Flegrei che dall'acquifero vulcanico vesuviano ad est.

Nell'area in esame i valori di trasmissività (T) delle piroclastiti rimaneggiate in ambiente continentale si aggirano attorno a $1,38 \times 10^{-5} \text{ m}^2/\text{s}$.

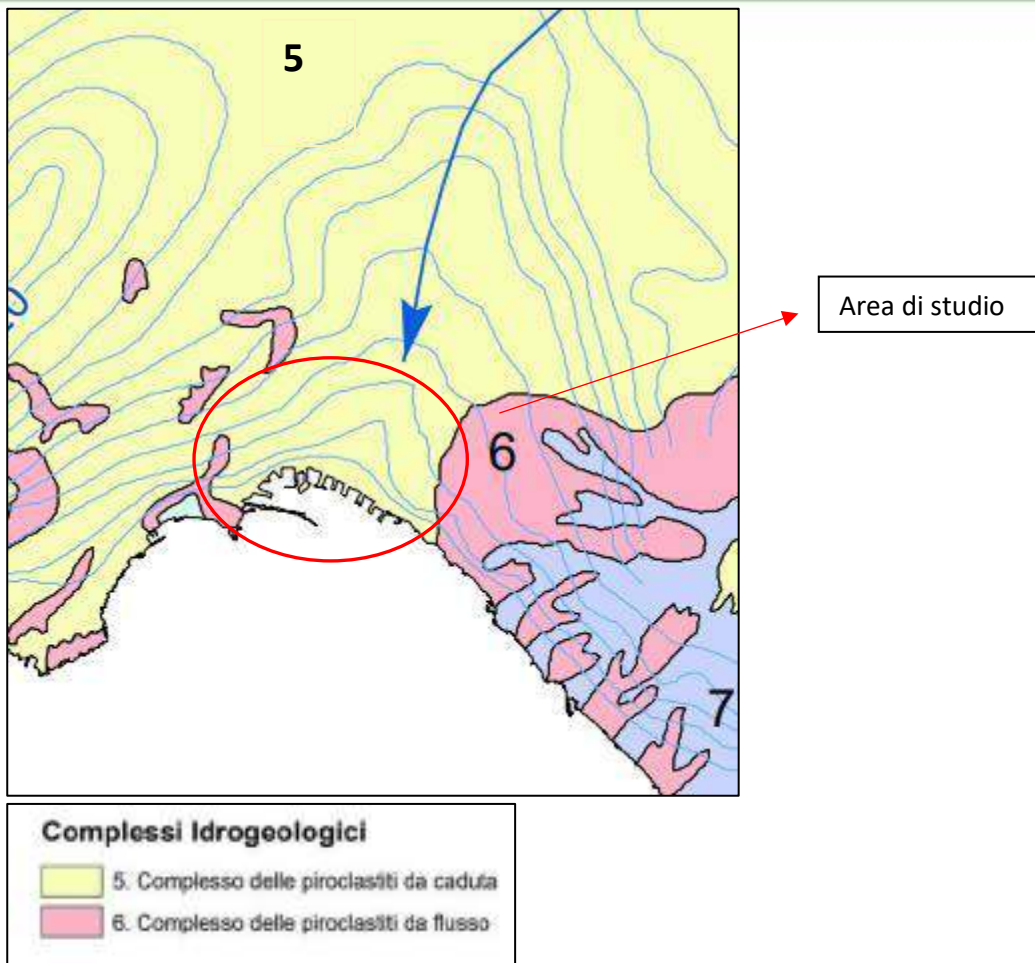


Figura 8. – Stralcio della Carta dei complessi della Campania (Settore Difesa Suolo – Regione Campania).



L'immagine di seguito riportata rappresenta lo stralcio della Carta Idrogeologica del territorio comunale di Napoli (1:250.000, mod. da Corniello et. al, 2000), in cui è indicata la principale direzione di deflusso delle acque di falda e l'andamento delle linee isopiezometriche in m s.l.m. Nella stessa è approssimativamente circoscritta l'area all'interno della quale ricade l'edificio scolastico in questione. Dall'analisi dei dati bibliografici è stato possibile risalire al valore del livello della falda nell'intorno del sito indagato, il quale si attesta a circa 80 m dal p.c..

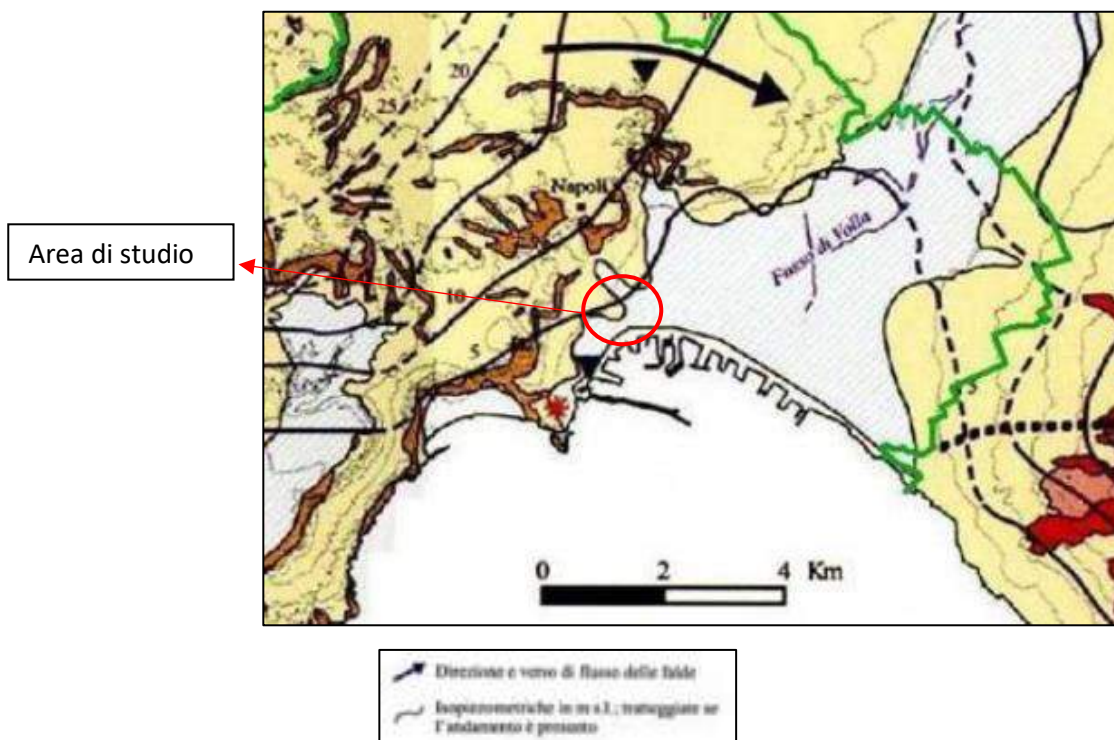
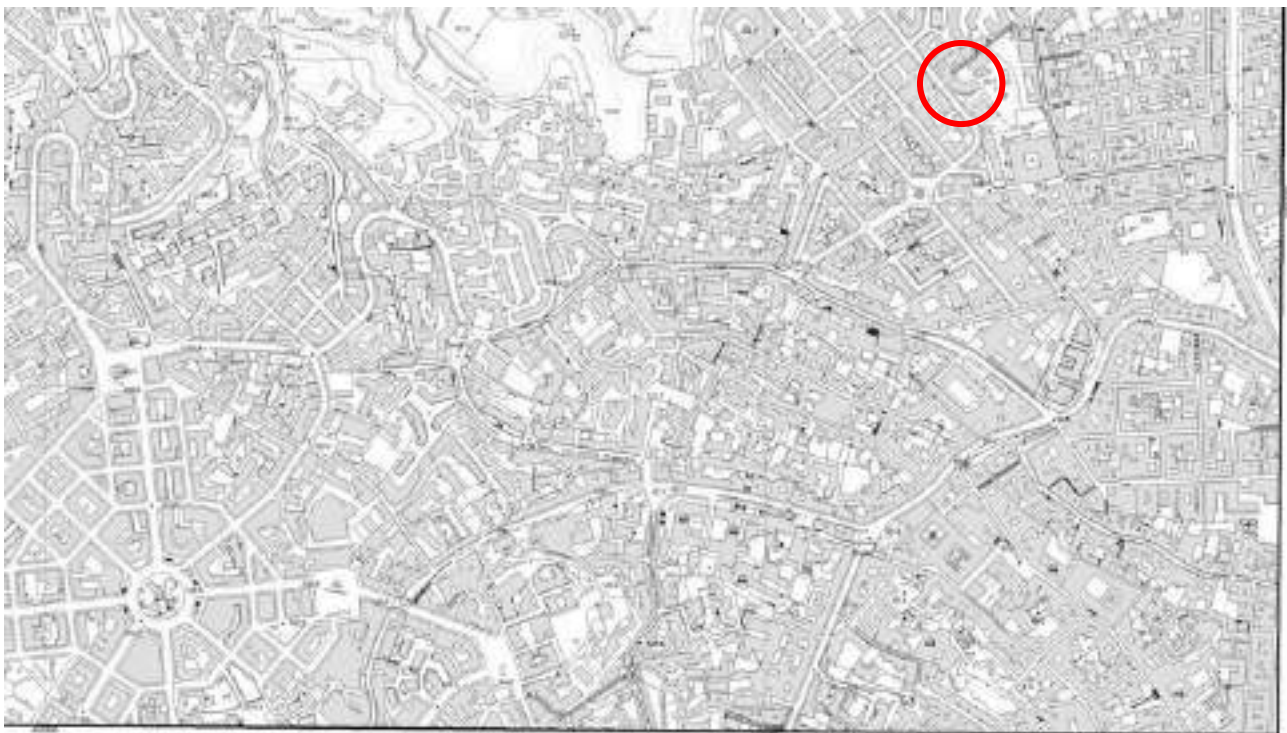


Figura 9. – Stralcio Carta Idrogeologica del territorio comunale di Napoli (1/250.000) (mod. da Corniello et al. 2000).

5. CARTE DELLA PERICOLOSITÀ E DEL RISCHIO

Dall'esame delle cartografie di riferimento del P.A.I. (Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico (PSAI), dei territori dell'Autorità di Bacino Distrettuale dell'Appennino Meridionale ((L. n. 183 del 18/05/89; L. n. 253 del 7/08/90; L. n.493 del 4/12/93; L.n. 226 del 13/07/99; L.n. 365 del 11/12/00 agg.2015), l'area in esame non risulta essere in zone di criticità da Rischio idraulico né da Rischio Frana.



LEGENDA

	R4 - Rischio molto elevato
	R3 - Rischio elevato
	R2 - Rischio medio
	R1 - Rischio moderato
	Limite di bacino
	Alveo strada
	Reticolo idrografico
	Tratto tombato
	Vasca

Figura 10. – Carta del Rischio Idraulico scala 1:5.000 (dal Piano Stralcio Autorità di Bacino – 2015).



LEGENDA

-  Rischio Idraulico elevato "R3"
-  Rischio Idraulico molto elevato "R4"
-  Rischio Frana elevato "R3"
-  Rischio Frana molto elevato "R4"
-  Limite di Bacino

Figura 11. – Carta del Rischio Frana scala 1:5.000 (dal Piano Stralcio Autorità di Bacino Appennino Meridionale – ex Campania Centrale – 2015).

6. INDAGINI GEOGNOSTICHE EFFETTUATE

Dall'analisi delle indagini censite nell'area in oggetto risultano n°8 sondaggi nell'intorno dell'edificio scolastico, di cui sette nei pressi di Via Domenico di Gravina (S0740/S0746) e il restante in via S. Mandato (S0713); i sondaggi in questione sono stati concessi dal Comune di Napoli.

Le stratigrafie desunte da queste indagini possono essere sintetizzate in una sequenza con al top materiali di riporto consistenti in sabbia ghiaiosa con immersi numerosi clasti deca-centimetrici di natura tufacea e resti di laterizi. A tali materiali fanno seguito cineriti rimaneggiate costituite da sabbia da fine a grossolana con rari inclusi di pomici da millimetriche a sub-millimetriche. Le suddette cineriti sono intervallate da livelli di pomici eterometriche. La sequenza si chiude verso il basso con il Tufo giallo Napoletano, collocato ad una profondità di circa 17 m dal p.c.

In tabella 1 è indicata, per ciascun sondaggio, la data di acquisizione, la società realizzatrice, la profondità raggiunta e la distanza dall'edificio scolastico oggetto di questo studio.

Nome	Data	Profondità (m)	Distanza (m)
S0713 (<i>trivel sondaggi S.n.c.</i>)	Aprile 1998	13	500
S0740 (<i>Tecno In S.p.a.</i>)	Aprile 2007	15.10	60
S0741 (<i>Tecno In S.p.a.</i>)	Aprile 2007	16.50	60
S0742 (<i>Tecno In S.p.a.</i>)	Aprile 2007	17.30	60
S0743 (<i>Tecno In S.p.a.</i>)	Aprile 2007	18.20	60
S0744 (<i>Tecno In S.p.a.</i>)	Aprile 2007	19.80	60
S0745 (<i>Tecno In S.p.a.</i>)	Aprile 2007	17.10	60
S0746 (<i>Tecno In S.p.a.</i>)	Aprile 2007	16.20	60

Tab. 1 – Sondaggi di riferimento.

Istituto Comprensivo "Fava/Gioia", codice 2.20.40



Figura 12. – Ubicazione Sondaggi Geognostici



➤ **Sondaggio 0713:**

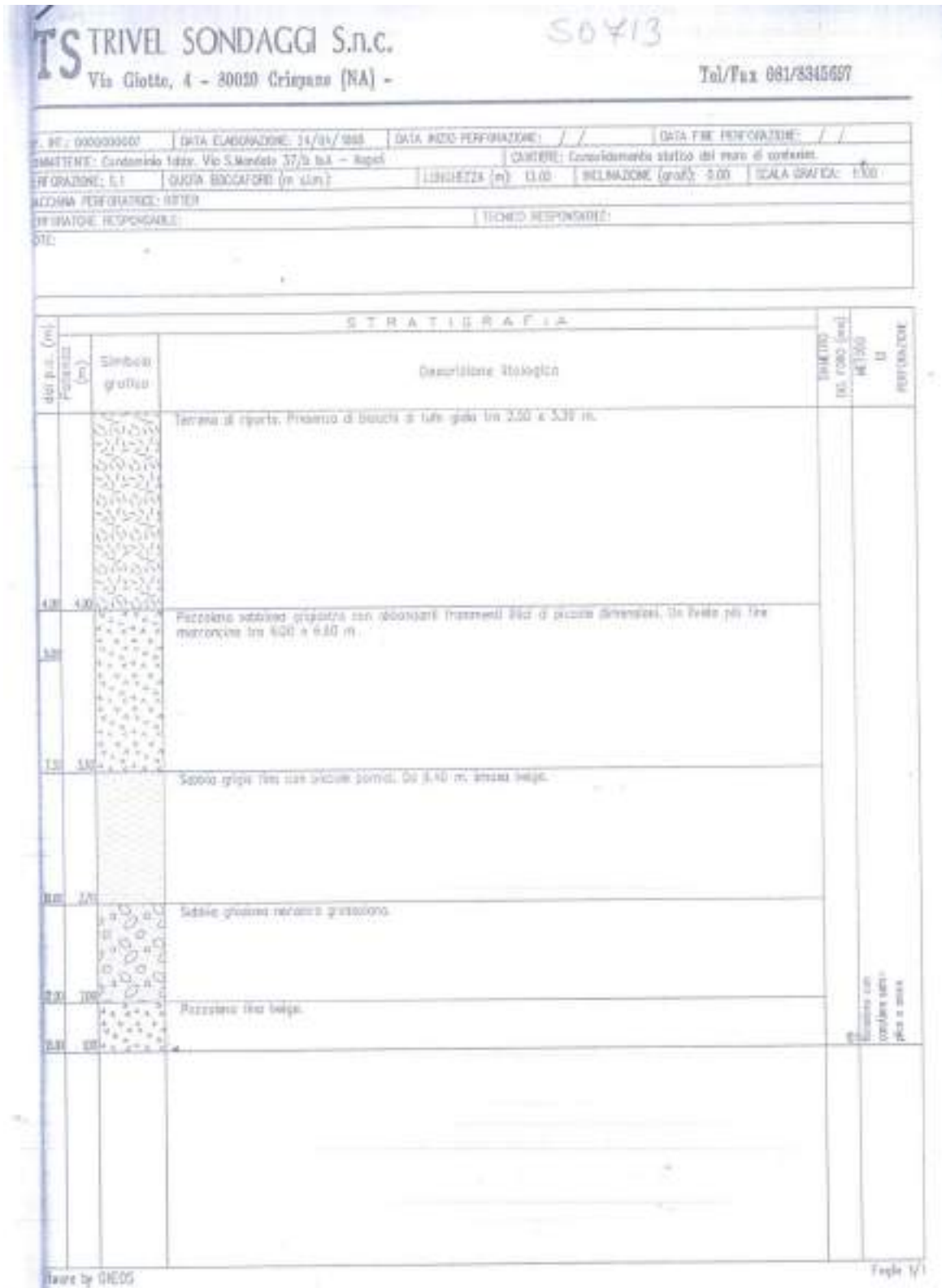


Figura 13. – Sondaggio 00713.

Per il sondaggio a carotaggio continuo, con codice 0713, effettuato in Via S. Mandato 37/b IsA a, sono stati sintetizzati i seguenti livelli (non è stata intercettata la falda):

- (0 - 4.00 m) – **Riporto** (rinvenuti blocchi tufacei tra 2.50/3.30);
- (4.00 - 7.30 m) – **Pozzolana** sabbioso grigiastra;
- (7.30 - 10.00 m) – **Sabbia** fine di colore grigio;
- (10.00 – 12.00) – **Sabbia** ghiaiosa;
- (12.00 – 13.00) – **Pozzolana** fine beige.

➤ **Sondaggio 0740:**

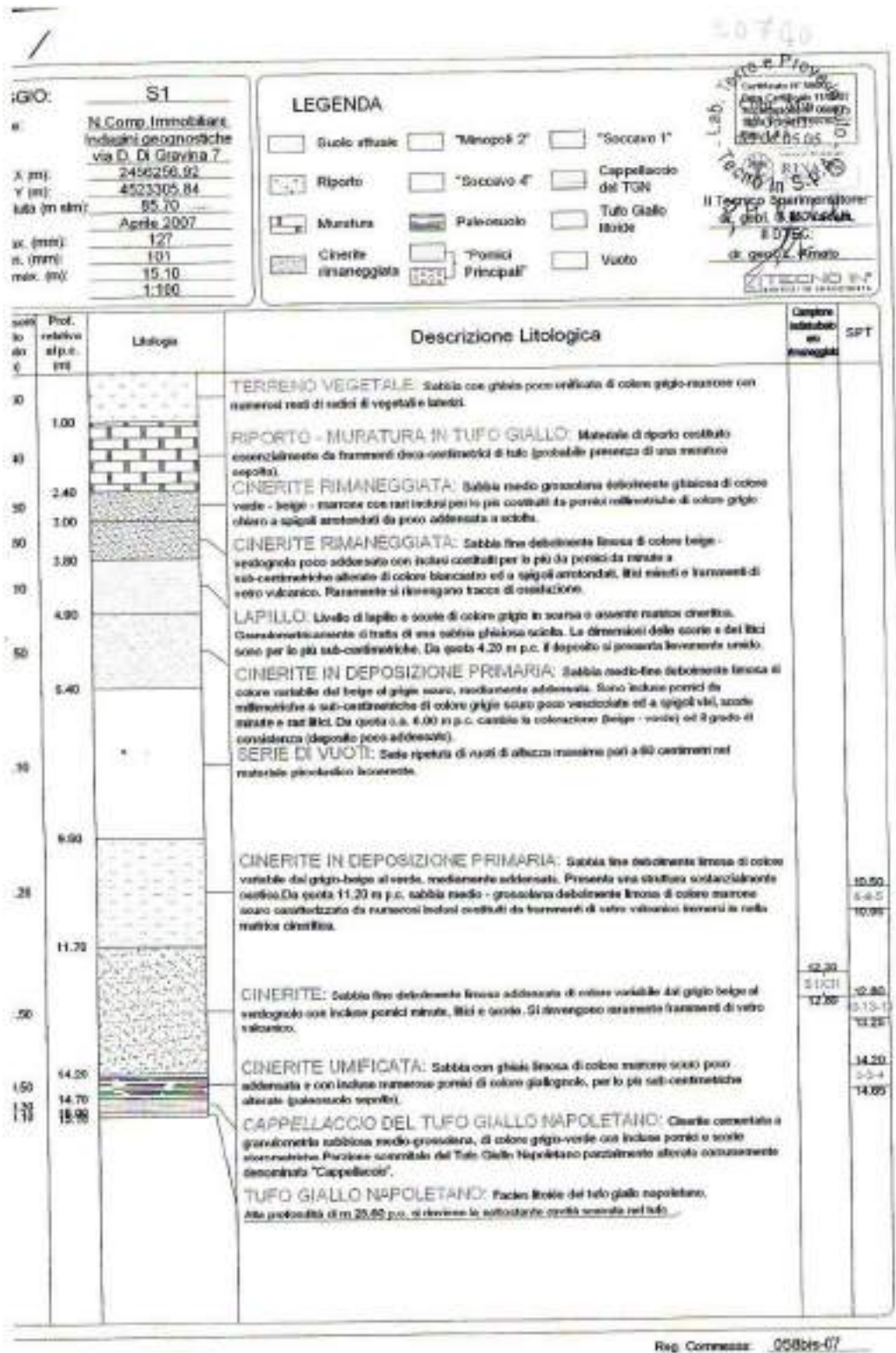


Figura 14. – Sondaggio 00740.

Per il sondaggio a carotaggio continuo, con codice 0740, effettuato in Via D. Di Gravina, sono stati sintetizzati i seguenti livelli (non è stata intercettata la falda):

- (0 - 1.00 m) – **Terreno vegetale**;
- (1.00 - 2.40 m) – **Riporto**: muratura in tufo giallo;
- (2.40 - 6.40 m) – Alternanza di **cineriti rimaneggiate** (sabbie medio fine debolmente ghiaiose) e **lapilli** fine di colore grigio;
- (6.40 – 9.50) – **Serie di vuoti**: vuoti in materiale piroclastico incoerente;
- (9.50 – 15.00) – **Cineriti**: sabbia fine debolmente limosa.
- Da 15.00: **Tufo Giallo Napoletano** con “Cappellaccio” nella parte più superficiale.

➤ **Sondaggio 0741:**

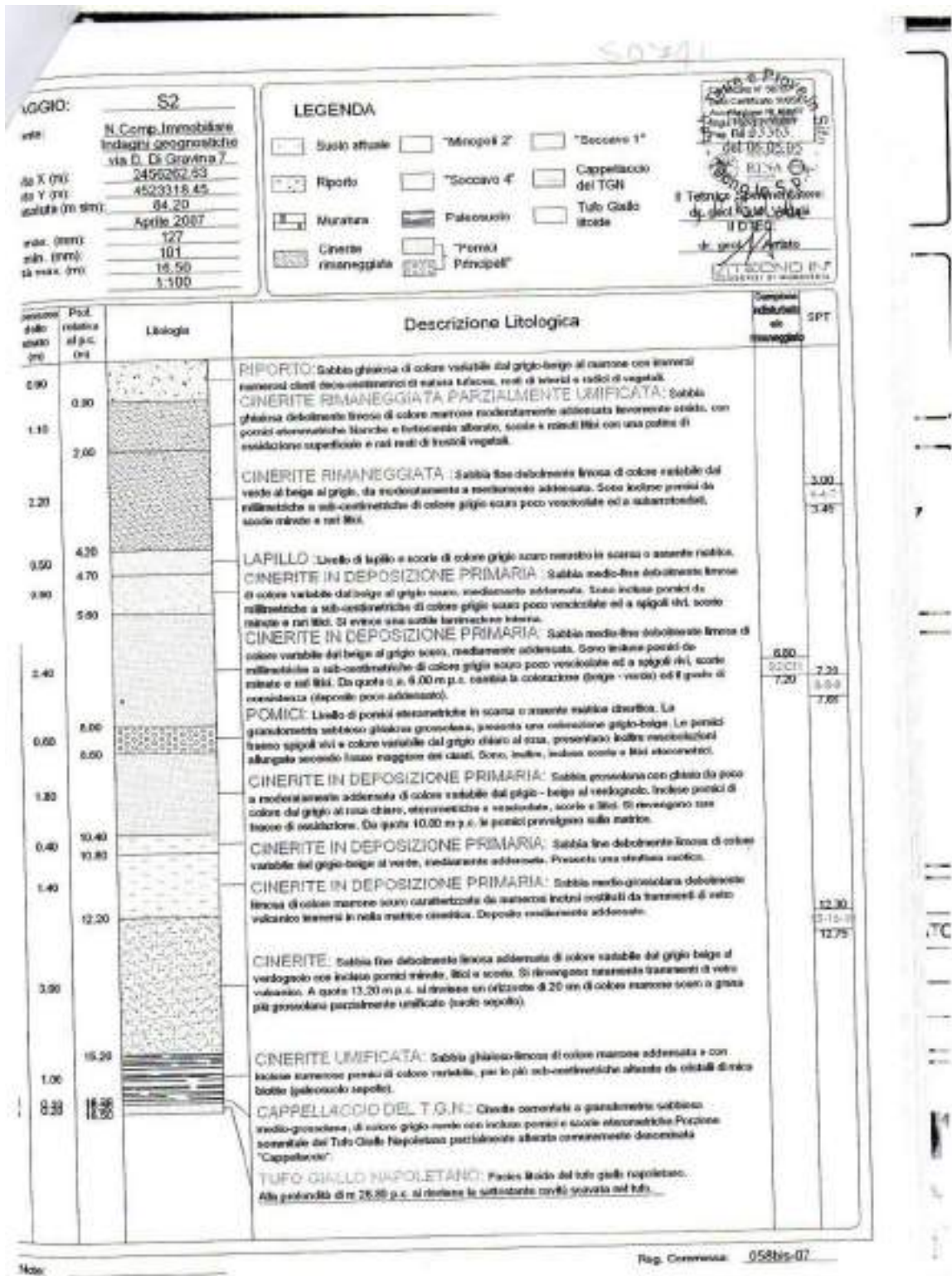


Figura 15. – Sondaggio 00741.

Per il sondaggio a carotaggio continuo, con codice 0741, effettuato in Via D. Di Gravina, sono stati sintetizzati i seguenti livelli (non è stata intercettata la falda):

- (0 - 0.90 m) – **Riporto**;
- (0.90 - 4.20 m) – **Cinerite rimaneggiata**: sabbia debolmente limosa di colore variabile;
- (4.20 - 4.70 m) – **Lapillo**: lapilli e scorie;
- (4.70 – 16.20) – Alternanza di **Cineriti** (sabbia medio grossolana debolmente limosa) e **Pomici**;
- Da 16.20: **Tufo Giallo Napoletano** con “Cappellaccio” nella parte più superficiale.



➤ **Sondaggio 0742:**

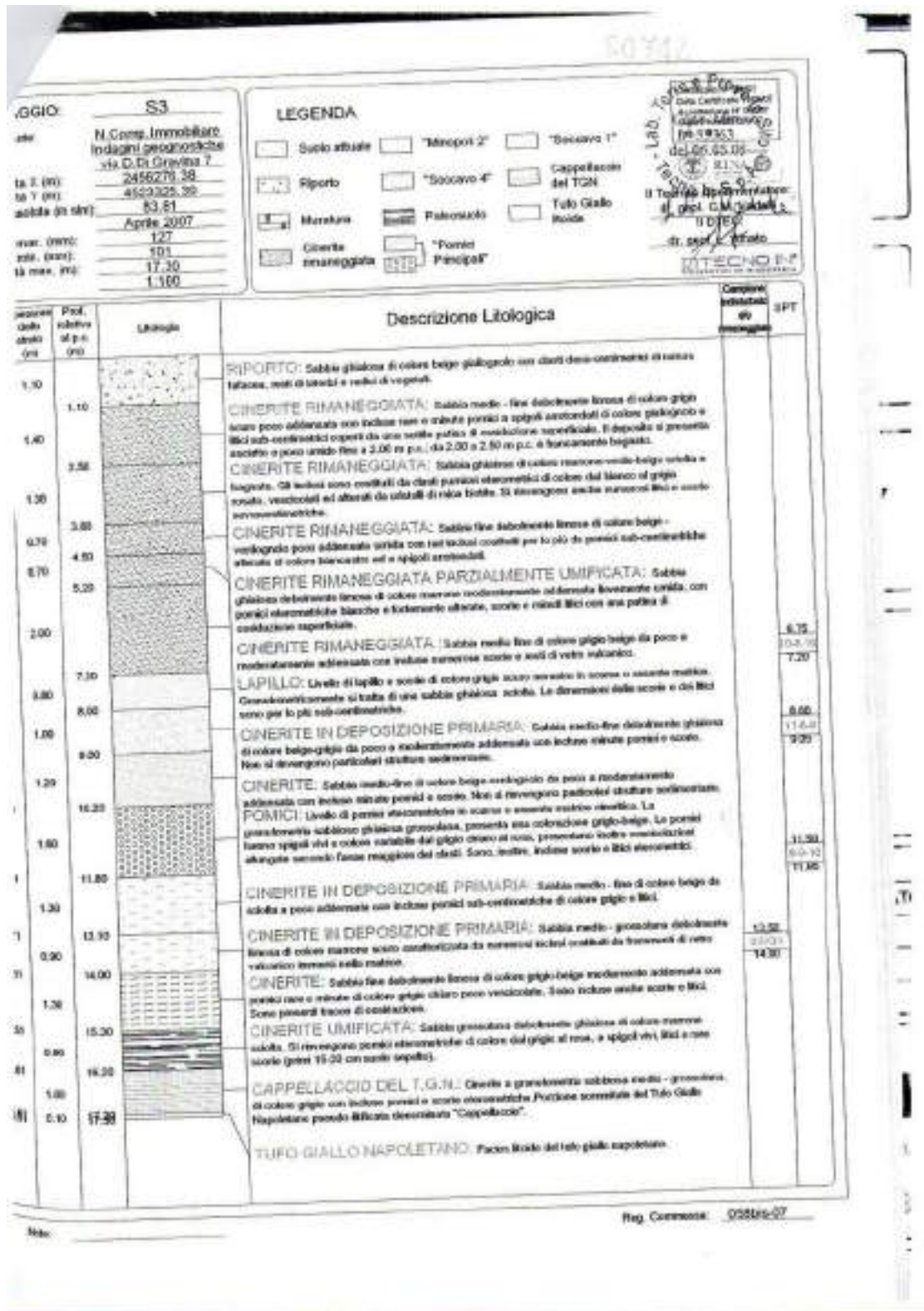


Figura 16. – Sondaggio 00742.

Per il sondaggio a carotaggio continuo, con codice 0742, effettuato in Via D. Di Gravina, sono stati sintetizzati i seguenti livelli (non è stata intercettata la falda):

- (0 - 1.10 m) – **Riporto**;
- (1.10 - 7.20 m) – **Cinerite rimaneggiata**: sabbia medio fine debolmente limosa di colore variabile;
- (7.20 - 8.00 m) – **Lapillo**: lapilli e scorie di colore grigio scuro;
- (8.00 – 16.20) – Alternanza di **Cineriti** (sabbia medio fine debolmente ghiaiosa di colore beige-grigio) e **Pomici** (livelli di pomice eterometriche in scarsa o assente matrice cineritica);
- Da 16.20: **Tufo Giallo Napoletano** con “Cappellaccio” nella parte più superficiale (TGN pseudo-litificato).



➤ **Sondaggio 0743:**

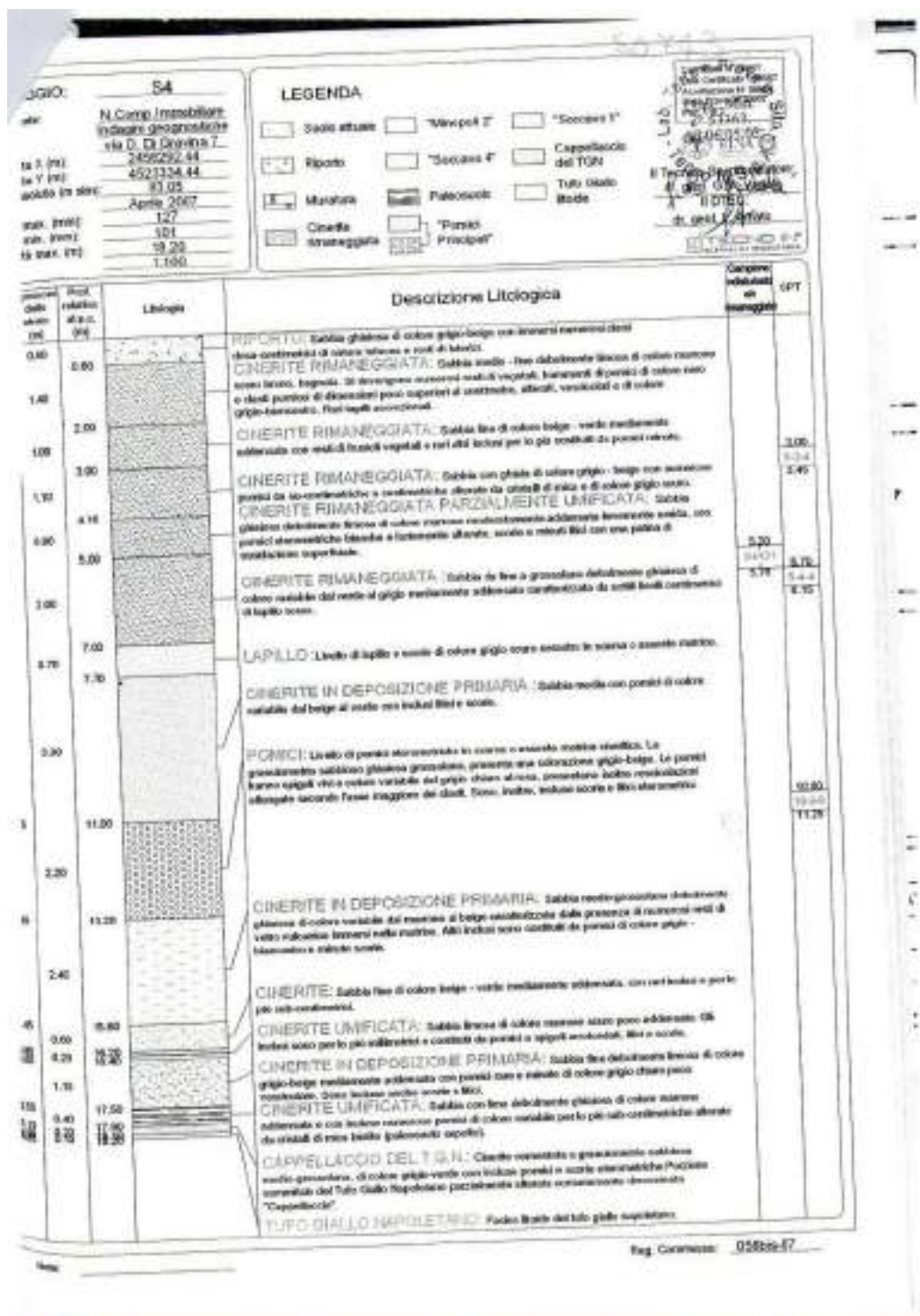


Figura 17. – Sondaggio 00743.

Per il sondaggio a carotaggio continuo, con codice 0743, effettuato in Via D. Di Gravina, sono stati sintetizzati i seguenti livelli (non è stata intercettata la falda):





- (0 - 1.10 m) – **Riporto**;
- (1.10 - 7.00 m) – **Cinerite rimaneggiata**: sabbia medio fine debolmente limosa di colore variabile;
- (7.00 - 7.70 m) – **Lapillo**: lapilli e scorie di colore grigio scuro;
- (7.70 – 18.10) – Alternanza di **Cineriti** (sabbia medio fine debolmente ghiaiosa di colore beige-grigio) e **Pomici** (livelli di pomici eterometriche in scarsa o assente matrice cineritica);
- Da 16.20: **Tufo Giallo Napoletano** con “Cappellaccio” nella parte più superficiale (TGN pseudo-litificato).



➤ **Sondaggio 0744:**

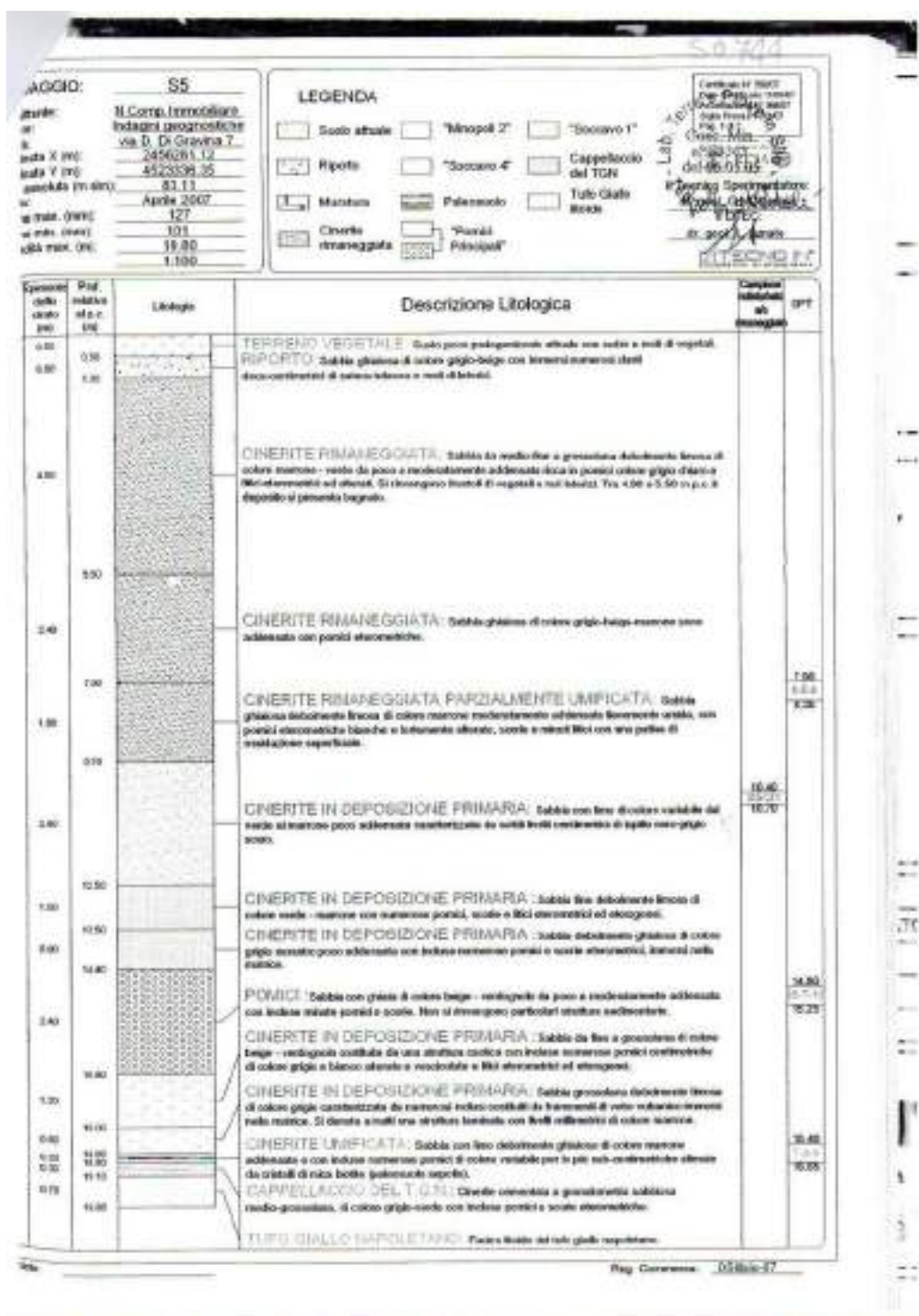


Figura 18. – Sondaggio 00744.

Per il sondaggio a carotaggio continuo, con codice 0744, effettuato in Via D. Di Gravina, sono stati sintetizzati i seguenti livelli (non è stata intercettata la falda):



- (0 - 1.10 m) – **Terreno vegetale:** suolo poco pedogeneizzato;
- (0.50 – 1.00) – **Riporto;**
- (1.00 – 18.80) – Alternanza di **Cineriti** (sabbia medio fine debolmente ghiaiosa di colore beige-grigio), **Pomici** (livelli di pomici eterometriche in scarsa o assente matrice cineritica) e **Cineriti rimaneggiate;**
- Da 18.80: **Tufo Giallo Napoletano** con “Cappellaccio” nella parte più superficiale (TGN pseudo-litificato).





➤ **Sondaggio 0745:**

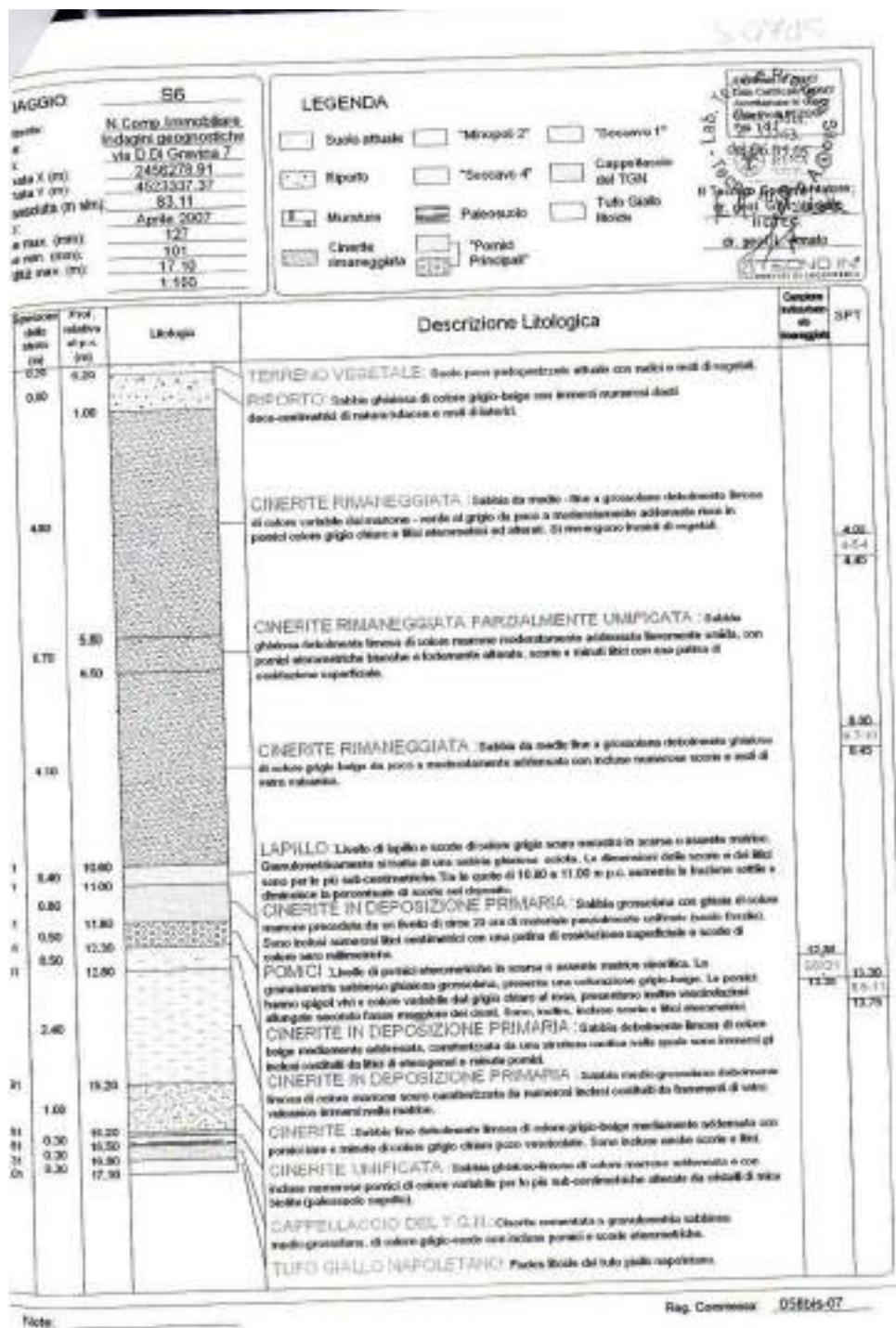


Figura 19. – Sondaggio 00745.

Per il sondaggio a carotaggio continuo, con codice 0745, effettuato in Via D. Di Gravina, sono stati sintetizzati i seguenti livelli (non è stata intercettata la falda):





- (0 – 0.20 m) – **Terreno vegetale**: suolo poco pedogeneizzato;
- (0.20 – 1.00) – **Riporto**;
- (1.00 - 10.60 m) – **Cinerite rimaneggiata**: sabbia medio fine debolmente limosa di colore variabile;
- (10.60 – 11.00) – **Lapillo**: lapilli e scorie di colore grigio scuro;
- (11.00 – 16.80) – Alternanza di **Cineriti** (sabbia medio fine debolmente ghiaiosa di colore beige-grigio) e **Pomici** (livelli di pomici eterometriche in scarsa o assente matrice cineritica);
- Da 16.80: **Tufo Giallo Napoletano** con “Cappellaccio” nella parte più superficiale (TGN pseudo-litificato).





➤ **Sondaggio 0746:**

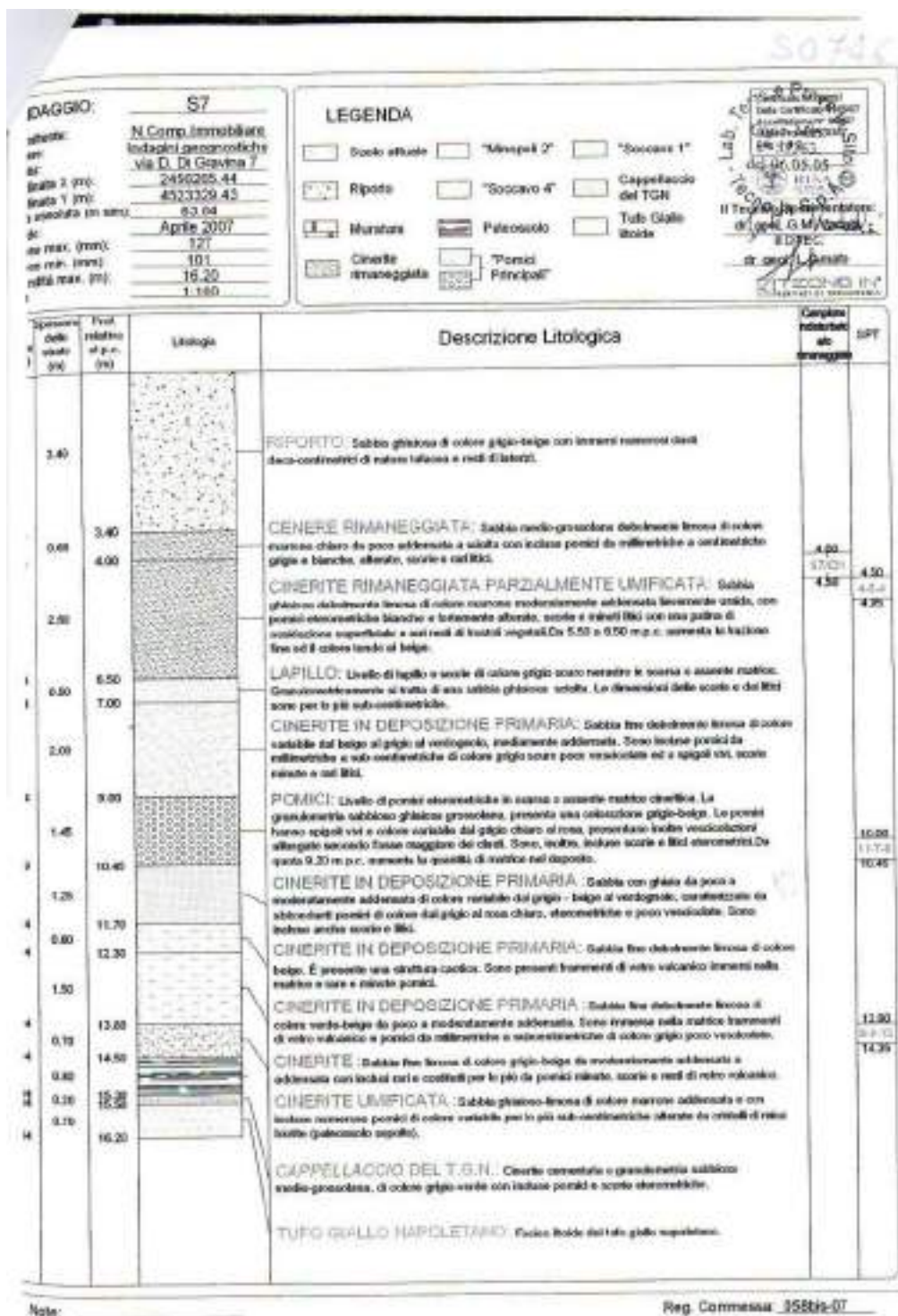


Figura 20. – Sondaggio 00746.

Per il sondaggio a carotaggio continuo, con codice 0746, effettuato in Via D. Di Gravina, sono stati sintetizzati i seguenti livelli (non è stata intercettata la falda):



- (0 – 3.40 m) – **Terreno vegetale**: suolo poco pedogeneizzato;
- (3.40 - 6.50 m) – **Cinerite rimaneggiata**: sabbia medio fine debolmente limosa di colore variabile;
- (6.50 – 7.00) – **Lapillo**: lapilli e scorie di colore grigio scuro;
- (7.00 – 15.50) – Alternanza di **Cineriti** (sabbia medio fine debolmente ghiaiosa di colore beige-grigio) e **Pomici** (livelli di pomice eterometriche in scarsa o assente matrice cineritica);
- Da 16.80: **Tufo Giallo Napoletano** con “Cappellaccio” nella parte più superficiale (TGN pseudo-litificato).



7. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Sotto il profilo geotecnico i materiali al di sopra del quale è collocato l'edificio scolastico presentano discrete caratteristiche meccaniche. I risultati delle indagini, assieme alle prove disponibili, sono stati confrontati con studi geologici e geotecnici (tra i principali: Il Sottosuolo della Città di Napoli – Caratterizzazione Geotecnica del Territorio Urbano, A. Croce – A. Pellegrino 1967; Area Urbana di Napoli: Principali Caratteristiche geologiche stratigrafiche ed ambientali. S. Caliro et al. 1997; Caratteristiche Geotecniche dei terreni piroclastici della Città di Napoli, A. Evangelista et al. 2002) e riguardanti un intorno significativo dell'area in questione. Da questi si può desumere che tutta l'opera in progetto insisterà su terreni sabbioso-limosi costituiti da materiale eterogeneo e da piroclastiti sciolte rimaneggiate (cineriti), moderatamente addensate. La caratterizzazione meccanica di tali terreni è resa difficoltosa da incertezze legate sia alla variabilità delle proprietà meccaniche tra i vari depositi e all'interno di un singolo deposito, sia alle condizioni di parziale saturazione di questi materiali. Le proprietà fisico-meccaniche delle pozzolane, essendo queste materiali molto porosi ed a plasticità pressoché nulla, risentono sensibilmente del grado di saturazione S . Dai dati di bibliografia, si ricava che il valore limite di S è di 0,7 al di sotto del quale il valore di ϕ (angolo di attrito) decresce sensibilmente da pozzolane in sede a quelle rimaneggiate. Per $S > 0,7$ ϕ arriva ad assumere valori inferiori ai 20° è per tale motivo che le condizioni di drenaggio assumono un ruolo fondamentale. La coesione apparente è di $\sim 0,2 - 0,3 \text{ Kg/cm}^2$; per quanto concerne le caratteristiche di compressibilità, dalla letteratura specializzata si ricava che la componente più significativa non è data dalla consolidazione primaria ma da cedimenti legati alla consolidazione secondaria e/o alla frantumazione delle particelle. I moduli di compressione edometrica, iniziale E_i e differita E_d riferiti a un range di sollecitazione di $1,6 - 3,0 \text{ Kg/cm}^2$, hanno un valore prossimo ai 100 Kg/cm^2 per E_i e di poco inferiore per E_d . L'angolo d'attrito interno ϕ proprio di questi materiali in sede è molto variabile e dipende anch'esso dalle condizioni di saturazione, ma in via generale è compreso tra $28^\circ/40^\circ$ anche se in condizioni ottimali ed in assenza di disturbo (vibrazioni) si possono trovare in pareti verticali, la porosità è mediamente il 25 % ed il peso specifico $1,4 \text{ t/m}^3$. Per tutti questi motivi le pozzolane mostrano in situ caratteristiche geotecniche migliori di quelle poi rilevate in laboratorio, questa differenza è da attribuire alla coesione "apparente" che deriva dal fatto che i granuli hanno forme irregolari e scabrose e durante la deposizione si incastrano tra loro in modo tale da dare coesione alla massa. Come già detto questa coesione, viene meno se i materiali sono saturati e/o sottoposti a vibrazioni, poiché con l'aumento delle pressioni interstiziali i granuli possono trovare un nuovo assetto geometrico con conseguente riduzione di volume. Per quanto concerne invece il Tufo Giallo

Napoletano, riscontrato nelle porzioni basali delle sequenze analizzate, possiamo definire la sua capacità a resistere ai carichi molto alta. Nelle varietà più scadenti la resistenza allo schiacciamento si aggira attorno ai 20 Kg/cm² per arrivare a circa 175 kg/cm² in quelle più resistenti. Il valore medio si aggira sui 50 Kg/cm². Per quanto riguarda la densità la roccia si presenta leggera, con un peso di volume variabile da 1,1 a 1,4 t/m³ e porosità compresa tra il 40 e il 63%.

7.1 PROVA PENETROMETRICA DYNAMIC PROBING HEAVY

La prova penetrometrica dinamica DPSH (Dynamic Probing Super Heavy) consiste nella misura della resistenza alla penetrazione di una punta conica di dimensioni standard, infissa per battitura nel terreno, per mezzo di un idoneo dispositivo di percussione. Viene registrato il numero di colpi necessari per l'infissione ogni 20 cm di affondamento. L'attrezzatura è composta da una batteria di aste lunghe 1 metro, con diametro di 32 mm, alla cui estremità inferiore è collegata una punta conica avente angolo di apertura di 60° e da un maglio battente di 63.5 kg che viene fatto cadere da un'altezza di 75 cm

Peso complessivo:	800 Kg
Altezza massima:	2650 mm
Altezza minima:	1500 mm
Lunghezza:	1500 mm
Larghezza:	1000 mm



Figura 20.1. – Penetrometro DPSH

La prova penetrometrica dinamica consiste nell'infiggere nel terreno una punta conica (per tratti consecutivi d) misurando il numero di colpi N necessari.

Le Prove Penetrometriche Dinamiche sono molto diffuse ed utilizzate nel territorio da geologi e geotecnici, data la loro semplicità esecutiva, economicità e rapidità di esecuzione.

La loro elaborazione, interpretazione e visualizzazione grafica consente di “catalogare e parametrizzare” il suolo attraversato con un'immagine in continuo, che permette anche di avere un raffronto sulle consistenze dei vari livelli attraversati e una correlazione diretta con sondaggi geognostici per la caratterizzazione stratigrafica.

La sonda penetrometrica permette inoltre di riconoscere abbastanza precisamente lo spessore delle coltri sul substrato, la quota di eventuali falde e superfici di rottura sui pendii, e la consistenza in generale del terreno.

L'utilizzo dei dati, ricavati da correlazioni indirette e facendo riferimento a vari autori, dovrà comunque essere trattato con le opportune cautele e, possibilmente, dopo esperienze geologiche acquisite in zona.

Elementi caratteristici del penetrometro dinamico sono i seguenti:

- peso massa battente M ;
- altezza libera caduta H ;
- punta conica: diametro base D , area base A (angolo di apertura α);
- avanzamento (penetrazione) d ;
- presenza o meno del rivestimento esterno (fanghi bentonitici).

Con riferimento alla classificazione ISSMFE (1988) dei diversi tipi di penetrometri dinamici (vedi tabella sotto riportata) si rileva una prima suddivisione in quattro classi (in base al peso M della massa battente) :

- tipo LEGGERO (DPL);
- tipo MEDIO (DPM);
- tipo PESANTE (DPH);

- tipo SUPERPESANTE (DPSH).

Classificazione ISSMFE dei penetrometri dinamici:

Tipo	Sigla di riferimento	peso della massa M (kg)	prof. max indagine battente (m)
Leggero	DPL (Light)	M £ 10	8
Medio	DPM (Medium)	10 < M < 40	20-25
Pesante	DPH (Heavy)	40 £ M < 60	25
Super pesante (Super Heavy)	DPSH	M ³ 60	25

Tabella 1.1. – Penetrometro DPSH

➤ Penetrometri in uso in Italia

In Italia risultano attualmente in uso i seguenti tipi di penetrometri dinamici (non rientranti però nello Standard ISSMFE):

- DINAMICO LEGGERO ITALIANO (DL-30) (MEDIO secondo la classifica ISSMFE)

massa battente M = 30 kg, altezza di caduta H = 0.20 m, avanzamento d = 10 cm, punta conica (a=60-90°), diametro D 35.7 mm, area base cono A=10 cm² rivestimento / fango bentonitico : talora previsto;

- DINAMICO LEGGERO ITALIANO (DL-20) (MEDIO secondo la classifica ISSMFE)

massa battente M = 20 kg, altezza di caduta H=0.20 m, avanzamento d = 10 cm, punta conica (a= 60-90°), diametro D 35.7 mm, area base cono A=10 cm² rivestimento / fango bentonitico : talora previsto;

- DINAMICO PESANTE ITALIANO (SUPERPESANTE secondo la classifica ISSMFE)

massa battente M = 73 kg, altezza di caduta H=0.75 m, avanzamento d=30 cm, punta conica (a = 60°), diametro D = 50.8 mm, area base cono A=20.27 cm² rivestimento: previsto secondo precise indicazioni;

- DINAMICO SUPERPESANTE (Tipo EMILIA)

massa battente $M=63.5$ kg, altezza caduta $H=0.75$ m, avanzamento $d=20-30$ cm, punta conica conica ($\alpha = 60^\circ-90^\circ$) diametro $D = 50.5$ mm, area base cono $A = 20$ cm², rivestimento / fango bentonitico : talora previsto.

➤ **Correlazione con N_{spt}**

Poiché la prova penetrometrica standard (SPT) rappresenta, ad oggi, uno dei mezzi più diffusi ed economici per ricavare informazioni dal sottosuolo, la maggior parte delle correlazioni esistenti riguardano i valori del numero di colpi N_{spt} ottenuto con la suddetta prova, pertanto si presenta la necessità di rapportare il numero di colpi di una prova dinamica con N_{spt} . Il passaggio viene dato da:

$$N_{SPT} = \beta_t \cdot N$$

Dove:

$$\beta_t = \frac{Q}{Q_{SPT}}$$

in cui Q è l'energia specifica per colpo e Q_{spt} è quella riferita alla prova SPT.

L'energia specifica per colpo viene calcolata come segue:

$$Q = \frac{M^2 \cdot H}{A \cdot \delta \cdot (M + M')}$$

in cui

- M peso massa battente.
- M' peso aste.
- H altezza di caduta.
- A area base punta conica.
- d passo di avanzamento.

Valutazione resistenza dinamica alla punta R_{pd}

Formula Olandesi

$$Rpd = \frac{M^2 \cdot H}{[A \cdot e \cdot (M + P)]} = \frac{M^2 \cdot H \cdot N}{[A \cdot \delta \cdot (M + P)]}$$

- Rpd resistenza dinamica punta (area A).
e infissione media per colpo (d/ N).
M peso massa battente (altezza caduta H).
P peso totale aste e sistema battuta.

Calcolo di (N 1)60

(N1)60 è il numero di colpi normalizzato definito come segue:

$$(N_1)_{60} = CN \cdot N_{60} \text{ con } CN = \sqrt{(Pa/\sigma_{vo})} \quad CN < 1.7 \quad Pa = 101.32 \text{ kPa (Liao e Whitman 1986)}$$

$$N_{60} = N_{SPT} \cdot (ER/60) \cdot C_s \cdot C_r \cdot C_d$$

- ER/60 rendimento del sistema di infissione normalizzato al 60%.
Cs parametro funzione della controcamicia (1.2 se assente).
Cd funzione del diametro del foro (1 se compreso tra 65-115mm).
Cr parametro di correzione funzione della lunghezza delle aste.

➤ Metodologia di Elaborazione.

Le elaborazioni sono state effettuate mediante un programma di calcolo automatico Dynamic Probing della GeoStru Software.

Il programma calcola il rapporto delle energie trasmesse (coefficiente di correlazione con SPT) tramite le elaborazioni proposte da Pasqualini (1983) - Meyerhof (1956) - Desai (1968) - Borowczyk-Frankowsky (1981).

Permette inoltre di utilizzare i dati ottenuti dall'effettuazione di prove penetrometriche per estrapolare utili informazioni geotecniche e geologiche.

Una vasta esperienza acquisita, unitamente ad una buona interpretazione e correlazione, permettono spesso di ottenere dati utili alla progettazione e frequentemente dati maggiormente attendibili di tanti dati bibliografici sulle litologie e di dati geotecnici determinati sulle verticali litologiche da poche prove di laboratorio eseguite come rappresentazione generale di una verticale eterogenea disuniforme e/o complessa.

In particolare consente di ottenere informazioni su:

- l'andamento verticale e orizzontale degli intervalli stratigrafici,
- la caratterizzazione litologica delle unità stratigrafiche,
- i parametri geotecnici suggeriti da vari autori in funzione dei valori del numero dei colpi e delle resistenze alla punta.

7.2 RISULTATI PROVA PENETROMETRICA

In tabella 1.2 abbiamo il numero di colpi per le DPSH, e successivamente i parametri geomeccanici stimati; la penetrometrica si è spinta fino ad una profondità di 20.

In figura 20.2 i risultati della prova in forma grafica.

Strumento utilizzato...DPSH (Dinamic Probing Super Heavy)

Prova eseguita in data 24-11-2021;

Profondità prova 20.00 mt;

Falda non rilevata;

Quota: 87 m.;

Ubicazione: Lat. 40.856889°; Long. 14.243872°.

Tipo elaborazione Nr. Colpi: Medio

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm ²)	Res. dinamica (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)
0.20	17	0.805	132.93	165.20	13.29	16.52
0.40	16	0.801	124.51	155.49	12.45	15.55
0.60	14	0.797	108.43	136.05	10.84	13.60
0.80	14	0.793	107.93	136.05	10.79	13.60
1.00	14	0.790	99.40	125.86	9.94	12.59
1.20	11	0.836	82.70	98.89	8.27	9.89
1.40	12	0.833	89.85	107.88	8.98	10.79
1.60	12	0.830	89.49	107.88	8.95	10.79
1.80	13	0.776	90.73	116.87	9.07	11.69
2.00	14	0.773	90.53	117.09	9.05	11.71
2.20	13	0.770	83.73	108.72	8.37	10.87
2.40	13	0.767	83.41	108.72	8.34	10.87
2.60	14	0.764	89.48	117.09	8.95	11.71
2.80	15	0.761	95.52	125.45	9.55	12.55
3.00	15	0.759	88.98	117.28	8.90	11.73
3.20	12	0.806	75.62	93.82	7.56	9.38
3.40	12	0.803	75.38	93.82	7.54	9.38
3.60	13	0.751	76.32	101.64	7.63	10.16
3.80	13	0.748	76.07	101.64	7.61	10.16
4.00	15	0.746	82.14	110.10	8.21	11.01
4.20	15	0.744	81.88	110.10	8.19	11.01
4.40	19	0.741	103.40	139.47	10.34	13.95
4.60	19	0.739	103.10	139.47	10.31	13.95
4.80	20	0.737	108.21	146.81	10.82	14.68
5.00	19	0.735	96.60	131.43	9.66	13.14
5.20	22	0.683	103.94	152.18	10.39	15.22
5.40	22	0.681	103.64	152.18	10.36	15.22
5.60	22	0.679	103.35	152.18	10.33	15.22
5.80	17	0.727	85.52	117.59	8.55	11.76
6.00	16	0.725	75.92	104.64	7.59	10.46
6.20	16	0.724	75.73	104.64	7.57	10.46
6.40	19	0.722	89.72	124.26	8.97	12.43



6.60	18	0.720	84.80	117.72	8.48	11.77
6.80	19	0.719	89.31	124.26	8.93	12.43
7.00	18	0.717	80.06	111.64	8.01	11.16
7.20	18	0.716	79.89	111.64	7.99	11.16
7.40	19	0.714	84.16	117.84	8.42	11.78
7.60	22	0.663	90.42	136.45	9.04	13.64
7.80	23	0.661	94.33	142.65	9.43	14.27
8.00	25	0.660	97.29	147.44	9.73	14.74
8.20	25	0.659	97.10	147.44	9.71	14.74
8.40	21	0.657	81.40	123.85	8.14	12.38
8.60	21	0.656	81.24	123.85	8.12	12.38
8.80	24	0.655	92.67	141.54	9.27	14.15
9.00	23	0.653	84.49	129.29	8.45	12.93
9.20	24	0.652	88.00	134.91	8.80	13.49
9.40	24	0.651	87.84	134.91	8.78	13.49
9.60	16	0.700	62.95	89.94	6.30	8.99
9.80	18	0.699	70.71	101.18	7.07	10.12
10.00	18	0.698	67.44	96.65	6.74	9.67
10.20	16	0.697	59.85	85.91	5.98	8.59
10.40	17	0.696	63.49	91.28	6.35	9.13
10.60	17	0.694	63.39	91.28	6.34	9.13
10.80	13	0.693	48.40	69.81	4.84	6.98
11.00	13	0.692	46.26	66.82	4.63	6.68
11.20	21	0.641	69.22	107.93	6.92	10.79
11.40	20	0.690	70.96	102.79	7.10	10.28
11.60	20	0.689	70.85	102.79	7.09	10.28
11.80	21	0.638	68.89	107.93	6.89	10.79
12.00	21	0.637	65.95	103.50	6.60	10.35
12.20	22	0.636	68.98	108.43	6.90	10.84
12.40	20	0.685	67.54	98.57	6.75	9.86
12.60	21	0.634	65.64	103.50	6.56	10.35
12.80	20	0.683	67.34	98.57	6.73	9.86
13.00	20	0.682	64.58	94.68	6.46	9.47
13.20	22	0.631	65.73	104.15	6.57	10.42
13.40	24	0.630	71.58	113.62	7.16	11.36
13.60	27	0.629	80.40	127.82	8.04	12.78
13.80	27	0.628	80.26	127.82	8.03	12.78
14.00	27	0.627	77.08	122.97	7.71	12.30
14.20	21	0.626	59.85	95.64	5.98	9.56
14.40	21	0.625	59.74	95.64	5.97	9.56
14.60	19	0.673	58.28	86.54	5.83	8.65
14.80	18	0.672	55.12	81.98	5.51	8.20
15.00	18	0.671	53.01	78.98	5.30	7.90
15.20	19	0.670	55.85	83.37	5.59	8.34
15.40	22	0.619	59.73	96.54	5.97	9.65
15.60	23	0.617	62.32	100.92	6.23	10.09
15.80	23	0.616	62.19	100.92	6.22	10.09
16.00	21	0.615	54.66	88.90	5.47	8.89
16.20	21	0.614	54.54	88.90	5.45	8.89
16.40	25	0.612	64.78	105.83	6.48	10.58
16.60	25	0.611	64.63	105.83	6.46	10.58
16.80	25	0.609	64.48	105.83	6.45	10.58
17.00	27	0.608	67.10	110.40	6.71	11.04
17.20	28	0.606	69.41	114.49	6.94	11.45
17.40	28	0.605	69.23	114.49	6.92	11.45
17.60	21	0.603	51.79	85.87	5.18	8.59
17.80	21	0.601	51.65	85.87	5.16	8.59



18.00	20	0.650	51.39	79.08	5.14	7.91
18.20	24	0.598	56.75	94.90	5.68	9.49
18.40	24	0.596	56.58	94.90	5.66	9.49
18.60	25	0.594	58.76	98.86	5.88	9.89
18.80	27	0.592	63.25	106.76	6.33	10.68
19.00	22	0.591	49.73	84.22	4.97	8.42
19.20	24	0.588	54.07	91.87	5.41	9.19
19.40	24	0.586	53.88	91.87	5.39	9.19
19.60	27	0.584	60.39	103.36	6.04	10.34
19.80	28	0.582	62.39	107.19	6.24	10.72
20.00	26	0.580	55.93	96.45	5.59	9.65

Tabella 1.2. – Numero di colpi

TERRENI INCOERENTI

Densità relativa

	NSPT	Prof. Strato (m)	Gibbs & Holtz 1957	Schultze & Menzenbach (1961)	Skempton 1986
[1] - riporto	24.82	0.40	62.92	100	57.74
[2] - cinerite rimaneggiata	20.11	4.20	47.35	87.92	51.4
[3] - sabbie fini rimaneggiate debolmente limose	29.33	11.00	50.02	90	62.82
[4] - tufo giallo napoletano	34.43	20.00	54	97.17	67.7

Angolo di resistenza al taglio

	NSPT	Prof. Strato (m)	Peck-Hanson-Thornburn-Meyerhof 1956	Malcev (1964)	Meyerhof (1965)	Schmertmann (1977) Sabbie	Mitchell & Katti (1981)	Shioi-Fukuni 1982	Japanese National Railway
[1] - riporto	24.82	0.40	34.09	37.12	38.42	42	30-32	34.3	34.45
[2] - cinerite rimaneggiata	20.11	4.20	32.75	31.53	37.1	40.23	30-32	32.37	33.03
[3] - sabbie fini rimaneggiate debolmente limose	29.33	11.00	35.38	30.84	39.52	40.82	32-35	35.97	35.8
[4] - tufo giallo napoletano	34.43	20.00	36.84	31.1	40.57	41.89	32-35	37.73	37.33

Modulo di Young (Kg/cm²)

	NSPT	Prof. Strato (m)	Schmertmann (1978) (Sabbie)	Schultze-Menzenbach (Sabbia ghiaiosa)	D'Appollonia ed altri 1970 (Sabbia)	Bowles (1982) Sabbia Media
[1] - riporto	24.82	0.40	198.56	293.58	366.15	199.10
[2] - cinerite rimaneggiata	20.11	4.20	160.88	238.00	330.83	175.55
[3] - sabbie fini rimaneggiate debolmente limose	29.33	11.00	234.64	346.79	399.98	221.65
[4] - tufo giallo napoletano	34.43	20.00	275.44	406.97	438.23	247.15

Modulo Edometrico (Kg/cm²)

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Buisman-Sanglerat (sabbie)	Farrent 1963	Menzenbach e Malcev (Sabbia media)
[1] - riporto	24.82	0.40	24.82	148.92	176.22	148.70
[2] - cinerite rimaneggiata	20.11	4.20	20.11	120.66	142.78	127.69
[3] - sabbie fini rimaneggiate debolmente limose	29.33	11.00	29.33	175.98	208.24	168.81
[4] - tufo giallo napoletano	34.43	20.00	34.43	206.58	244.45	191.56

Classificazione AGI

	NSPT	Prof. Strato (m)	Correlazione	Classificazione AGI
[1] - riporto	24.82	0.40	Classificazione A.G.I	MODERATAMENTE ADDENSATO
[2] - cinerite rimaneggiata	20.11	4.20	Classificazione A.G.I	MODERATAMENTE ADDENSATO
[3] - sabbie fini rimaneggiate debolmente limose	29.33	11.00	Classificazione A.G.I	MODERATAMENTE ADDENSATO
[4] - tufo giallo napoletano	34.43	20.00	Classificazione A.G.I	ADDENSATO

Peso unità di volume

	NSPT	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso Unità di Volume (t/m ³)
[1] - riporto	24.82	0.40	Meyerhof et al.	2.07
[2] - cinerite rimaneggiata	20.11	4.20	Meyerhof et al.	2.00
[3] - sabbie fini rimaneggiate debolmente limose	29.33	11.00	Meyerhof et al.	2.13
[4] - tufo giallo napoletano	34.43	20.00	Meyerhof et al.	2.17

Peso unità di volume saturo

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Peso Unità Volume Saturo (t/m ³)
[1] - riporto	24.82	0.40	24.82	Terzaghi-Peck 1948-1967	2.01
[2] - cinerite rimaneggiata	20.11	4.20	20.11	Terzaghi-Peck 1948-1967	1.98
[3] - sabbie fini rimaneggiate debolmente limose	29.33	11.00	29.33	Terzaghi-Peck 1948-1967	2.04
[4] - tufo giallo napoletano	34.43	20.00	34.43	Terzaghi-Peck 1948-1967	2.07

Modulo di Poisson

	NSPT	Prof. Strato (m)	Correlazione	Poisson
[1] - riporto	24.82	0.40	(A.G.I.)	0.31
[2] - cinerite rimaneggiata	20.11	4.20	(A.G.I.)	0.31
[3] - sabbie fini rimaneggiate debolmente limose	29.33	11.00	(A.G.I.)	0.3
[4] - tufo giallo napoletano	34.43	20.00	(A.G.I.)	0.29

Modulo di deformazione a taglio dinamico (Kg/cm²)

	NSPT	Prof. Strato (m)	Ohsaki (Sabbie pulite)	Robertson e Campanella (1983) e Imai & Tonouchi (1982)
[1] - riporto	24.82	0.40	1330.54	889.48
[2] - cinerite rimaneggiata	20.11	4.20	1091.74	782.16
[3] - sabbie fini rimaneggiate debolmente limose	29.33	11.00	1556.63	985.00
[4] - tufo giallo napoletano	34.43	20.00	1809.81	1086.37

Velocità onde di taglio

	NSPT	Prof. Strato (m)	Correlazione	Velocità onde di taglio (m/s)
[1] - riporto	24.82	0.40	Ohta & Goto (1978) Limi	87.4
[2] - cinerite rimaneggiata	20.11	4.20	Ohta & Goto (1978) Limi	135.03
[3] - sabbie fini rimaneggiate debolmente limose	29.33	11.00	Ohta & Goto (1978) Limi	181.54
[4] - tufo giallo napoletano	34.43	20.00	Ohta & Goto (1978) Limi	214.16

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA N° 1
Strumento utilizzato... DPSH (Dynamic Probing Super Heavy)

Committente: COMUNE DI NAPOLI
Descrizione: DPSH
Località: NAPOLI (NA)

24-11-2021

Scala 1:120

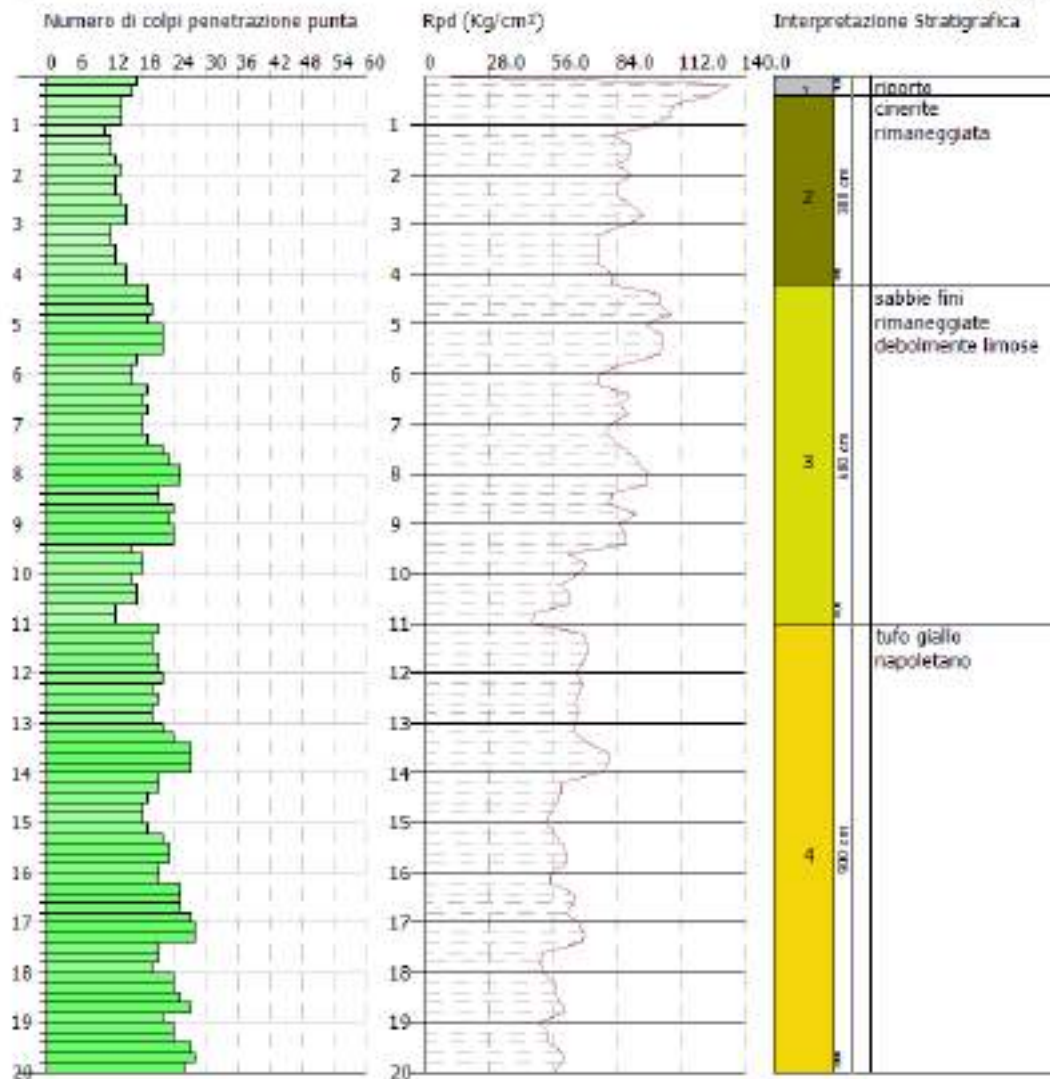


Figura 20.1 – Risultati prova penetrometrica

La stratigrafia risultante dalla prova penetrometrica DPSH risulta la seguente:

- (0 – 0.40 m) – Riporto;
- (0.40 – 4.00 m) – Cinerite rimaneggiata;
- (4.00 – 11.00 m) – Sabbie fini rimaneggiate debolmente limose;
- (11.00 – 20.00) – Tufo Giallo Napoletano

8. INDAGINI GEOFISICHE EFFETTUATE

8.1. INDAGINE MASW

In accordo con il piano d'indagini, sono state eseguite acquisizioni di sismica attiva di tipo MASW le cui ubicazioni sono indicate in **Fig. 22**, per la caratterizzazione sismica del sottosuolo. In particolare, l'attività si è articolata in:

- ✓ n. 1 rilievi sismici per onde superficiali di tipo attivo MASW. Lo stendimento, costituito da n. 24 geofoni, è finalizzato alla ricostruzione del profilo di velocità V_s per la determinazione del parametro $V_{s,eq}$ e la definizione della categoria sismica dei suoli di fondazione ai sensi delle NTC 2018.

Nella seguente tabella sono riportati i dettagli delle prove sismiche eseguite:

ID Indagine	Geofoni (nr.)	Distanza Intergeofonica	Frequenza geofoni	Lunghezza Stendimento	Coordinata E	Coordinata N
2.20.40	24	2 m	4.5 Hz	48 m	436265.1 m	4523147.9 m

Tabella 2. – Dettagli MASW.

Al fine di caratterizzare la risposta sismica del sito in esame è stata effettuata una acquisizione MASW (Multi-channel Analysis of Surface Waves, analisi della dispersione delle onde di Rayleigh da misure di sismica attiva – e.g. Park et al.,1999) utili a definire il profilo verticale della V_s (velocità di propagazione delle onde di taglio).

Nel loro insieme, le procedure adottate sono state eseguite in accordo alle norme tecniche per le costruzioni del DM 17 gennaio 2018. La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, $V_{s,eq}$ (in m/s), definita dall'espressione:

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{s,i}}}$$

cor:	
h_i	spessore dell' i -esimo strato;
$V_{S,i}$	velocità delle onde di taglio nell' i -esimo strato;
N	numero di strati;
H	profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da V_s non inferiore a 800 m/s.

Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30.0 m, la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{s,eq}$ è definita dal parametro V_{s30} , ottenuto ponendo $H=30.0$ m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

Il rilievo MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) è una tecnica di indagine non invasiva (non è necessario eseguire perforazioni o scavi), che individua il profilo di velocità delle onde di taglio verticali V_s , basandosi sulla misura delle onde superficiali fatta in corrispondenza di diversi sensori (geofoni) posti sulla superficie del suolo.

Il contributo predominante alle onde superficiali è dato dalle onde di Rayleigh, che viaggiano con una velocità correlata alla rigidità della porzione di terreno interessata dalla propagazione delle onde.

In un mezzo stratificato le onde di Rayleigh sono dispersive, cioè onde con diverse lunghezze d'onda si propagano con diverse velocità di fase e velocità di gruppo (Achenbach, J.D., 1999, Aki, K. and Richards, P.G., 1980) o detto in maniera equivalente la velocità di fase (o di gruppo) apparente delle onde di Rayleigh dipende dalla frequenza di propagazione.

La natura dispersiva delle onde superficiali è correlabile al fatto che onde ad alta frequenza con lunghezza d'onda corta si propagano negli strati più superficiali e quindi danno informazioni sulla parte più superficiale del suolo, invece onde a bassa frequenza si propagano negli strati più profondi e quindi interessano gli strati più profondi.

Il metodo generalmente consente di ottenere una velocità di fase (o curva di dispersione) sperimentale apparente nel range di frequenze compreso tra 5Hz e 70Hz, quindi dà informazioni sulla parte più superficiale del suolo, sui primi 30.0 m-50.0 m, in funzione della rigidità del suolo.

8.1.2. Strumentazione utilizzata e tecniche operative

La strumentazione utilizzata per la registrazione del segnale (vedi **Fig. 21**) è costituita da:

- a) Sismografo digitale MAE X820S a 24 bit 24-96 canali.
- b) Cavo sismico MAE con 24 multi coppie per collegamento dei geofoni al sismografo.
- c) 24 geofoni a componente verticale con frequenza di 4.5 Hz.
- d) Geofono verticale trigger completo di cavo e connettore da 4.5 Hz.
- e) Mazza battente non strumentata di 8 Kg per energizzare onde compressionali.
- f) Piastra di battuta in alluminio con diametro = 210 mm e spessore = 28 mm.

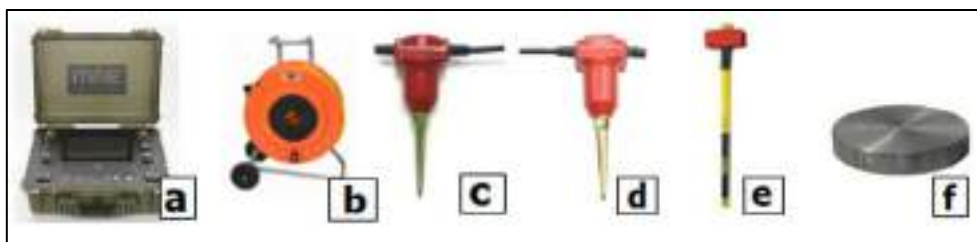


Figura 21. – Attrezzatura utilizzata per effettuare le indagini sismiche di tipo MASW.

I profili sismici eseguiti hanno una lunghezza di 48 metri costituiti da 24 geofoni distanziati di 2.0m.

In riferimento agli stendimenti delle indagini sismiche eseguite sono state effettuate 2 energizzazioni ad entrambi gli estremi degli stendimenti ottenendo più registrazioni di onde superficiali, al fine di fornire un modello sismo-stratigrafico del sottosuolo più affidabile.

8.1.3. Elaborazione dei Dati

Dopo l'acquisizione dei dati, l'elaborazione con il metodo MASW prevede tre fasi di lavoro:

- La prima fase prevede il calcolo della velocità di fase (o curva di dispersione) apparente sperimentale;
- La seconda fase consiste nel calcolare la velocità di fase apparente numerica.
- La terza ed ultima fase consiste nell'individuazione del profilo di velocità delle onde di taglio verticali V_s , modificando opportunamente lo spessore h , le velocità delle onde di taglio V_s e di compressione V_p (o in maniera alternativa alle velocità V_p è possibile assegnare il coefficiente di Poisson), la densità di massa degli strati che costituiscono il modello del suolo, fino a raggiungere una sovrapposizione ottimale tra la velocità di fase (o curva di dispersione)

sperimentale e la velocità di fase (o curva di dispersione) numerica corrispondente al modello di suolo assegnato.

Tramite il processo di picking dei massimi di ampiezza del modo fondamentale e degli eventuali modi superiori. Successivamente mediante il processo di inversione, si ottiene il profilo di velocità con la profondità che permette di definire i parametri V_{seq} e V_{s30} .

I dati delle prove MASW sono stati elaborati con il software WinMASW 2018 Lite (www.eliosoft.it).

8.1.4. Dati sperimentali prova MASW

La MASW è ubicata nell'area adiacente la scuola, come riportato in **Figura 22**, in cui è rappresentata anche la posizione dei 2 shots effettuati. Per eseguire l'indagine è stato utilizzato uno stendimento avente lunghezza pari a 48 metri, costituito da 24 geofoni distanziati di 2 m.

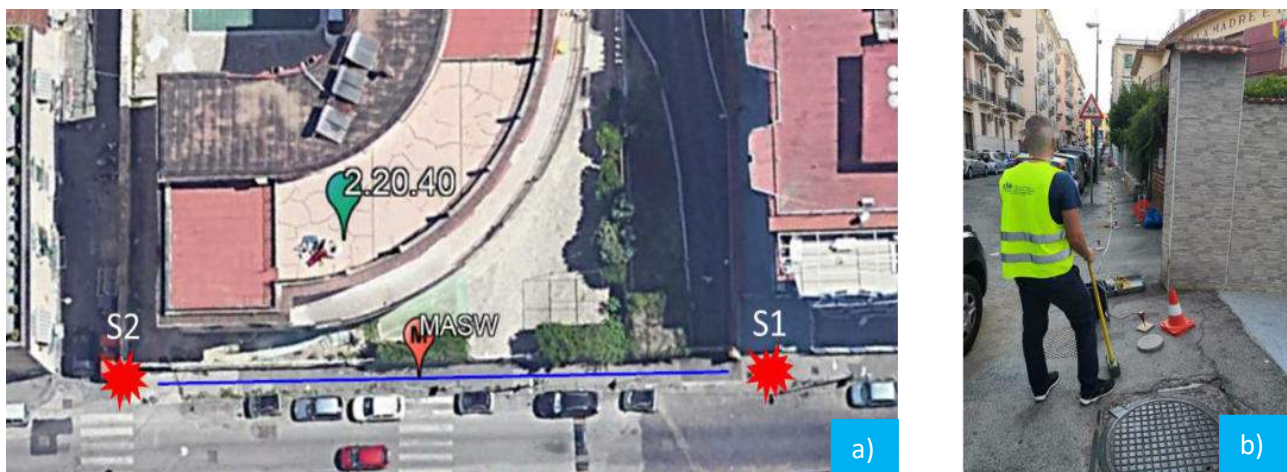


Figura 22. – Ubicazione della MASW (a) e relativo stendimento (b).

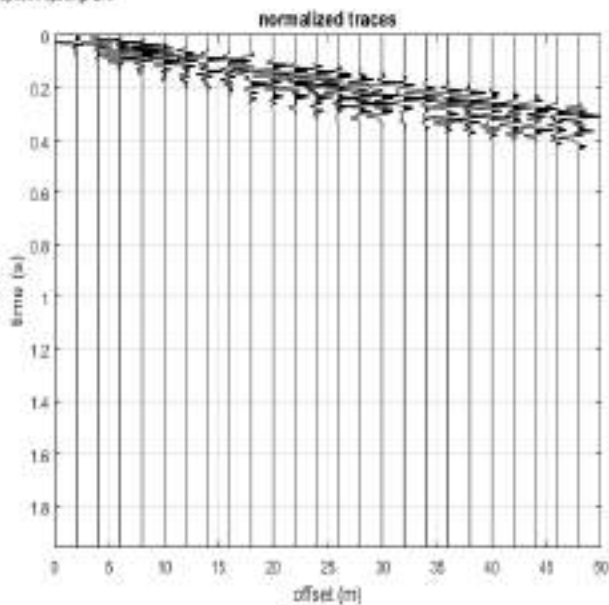
Ai fini dell'elaborazione delle tracce acquisite, sono stati considerati i parametri riportati nella **Tabella 3**.

Frequenza minima di elaborazione [Hz]	5
Frequenza massima di elaborazione [Hz]	50
Velocità minima di elaborazione [m/s]	190
Velocità massima di elaborazione [m/s]	2500

Tabella 3. – Parametri utilizzati per l'elaborazione dei dati.

Tracce acquisite relative ai 2 shots effettuati:

dataset: S1.sg2
sampling: 0.94907 ms
minimum offset: 2 m
geophone spacing: 2 m



dataset: S2.sg2
sampling: 0.94907 ms
minimum offset: 2 m
geophone spacing: 2 m

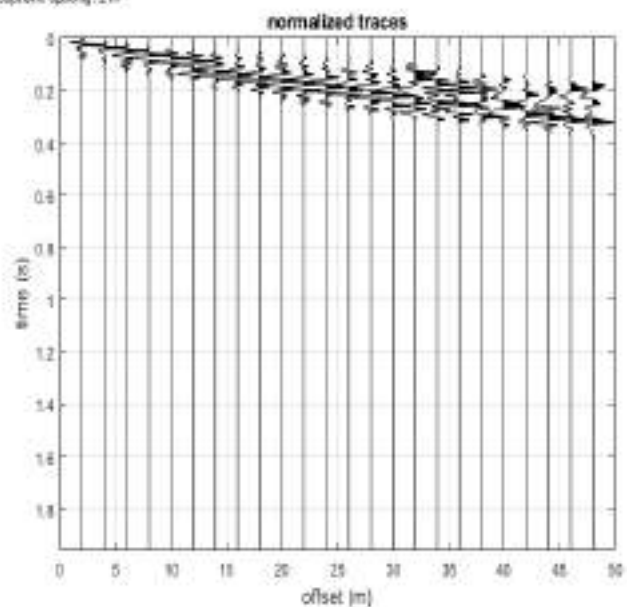


Figura 23. – Tracce acquisite relative ai 2 shots effettuati.



Spettri di frequenza – velocità di fase delle tracce acquisite:

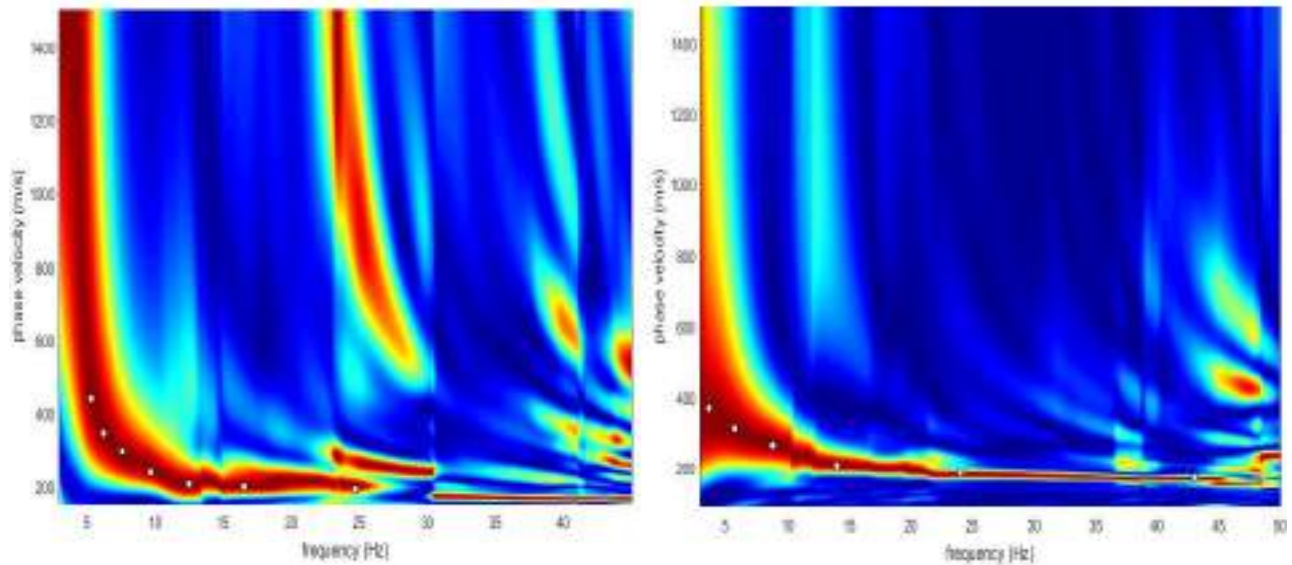


Figura 24. – Spettri di velocità di fase – frequenza delle tracce acquisite.

Profilo verticale del sottosuolo:

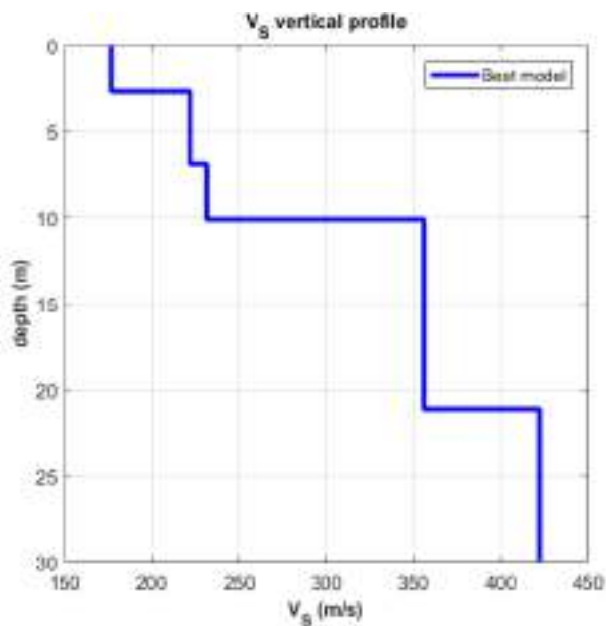


Figura 25. – Profilo verticale del sottosuolo.



Risultati dell'inversione e modello sismo-stratigrafico del sottosuolo:

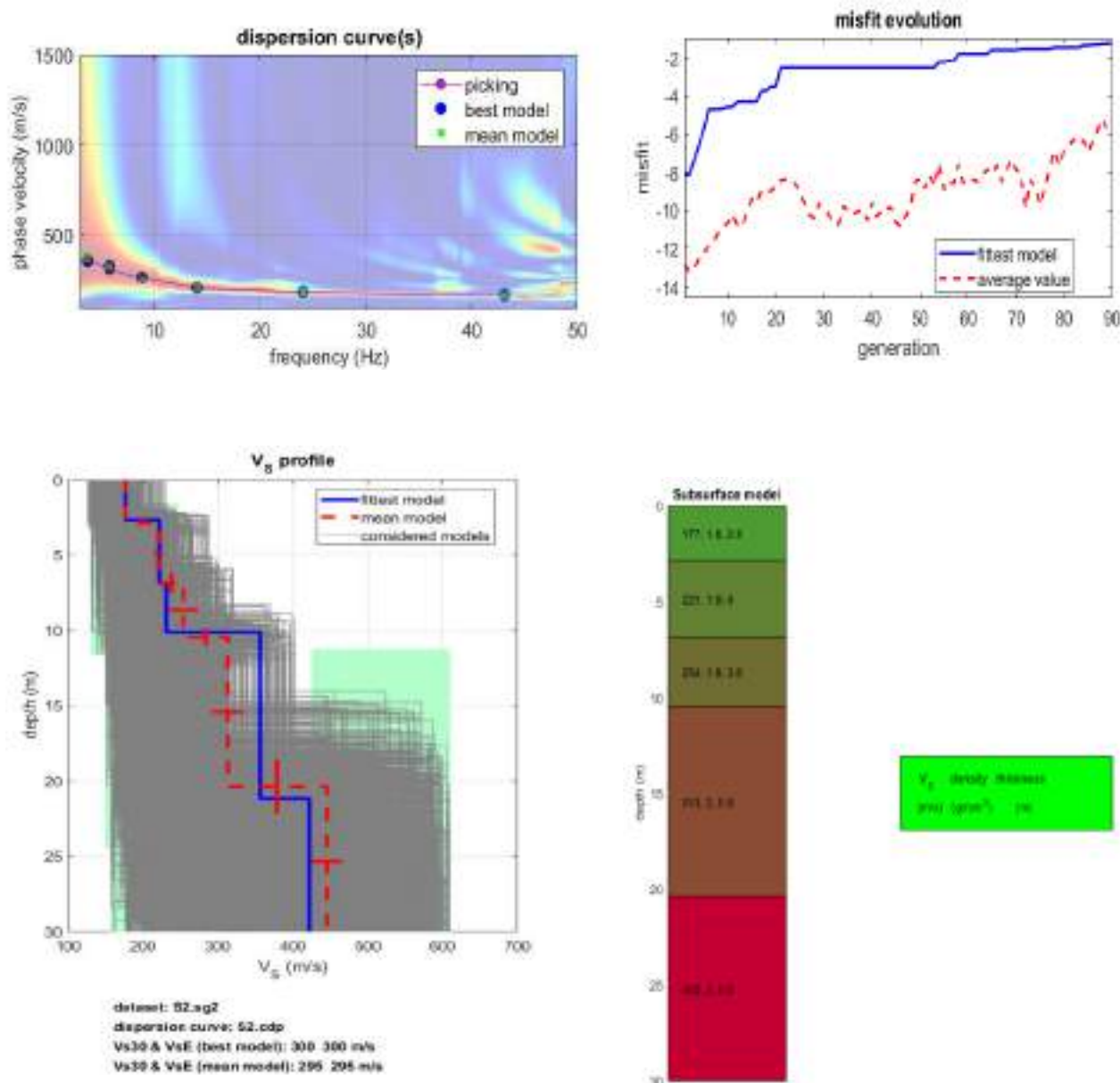


Figura 26. – Risultati dell’approccio di inversione (in alto) e relativo modello sismo-stratigrafico del sottosuolo (in basso).

Le elaborazioni effettuate hanno consentito di ricostruire il profilo di velocità delle onde di taglio (V_s) e il modello sismo-stratigrafico del sottosuolo ritenuto rappresentativo dell'area investigata. Dal momento che il substrato ha una profondità maggiore di 30 metri, i parametri V_{s30} e V_{seq} si equivalgono, ottenendo un valore di:

$$V_{s30} = 300 \text{ m/s}$$

Categoria di suolo: **C**

Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.

8.2. INDAGINE HVSr

Il metodo HVSr (Horizontal to Vertical Spectral Ratio) utilizza segnali sismici ottenuti da stazione sismica singola: Tromografo digitale TROMINO (**Figura 27**), che misura il tremore sismico. Attraverso i rapporti spettrali di tali segnali, si ha la possibilità di effettuare la misura immediata della frequenza fondamentale di risonanza del sottosuolo, parametro che può essere correlato con gli effetti di sito.

La prova sismica passiva a stazione singola mette in luce le frequenze alle quali il moto del terreno viene amplificato per risonanza stratigrafica locale, in quanto il rumore sismico agisce come sorgente di eccitazione dei terreni costituenti il sub-strato. In particolare, un suolo vibra con maggiore ampiezza a specifiche frequenze (per l'appunto di risonanza) non solo quando è eccitato da un terremoto, ma anche quando è eccitato da un tremore di qualsiasi origine.

Questo fa sì che la misura delle frequenze di risonanza dei terreni sia possibile ovunque ed in modo semplice, anche in assenza di terremoti. Le frequenze a cui si manifesta la risonanza sono descritte dalla relazione: $f=V_s/4h$ (formula semplificata) dove V_s è la velocità delle onde di taglio nello strato che risuona e h è lo spessore di detto strato. La prova, comunemente nota con il termine H/V o HVSr (rapporto tra le componenti spettrali orizzontali H e verticale V) fu applicata per la prima volta da Nogoshi e Igarashi(1970) e resa popolare da Nakamura (1989). Infatti è proprio dal grafico del

rapporto tra le componenti spettrali orizzontale e verticale che viene evidenziata la frequenza (o più frequenze se si è in presenza di un profilo stratigrafico multistrato con contrasti di impedenza significativi) attraverso un "picco" della curva (in genere dovuto ad un minimo della componente verticale, riscontrabile negli spettri delle singole componenti).

8.2.1. STRUMENTAZIONE UTILIZZATA ED ELABORAZIONI DATI

Per eseguire le indagini HVSR è stato utilizzato un tromografo digitale TROMINO (**Figura 27**).

Lo strumento è dotato di tre sensori velocimetrici elettrodinamici ortogonali ad alta risoluzione, i quali trasmettono il segnale ad un sistema di acquisizione digitale a basso rumore.

L'ancoraggio al suolo avviene tramite infissione di appositi piedini; l'orizzontalità è controllata per mezzo di una bolla sferica.

Il TROMINO viene posizionato con il suo asse maggiore allineato nella direzione N-S e messo in opera nel punto considerato più opportuno nel sito oggetto di indagine. Ottenuto il miglior accoppiamento dei sensori con il terreno viene messo in acquisizione per un lasso di tempo compreso tra 20-30 min. con una frequenza di campionamento di 512 Hz. Su memoria interna vengono salvati in un unico file i dati rilevati in automatico; si tratta delle velocità misurate secondo le direzioni ortogonali est-ovest, nord-sud (dello strumento) e sulla verticale.

I dati registrati sono stati successivamente elaborati mediante il software *Grilla*.



Figura 27. – Tromino utilizzato per effettuare le indagini di sismica passiva di tipo HVSR.

8.2.2. HVSR 2.20.40

Le indagini HVSR sono state svolte in un'area adiacente alla scuola, come indicato in **Fig. 28**. Il TROMINO è stato posizionato al fine di determinare le frequenze di risonanza caratteristiche del sito, e lasciato acquisire in modo manuale per un tempo di 30 minuti.



Figura 28. – Ubicazione indagine HVSR (a) e posizione in sito (b).

Risultati: Strumento: TEB-0504/01-19

Formato dati: 32 bit

Fondo scala [mV]: 89

Inizio registrazione: 30/07/2021 18:00:43 Fine registrazione: 30/07/2021 18:30:43

Nomi canali: NORTH SOUTH; EAST WEST ; UP DOWN

Dato GPS non disponibile

Durata registrazione: 0h30'00". Analizzato 97% tracciato (selezione manuale)

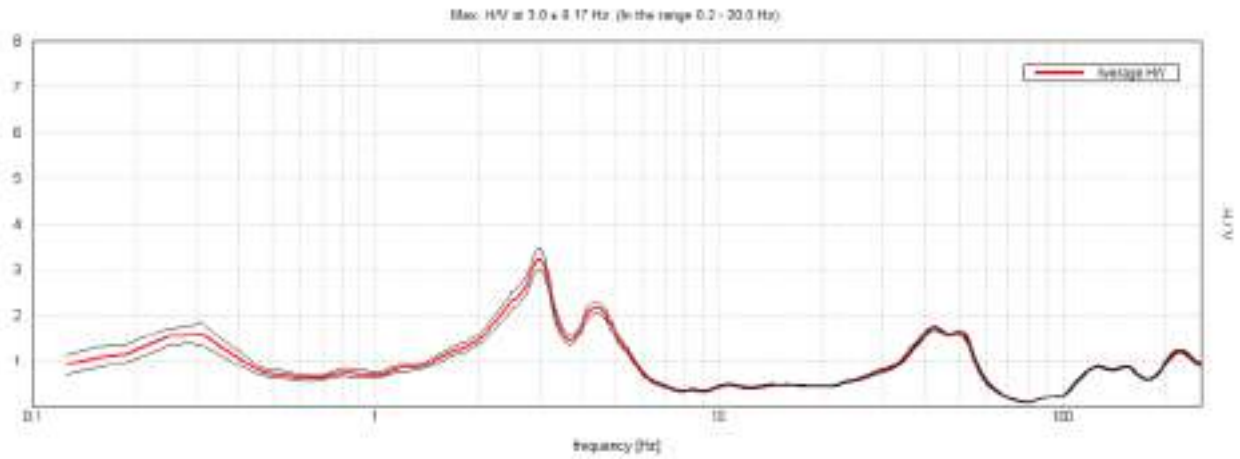
Freq. campionamento: 512 Hz

Lunghezza finestre: 20 s

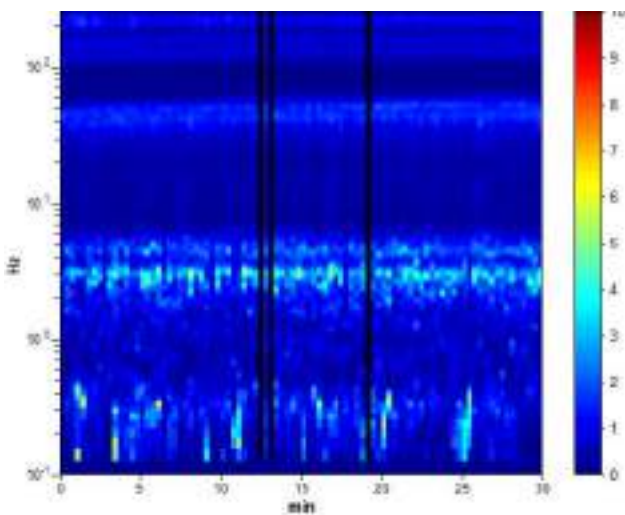
Tipo di lisciamento: Triangular window

Lisciamento: 10%

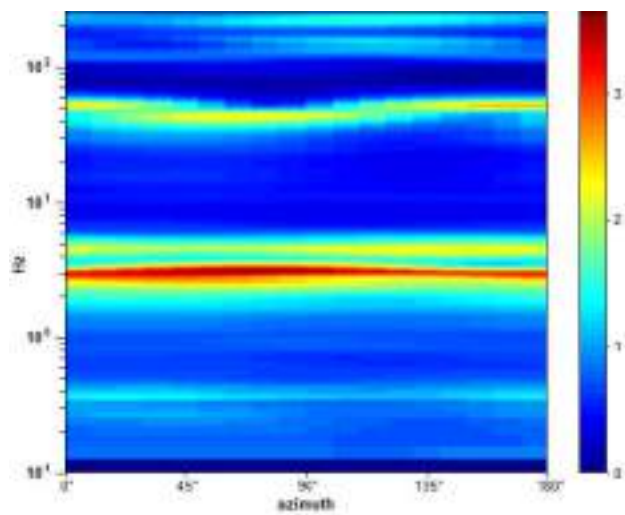
HORIZONTAL TO VERTICAL SPECTRAL RATIO



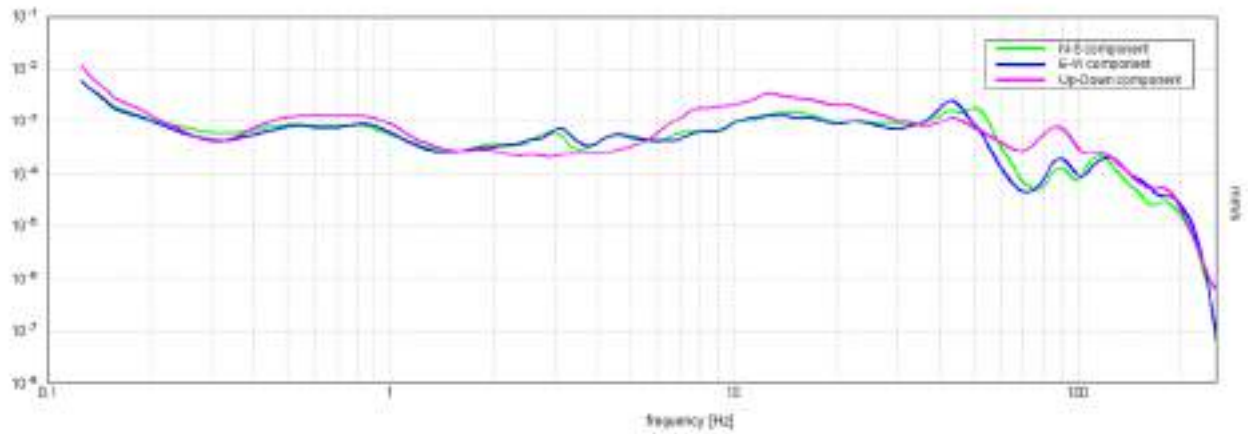
H/V TIME HISTORY



DIRECTIONAL H/V



SINGLE COMPONENT SPECTRA



[According to the SESAME, 2005 guidelines. Please read carefully the *Grilla* manual before interpreting the following tables.]

Picco H/V a 3.0 ± 0.17 Hz (nell'intervallo 0.2 - 20.0 Hz).

Criteria for a reliable H/V curve

[All 3 should be fulfilled]

$f_0 > 10 / L_w$	$3.00 > 0.50$	OK	
$n_c(f_0) > 200$	$5220.0 > 200$	OK	
$\sigma_A(f) < 2$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 > 0.5\text{Hz}$ $\sigma_A(f) < 3$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 < 0.5\text{Hz}$	Exceeded 0 out of 145 times	OK	

Criteria for a clear H/V peak

[At least 5 out of 6 should be fulfilled]

Exists f^- in $[f_0/4, f_0] \mid A_{H/V}(f^-) < A_0 / 2$	2.063 Hz	OK	
Exists f^+ in $[f_0, 4f_0] \mid A_{H/V}(f^+) < A_0 / 2$	3.531 Hz	OK	
$A_0 > 2$	$3.25 > 2$	OK	
$f_{\text{peak}}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	$ 0.05578 < 0.05$		NO
$\sigma_f < \varepsilon(f_0)$	$0.16735 < 0.15$		NO
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	$0.2126 < 1.58$	OK	

L_w	window length
n_w	number of windows used in the analysis
$n_c = L_w n_w f_0$	number of significant cycles
f	current frequency
f_0	H/V peak frequency
σ_f	standard deviation of H/V peak frequency
$\varepsilon(f_0)$	threshold value for the stability condition $\sigma_f < \varepsilon(f_0)$
A_0	H/V peak amplitude at frequency f_0
$A_{H/V}(f)$	H/V curve amplitude at frequency f
f^-	frequency between $f_0/4$ and f_0 for which $A_{H/V}(f^-) < A_0/2$
f^+	frequency between f_0 and $4f_0$ for which $A_{H/V}(f^+) < A_0/2$
$\sigma_A(f)$	standard deviation of $A_{H/V}(f)$, $\sigma_A(f)$ is the factor by which the mean $A_{H/V}(f)$ curve should be multiplied or divided
$\sigma_{\log H/V}(f)$	standard deviation of $\log A_{H/V}(f)$ curve
$\theta(f_0)$	threshold value for the stability condition $\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$

Threshold values for σ_f and $\sigma_A(f_0)$

Freq. range [Hz]	< 0.2	0.2 - 0.5	0.5 - 1.0	1.0 - 2.0	> 2.0
$\varepsilon(f_0)$ [Hz]	$0.25 f_0$	$0.2 f_0$	$0.15 f_0$	$0.10 f_0$	$0.05 f_0$
$\theta(f_0)$ for $\sigma_A(f_0)$	3.0	2.5	2.0	1.78	1.58
$\log \theta(f_0)$ for $\sigma_{\log H/V}(f_0)$	0.48	0.40	0.30	0.25	0.20

La frequenza di risonanza registrata nel sito di indagine è pari a: **$f_0 3.0 \pm 0.17$**

9. MODELLAZIONE SISMICA E RISPOSTA SISMICA LOCALE

Ai fini della determinazione delle azioni sismiche di progetto nei modi previsti dalle NTC, la pericolosità sismica del territorio nazionale è definita convenzionalmente facendo riferimento ad un sito rigido (di categoria A) con superficie topografica orizzontale (di categoria T1), in condizioni di campo libero, cioè in assenza di manufatti. Il sito di riferimento sarà dunque caratterizzato da sottosuolo di categoria A e superficie topografica di categoria T1. In particolare, i caratteri del moto sismico su sito di riferimento rigido orizzontale sono descritti dalla distribuzione sul territorio nazionale delle seguenti grandezze, sulla base delle quali sono compiutamente definite le forme spettrali per la generica PVR :

- ag = accelerazione orizzontale massima al sito in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A);
- F_0 = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- TC^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Facendo riferimento ad informazioni così dettagliate e puntuali è possibile adottare, nella progettazione e verifica delle costruzioni, valori dell'azione sismica meglio correlati alla pericolosità sismica del sito, alla vita nominale della costruzione e all'uso cui essa è destinata, consentendo soluzioni più appropriate ed anche economiche, e nello stesso tempo, trattare le problematiche connesse alla pericolosità sismica adottando una classificazione sismica riferibile anche a porzioni territoriali dei singoli comuni. Nei confronti delle azioni sismiche, riferendosi alla costruzione nella sua complessità, quindi includendo elementi strutturali, non strutturali ed impianti, vengono identificati.

– stati limite di Esercizio, che sono:

- ✓ Stato Limite di Operatività (SLO): al seguito del terremoto la costruzione, nel suo complesso, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significanti;
- ✓ Stato Limite di Danno (SLD): a seguito del terremoto la costruzione, nel suo complesso, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature:

→ stati limite Ultimi, che sono:

- ✓ Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una significativa rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- ✓ Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC): a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

9.1. PERICOLOSITÀ SISMICA DI “BASE”

La città di Napoli così come l'intera regione è parte di un sistema geodinamico piuttosto complesso caratterizzato principalmente da un movimento estensionale con direzione NE-SO. Le principali faglie attive sono localizzate con orientazione parallela alla catena appenninica e presentano lunghezza che può raggiungere qualche decina di chilometri. La regione risulta soggetta ad un elevato tasso di sismicità, proveniente da due principali settori: la zona appenninica e l'area vulcanica napoletana. Il primo settore può dar luogo a fenomeni di maggior intensità legati alla distensione generalizzata dell'Appennino meridionale, mentre il secondo che interessa l'intera piana campana sino alla fascia costiera tirrenica è legata ai fenomeni estensionali del graben campano con direzione OSO-ENE. A tali sorgenti si aggiungono gli eventi sismici di più bassa intensità connessi all'attività vulcanica che caratterizza l'area napoletana, ed in particolare il settore dei Campi Flegrei e di Ischia e sul lato orientale, del Vesuvio. I meccanismi prevalenti di fagliazione che interessano i primi due settori sono entrambi di tipo normale mentre l'intervallo di profondità nel quale si concentrano i terremoti è significativamente diverso, con gli eventi dell'area appenninica che avvengono maggiormente tra 8 e 10 km e quelli dell'area vulcanica napoletana localizzati tra 1 e 5 km.

La pericolosità sismica di un territorio è determinata dalla frequenza e dalla sua sismicità ed è definita come la *probabilità che in una data area e in un certo intervallo di tempo accada un terremoto che superi una soglia d'intensità, magnitudo o accelerazione di picco (Pga)* di nostro interesse.

La carta della pericolosità sismica elaborata dall'I.N.G.V. nel 2004, in conformità alle disposizioni dell'O.P.C.M. n°3274 del 2003, è calcolata in base alle distribuzioni di a_{max} con probabilità di superamento del 10% in 50 anni. Nella regione Campania si osserva la presenza di otto classi di accelerazione massima (a_{max}) con valori che variano gradualmente tra 0.075 g, lungo la costa, a 0.275 g nell'area dell'Irpinia, ad eccezione delle aree vulcaniche Vesuvio-Ischia-Campi Flegrei dove i valori sono mediamente compresi tra 0.175 g e 0.200 g (Secomandi, 2004).

Per quanto riguarda la pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento, fornito dai dati pubblicati sul sito dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (<http://esse1.mi.ingv.it/>) l'area di studio, così come l'intero comune di Napoli ricade all'interno della zona 2 di pericolosità sismica con valori di accelerazione di picco al suolo con una probabilità di eccedenza pari al 10% in 50 anni su suolo rigido, compresi tra 0.150 e 0.175g, come mostrato in figura 18.

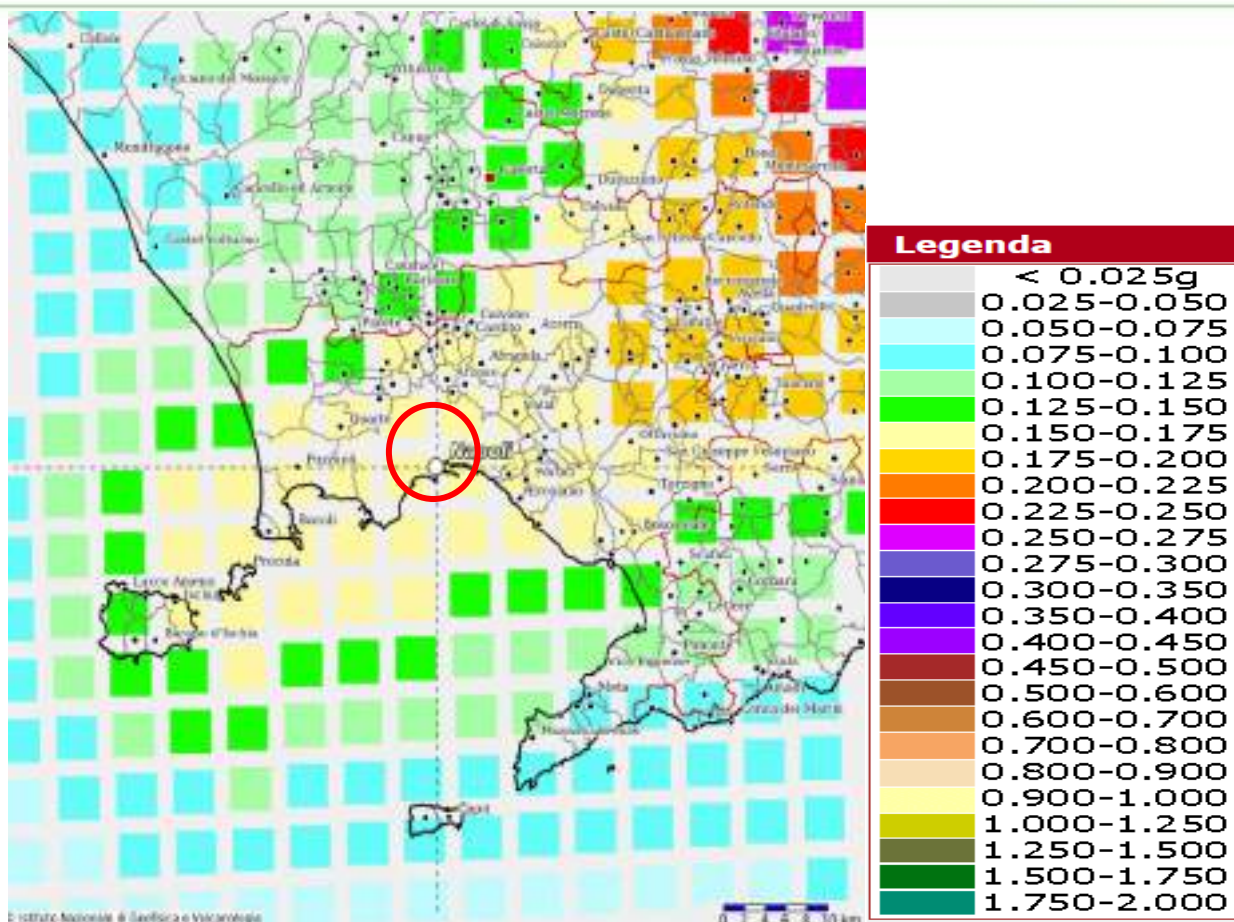


Figura 29 - Carta della pericolosità sismica scala 1:300.000 (INGV)

I suddetti valori devono essere quindi riformulati in base ai parametri sismici riferibili ad una scuola. E' necessario infatti considerare la Vita Nominale dell'opera, intesa come il numero di anni nel quale la struttura, anche soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata. Per un edificio scolastico, tale valore VN dev'essere pari almeno a 50 anni e tale verrà ipotizzato nel calcolo dello spettro di risposta sismica. Le azioni sismiche saranno quindi valutate in relazione a un periodo di riferimento VR che si ricava moltiplicando la vita nominale VN per il coefficiente d'uso CU, quest'ultimo definito sulla base della classe d'uso dell'edificio. Per gli edifici scolastici la classe d'uso dev'essere pari alla Classe III (*Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi*). Infine la valutazione della sicurezza e la progettazione dovranno essere eseguite, in accordo a quanto prescritto nel Capitolo 7 delle NTC 2018, con riferimento agli Stati Limite Ultimi e di Esercizio. Le Verifiche agli SLU possono essere eseguite rispetto alla condizione di salvaguardia della vita (SLV) o, in alternativa, alla condizione di collasso (SLC).

Riassumendo dunque i suddetti parametri sismici:

- Coordinate geografiche del sito: Lat. 40.857; Long. 14.243 (datum WGS84);
- Classe d'Uso: III (Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi);
- Vita Nominale: 50 anni.

si ottengono per i vari stati limite previsti in normativa, le seguenti grandezze riassunte nelle tabelle seguenti:

Stato Limite	Tr (anni)	a_g (g)	Fo	Tc'
Operatività (SLO)	45	0.05575	2.3372	0.3036
Danno (SLD)	75	0.07360	2.3253	0.3212
Salvaguardia vita (SLV)	712	0.19146	2.4096	0.3387
Prevenzione collasso (SLC)	1462	0.23955	2.4949	0.3409

Tabella 4 – Valori di Tr, Ag, Fo e Tc' per edificio classe III con Vn pari a 50 anni.

9.2.DEFINIZIONE DELLA CATEGORIA DI SOTTOSUOLO E DEL COEFFICIENTE DI AMPLIFICAZIONE STRATIGRAFICA

Una volta definita la pericolosità sismica di base, ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare anche l'effetto della risposta sismica locale mediante il ricorso ad un approccio semplificato al fine di ottenere la categoria del suolo di fondazione del sito in esame così come definita nella tabella sottostante.

Tab. 3.2.11 – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Tab. 5 – Classificazione sismica del sottosuolo.

La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, $V_{S,eq}$ (in m/s), definita dall'espressione:

$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{S,i}}}$$

Con:

h_i spessore dell' i -esimo strato;

$V_{S,i}$ velocità delle onde di taglio nell' i -esimo strato;

N numero di strati;

H profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da V_s non inferiore a 800 m/s

Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{S,eq}$ è definita dal parametro $V_{S,30}$, ottenuto ponendo $H=30$ m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

Come riportato precedentemente, nel sito sono state eseguite n.1 prospezione sismiche di superficie con metodologia "M.A.S.W." (Multichannel Analysis of Surface Waves) e n.1 indagine HVSR che hanno permesso di ricostruire il profilo di velocità delle onde di taglio V_s ed il calcolo della V_{S30} . Non si sono infatti riscontrate velocità delle onde V_s superiori a 800 m/s nei depositi fino a 30 m. E' stato quindi determinato il parametro V_{S30} del sito, definendo la categoria di suolo nell'area investigata:

- Tramite l'indagine MASW è stata calcolata una V_{S30} pari a **300 m/s**

Entrambe le indagini hanno quindi fornito un valore attribuibile alla categoria di suolo **C**:

Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.

A ciascuna categoria di sottosuolo è associato quindi un rispettivo coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s e coefficiente C_c che modifica il periodo T_C e di conseguenza gli altri periodi notevoli dello spettro (NTC 2018, §3.2.2-3).

Per sottosuolo di categoria A i coefficienti S_s e C_c valgono 1. Per le categorie di sottosuolo B, C, D ed E i coefficienti S_s e C_c possono essere calcolati, in funzione dei valori di F_0 e T^*C relativi al sottosuolo di categoria A, mediante le espressioni fornite nella seguente Tabella (vedi Tab. 3.2.IV delle NTC2018), nelle quali $g = 9,81 \text{ m/s}^2$ e l'accelerazione di gravità e T^*C e espresso in secondi:

Tab. 3.2.IV – Espressioni di S_s e di C_c

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Tab. 6 – Tab. 3.2.IV delle NTC2018

9.3.CONDIZIONI TOPOGRAFICHE E COEFFICIENTE DI AMPLIFICAZIONE TOPOGRAFICA

Per la progettazione o la verifica di opere e sistemi geotecnici realizzati su versanti e per l'analisi delle condizioni di stabilità dei pendii, la valutazione dell'amplificazione topografica può essere effettuata mediante analisi di risposta sismica locale o utilizzando il coefficiente di amplificazione topografica St . Il parametro St deve essere applicato nel caso di configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, di altezza superiore a 30 m. Gli effetti topografici possono essere trascurati per pendii con inclinazione media inferiore a 15° , altrimenti si applicano i criteri indicati nel capitolo 3.2.2. del D.M. 17.01.2018 secondo le categorie topografiche indicate nelle tabelle seguenti.

Tab. 3.2.III – *Categorie topografiche*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

 Tab. 7 – *Categorie topografiche*

Nel caso in esame l'area risulta caratterizzata da gradienti di pendenza $< 15^\circ$, per cui ricade nella categoria T1 a cui va attribuito un coefficiente di amplificazione topografica S_T pari a 1,0 come riportato nella tabella 3.2 V delle N.T.C. 2018.

 Tab. 3.2.V – *Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T*

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

 Tab. 8 – *Valori di amplificazione topografica S_T*

9.4.RISPOSTA SISMICA LOCALE

Per il sito oggetto d'intervento, in base alla pericolosità sismica di base e alla luce delle condizioni topografiche e stratigrafiche rinvenute e di seguito riassunte:

- **Categoria di sottosuolo C;**
- **Categoria topografica T1;**
- **Classe: III.**

Si ottengono per i vari stati limite previsti in normativa, i seguenti parametri sismici e relativi spettri di risposta calcolati grazie al software Rexel 3.5:

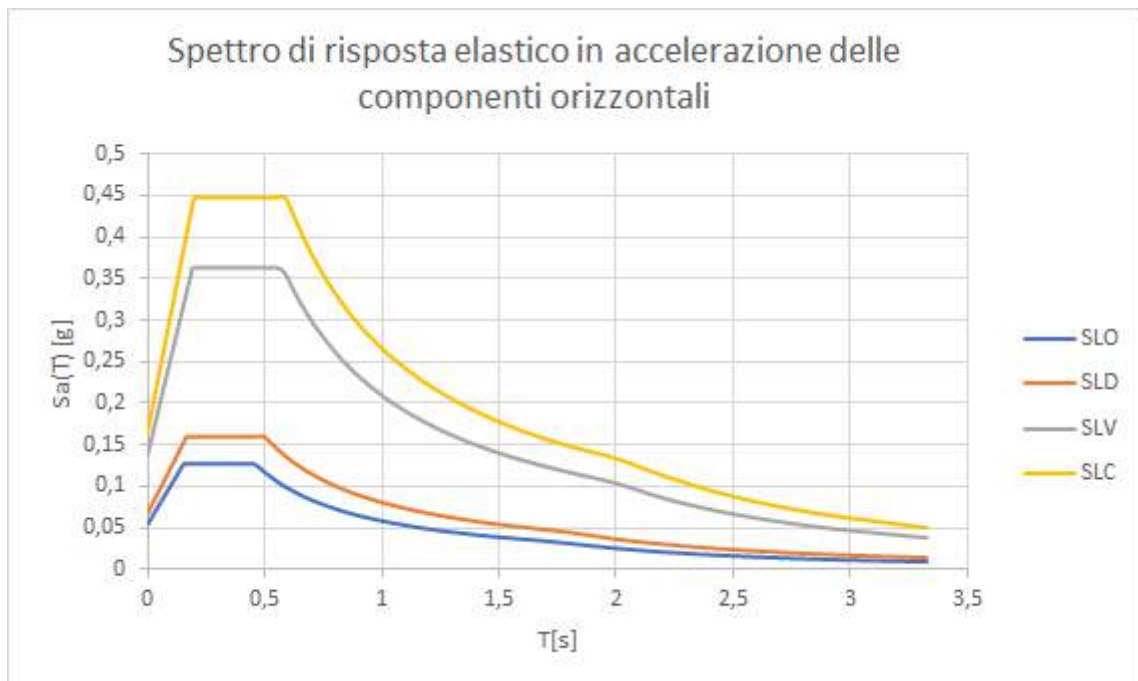


Figura 30 – Spettro di risposta sismica orizzontale

	Cu	a_g (g)	Fo	Tc' [s]	Ss	Cc	St	S	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Se [g]
SLO	1.5	0.05575	2.3372	0.3036	1,50	1,556	1,0	1,50	0,1575	0,4724	1,8273	0,1257
SLD	1.5	0.07360	2.3253	0.3212	1,50	1,527	1,0	1,50	0,1635	0,4906	1,9001	0,1597
SLV	1.5	0.19146	2.4096	0.3387	1,4178	1,501	1,0	1,4178	0,1695	0,5084	2.38.7	0,3631
SLC	1.5	0.23955	2.4949	0.3409	1,3345	1,498	1,0	1,3345	0,1702	0,5106	2,5767	0,4485

Tab. 8.1 – Valori di risposta sismica locale orizzontale

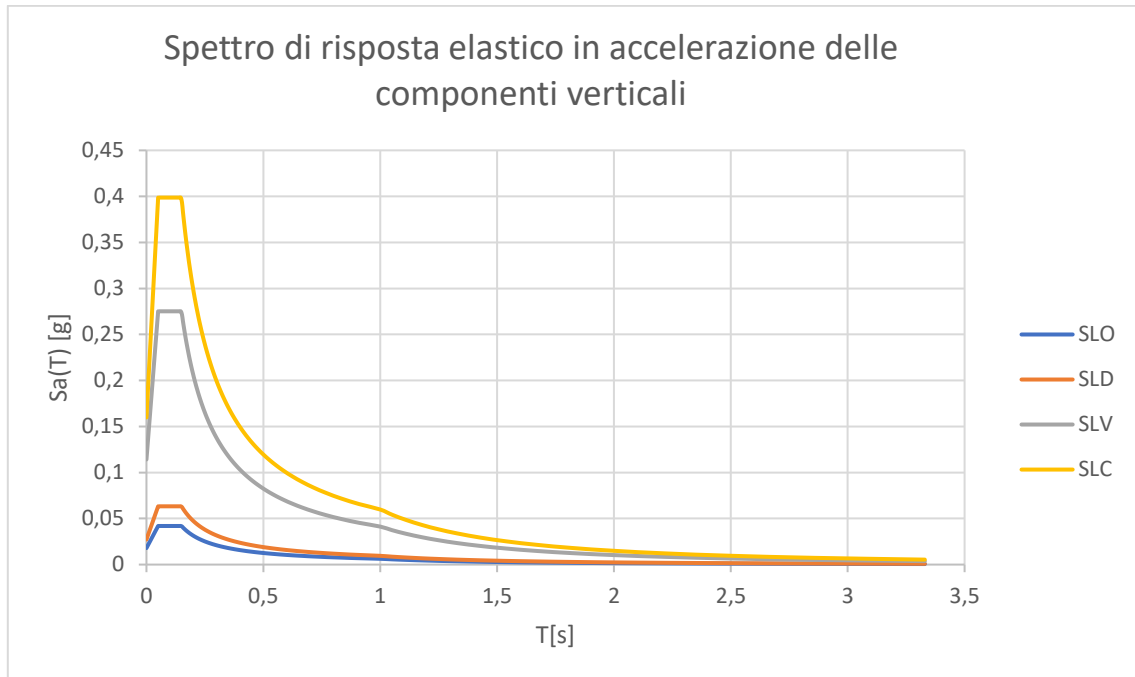


Figura 31 – Spettro di risposta sismica verticale

	Cu	a_g (g)	Fo	Tc' [s]	Ss	Cc	St	S	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Fv	Sv [g]
SLO	1.5	0.05575	2.3372	0.3036	1,0	1,556	1,0	1,0	0,05	0,15	1,0	0,752	0,041
SLD	1.5	0.07360	2.3253	0.3212	1,0	1,527	1,0	1,0	0,05	0,15	1,0	0,860	0,063
SLV	1.5	0.19146	2.4096	0.3387	1,0	1,501	1,0	1,0	0,05	0,15	1,0	1,437	0,275
SLC	1.5	0.23955	2.4949	0.3409	1,0	1,498	1,0	1,0	0,05	0,15	1,0	1,664	0,398

Tab. 8.2 – Valori di risposta sismica locale verticale



10 VERIFICA DELLA LIQUEFAZIONE

La liquefazione del terreno di fondazione è un fenomeno molto pericoloso per la sicurezza degli edifici realizzati su terreni di fondazione sabbiosi in presenza di falda. Le costruzioni edificate su terreni sabbiosi saturi possono letteralmente affondare nel terreno durante un evento sismico di una certa intensità.

I terreni sabbiosi, in condizioni statiche, si trovano sempre in condizioni drenate. Durante il fenomeno della liquefazione però le accelerazioni impresse dall'evento sismico creano un incremento della pressione neutra così impulsivo e rapido che non ha il tempo di dissiparsi.

E' uno scenario equivalente al caso in cui la velocità di applicazione di un carico esterno è molto maggiore della velocità con cui si dissipano le sovrappressioni neutre. Durante la liquefazione le sabbie, pur avendo un'elevata permeabilità, si troveranno in condizioni non drenate e le sovrappressioni neutre non avranno modo di dissiparsi.

Durante l'evento sismico le elevate sovrappressioni interstiziali annullano il contatto fra i granuli, causando l'assenza di attrito fra le particelle e di conseguenza una resistenza a taglio nulla del terreno. Pertanto il terreno si comporterà come un fluido. Dopo l'evento sismico il terreno sabbioso risulterà avere una densità relativa più elevata rispetto alla situazione iniziale.

I terreni **sabbiosi** in assenza di sisma si troveranno sempre in **condizioni drenate**. In presenza di un evento sismico però lo scenario cambia. Durante un evento sismico di notevole intensità, nonostante l'elevata **permeabilità** dei terreni sabbiosi, le sovrappressioni neutre generate dall'accelerazione sismica non hanno il tempo di dissiparsi. La **resistenza a taglio** del terreno si annulla e il suolo si trasforma in un vero e proprio **fluido** nel quale gli edifici affondano.

10.1 Liquefazione: perché il terreno si trasforma in un fluido

La liquefazione è un dunque fenomeno che si manifesta in concomitanza di eventi sismici di una certa intensità, di magnitudo generalmente superiore a 5.5 o 6.0 e che interessa terreni sabbiosi sciolti posti al di sotto del livello di falda.

Le accelerazioni generate da un evento sismico producono un incremento della pressione dell'acqua interstiziale contenuta in un terreno sabbioso saturo. Tale aumento di pressione causa l'annullamento

delle tensioni efficaci e della resistenza a taglio del terreno. Di conseguenza il terreno si comporta come un vero e proprio fluido in cui gli edifici e le costruzioni soprastanti letteralmente affondano.

La liquefazione è un fenomeno che si manifesta in concomitanza di eventi sismici di una certa intensità (*magnitudo generalmente superiore a 5.5-6.0*) e che interessa terreni sabbiosi sciolti posti al di sotto del livello di falda.

A seguito del sisma si genera un incremento della pressione interstiziale (*acqua presente negli interstizi*); tale aumento di pressione causa l'annullamento della resistenza del terreno e la fuoriuscita di materiale sabbioso misto ad acqua.

$$\tau = (\sigma'_n - \Delta u) \operatorname{tg} \varphi'$$

Con riferimento all'espressione sopra riportata, la resistenza (τ) del terreno si annulla allorché l'incremento della pressione interstiziale (Δu) generata dal sisma eguaglia la tensione normale efficace agente (σ'_n).

Numerosi sono i metodi di verifica alla "liquefazione" dei terreni.

Il primo passo comune a tutti i metodi sta nella scelta dei parametri rappresentativi dell'azione sismica (*accelerazione massima e magnitudo di riferimento*).

Per la scelta dei valori dell'accelerazione si utilizzano gli approcci semplificati indicati nella normativa (*Norme Tecniche per le Costruzioni NTC 2018*) o in alternativa analisi specifiche di risposta sismica locale.

Per la scelta dei valori della magnitudo (*magnitudo momento M_w in particolare*), in assenza di precise indicazioni di normativa, si fa normalmente ricorso ai contenuti del testo "Indirizzi e Criteri per la Microzonazione Sismica" a cura del Dipartimento della Protezione Civile (*e ciò per quanto concerne siti ricadenti sia all'interno che all'esterno delle diverse Zone Sismogenetiche*).

Una volta definita l'azione ciclica (*CSR*):

$$CSR = 0,65 \tau_{max} / \sigma'_{vo} = 0,65 (a_{max} / g) \sigma_{vo} r_d / \sigma'_{vo}$$

si passa alla valutazione della **resistenza ciclica (CRR)**:

$$CRR = (CRR)_{7,5} MSF$$

utilizzando i risultati di prove penetrometriche statiche CPT, di prove Standard Penetration Test SPT, di prove Dilatometriche; di particolare interesse un recente metodo (*anno 2013*) di valutazione del rischio liquefazione in base ai valori della velocità V_s delle onde di taglio (*da indagini geofisiche*), supportato da ben 422 casi reali ben documentati.

In merito ai vari metodi di verifica alla liquefazione esistono forti differenze nei risultati. Il coefficiente di sicurezza, valutato come rapporto fra la resistenza ciclica (*CRR*) e l'azione ciclica (*CSR*):

$$FSL = CRR / CSR$$

assume valori fortemente discordanti da metodo a metodo, con variazioni talora pari al 50%. Il metodo più prudentiale sembra essere il metodo di Boulanger & Idriss (*1914*) relativo alle prove penetrometriche CPTU, metodo che rientra fra le indicazioni contenute negli allegati alla delibera n. 2193/2015 della Regione Emilia Romagna. Tenuto conto delle recenti prescrizioni di cui alle NTC (*adottare il metodo più cautelativo*), la scelta del metodo di Boulanger & Idriss sembrerebbe diventare obbligatoria.

Nel sottolineare l'importanza che riveste la frazione fine limosa (*FC*) presente nella sabbia, la quale determina un sensibile aumento del coefficiente di sicurezza (*FSL*) nei confronti della liquefazione, si fa presente che alcuni metodi (*fra cui il sopra citato metodo di Boulanger & Idriss*) si basano su valutazioni di tipo indiretto della frazione fine (*FC*) e non su precise determinazioni di laboratorio (*analisi granulometriche*). Tale fatto dovrebbe essere oggetto di discussione.

Particolare interesse riveste il recente metodo di Kayen et Al. (*2013*), basantesi sui risultati di indagini geofisiche (*con determinazione della velocità V_s delle onde di taglio*), supportato da ben 422 casi reali ben documentati. Una particolarità del metodo sta nel fatto la velocità V_s non risulterebbe influenzata dal contenuto in frazione fine limosa (*FC*), eliminando così i possibili problemi legati ad una non precisa valutazione del contenuto in frazione fine (*come visto in precedenza*).

Alcune riflessioni in merito alla magnitudo (M_w) da prendere in considerazione nelle verifiche a liquefazione. Per i siti ricadenti all'interno delle diverse Zone Sismogenetiche (*di cui alla Zonazione*

Sismogenetica ZS9 - INGV - Marzo 2004), come visto in precedenza di norma si fa riferimento ai valori massimi riportati nel testo "Indirizzi e Criteri per la Microzonazione Sismica" a cura del Dipartimento della Protezione Civile. In analogia alla scelta dei valori delle accelerazioni, sarebbe opportuno secondo lo scrivente far riferimento anche per la magnitudo a criteri probabilistici, legati a prefissati tempi di ritorno. Lo stesso dicasi per i siti ricadenti all'esterno delle suddette Zone Sismogenetiche.

Una novità espressa al capitolo 8 delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni NTC 2018: nella valutazione di sicurezza di una costruzione esistente viene obbligatoriamente richiesta la verifica delle fondazioni rispetto a possibili fenomeni di liquefazione sismica del terreno.

Da ultimo alcune riflessioni in merito agli interventi di consolidamento di terreni soggetti a rischio liquefazione. Nell'ipotesi di interventi mediante pali di fondazione, interessanti banchi sabbiosi saturi scarsamente addensati di un certo spessore, si dovrà tenere conto di possibili fenomeni di "attrito negativo" indotti dagli inevitabili cedimenti post-sismici, nonché di eventuali fenomeni di instabilità laterale per "carico di punta" dei pali medesimi.

In presenza di edifici adiacenti particolare attenzione dovrà essere rivolta nei confronti di possibili vibrazioni (*in presenza di tecnologie di consolidamento tipo "save composer", ad esempio*) e nei confronti di fenomeni di "claquage" (*in presenza di iniezioni di compattazione "compaction grouting", ad esempio*).

Dai sondaggi acquisiti non è stata rinvenuta falda fino alla profondità di circa 20 metri, condizione per la quale non si è reso necessario uno studio per la liquefazione dei terreni, come si evince dal comma 2 del paragrafo 7.11.3.4.2 delle NTC 2018: esclusione della verifica a liquefazione per *"profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali"*).

CONCLUSIONI

La seguente Relazione Geologica è stata redatta con lo scopo di illustrare ed integrare i risultati delle indagini geofisiche previste nel piano d'indagini per la “verifica della vulnerabilità sismica sugli edifici scolastici del comune di Napoli - lotto 2” con i dati geognostici disponibili sia di tipo bibliografico che relativi all'archivio dei sondaggi realizzati nell'area coperta dal lotto 2; al fine di fornire un quadro completo sia dal punto di vista geologico che sismico del sottosuolo su cui insistono gli edifici scolastici. In questo specifico documento, che fa riferimento all' Istituto Comprensivo “Fava/Gioia”, codice 2.20.40, sono illustrati i risultati che hanno condotto allo studio di Risposta Sismica Locale.

Nella zona oggetto di studio (via Guglielmo Appulo 16) si rileva la presenza di una cavità sotterranea, censita dall'ex ufficio Difesa del Suolo, per quota parte della superficie dell'edificio dell'Istituto Comprensivo Fava/Gioia; questo fatto di per sé non è particolarmente pregiudizievole ai fini della stabilità del soprassuolo, lo diventa quando la rottura dei sottoservizi idrici provoca grosse fuoriuscite d'acqua che trovando recapito nei vuoti sotterranei provocano processi erosivi sotterranei notevoli.

Dall'analisi delle indagini censite nell'area in oggetto risultano n°8 sondaggi nell'intorno dell'edificio scolastico, di cui sette nei pressi di Via Domenico di Gravina (S0740/S0746) e il restante in via S. Mandato (S0713); i sondaggi in questione sono stati concessi dal Comune di Napoli; è stato selezionato il sondaggio S0742 come riferimento principale per la ricostruzione del modello geologico della scuola avente codice 2.20.40:

- (0 - 1.00 m) – **Terreno vegetale**;
- (1.00 - 2.40 m) – **Ripporto**: muratura in tufo giallo;
- (2.40 - 6.40 m) – Alternanza di **cineriti rimaneggiate** (sabbie medio fine debolmente ghiaiose) e **lapilli** fine di colore grigio;
- (6.40 – 9.50) – **Serie di vuoti**: vuoti in materiale piroclastico incoerente;
- (9.50 – 15.00) – **Cineriti**: sabbia fine debolmente limosa.
- Da 15.00: **Tufo Giallo Napoletano** con “Cappellaccio” nella parte più superficiale.

La stratigrafia risultante dalla prova penetrometrica DPSH risulta la seguente:

- (0 – 0.40 m) – Riporto;
- (0.40 – 4.00 m) – Cinerite rimaneggiata;
- (4.00 – 11.00 m) – Sabbie fini rimaneggiate debolmente limose;
- (11.00 – 20.00) – Tufo Giallo Napoletano

Dai sondaggi acquisiti non è stata rinvenuta falda fino alla profondità di circa 20 metri, condizione per la quale non si è reso necessario uno studio per la liquefazione dei terreni, come si evince dal comma 2 del paragrafo 7.11.3.4.2 delle NTC 2018: esclusione della verifica a liquefazione per *“profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali”*).

Da un punto di vista geotecnico i materiali su cui insiste l’edificio scolastico presentano discrete caratteristiche meccaniche. In particolare l’opera in progetto insisterà su terreni sabbioso-limosi costituiti da materiale eterogeneo e da piroclastiti sciolte rimaneggiate (cineriti), moderatamente addensate. Le proprietà fisico-meccaniche delle pozzolane, essendo queste materiali molto porosi ed a plasticità pressoché nulla, risentono sensibilmente del grado di saturazione S.

Per quanto concerne le caratteristiche di compressibilità la componente più significativa è data dai cedimenti legati alla consolidazione secondaria e/o alla frantumazione delle particelle.

L’angolo d’attrito interno ϕ proprio di questi materiali in sede è molto variabile e dipende anch’esso dalle condizioni di saturazione, ma in via generale è compreso tra $28^\circ/40^\circ$.

Le pozzolane mostrano in situ caratteristiche geotecniche migliori di quelle rilevate in laboratorio e ciò è da attribuire alla coesione “apparente”, che deriva dal fatto che i granuli hanno forme irregolari e scabrose e durante la deposizione si incastrano tra loro in modo tale da dare coesione alla massa.

Il Tufo Giallo Napoletano, riscontrato nelle porzioni basali delle sequenze analizzate, ha una capacità a resistere ai carichi molto alta. Il suo valore medio di resistenza allo schiacciamento si aggira sui 50 Kg/cm^2 . Per quanto riguarda la densità la roccia si presenta leggera, con un peso di volume variabile da $1,1$ a $1,4 \text{ t/m}^3$ e porosità compresa tra il 40 e il 63%.

L'indagine MASW (Multi-channel Analysis of Surface Waves) realizzata ha fornito un valore della Vs Eq. compreso nella categoria di sottosuolo C. La Vs Eq. ottenuta è stata infatti pari a **300 m/s**.

L'indagine HVSr ha consentito di determinare la frequenza di risonanza del sito, corrispondente al picco di frequenza del rapporto spettrale H/V pari a **3.0 ± 0.17 Hz**.

Il successivo studio di Risposta Sismica Locale è stato condotto secondo un approccio di tipo semplificato basato sulla classificazione del sottosuolo alla luce delle indagini geofisiche effettuate e l'individuazione, mediante apposite tabelle fornite dalla normativa, del coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s , del coefficiente di amplificazione topografica S_T nonché del coefficiente C_C che modifica il periodo T_C e di conseguenza gli altri periodi notevoli dello spettro di risposta elastico (NTC 2018, §3.2.2-3). Lo spettro di base è stato ottenuto a partire dai dati di riferimento della pericolosità sismica di "base" forniti dall'INGV (Istituto nazionale di Geofisica e Vulcanologia) riferiti ad una condizione di suolo rigido di categoria A ed integrati con i parametri relativi alla Vita Nominale (V_n) e alla classe d'uso della scuola.

Le analisi condotte hanno quindi evidenziato le seguenti risultanze:

- sulla base delle indagini geofisiche, il terreno del sito in esame rientra sismicamente nella categoria di sottosuolo C: *Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.*
- l'area risulta caratterizzata da gradienti di pendenza $<15^\circ$, per cui ricade nella categoria T1 a cui va attribuito un coefficiente di amplificazione topografica S_t pari a 1,0 come riportato nella tabella 3.2 V delle N.T.C. 2018.
- il valore della PGA di sito, è pari a 0.0557 g per lo Stato Limite di Operatività (valore minimo di riferimento per la continuità di funzionamento dell'impiantistica critica) e a 0.239 g per lo Stato Limite di Collasso (valore limite per la resistenza della struttura portante);
- gli spettri di risposta mostrano come il valore massimo di accelerazione orizzontale vari per ciascun stato limite passando da 0,1257 g per SLO a 0,4485 g per SLC.

Bibliografia

- Carta delle cavità sotterranee, censite dall'ex ufficio Difesa del Suolo;
- Carta dei complessi della Campania (Settore Difesa Suolo – Regione Campania);
- Google Earth Pro per desktop;
- INGV – Carta della pericolosità Sismica;
- NTC 2018 Norme Tecniche per le costruzioni.
- P.A.I - Piano stralcio di assetto idrogeologico;
- Vitale & Ciarcia, 2013 – Carta Geologica della Campania.