

PNC – PNRR: Piano Nazionale Complementare al Piano Nazionale di Ripresa e Resilienza nei territori colpiti dal sisma 2009–2016, Sub–misura A4, "Investimenti sulla rete stradale statale"

S.S.260 "Picente"

Lavori di adeguamento e potenziamento della tratta stradale laziale.

1 Lotto – dal km 48+330 al km 43+800 –

1° Stralcio: dalla S.S.4 al ponte sul fiume Castellano

PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA

RESPONSABILE DI PROGETTO

*Dott. Ing. Niccolò Saraca
Ordine Ingegneri della Provincia di Roma n.A23061*

PROGETTAZIONE STRADALE

*Dott. Ing. Filiberto Ferraro
Ordine Ingegneri della Provincia di Roma n.A23796*

PROGETTAZIONE STRUTTURE

*Dott. Ing. Gaetano Usai
Ordine Ingegneri della Provincia di Roma n.A16510*

PROGETTAZIONE GEOTECNICA E OPERE STABILIZZAZIONE

*Dott. Ing. Aldo Capata
Ordine Ingegneri della Provincia di Roma n.A27944*

IL GEOLOGO

*Dott.ssa Geol. Barbara Colonnelli
Ordine Geologi del Lazio n.1073*

RESPONSABILE STUDIO AMBIENTALE

*Dott.ssa Ing. Mariella Cosimi
Ordine Ingegneri della Provincia di Viterbo n.A552*

PROGETTAZIONE IMPIANTI

*Dott. Ing. Giuliano Maria Esposito
Ordine Ingegneri della Provincia di Napoli n.12540*

COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE

*Dott. Ing. Maurizio Proietti
Ordine Ingegneri della Provincia di Latina n.A1303*

VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO

Dott. Ing. Antonio Aurelj

GRUPPO DI PROGETTAZIONE

CAPOGRUPPO MANDATARIA: INTEGRA S.r.l.



RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

*Dott. Prof. Ing. Marco Petrangeli
Ordine Ingegneri della Provincia di Roma n.A18744*

MANDANTI

VAMS Ingegneria S.r.l.



Arethusa S.r.l.



React Studio S.r.l.



PROTOCOLLO

DATA

Studi e indagini

Geotecnica

Relazione geotecnica e sismica

CODICE PROGETTO		NOME FILE		REVISIONE	SCALA
PROGETTO	LIV. PROG. ANNO	T00GE00GETRE01B			
STRM8398	P 22	CODICE ELAB. T00GE00GETRE01		B	
B	Emissione per procedura MASE	11.2023	A. CAPATA	M. PROIETTI	N. SARACA
A	Emissione	10.2022	A. CAPATA	M. PROIETTI	N. SARACA
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

INDICE

1	PREMESSA	3
1.1	CONTENUTI DELLO STUDIO.....	3
1.2	DATI GENERALI DELL'OPERA DA REALIZZARE.....	4
1.2.1	L'infrastruttura viaria.....	4
1.2.2	Localizzazione e definizione dell'intervento.....	6
2	OBIETTIVI.....	7
2.1	MOTIVAZIONI ALLA BASE DELL'INIZIATIVA.....	7
3	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	8
4	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	9
5	INQUADRAMENTO GEOLOGICO E IDROGEOLOGICO	10
5.1	ASSETTO GEOGRAFICO	10
5.2	ASSETTO LITOSTRATIGRAFICO	10
5.2	ASSETTO GEOMORFOLOGICO.....	12
5.3	ASSETTO IDROGEOLOGICO	13
6	INDAGINI GEOGNOSTICHE E GEOFISICHE.....	14
6.1	INDAGINI GEOGNOSTICHE	14
1.1.1	Sondaggi.....	15
1.1.2	Standard Penetration Test (SPT)	16
1.1.3	Strumentazione in foro	17
1.1.4	Prove di laboratorio	18
6.2	INDAGINI GEOFISICHE	19
7	CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	20
7.1	TERRENI A GRANA GROSSA (SABBIE E GHIAIE)	20
7.1.1	Classificazione	20
7.1.2	Stato di addensamento (Dr)	20
7.1.3	Resistenza in terreni incoerenti (ϕ').....	21
7.1.4	Caratteristiche di deformabilità	22
7.2	DEPOSITI COESIVI.....	23
7.2.1	Classificazione	23
7.2.2	Caratteristiche di resistenza	23
7.2.3	Caratteristiche di deformabilità	23
7.2.4	Caratteristiche di consolidazione.....	24
7.2.5	Stima del coefficiente di consolidazione verticale da prova edometrica	24
8	CARATTERIZZAZIONE SISMICA	25
8.1	AZIONE SISMICA.....	25
8.2	VITA NOMINALE.....	25
8.3	CLASSE D'USO	26
8.4	PERIODO DI RIFERIMENTO	27
8.5	VALUTAZIONE DEI PARAMETRI DI PERICOLOSITÀ SISMICA	27
8.5.1	Caratteristiche sismiche del sito.....	29

8.6	CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL TERRENO.....	30
8.6.1	Categorie di Sottosuolo.....	30
8.6.2	Condizioni Topografiche.....	32
8.6.3	Amplificazione Stratigrafica e Topografica	32
9	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	34
9.1	DEFINIZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE INDIVIDUATE.....	34
9.1.1	Unità R - Materiale di riporto	34
9.1.2	Unità UG1	35
9.1.3	Unità UG2	46
9.1.4	Unità UG3 – Arenarie e Marne	64
9.1.5	Determinazione dei parametri geotecnici	67
10	ANALISI DI PERICOLOSITA' RISPETTO AL FENOMENO DELLA LIQUEFAZIONE	68

1 PREMESSA

La presente relazione costituisce la caratterizzazione geotecnica relativa al progetto per "*Interventi commissariati S.S. 260 Picente - Lavori di adeguamento e potenziamento della tratta stradale laziale - Lotto 1 — dal km 48+330 al km 43+800*" nel Comune di Amatrice.

Il tema del documento è inerente al 1° lotto del Programma degli interventi per il ripristino della viabilità nelle aree interessate dagli eventi sismici di agosto ed ottobre 2016, di cui all'art. 3 dell'Ordinanza CDPC 475 del 18/08/2017 (G.U. n. 201 del 29/08/2017), approvato dal Direttore Generale della Direzione Generale per le strade ed autostrade e per la vigilanza e la sicurezza nelle infrastrutture stradali – Div. II in data 31/03/2019. Il tratto di intervento rappresenta la connessione principale tra la Strada Statale n.4 Salaria, al km 132+200, e il Comune di Amatrice.

La viabilità in questione è stata interessata da diversi fenomeni di caduta massi dalle pareti rocciose prospicienti la strada e da alcuni smottamenti, i cui effetti sono ancora ben visibili lungo la carreggiata; inoltre, alcune scarpate ed affioramenti rocciosi sono incumbenti sulla strada.

1.1 CONTENUTI DELLO STUDIO

Il presente studio si articola attraverso i seguenti punti:

- breve inquadramento geologico, morfologico e idrogeologico;
- descrizione delle indagini geotecniche eseguite in sito ed in laboratorio;
- rilievo del livello di falda;
- descrizione dei criteri in base ai quali sono stati interpretati i risultati delle indagini geotecniche effettuate;
- interpretazione dei risultati delle indagini geotecniche e definizione dei parametri geotecnici, in termini di proprietà fisiche e meccaniche (resistenza al taglio e deformabilità), per le unità geotecniche intercettate lungo la viabilità;
- caratterizzazione geotecnica in corrispondenza delle opere d'arte principali: stratigrafia, definizione dei parametri geotecnici di progetto, individuazione livello di falda, categoria sismica di sottosuolo.

1.2 DATI GENERALI DELL'OPERA DA REALIZZARE

1.2.1 L'INFRASTRUTTURA VIARIA

I lavori di adeguamento e potenziamento della tratta stradale si inseriscono nell'ultimo tratto della SS 260 "Picente", all'altezza del Km 48+330 e arrivano al km 46+090. La SS 260 è tornata ad essere statale e in gestione all'Anas Spa dal 2018, in seguito ad una convenzione stipulata con la Regione Lazio.

La SS 260 connette la valle dell'Aterno con la valle del Tronto, permette di aggirare a nord i massicci del Gran Sasso d'Italia e dei Monti della Laga e, proseguendo lungo la Via Salaria, di raggiungere il mare Adriatico. Fino al 1927, anno d'istituzione della provincia di Rieti, l'intero percorso della Picente ricadeva in Abruzzo. Il tratto iniziale ha origine all'estremità nord-occidentale del territorio dell'Aquila, in località Cermone, nei pressi dell'antica città sabina di Amiternum, dove si distacca dalla SS80 del Gran Sasso d'Italia. Seguendo il corso del fiume Aterno, la strada lambisce a valle i centri di Pizzoli e Barete fino ad attraversare la frazione San Pelino di Cagnano Amiterno. Con l'ingresso nelle gole di Cagnano Amiterno l'andamento della strada diventa molto più tortuoso; attraversato il centro di Marana la strada raggiunge Montereale. Si continua a salire fino ad arrivare, tra le frazioni di Aringo e Santa Lucia, al passo di Montereale ad oltre 1.000 metri d'altitudine; il passo segna il confine tra l'Abruzzo e il Lazio. Si entra nella provincia di Rieti e si lambiscono i centri di Roccapassa, Cornelle, Configno e Collemagrone fino alla ripida salita che porta alla città di Amatrice da dove si dirama la ex SS 577 del Lago di Campotosto. La strada prosegue con il nome di Corso Umberto I nel centro storico della città per poi ridiscendere verso il lago di Scandarello. Dopo la cittadina di Amatrice si prosegue in una zona alto collinare ricca di vegetazione, si supera il bivio che porta in direzione di Ascoli Piceno nelle campagne, si costeggia, salendo, il lago artificiale di Scandarello e si arriva al termine del tracciato con l'immissione alla Via Salaria presso la località di Santa Giusta. Il tratto della S.S.260 "Picente" di competenza della Struttura Territoriale Lazio si sviluppa dal km 29+462 al km 48+330 poco dopo l'abitato di Amatrice, dove termina innestandosi al km 132+200 della SS 4, Salaria.



Figura 1 - Tracciato della SS 260 Picente.

2 OBIETTIVI

2.1 MOTIVAZIONI ALLA BASE DELL'INIZIATIVA

A seguito degli eventi sismici che hanno interessato il territorio dell'Italia centrale nelle Regioni di Abruzzo, Lazio, Marche e Umbria, Anas S.p.A., per il tramite del Soggetto Attuatore della Protezione Civile, ha dato avvio alle attività finalizzate al ripristino della viabilità delle infrastrutture stradali rientranti nella competenza di Anas e, ove necessario, delle Regioni e degli enti gestori locali, interessati dagli eventi sismici. La rete stradale presente nell'area ha uno sviluppo complessivo di circa 15.300 km di cui circa il 4% di competenza Statale, il 2% di competenza Regionale, il 22% di competenza Provinciale e il 72% di competenza Comunale. Tra la suddetta viabilità assume un ruolo primario la S.S.260 "Picente". Considerata l'estensione, la complessità della rete stradale esistente e le necessità di mobilità da garantire, si è proceduto a caratterizzare la rete in termini di rilevanza trasportistica. Per tale caratterizzazione si fa riferimento alla funzionalità che i diversi tronchi stradali assumono in relazione alle necessità di mobilità a scala interregionale e di accesso al territorio. Sono stati definiti tre livelli di accessibilità:

1. accessibilità primaria per il collegamento interregionale e per le funzioni di Protezione Civile;
2. accessibilità centrale per la mobilità a scala interprovinciale e per le funzioni sociali rilevanti;
3. accessibilità locale.

La S.S.260 "Picente" rientra nel 2° livello di accessibilità.

3 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- 1) D.M. 17 gennaio 2018 (G.U. 20 febbraio 2018 n. 42) - Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni».
- 2) Circolare 21 Gennaio 2019 n. 7 C.S.LL.PP. (G.U. n. 35 del 11 febbraio 2019) - Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.
- 3) Eurocodice EN 1997-1: Progettazione Geotecnica – Parte 1: Regole generali
- 4) Eurocodice EN 1998-5: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazione, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

4 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

- 1) T00GE00GEOCG01 – Carta geologica;
- 2) T00GE00GEOCG02 – Carta geomorfologica;
- 3) T00GE00GEOCI01 – Carta idrologica;
- 4) T00GE00GEOPL01A – Planimetria delle aree a rischio frana (PAI);

5 INQUADRAMENTO GEOLOGICO E IDROGEOLOGICO

5.1 ASSETTO GEOGRAFICO

Il tracciato dell'area in esame si colloca a nord del centro storico di Amatrice ad una quota variabile tra 850 e 910m slm ed è inserito nella seguente cartografia ufficiale nazionale e regionale:

- tavoletta NO (Amatrice), Quadrante I, Foglio 139 della Carta d'Italia dell'IGM a scala 1:25.000;
- sezione nr. 337160 (Amatrice) della Carta Tecnica Regionale a scala 1:10.000;
- elementi nr. 337164 della CTR.

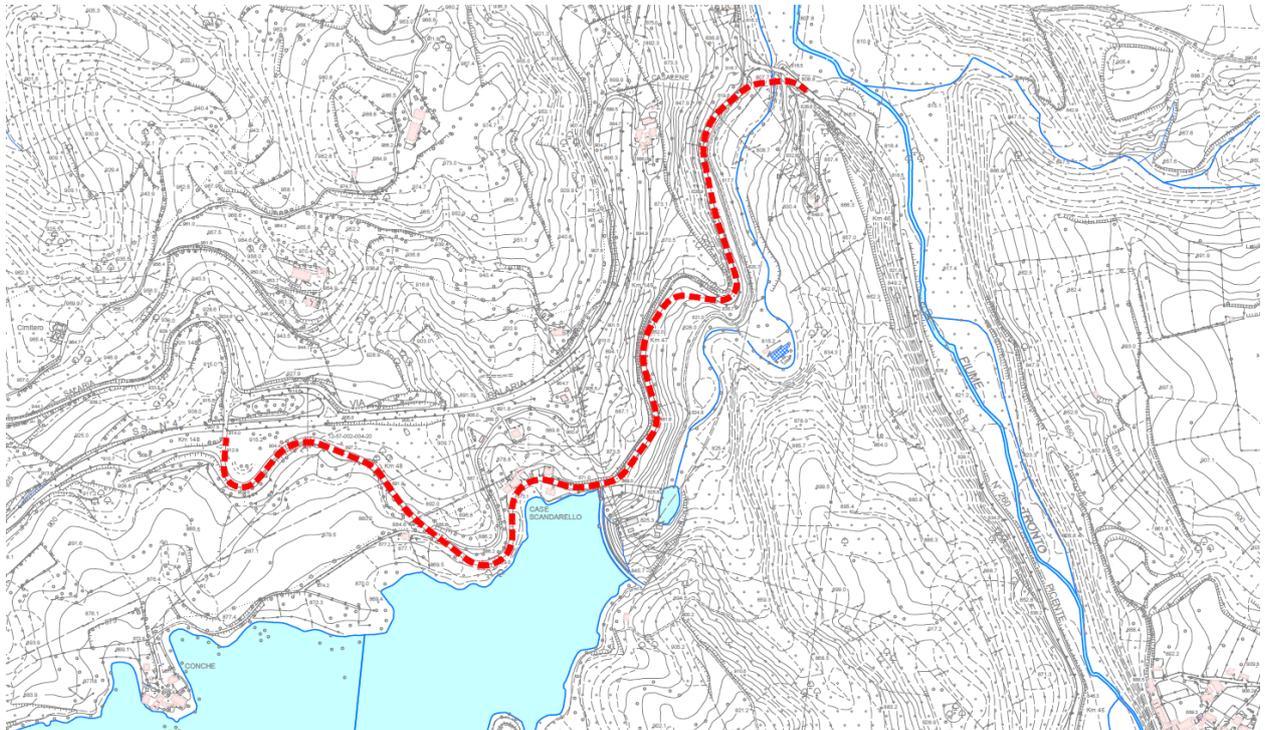


Figura 3: Sezione nr. 337160 (Amatrice) della Carta Tecnica Regionale

5.2 ASSETTO LITOSTRATIGRAFICO

Nell' area di studio affiora estesamente la successione terrigena torbiditica costituita da arenarie argilliti e marne in alternanza indicata in letteratura come "Formazione della Laga", depostasi in ambiente marino bacinale nel Miocene Sup. Al di sopra di tale formazione, costituente il sub-strato geologico dell'area, si rinvencono depositi continentali quaternari, consistenti prevalentemente in detriti di versante, conoidi alluvionali, alluvioni terrazzate e non. Le formazioni geologiche che affiorano nell'area in esame e nelle immediate vicinanze sono di seguito elencate:

- Terreni di riporto antropico;
- Alluvioni attuali e recenti: argille, limi, sabbie e ghiaie;
- Depositi alluvionali antichi terrazzati e non, depositi di versante/conoide, a granulometria ghiaioso-sabbiosa (Unità di Amatrice-Sommati);
- Depositi di versante/conoide sabbiosi o ghiaiosi;
- Successione torbiditica costituita da alternanze di arenarie e peliti variamente altercate/fratturate, da massive a stratificate (Formazione della Laga).

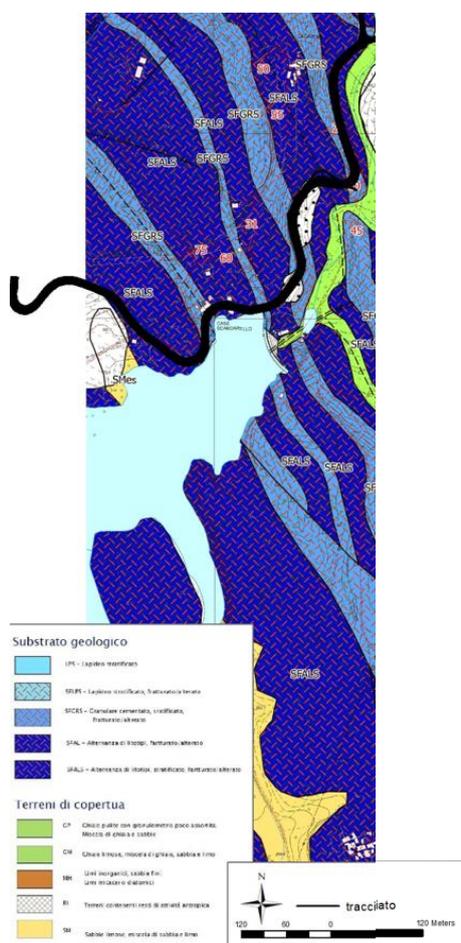


Figura 4: Stralcio Carta Geologica - tecnica allegata allo studio di microzonazione sismica di livello 3.

5.2 ASSETTO GEOMORFOLOGICO

Dal punto di vista morfologico l'area è caratterizzata dalla presenza dei rilievi dei Monti della Laga a Est, con la presenza delle vette più alte del Lazio (Monte Gorzano 2455 m slm), mentre in direzione Ovest i rilievi tendono ad addolcirsi in corrispondenza della valle del fiume Tronto.

L'aspetto attuale del territorio è riconducibile a diversi fattori, tra cui i preponderanti sono l'attività tettonica che ha impostato l'attuale assetto strutturale dell'area, anche con importanti dislocazioni verticali, la natura litologica dei terreni in affioramento e l'azione degli agenti esogeni. L'area oggetto di studio si inserisce in area pedemontana, all'interno della cosiddetta "conca di Amatrice" un'area depressa all'interno dei rilievi appenninici, caratterizzata dalla presenza di modesti rilievi, con quote che vanno da circa 1200 metri s.l.m. alla base dei rilievi fino a circa 750 all'interno della valle del fiume Tronto.

L'elemento idrografico fondamentale nell'area è rappresentato dal Torrente Castellano affluente in sinistra idrografica del F. Tronto, l'immissione avviene a monte del centro di Amatrice contestualmente al Torrente Trontino.

Lo stralcio del PAI del Fiume Tronto elaborato dall'Autorità di bacino Interregionale del Fiume Tronto - agg. ottobre 2021, considerato nel presente progetto, evidenzia la presenza di criticità lungo il tracciato dell'area di studio.

La recente emanazione del decreto segretariale n. 274 del 11/10/2022, - *Piano stralcio di bacino per l'assetto idrogeologico del fiume Tronto – aggiornamenti ai sensi dell'art. 17 delle Norme tecniche di attuazione e dell'art. 68 commi 4 bis e ter del D.Lgs. 152/2006 - aggiornamento del quadro conoscitivo derivante dagli studi sugli areali a pericolosità di frana* – ha comportato una variazione ed un aggiornamento dei contenuti presenti all'interno della carta tematica PAI rispetto a quella presa in esame nel presente progetto.

Sono state carografate ed inserite nuove aree:

- tra le progressive 0+650 e 0+800 area identificata come (2060-H2): tra le progressive 0+900 e 0+950 area identificata come (2070-H1) sono aree a rischio medio E2 e pericolosità media H2 e moderata H1.

Essendo l'aggiornamento della cartografia avvenuto in fase di redazione del presente progetto, non è stato possibile predisporre uno studio di dettaglio corredato da opportune indagini di sito che indagasse e monitorasse in maniera esaustiva la nuova criticità rilevata.

Sarà necessario, dunque, prendere in considerazione la nuova perimetrazione sugli areali a pericolosità di frana per successive fasi progettuali.

5.3 ASSETTO IDROGEOLOGICO

Per gli aspetti legati all'idrogeologia, dai dati riscontrati in bibliografia, si rileva che il settore in studio è caratterizzato dalla presenza di rocce a medio – bassa permeabilità (Rocce siliceo-marnose) e ad elevata permeabilità per porosità (Depositi detritici – alluvionali antichi).

Dalle fonti bibliografiche più accreditate sono stati ricostruiti i caratteri idrogeologici generali dell'area e le caratteristiche di permeabilità dei terreni in loco mostrate così schematizzate nelle seguenti classi:

Complesso dei depositi antropogenici:

Potenzialità acquifera bassa: depositi eterogenei derivanti dallo spostamento e ammassamento di materiali. La granulometria e gli spessori sono estremamente variabili, può essere sede di circolazione idrica non rilevante dal punto di vista idrogeologico.

Complesso dei depositi alluvionali e detritici antichi e recenti:

Potenzialità acquifera bassa: Alluvioni ghiaiose, sabbiose, argillose anche terrazzate, depositi detritici di falda a vario grado di cementazione. L'eterogeneità granulometrica dei litotipi di questo complesso favorisce la presenza di piccole falde sospese locali.

Complesso Dei Flysch Marnoso-Arenacei Potenzialità acquifera medio bassa:

Associazioni arenaceo-conglomeratiche, arenacee e subordinatamente arenaceo-pelitiche. Il complesso, privo di una circolazione idrica sotterranea di importanza regionale, può ospitare falde locali e discontinue all'interno degli orizzonti fratturati.

6 INDAGINI GEOGNOSTICHE E GEOFISICHE

6.1 INDAGINI GEOGNOSTICHE

A supporto della progettazione sono state eseguite le seguenti indagini nell'area in studio:

- n. 8 sondaggi a carotaggio continuo, eseguiti 6 in prima battuta di profondità 20.0 m e due successivamente (S4 bis, S6 bis) profondi rispettivamente 30.0 m e 10.0 m;
- n.31 prove in foro di tipo SPT;
- n. 3 allestimenti dei fori di sondaggio a piezometro (S2, S4 bis, S6 bis);
- prelievo di n.26 campioni totali, indisturbati e rimaneggiati;
- n. 2 profili sismici a rifrazione con ricostruzione tomografica;
- n. 5 profili sismici di superficie con metodologia MASW per il calcolo delle $V_{s,eq}$;
- n. 5 misure di rumore ambientale, sismica HVSR.

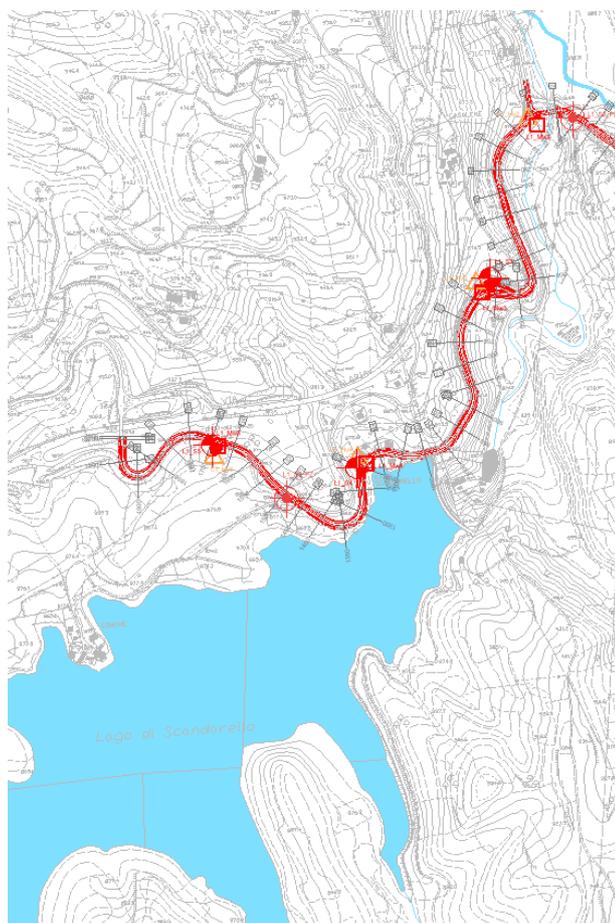


Figura 5 - Ubicazione delle indagini geognostiche e geofisiche.

1.1.1 SONDAGGI

In tabella, le coordinate di ciascun sondaggio.

Punto	COORDINATE WGS84 – UTM32N		
	Latitudine (N)	Longitudine (E)	Quota m s.l.m.
S1	42°38'34.64"	13°16'38.68"	828.993
S2	42°38'54.58"	13°16'24.98"	816.992
S3	42°38'43.57"	13°16'16.36"	845.652
S4	42°38'30.62"	13°16'2.76"	874.835
S4 bis	42°38'28.72"	13°16'55.97"	887.946

S5	42°38'32.71"	13°16'49.17"	899.324
S6	42°38'5.53"	13°16'53.55"	849.963
S6bis	42°38'5.41"	13°16'53.82"	850.001

Tabella 1: Coordinate e quote sondaggi Lotto 1.

1.1.2 STANDARD PENETRATION TEST (SPT)

Le indagini in sito sono state condotte attraverso prove penetrometriche dinamiche Standard Penetration Test (SPT). Tali prove, per le formazioni incoerenti, dalle quali risulta difficoltoso prelevare campioni, consentono di verificarne il grado di addensamento.

La prova SPT consiste nella misura del numero di colpi necessari per l'infissione di un campionatore Raymond sotto i colpi di un maglio della massa di 63.5 kg. La resistenza alla penetrazione è caratterizzata dalla somma del numero di colpi necessari all'avanzamento del secondo e terzo tratto, ognuno da 150 mm:

$$N_{SPT} = N_2 + N_3$$

In totale sono state eseguite 31 prove SPT i cui risultati sono riportati in tabella.

Sondaggio	profondità di prova (m da pc)	Nspt
S1	3.50	25
S1	6.00	21
S1	9.00	R
S1	11.00	R
S2	4.00	R
S2	6.00	R
S2	12.00	29
S3	3.50	48
S3	6.00	50
S3	8.50	R
S3	10.00	R
S4	2.50	R
S4	4.50	R
S4	8.00	R
S4	11.00	R
S4BIS	4.50	29
S4BIS	6.00	R

S4BIS	12.00	R
S4BIS	16.50	R
S5	4.00	17
S5	6.50	49
S5	12.00	R
S5	15.00	35
S6	6.00	31
S6	10.00	29
S6	14.50	32
S6	19.50	R
S6BIS	2.00	18
S6BIS	4.00	27
S6BIS	6.00	R
S6BIS	9.00	R

Tabella 2: Risultati delle prove SPT.

1.1.3 STRUMENTAZIONE IN FORO

I fori di sondaggio S2, S4bis e S6 bis risultano stati attrezzati con piezometri a tubo aperto così come sintetizzato nella tabella che segue. I valori riportati sono stati misurati durante la campagna d'indagine eseguita. I livelli della falda potrebbero variare in base alle oscillazioni stagionali, o in base all'apporto idrico derivante dalle condizioni meteoriche locali.

Sondaggio	Tipologia di piezometro	Profondità [m]	Profondità falda [m da p.c.]
S2	Tubo aperto	20.00	7.96
S4 bis	Tubo aperto	30.00	22.97
S6 bis	Tubo aperto	10.00	3.20

Tabella 3: Strumentazione in foro.

1.1.4 PROVE DI LABORATORIO

Stati complessivamente effettuati n. 26 campionamenti da indisturbati a rimaneggiati. In particolare, in corso di sondaggio sono stati prelevati n. 10 campioni indisturbati (CI) invece al termine dei sondaggi, sono stati prelevati n. 16 campioni rimaneggiati (CR); distribuzione e modalità di prelievo dei campioni in questione sono elencate nella tabella che segue.

Sondaggio	Campione	z (m dal p.c)
S1	CI1	3.25
	CR1	8.9
	CR2	12.6
S2	CR1	2.9
	CR2	12.7
	CR3	16.9
S3	CR1	4.65
	CR2	7.85
	CR3	13.1
S4	CR1	3.9
	CR2	7.85
	CR3	19.9
S5	CI1	6.25
	CI2	11.25
	CI3	17.25
S6	CI1	5.75
	CI2	14.25
	CI3	19.3
S4BIS	CR1	3.75
	CR2	5.9
	CR3	8.9
	CI1	16.25
	CR4	14.9
	CR5	25.9
S6BIS	CI1	5.25
	CI2	8.75

Tabella 4: Campioni prelevati durante l'esecuzione dei sondaggi geognostici.

6.2 INDAGINI GEOFISICHE

Nell'ambito della presente progettazione definitiva, sono state eseguite le seguenti indagini geofisiche, riportate in Figura 3.

- n. 5 prospezioni MASW;
- n. 5 HVSR.

Il valore calcolato per $H = 30$ m (H spessore delle terre poste al di sopra del sub-strato di riferimento rigido 800 m/s) è pari per la:

- MASW1 a $V_{s,(eq)} = 382$ m/s; vista la stratigrafia presente ed il profilo di velocità delle onde di taglio, il sito appartiene alla categoria di sottosuolo di fondazione di riferimento "B".
- MASW2 a $V_{s,(eq)} = 352$ m/s; vista la stratigrafia presente ed il profilo di velocità delle onde di taglio, il sito appartiene alla categoria di sottosuolo di fondazione di riferimento "C".
- MASW3 a $V_{s,(eq)} = 546$ m/s; vista la stratigrafia presente ed il profilo di velocità delle onde di taglio, il sito appartiene alla categoria di sottosuolo di fondazione di riferimento "B".
- MASW4 a $V_{s,(eq)} = 325$ m/s; vista la stratigrafia presente ed il profilo di velocità delle onde di taglio, il sito appartiene alla categoria di sottosuolo di fondazione di riferimento "C".
- MASW5 a $V_{s,(eq)} = 436$ m/s; vista la stratigrafia presente ed il profilo di velocità delle onde di taglio, il sito appartiene alla categoria di sottosuolo di fondazione di riferimento "B".

7 CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Si riportano, nei paragrafi che seguono, le modalità seguite per l'interpretazione dei risultati delle indagini svolte.

7.1 TERRENI A GRANA GROSSA (SABBIE E GHIAIE)

La caratterizzazione dei terreni a grana grossa avverrà essenzialmente ai risultati delle prove in sito, in particolare in base ai risultati delle prove penetrometriche dinamiche (SPT), e, ove disponibili, ai risultati delle prove di laboratorio, queste ultime eseguite generalmente su campioni rimaneggiati.

7.1.1 CLASSIFICAZIONE

La classificazione di questi terreni avverrà essenzialmente sui risultati delle analisi granulometriche.

7.1.2 STATO DI ADDENSAMENTO (D_R)

a) Gibbs e Holtz (1957)

$$D_R = 1.5 \cdot \left(\frac{N_{60}}{F} \right)^{0.222} - 0.6$$

$$F = 0.65 \cdot \left(\frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)^2 + 16.8 \cdot \left(\frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right) + 14$$

b) Meyerhof (1957)

$$D_R = 0.21 \cdot \left(\frac{N_{60}}{\frac{\sigma'_{v0}}{p_a} + 0.7} \right)^{0.5}$$

c) Yoshida e Kokuso (1988)

$$D_R = 0.22 \cdot N_{60}^{0.57} \cdot \left(100 \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)^{-0.14} \text{ sabbia fine}$$

$$D_R = 0.18 \cdot N_{60}^{0.57} \cdot \left(100 \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)^{-0.14} \text{ sabbia 75\% ghiaia 25\%}$$

$$D_R = 0.25 \cdot N_{60}^{0.44} \cdot \left(100 \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)^{-0.13} \text{ sabbia 50\% ghiaia 50\%}$$

$$D_R = 0.25 \cdot N_{60}^{0.46} \cdot \left(100 \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)^{-0.12} \text{ tutti i terreni granulari}$$

d) Skempton (1989)

$$D_R = 100 \cdot \left(\frac{N_{1(60)}}{60} \right)^{0.5}$$

a) Prove DPSH: in questo caso, convertito il numero di colpi misurato dalla prova DPSH a numero di colpi SPT e successivamente a numero di colpi $N_{1(60)}$, si è provveduto a ricavare la densità relativa per mezzo delle correlazioni sopra descritte. Per tali prove la correlazione tra numero di colpi N_{DPSH} e numero di colpi N_{SPT} è la seguente:

$$N_{SPT} = 1.49 \cdot N_{DPSH}$$

7.1.3 RESISTENZA IN TERRENI INCOERENTI (ϕ')

Per la stima dell'angolo di resistenza al taglio dalle prove SPT e DPSH sono state utilizzate correlazioni che passano per la stima della D_R , stimata come descritto nel paragrafo precedente, e correlazioni che forniscono direttamente l'angolo di attrito in funzione del numero di colpi o della resistenza alla punta misurata per mezzo del penetrometro statico.

b) Schmertmann (1977)

$$\phi = 38.5 + 0.08 \cdot D_R \quad \text{sabbia e ghiaia poco limosa e ghiaietto uniforme}$$

$$\phi = 34.5 + 0.10 \cdot D_R \quad \text{sabbia grossa-media uniformemente ben gradata}$$

$$\phi = 31.5 + 0.115 \cdot D_R \quad \text{sabbia medio-fine uniformemente ben gradata}$$

$$\phi = 28.0 + 0.14 \cdot D_R \quad \text{sabbia fine uniforme}$$

essendo: D_r = densità relativa

c) Schmertmann (1975)

$$\phi = \arctan \left(\frac{N_{60}}{12.2 + 20.3 \frac{\sigma'_{v0}}{p_a}} \right)^{0.34},$$

d) Hatanaka & Uchida (1996)

$$\phi = 20 + (15.4 \cdot N_{1(60)})^{0.5}$$

e) Prove DPSH: per tali prove la correlazione tra numero di colpi N_{DPSH} e numero di colpi N_{SPT} è la seguente:

$$N_{SPT} = b_t \cdot N_{DPSH}$$

nella quale

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

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.
- passo di avanzamento.

Nel presente caso il coefficiente b_t assume il valore di 1.49.

- f) Robertson & Campanella (1983) - correlazione tra angolo di resistenza al taglio e resistenza alla punta del penetrometro statico.

$$\phi' = \arctan \left[0.1 + 0.38 \log \left(\frac{q_c}{\sigma_v} \right) \right]$$

7.1.4 CARATTERISTICHE DI DEFORMABILITÀ

Le caratteristiche di deformabilità dei depositi incoerenti sono state stimate per mezzo delle indagini sismiche in sito (MASW).

Per quanto concerne le MASW, i moduli di deformabilità "operativi" (E') da adottare per il calcolo delle deformazioni/cedimenti delle opere di sostegno, saranno assunti pari a 1/5 di quello a piccole deformazioni da prove geofisiche (E_0).

Nel caso di valutazione di cedimenti di rilevati e fondazioni, i moduli elastici "operativi" saranno assunti pari a 1/10 di quello a piccole deformazioni da prove geofisiche ($E_{op}' = E_0/10$).

7.2 DEPOSITI COESIVI

Per la caratterizzazione geotecnica dei terreni a grana fine si è proceduto alla definizione dei parametri non drenati e drenati. In particolare, si è fatto riferimento ai risultati delle prove in sito e di laboratorio.

7.2.1 CLASSIFICAZIONE

La classificazione di questi terreni avverrà essenzialmente sui risultati delle seguenti prove di laboratorio:

- Analisi granulometriche;
- Pesi di volume naturale e secco;
- Contenuti d'acqua naturale;
- Limiti di Atterberg.

7.2.2 CARATTERISTICHE DI RESISTENZA

Per la determinazione delle caratteristiche di resistenza dei depositi coesivi ci si è basati principalmente sui risultati delle prove di laboratorio ovvero:

- Prove di taglio diretto
- Prove triassiali (CIU, CID e UU)

La coesione non drenata è stata stimata, per confronto, anche a partire dalla interpretazione delle prove penetrometriche dinamiche SPT in base alla seguente correlazione di Shioi & Fukui (1982):

$$c_u = 0.025 \times N_{SPT} \quad (\text{kg/cm}^2) \quad \text{per argille a media plasticità}$$

$$c_u = 0.050 \times N_{SPT} \quad (\text{kg/cm}^2) \quad \text{per argille ad alta plasticità}$$

7.2.3 CARATTERISTICHE DI DEFORMABILITÀ

Le caratteristiche di deformabilità dei depositi coesivi sono state stimate dall'interpretazione delle indagini sismiche in sito (MASW) e delle prove di compressibilità edometrica.

Per quanto concerne le MASW, il modulo di taglio e quello di Young a piccole deformazioni (G_0 , E_0), sono stati ricavati dalle consuete relazioni della teoria dell'elasticità:

- $G_0 = \gamma \cdot V_s^2$
- $E_0 = 2G_0 \cdot (1 + \nu)$

con:

- γ = peso di volume naturale del terreno

- ν = coefficiente di Poisson
- V_s = velocità di propagazione delle onde di taglio

I moduli di deformabilità "operativi" (E') da adottare per il calcolo delle deformazioni/cedimenti delle opere di sostegno, saranno assunti pari a 1/5 di quello a piccole deformazioni da prove geofisiche (E_0).

Nel caso di valutazione di cedimenti di rilevati e fondazioni, i moduli elastici "operativi" saranno assunti pari a 1/10 di quello a piccole deformazioni da prove geofisiche ($E_{op}' = E_0/10$).

7.2.4 CARATTERISTICHE DI CONSOLIDAZIONE

7.2.5 STIMA DEL COEFFICIENTE DI CONSOLIDAZIONE VERTICALE DA PROVA EDMETRICA

Per i terreni coesivi, soggetti a fenomeni di consolidazione a seguito dell'applicazione dei carichi derivanti dalla costruzione dei manufatti in progetto, le caratteristiche di consolidazione sono state determinate per mezzo di prove di compressibilità edometrica. Tale prova consente di:

- determinare la relazione tensione-deformazione che caratterizza le proprietà di compressibilità e di rigonfiamento per effetto di variazioni di stato tensionale effettivo in condizioni monodimensionali (edometriche, o di deformazione trasversale impedita);
- determinare le caratteristiche che governano la variabilità di tali deformazioni nel tempo, per effetto dei fenomeni di consolidazione primaria e secondaria;

In particolare si è provveduto a riportare in forma grafica, al variare della profondità di prelievo del campione, le seguenti proprietà:

- e_0 : indice dei vuoti iniziale
- c_c : indice di compressibilità (lungo la retta di "normal consolidazione")
- c_s : indice di rigonfiamento (lungo i rami di scarico ed eventuale ricarico)
- σ'_p : tensione di preconsolidazione
- E_{ed} : modulo edometrico
- c_v : coefficiente di consolidazione verticale

8 CARATTERIZZAZIONE SISMICA

8.1 AZIONE SISMICA

Con riferimento alla normativa vigente (NTC-2018), le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche. La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR, come definite nel § 3.2.1 del D.M. 2018, nel periodo di riferimento V_R , come definito nel § 2.4.3 del D.M. 2018. Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_o valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_c^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Gli spettri di risposta di progetto sono stati definiti per tutti gli stati limite considerati, e, note la latitudine e la longitudine del sito, si sono ricavati i valori dei parametri necessari alla definizione dell'azione sismica e quindi del relativo spettro di risposta. Più avanti sono indicati i valori di a_g , F_o e T_c^* necessari per la determinazione delle azioni sismiche.

8.2 VITA NOMINALE

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. Per la definizione della Vita Nominale da assegnare alle opere in esame si rimanda alla Tab. 2.4.I dell'NTC2018.

Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Tabella 5: Vita Nominale in funzione del tipo di costruzione.

Tenendo conto delle indicazioni precedenti, le opere maggiori (ponti, viadotti) avranno Vita Nominale pari a $V_N=100$ anni, le opere minori (opere di sostegno) avranno Vita Nominale pari a $V_N=50$ anni.

8.3 CLASSE D'USO

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Tabella 6: Tabella Classe d'uso e Coeff. d'uso in funzione del tipo di costruzione.

Con riferimento alle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso in presenza di azioni sismiche, le opere sono suddivise dalle NTC2018 in classi d'uso, la cui appartenenza è stabilita in base all'importanza dell'opera rispetto alle esigenze di operatività a valle di un evento sismico. Tenendo conto delle indicazioni precedenti, le strutture di progetto appartengono alla **Classe d'Uso IV** ossia:

"Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica",

Alla classe d'uso IV corrisponde un coefficiente d'uso pari a:

$$C_U = 2$$

8.4 PERIODO DI RIFERIMENTO

Il periodo di riferimento V_R si ottiene moltiplicando la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U . Nel caso in esame:

$$V_R = V_N \times C_U = 100 \times 2 = \mathbf{200 \text{ anni}} \text{ (Ponti e viadotti)}$$

$$V_R = V_N \times C_U = 50 \times 2 = \mathbf{100 \text{ anni}} \text{ (Muri di sostegno)}$$

L'azione sismica di progetto va quindi determinata in funzione degli Stati Limite di verifica e delle corrispondenti probabilità P_{VR} di realizzarsi nel periodo di riferimento V_R .

8.5 VALUTAZIONE DEI PARAMETRI DI PERICOLOSITÀ SISMICA

Gli Stati Limite di riferimento per verifiche in presenza di sisma, così come definiti nelle NTC2018 al par. 3.2.1 sono:

- **Stati Limite Ultimi (SLU):**

- Stato Limite di Salvaguardia della Vita umana, SLV, definito come lo stato limite in corrispondenza del quale la struttura subisce una significativa perdita della rigidità nei confronti dei carichi orizzontali ma non nei confronti dei carichi verticali. Permane un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.
- Stato Limite di Prevenzione del Collasso, SLC, stato limite nel quale la struttura subisce gravi danni strutturali, mantenendo comunque un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza a collasso per carichi orizzontali.

- **Stati limite di Esercizio (SLE):**

- Stato Limite di immediata Operatività SLO per le strutture ed apparecchiature che debbono restare operative a seguito dell'evento sismico.
- Stato Limite di Danno SLD definito come lo stato limite da rispettare per garantire la sostanziale integrità dell'opera ed il suo immediato utilizzo.

Il tempo di ritorno T_R dell'azione sismica di verifica è legato al periodo di riferimento V_R ed alla probabilità di superamento P_{VR} dalla relazione:

$$T_R = - V_R / \ln(1-P_{VR})$$

Nel caso in esame, i valori di periodo di ritorno dell'azione sismica e le probabilità di superamento per i diversi Stati Limite sono mostrati nella tabella che segue.

Stato limite di riferimento		Probabilità di superamento P_{VR}	Periodo di ritorno dell'azione sismica T_R per $V_r=200$
Stati limite di esercizio (SLE)	Stato limite di immediata operatività (SLO)	81%	120
	Stato limite di danno (SLD)	63%	201
Stati limite ultimi (SLU)	Salvaguardia della vita umana (SLV)	10%	1898
	Stato limite di prevenzione del collasso (SLC)	5%	2475

Tabella 7: Periodi di ritorno per l'azione sismica di progetto per i diversi stati limite ($V_r = 200$ anni).

Stato limite di riferimento		Probabilità di superamento P_{VR}	Periodo di ritorno dell'azione sismica T_R per $V_r=100$
Stati limite di esercizio (SLE)	Stato limite di immediata operatività (SLO)	81%	60
	Stato limite di danno	63%	101

Stato limite di riferimento		Probabilità di superamento P_{VR}	Periodo di ritorno dell'azione sismica T_R per $V_r=100$
	(SLD)		
Stati limite ultimi (SLU)	Salvaguardia della vita umana (SLV)	10%	949
	Stato limite di prevenzione del collasso (SLC)	5%	1950

Tabella 8: Periodi di ritorno per l'azione sismica di progetto per i diversi stati limite ($V_r = 100$ anni).

Con riferimento al D.M. Infrastrutture 17 gennaio 2018, sono stati determinati i parametri sismici di progetto mediante GeoSTRU.

8.5.1 CARATTERISTICHE SISMICHE DEL SITO

Regione	Provincia	Comune
Lazio	Rieti	Amatrice
Località	Longitudine	Latitudine
Amatrice	13.289436	42.611680

Tabella 9: Individuazione geografica del sito di progetto; le coordinate sono espresse in gradi decimali (WGS84).

Per i valori di a_g , F_0 e T_c^* , necessari per la determinazione delle azioni sismiche, si fa riferimento agli Allegati A e B al Decreto del Ministro delle Infrastrutture 14 gennaio 2008 (come previsto dalle NTC 2018 cfr. par. 3.2).

Sulla base della localizzazione geografica del sito di progetto vengono definiti, quindi, i parametri di riferimento del moto sismico in superficie, successivamente correlati con gli stati limite e la vita nominale dell'opera, al fine di definire gli obiettivi da raggiungere in termini di sicurezza e prestazioni delle opere o di parti di esse.

Stato Limite	T_R anni	a_g g	F_0 -	T_c^* s
SLO	120	0.152	2.293	0.300

SLD	201	0.189	2.310	0.315
SLV	1898	0.412	2.442	0.375
SLC	2475	0.450	2.459	0.381

Tabella 10: Parametri di riferimento del moto sismico in superficie per i differenti stati limite definiti dalla normativa ($V_r = 200$ anni).

Stato Limite	T_R anni	a_g g	F_0 -	T_c^* s
SLO	60	0.112	2.317	0.284
SLD	101	0.141	2.295	0.294
SLV	949	0.329	2.398	0.359
SLC	1950	0.416	2.444	0.375

Tabella 11: Parametri di riferimento del moto sismico in superficie per i differenti stati limite definiti dalla normativa ($V_r = 100$ anni).

8.6 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL TERRENO

8.6.1 CATEGORIE DI SOTTOSUOLO

Il D.M. 17/01/2018 (Norme Tecniche per le Costruzioni) disciplina la progettazione e la costruzione di nuovi edifici soggetti ad azioni sismiche, oltre alla valutazione della sicurezza e degli interventi di adeguamento su edifici esistenti soggetti al medesimo tipo di azioni.

La definizione dell'azione sismica a cui gli edifici sono soggetti è legata alla determinazione di alcuni fattori importanti per l'edificio stesso, tra i quali la classificazione del suolo di fondazione su cui l'edificio verrà costruito.

$V_{s,eq}$ è la velocità media di propagazione entro 30 m di profondità delle onde di taglio e viene calcolata con la seguente espressione:

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

h_i = spessore (in m);

V_i = velocità delle onde di taglio dello strato "i-esimo", per un totale di N strati presenti nei 30 m superiori;

N = numero di strati.

La normativa, al capitolo 3.2.2, cita:

"Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, l'effetto della risposta sismica locale si valuta mediante specifiche analisi, da eseguire con le modalità indicate nel § 7.11.3. In alternativa, qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle categorie definite nella Tab. 3.2.II, si può fare riferimento a un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio, V_s ."

Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>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.</i>
B	<i>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.</i>
C	<i>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.</i>
D	<i>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.</i>
E	<i>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.</i>

Le prove MASW eseguite nell'area di intervento, ha permesso di classificare secondo il DM. 2018 e successive modifiche i terreni interessati dalle indagini. Per quanto riguarda la zona indagata i terreni appartengono, come già evidenziato nei paragrafi precedenti alle categorie di suolo **B** e **C**.

MASW	$V_{s,eq(30)}$	Categoria di sottosuolo
MASW 1	382	B
MASW 2	352	C
MASW 3	546	B

MASW 4	325	C
MASW 5	436	B

Tabella 12: Categoria di sottosuolo ricavata dai risultati delle indagini MASW.

8.6.2 CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

Per quanto concerne le caratteristiche della superficie topografica, essendo tutte le aree in oggetto localizzate in ambito di pianura e non essendovi particolari emergenze topografiche che possano dar luogo ad effetti di amplificazione sismica locale, le morfologie possono essere ricondotte ad una delle configurazioni superficiali semplici previste nel D.M. 17/01/2018 in Tabella 3.2.III.

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 $i > 30^\circ$

In particolare, lo stralcio 1 può essere classificato di categoria **T2**, ovvero "Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$ ", caratterizzato da un coefficiente di amplificazione topografica $S_T = 1.20$; lo stralcio di completamento può essere classificato di categoria **T1**, ovvero "Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ ", caratterizzato da un coefficiente di amplificazione topografica $S_T = 1.00$.

8.6.3 AMPLIFICAZIONE STRATIGRAFICA E TOPOGRAFICA

In riferimento a quanto indicato nel §3.2.3.2.1 delle NTC2018 per la definizione dello spettro elastico in accelerazione è necessario valutare il valore del coefficiente $S = S_s \cdot S_T$ e di C_c in base alla categoria di sottosuolo e alle condizioni topografiche; si fa riferimento nella valutazione dei coefficienti che sono riportati di seguito:

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	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Tabella 13: Tabella delle espressioni per S_s e C_c .

Categoria Topografica	Ubicazione dell'opera dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Tabella 14: Valori massimi del coeff. di amplificazione topografica S_T .

9 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Si riporta, nei paragrafi che seguono, la caratterizzazione geotecnica dei materiali rinvenuti nell'area di progetto. Le caratteristiche dei materiali indicate di seguito, derivano dall'insieme di informazioni ottenute mediante l'elaborazione delle prove in laboratorio e in sito effettuate nel 2022, programmate dal Committente e condotte secondo modalità sperimentali standardizzate.

9.1 DEFINIZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE INDIVIDUATE

9.1.1 UNITÀ R - MATERIALE DI RIPORTO

Si tratta di materiale rimaneggiato e/o depositi di riporto antropico costituiti prevalentemente da sabbia limosa, asciutta, incoerente, di colore da marrone a nocciola, di spessore variabile da 0.5m a 0.8m. Sono presenti frammenti di asfalto.



Figura 6: Foto del materiale in cassetta – Unità R.

Per tale unità non sono state eseguite determinazioni di laboratorio né prove in sito: per tale motivo le caratteristiche meccaniche sono state assegnate traendo spunto da dati bibliografici per terreni di simile composizione granulometrica. Di seguito se ne riportano i valori:

- $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$
- $c' = 0 \text{ kPa}$
- $\phi' = 28^\circ - 30^\circ$
- $E_0 = 200 \text{ MPa}$

9.1.2 UNITÀ UG1

9.1.2.1 IDENTIFICAZIONE

Si tratta di depositi costituiti prevalentemente da terreni limosi-argillosi color nocciola, giallastri-verdastri, con intercalazioni di arenarie ben cementate, di colore giallo-biancastre. Tale unità è presente in tutta l'area oggetto d'intervento e ha uno spessore che varia da circa 4.5 m a 11.5 m, ad eccezione della zona più lontana dal centro storico di Amatrice (S5 e S4 bis), per la quale si raggiungono anche 20 m di spessore.



Figura 7: Foto del materiale in cassetta – Unità UG1.

Per l'unità geotecnica in esame sono stati prelevati campioni (7 indisturbati e 5 rimaneggiati) su cui sono state eseguite determinazioni di laboratorio. Si riportano di seguito i risultati principali.

Dalle analisi granulometriche si ottiene:

- ghiaia compresa fra 2.7 e 15.6 % (media 6.9%);
- sabbia compresa fra 2.9 e 20.5 % (media 12.7%);
- limo compreso fra 42.6 e 58.2 % (media 49.4%);
- argilla compresa fra 21.2 e 43.1 % (media 30.6%).

Per quanto sopra elencato, l'unità **UG1** è classificabile mediamente come **Limo con argilla**. La distribuzione delle varie frazioni con la profondità è mostrata nell'immagine sottostante:

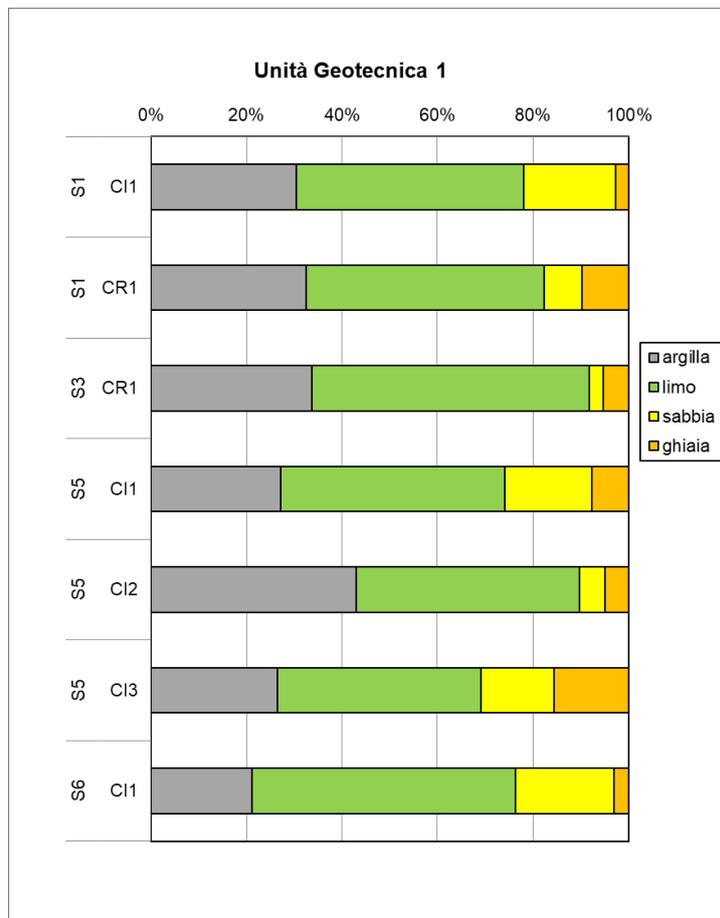


Figura 8: Analisi granulometrica per ciascuno dei campioni lavorati – Unità UG1.

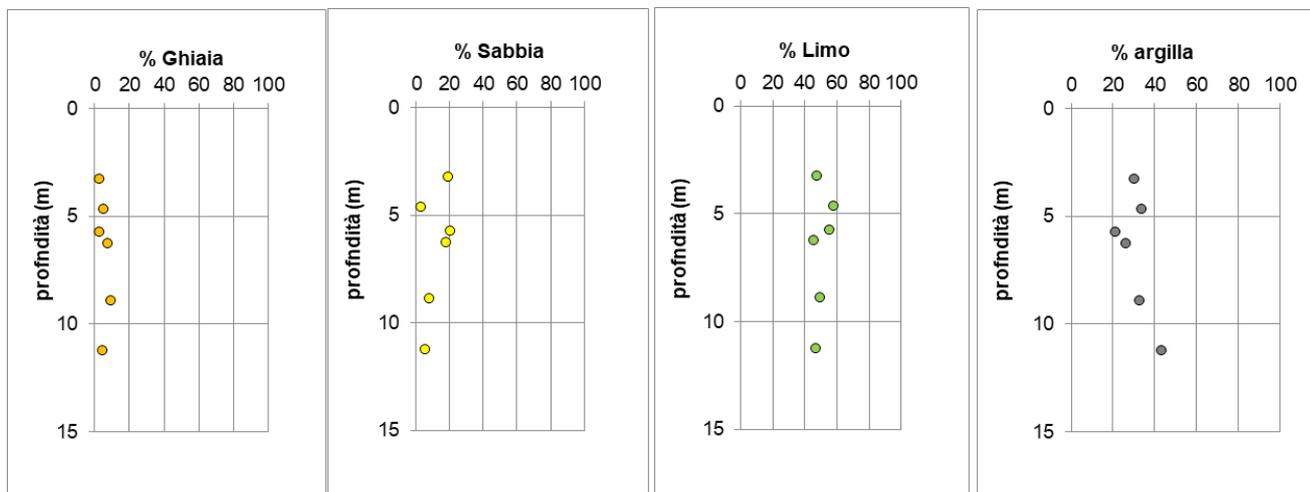


Figura 9: Distribuzione granulometrica con la profondità del campione – Unità UG1.

Il peso specifico dei grani è risultato compreso tra 24.9 e 27 kN/m³ (media 26.3 kN/m³), mentre il peso dell'unità di volume, determinato sui campioni indisturbati, è risultato compreso tra 16 e 20.9 KN/m³ (media 19 kN/m³).

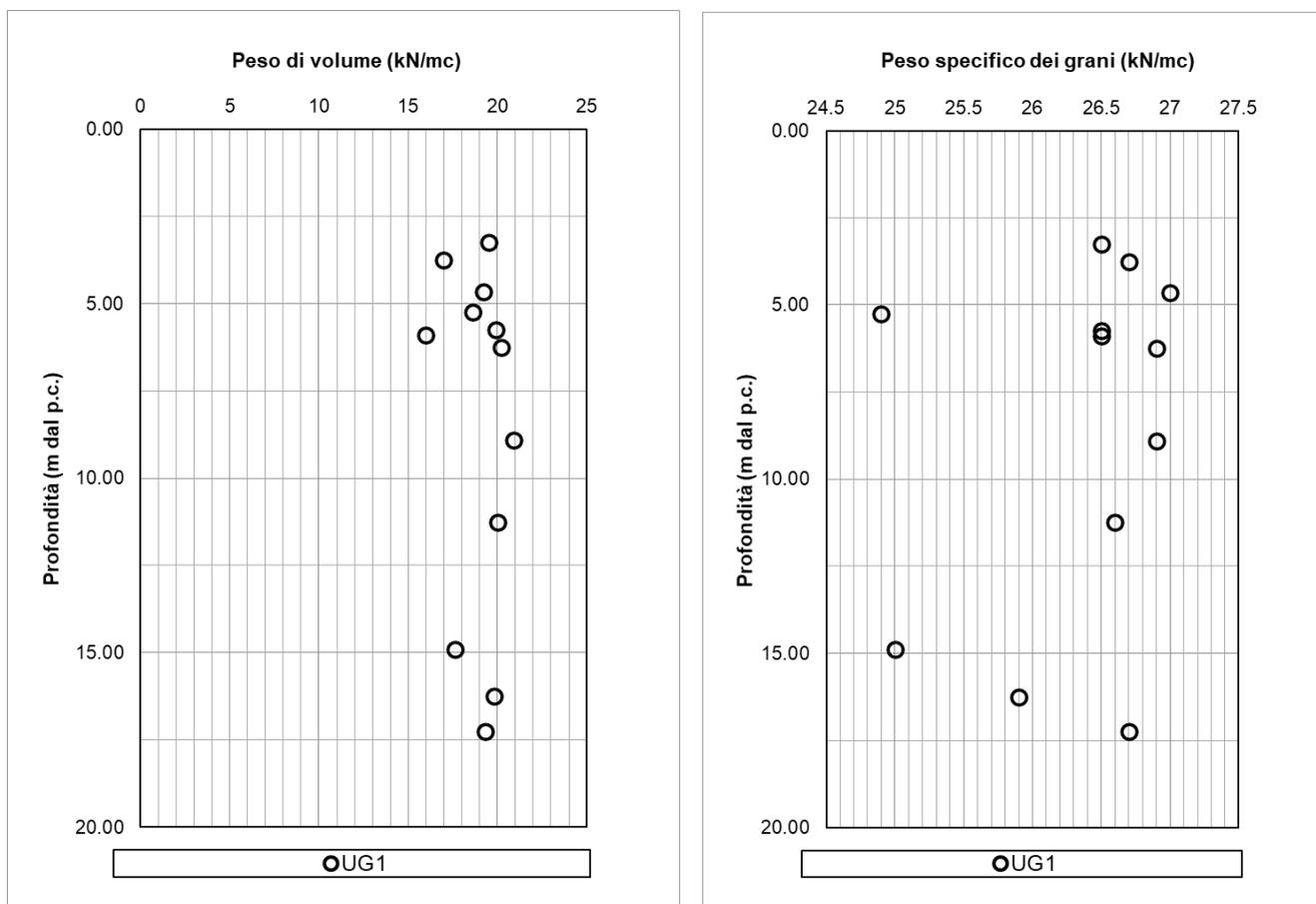


Figura 10: peso dell'unità di volume (γ) e peso specifico dei grani (γ_s) al variare della profondità da p.c. – Unità UG1.

Il limite liquido è compreso tra 32.8 e 43.8% (media 38.6%), il limite plastico tra 19.9 e 25.4% (media 21.97%), l'indice plastico tra 8 e 20.4% (media 16.62%).

In base alla carta di plasticità i campioni dell'unità UG1 sono per la maggior parte classificabili come "Argille di media plasticità". Il valore medio dell'indice di consistenza I_c è risultato superiore all'unità (1.39) e pertanto la consistenza del materiale è generalmente solida.

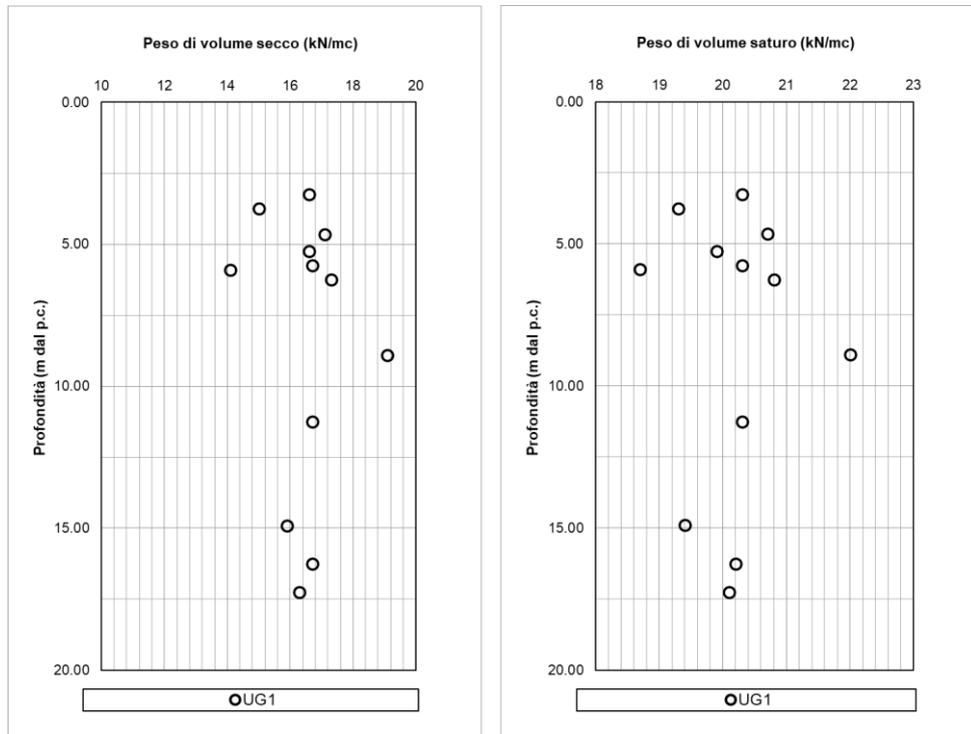


Figura 11: Peso di volume secco (γ_d) e Peso del volume saturo (γ_{sat}) – Unità UG1.

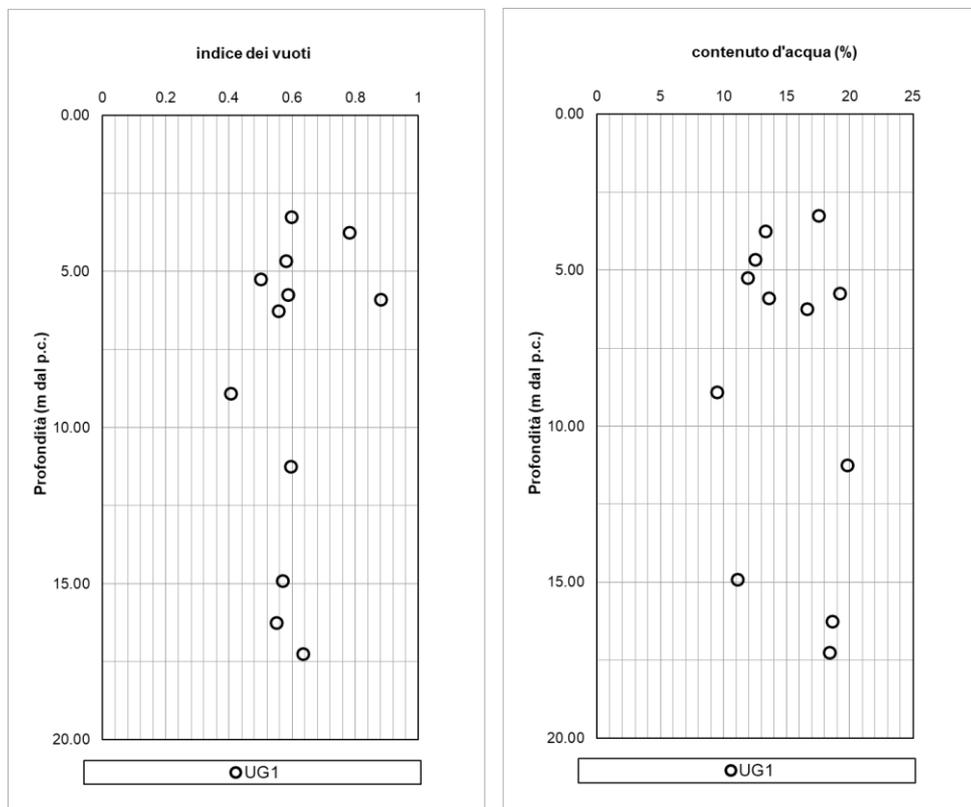


Figura 12: indice dei vuoti e contenuto d'acqua – Unità UG1.

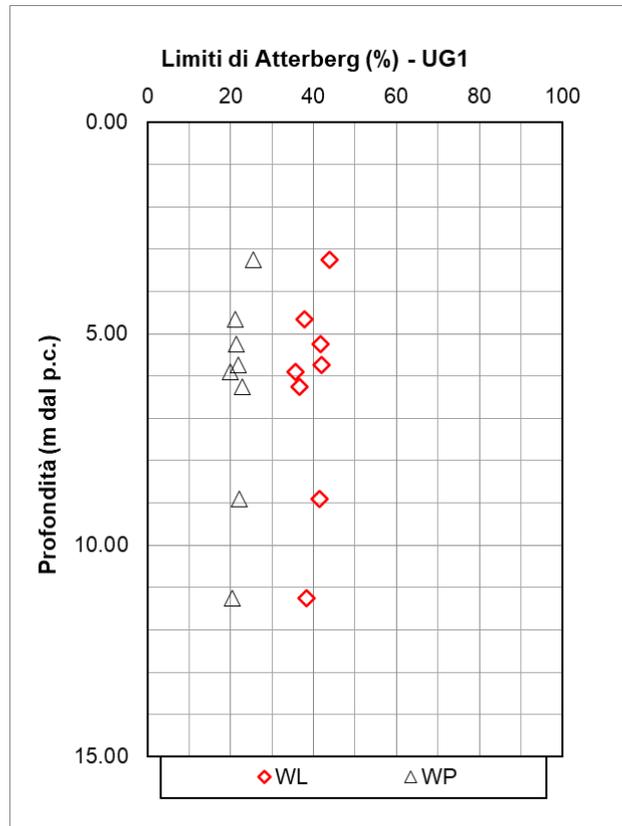


Figura 13: Limiti di Atterberg al variare della profondità dal piano campagna – Unità UG1.

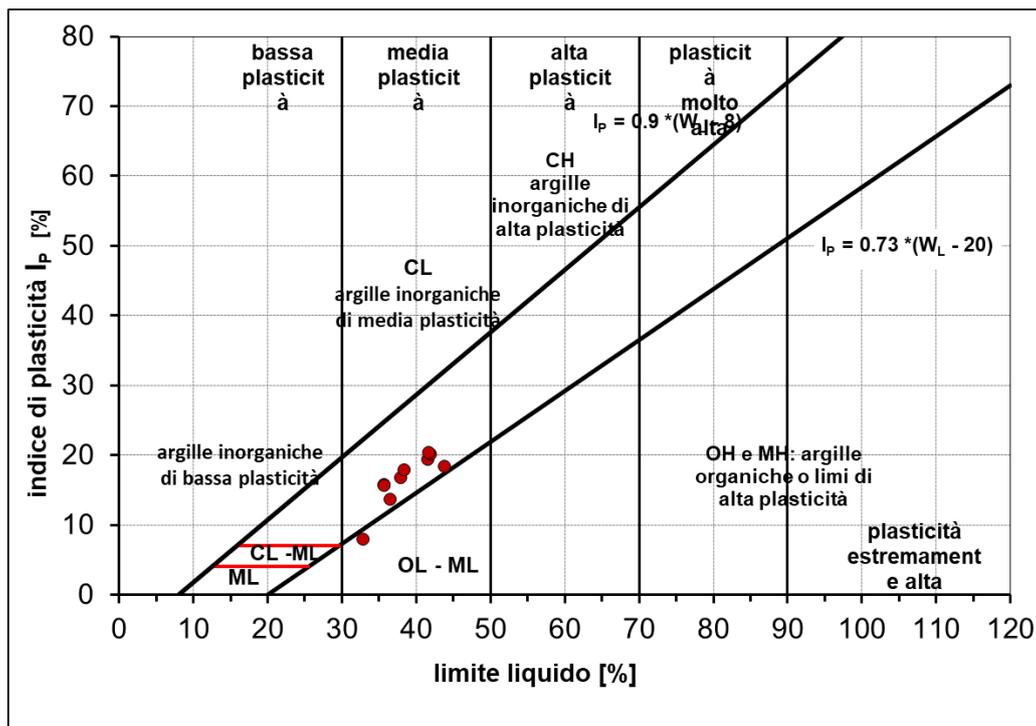


Figura 14: Carta di plasticità di Casagrande – Unità UG1.

9.1.2.2 PARAMETRI DI RESISTENZA AL TAGLIO

Sui campioni presenti all'interno dell'unità, sono state eseguite prove di laboratorio volte a determinare i parametri di resistenza al taglio. I risultati di queste prove sono di seguito riassunti.

I parametri di resistenza efficaci di picco sono stati misurati per mezzo di prove di taglio diretto effettuate su tutti i campioni:

$c'_p = 6.1 \div 63.1$ kPa (media 31 kPa) coesione drenata

$\phi'_p = 14.5 \div 34$ ° (media 24°) angolo di resistenza al taglio

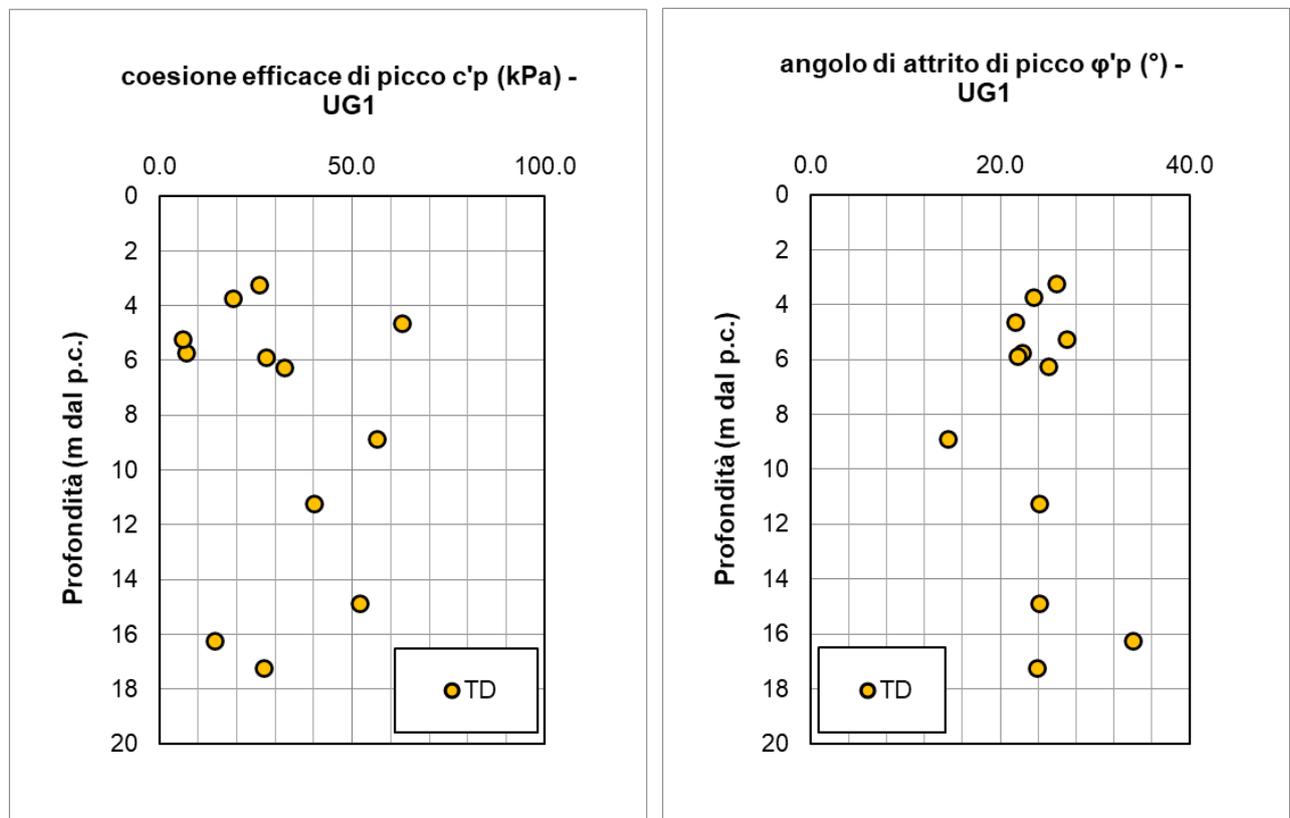


Figura 15: Coesione efficace di picco (c'_p), angolo di resistenza al taglio di picco (ϕ'_p) al variare della profondità da p.c. – Unità UG1.

Su alcuni campioni sono stati misurati anche i parametri di resistenza efficaci residui per mezzo di prove di taglio dopo 5 cicli:

$c'_{cv} = 0.4 \div 2.2$ kPa (media 1 kPa) coesione drenata residua

$\phi'_{cv} = 18.8 \div 26.3$ ° (media 20.8°) angolo di resistenza al taglio residuo

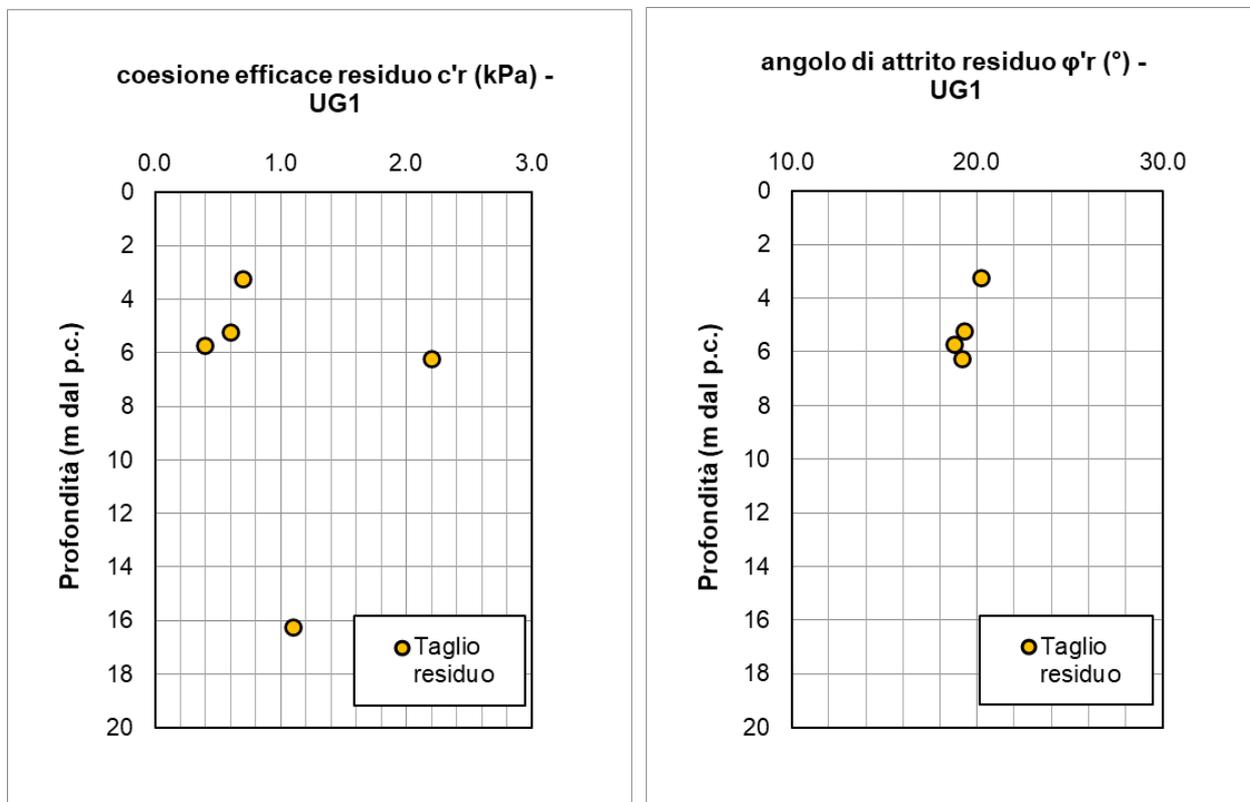


Figura 16: Coesione efficace residua (c'_{cv}), angolo di resistenza al taglio residuo (ϕ'_{cv}) al variare della profondità da p.c. – Unità UG1.

Ai fini della caratterizzazione geotecnica dell'unità, sono stati considerati i risultati associati ai campioni rappresentativi delle reali condizioni in sito. Per tale ragione, sono stati attribuiti i seguenti parametri di resistenza efficaci:

$c'_p = 15 \div 30$ kPa	coesione drenata di picco
$\phi'_p = 22 \div 25$ °	angolo di resistenza al taglio di picco
$c'_{cv} = 0$ kPa	coesione drenata residua
$\phi'_{cv} = 18 \div 20$ °	angolo di resistenza al taglio residuo

La resistenza in condizioni non drenate c_u è stata ottenuta dall'elaborazione delle prove penetrometriche dinamiche SPT con le correlazioni empiriche in precedenza esplicitate e dai risultati provenienti dalle prove Vane Test e Pocket Penetrometer Test effettuate sulle carote in sito e sui campioni in laboratorio.

Dall'analisi dei risultati di seguito riportati, i valori della c_u sono compresi tra i 50 kPa e 250 kPa, tuttavia, i numeri più alti possono essere associati alle intercalazioni di arenarie presenti all'interno di questa unità; pertanto, si attribuiscono valori della c_u compresi tra 50kPa e 100kPa.

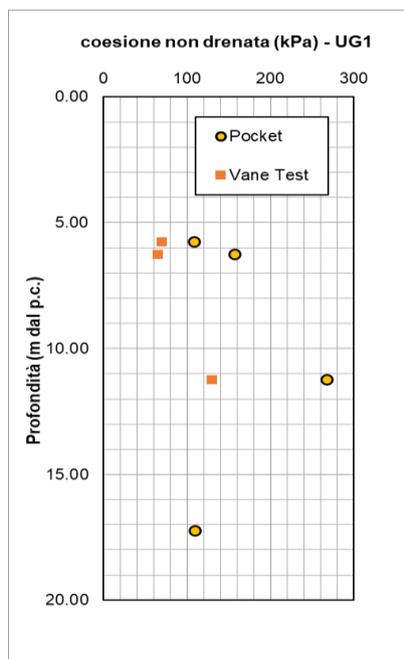


Figura 17: Coesione non drenata (c_u) al variare della profondità da p.c. da prove Pocket Penetrometer Test e Vane Test su campioni di laboratorio – Unità UG1.

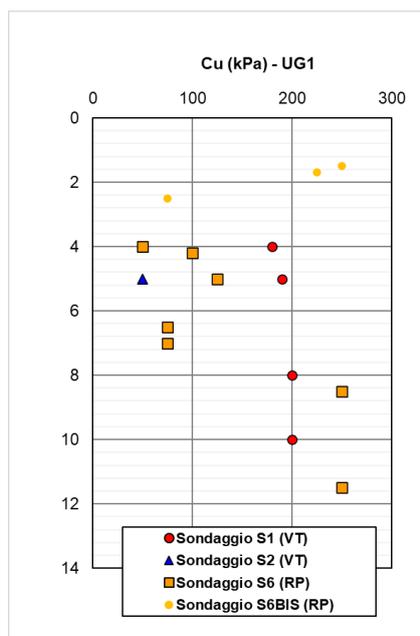


Figura 18: Coesione non drenata (c_u) al variare della profondità da p.c. da prove Pocket Penetrometer Test e Vane Test su carote in sito – Unità UG1.

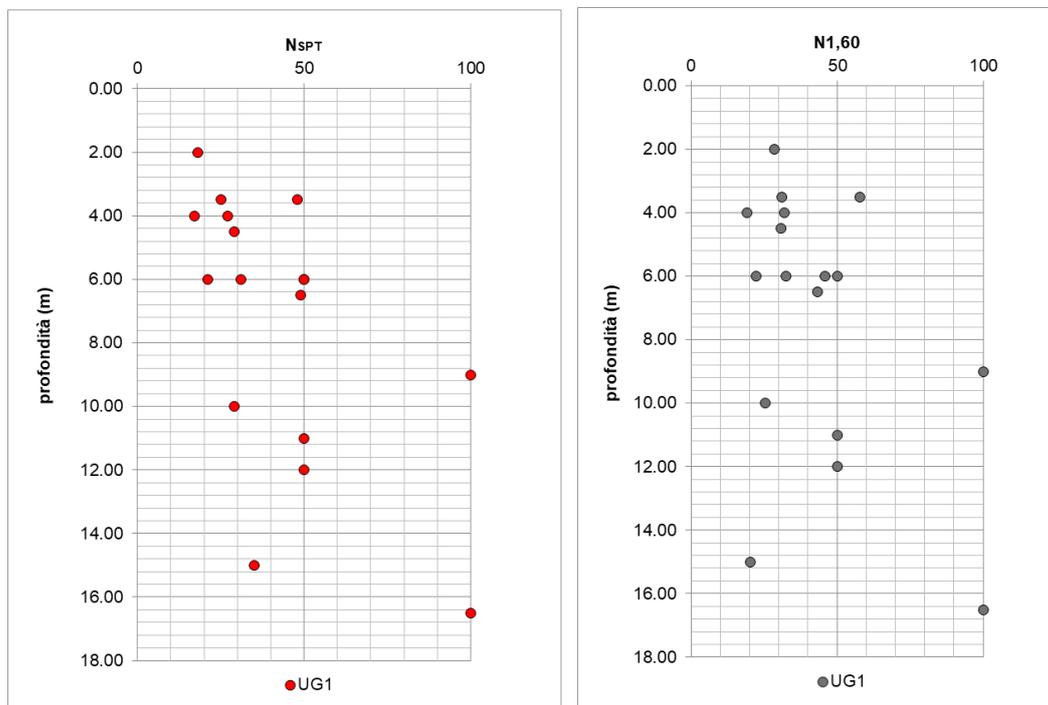


Figura 19: Valori del numero di colpi N_{SPT} al variare della profondità da p.c. – Unità UG1 [alle prove “a rifiuto” è stato assegnato un numero di colpi pari a 50 se N₁>50 prima di 15cm, 100 se N₂+N₃>100 prima di 30cm].

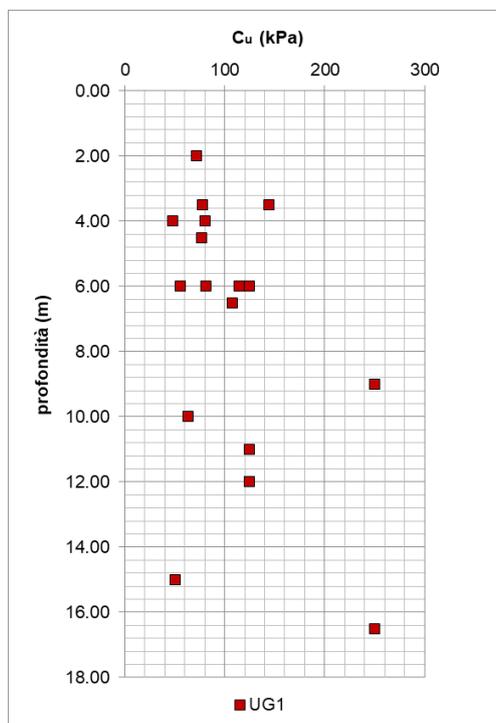


Figura 20: Coesione non drenata stimata da prove penetrometriche dinamiche SPT mediante la correlazione di Shoioi & Fukui (1982) al variare della profondità – Unità UG1.

1.1.4.3 PARAMETRI DI DEFORMABILITÀ E CONSOLIDAZIONE

I parametri di deformabilità sono stati stimati a partire dai risultati delle indagini sismiche MASW. Si riportano di seguito i risultati.

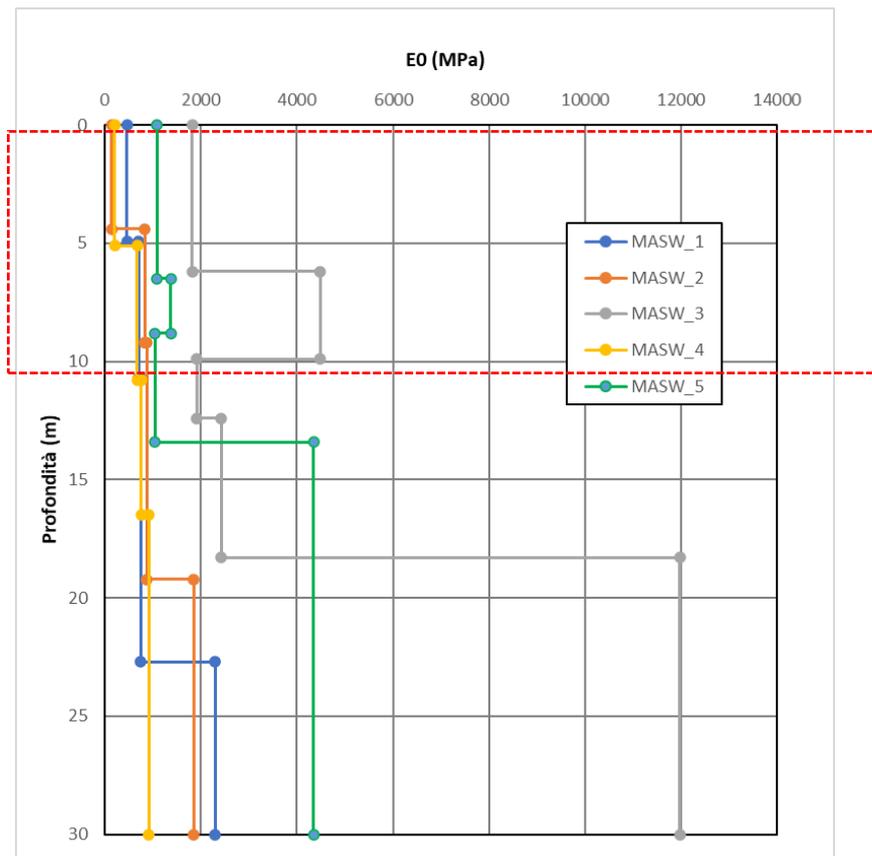


Figura 21: Modulo dinamico E_0 variare della profondità da p.c. da prove geofisiche – Unità UG1 (profondità di interesse nel riquadro rosso).

9.1.2.3 UNITÀ UG1 – SINTESI PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO

Di seguito si sintetizzano i valori di riferimento dei parametri meccanici dell'unità desunti dalla caratterizzazione generale dell'unità UG1 – Limi con Argilla:

- $\gamma = 19-20 \text{ kN/m}^3$
- $c'_p = 15-30 \text{ kPa}$
- $\phi'_p = 22^\circ - 25^\circ$

- $c'_{cv} = 0$ kPa
- $\phi'_{cv} = 18^\circ - 20^\circ$
- $c_u = 50-100$ kPa
- $E_0 = 400- 700$ Mpa

9.1.3 UNITÀ UG2

9.1.3.1 IDENTIFICAZIONE

Successione terrigena torbidityta facente parte di quella che viene indicata in letteratura come "Formazione della Laga", di colore grigiastro. Tale unità geotecnica ha uno spessore che varia da circa 8.5 m a 15 m e può essere suddivisa in due sottounità UG2a e UG2b in base alle facies individuate. Nello specifico, l'unità UG2b presenta una natura meno coesiva rispetto all'unità UG2a e dunque tendenzialmente incoerente.



Figura 22: Foto del materiale in cassetta – Unità UG2a.



Figura 23: Foto del materiale in cassetta – Unità UG2b.

Per l'unità geotecnica UG2a sono stati prelevati campioni rimaneggiati su cui sono state eseguite determinazioni di laboratorio. Si riportano di seguito i risultati principali.

Dalle analisi granulometriche si ottiene:

- ghiaia compresa fra 8 e 29 % (media 18.9%);
- sabbia compresa fra 4.4 e 19.5 % (media 11.7%);
- limo compreso fra 37.8 e 56.1 % (media 45.3%);
- argilla compresa fra 18.9 e 31.5 % (media 24.1%).

Per quanto sopra elencato, l'unità **UG2a** è classificabile mediamente come **Limo argilloso**.

La distribuzione delle varie frazioni con la profondità è mostrata nell'immagine sottostante.

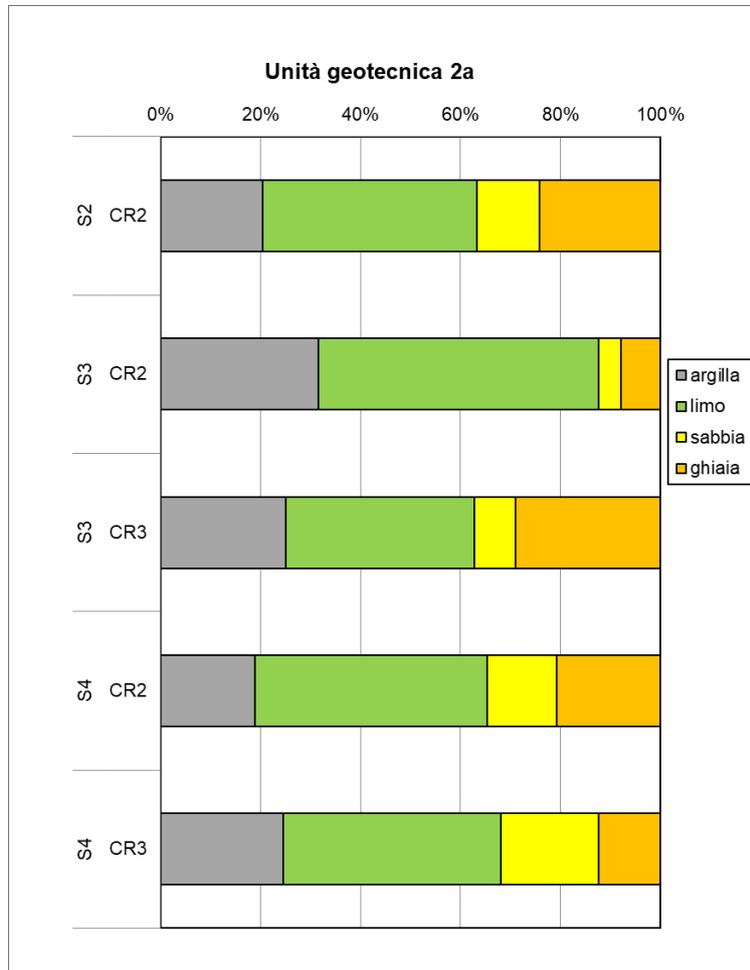


Figura 24: Analisi granulometrica per ciascuno dei campioni lavorati – Unità UG2a.

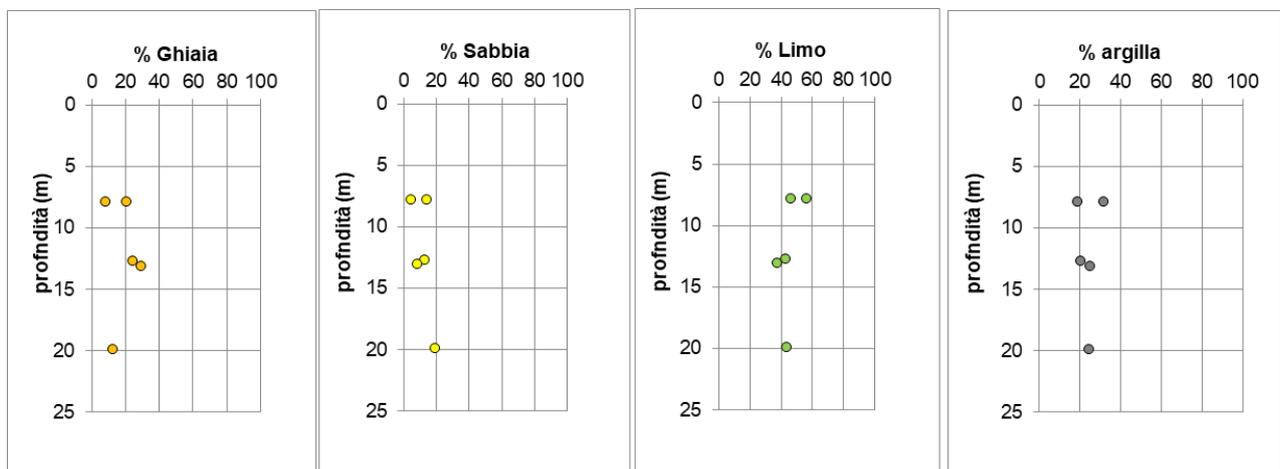


Figura 25: Distribuzione granulometrica con la profondità del campione – Unità UG2a.

Il peso specifico dei grani è risultato compreso tra 26.5 e 27.1 kN/m³ (media 26.7 kN/m³), mentre il peso dell'unità di volume, determinato sui campioni indisturbati, è risultato compreso tra 19.8 e 22.6 KN/m³ (media 20.6 kN/m³).

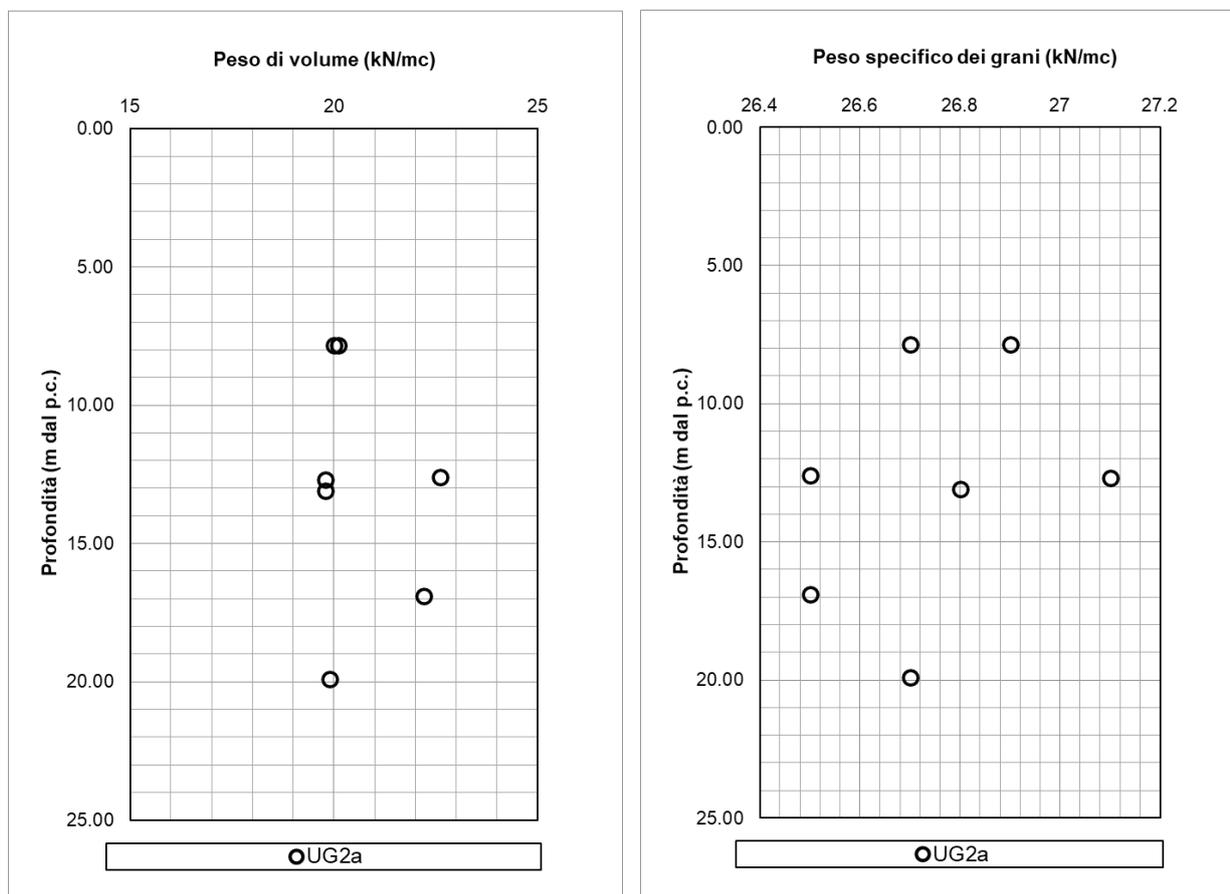


Figura 26: peso dell'unità di volume (γ) e peso specifico dei grani (γ_s) al variare della profondità da p.c. – Unità UG2a.

Il limite liquido è compreso tra 28.3 e 39.1% (media 34.6%), il limite plastico tra 15.7 e 19.9% (media 18.4%), l'indice plastico tra 12.6 e 20% (media 16.2%).

In base alla carta di plasticità i campioni dell'unità UG2a sono per la maggior parte classificabili come "Argille di media plasticità". Il valore medio dell'indice di consistenza I_c è risultato superiore all'unità (1.7) e pertanto la consistenza del materiale è generalmente solida.

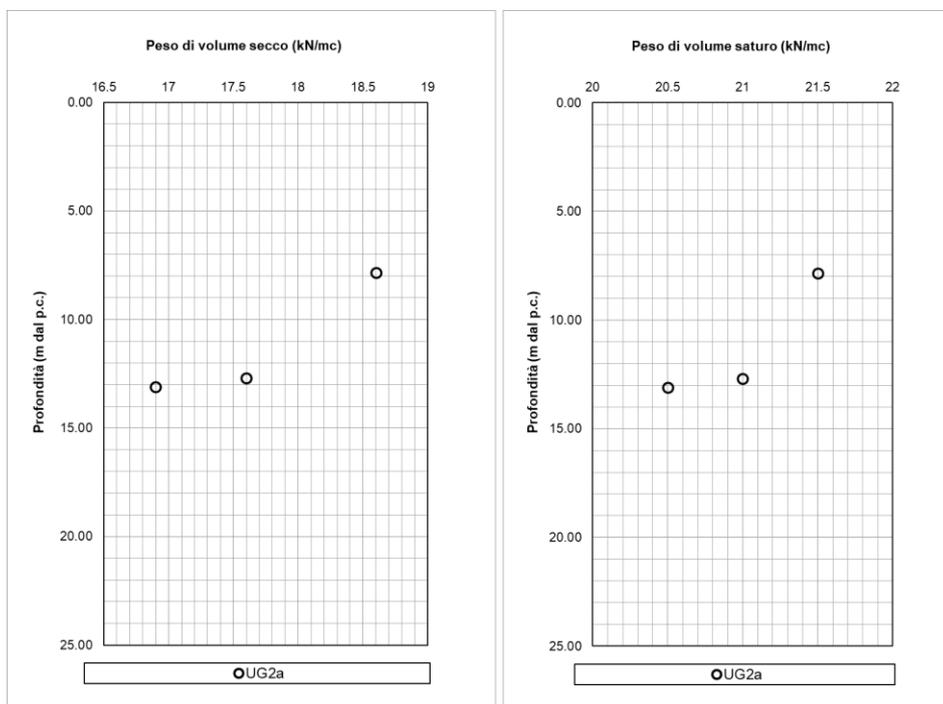


Figura 27: Peso di volume secco (γ_d) e Peso del volume saturo (γ_{sat}) – Unità UG2a.

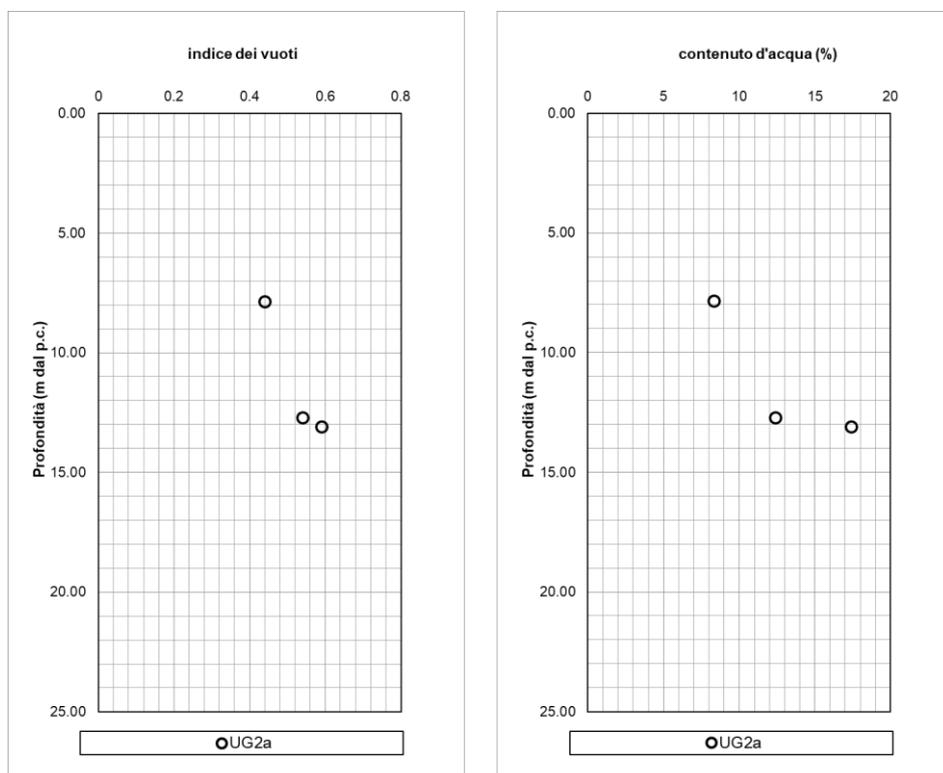


Figura 28: indice dei vuoti e contenuto d'acqua – Unità UG2a.

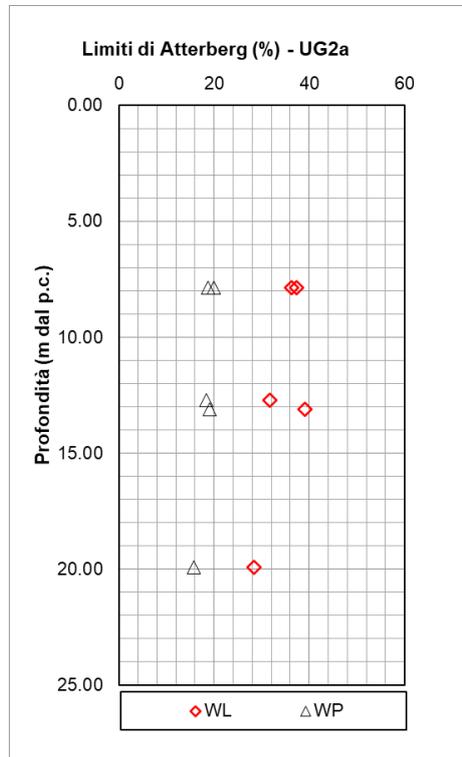


Figura 29: Limiti di Atterberg al variare della profondità dal piano campagna – Unità UG2a.

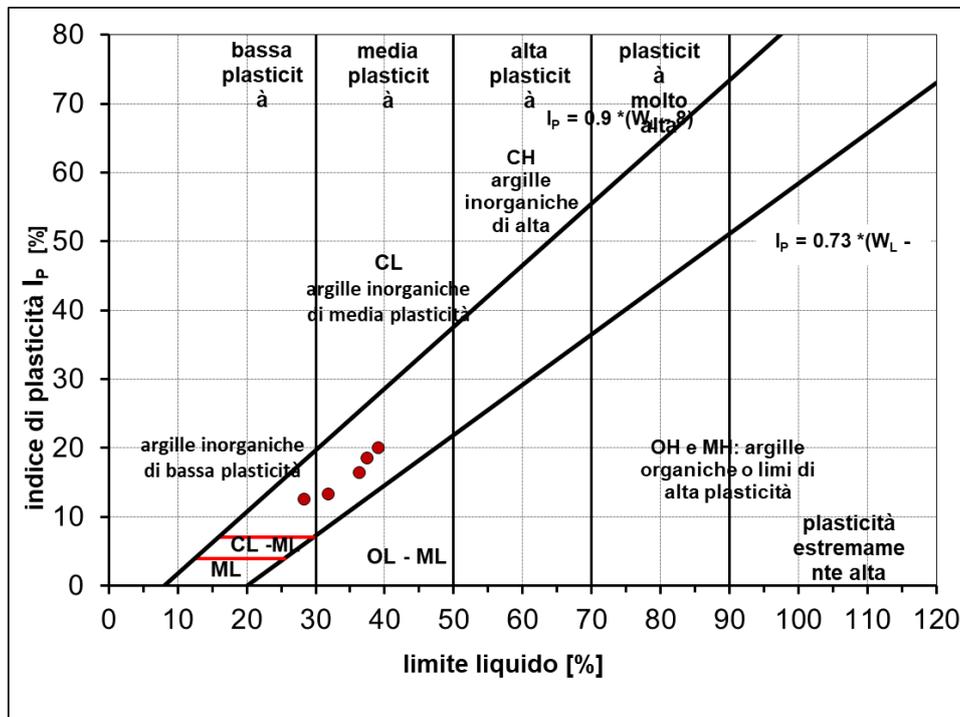


Figura 30: Carta di plasticità di Casagrande – Unità UG2a.

Per l'unità geotecnica UG2b sono stati prelevati campioni indisturbati su cui sono state eseguite determinazioni di laboratorio. Si riportano di seguito i risultati principali.

Dalle analisi granulometriche si ottiene:

- ghiaia compresa fra 17.8 e 33.3 % (media 25.9%);
- sabbia compresa fra 11.8 e 24 % (media 16.2%);
- limo compreso fra 20.6 e 48.6 % (media 37.1%);
- argilla compresa fra 18.5 e 22.1 % (media 20.8%).

Per quanto sopra elencato, l'unità **UG2b** è classificabile mediamente come **Limo con ghiaia**.

La distribuzione delle varie frazioni con la profondità è mostrata nell'immagine sottostante.

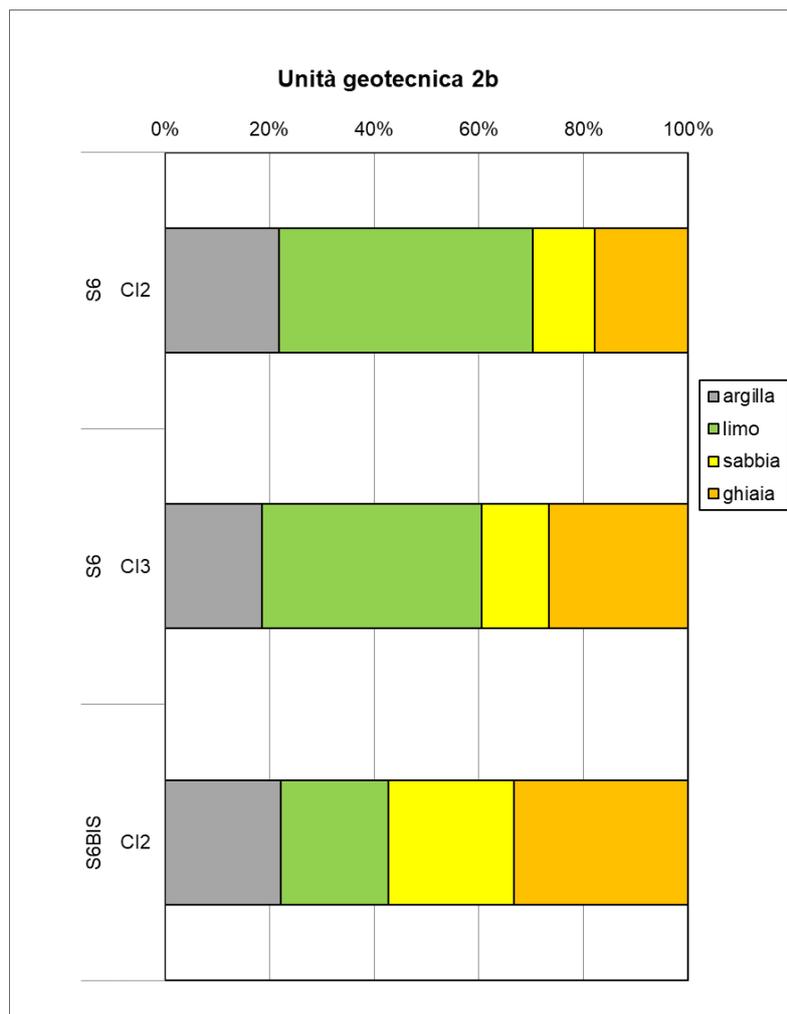


Figura 31: Analisi granulometrica per ciascuno dei campioni lavorati – Unità UG2b.

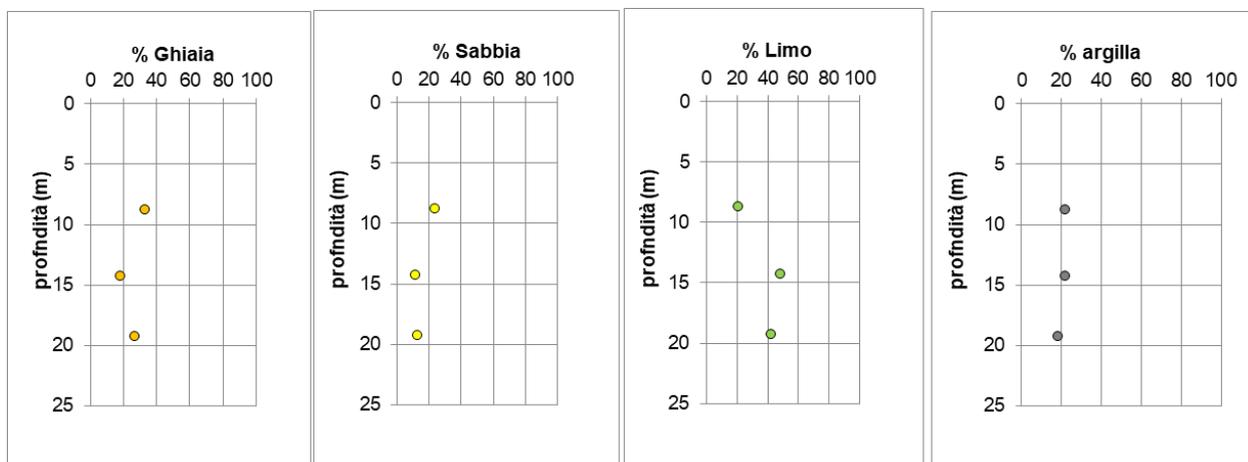


Figura 32: Distribuzione granulometrica con la profondità del campione – Unità UG2b.

Il peso specifico dei grani è risultato compreso tra 26.5 e 27 kN/m³ (media 26.8 kN/m³), mentre il peso dell'unità di volume, determinato sui campioni indisturbati, è risultato compreso tra 19.2 e 20.5 kN/m³ (media 20 kN/m³).

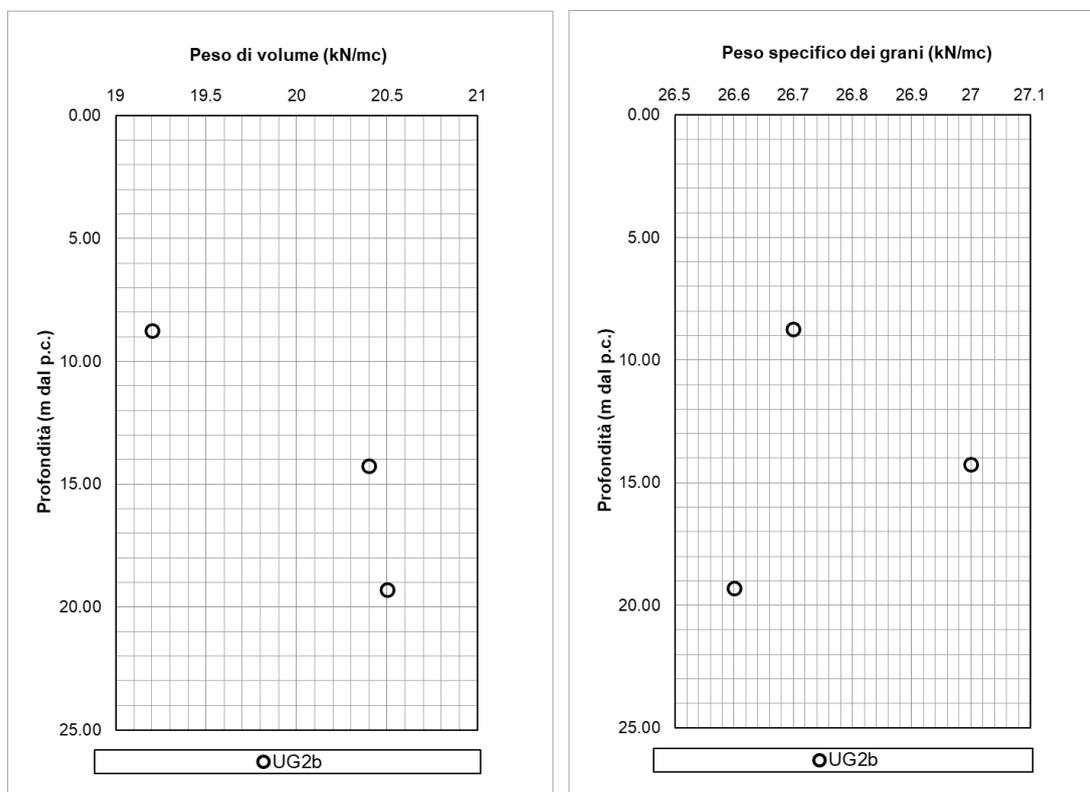


Figura 33: peso dell'unità di volume (γ) e peso specifico dei grani (γ_s) al variare della profondità da p.c. – Unità UG2b.

Il limite liquido è compreso tra 30.4 e 32.7% (media 31.6%), il limite plastico tra 17.2 e 17.5% (media 17.3%), l'indice plastico tra 13.2 e 15.4% (media 14.3%).

In base alla carta di plasticità i campioni dell'unità UG2b sono per la maggior parte classificabili come "Argille di media plasticità". Il valore medio dell'indice di consistenza I_c è risultato superiore all'unità (1.22) e pertanto la consistenza del materiale è generalmente solida.

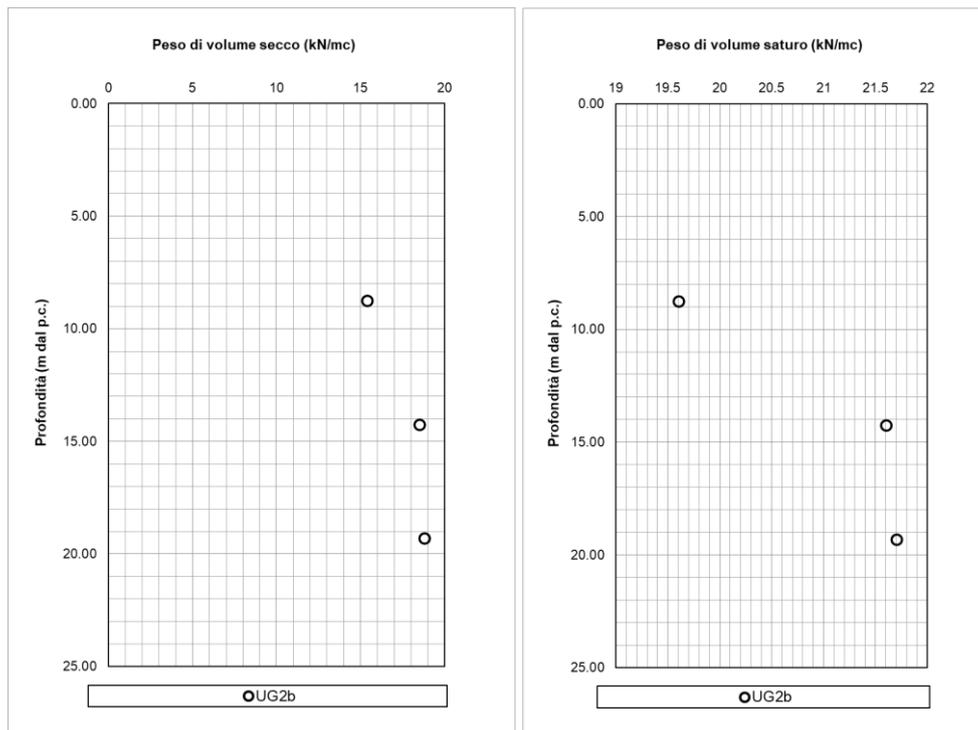


Figura 34: Peso di volume secco (γ_d) e Peso del volume saturo (γ_{sat}) – Unità UG2b.

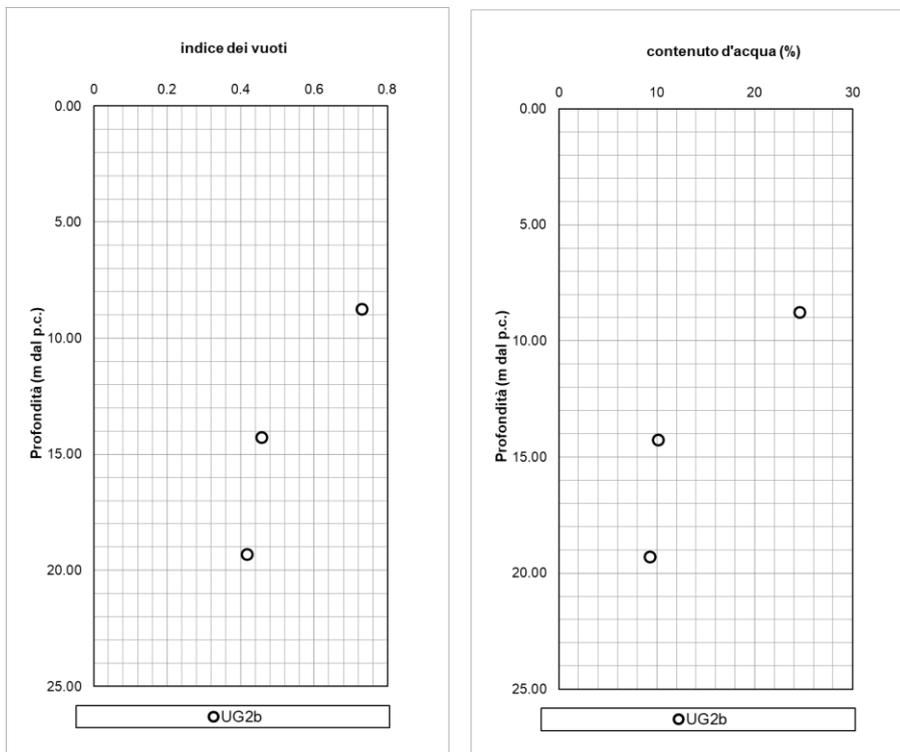


Figura 35: indice dei vuoti e contenuto d'acqua – Unità UG2b.

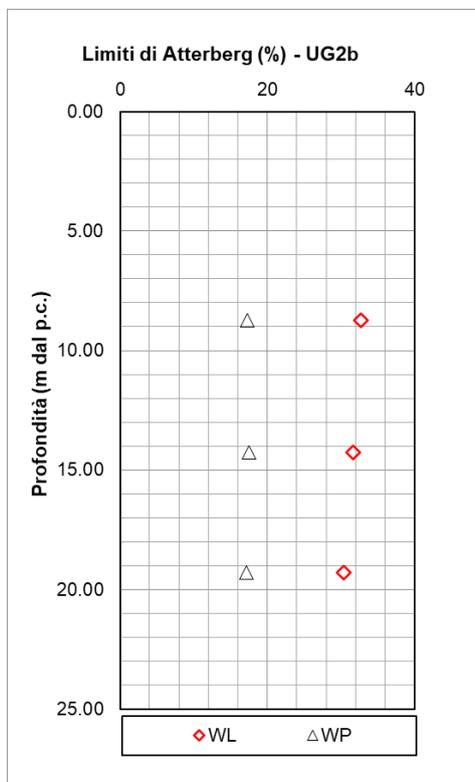


Figura 36: Limiti di Atterberg al variare della profondità dal piano campagna – Unità UG2b.

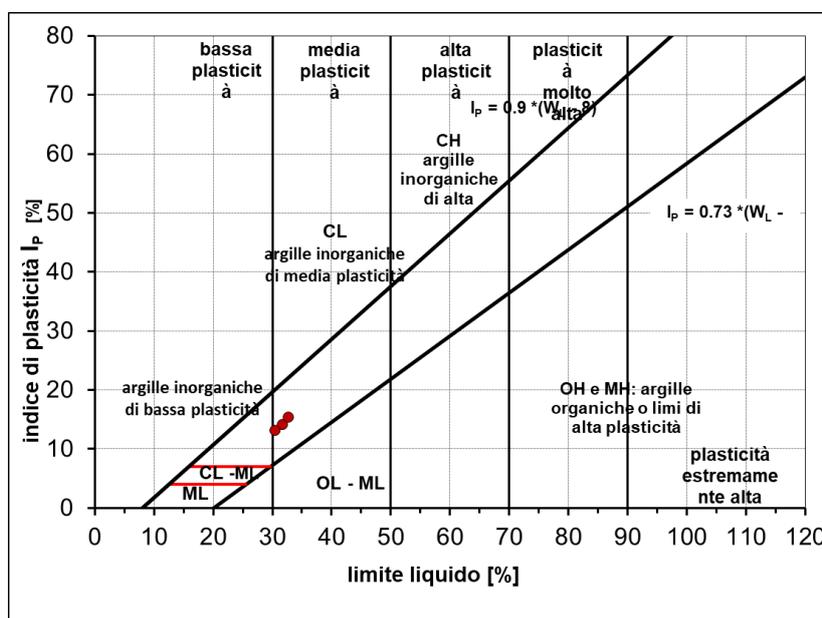


Figura 37: Carta di plasticità di Casagrande – Unità UG2b.

9.1.3.2 PARAMETRI DI RESISTENZA AL TAGLIO

Su alcuni campioni appartenenti all'unità in esame sono state eseguite prove di laboratorio volte a determinare i parametri di resistenza al taglio.

Per la determinazione dei parametri efficaci, sono state eseguite delle prove di taglio diretto. I risultati sono di seguito riassunti.

UG2a

$c'_p = 59.1 \div 69.2$ kPa coesione drenata

$\varphi'_p = 21.8 \div 23.7$ ° angolo di resistenza al taglio

UG2b

$c'_p = 9.4 \div 30.2$ kPa coesione drenata

$\varphi'_p = 31.9 \div 33.6$ ° angolo di resistenza al taglio

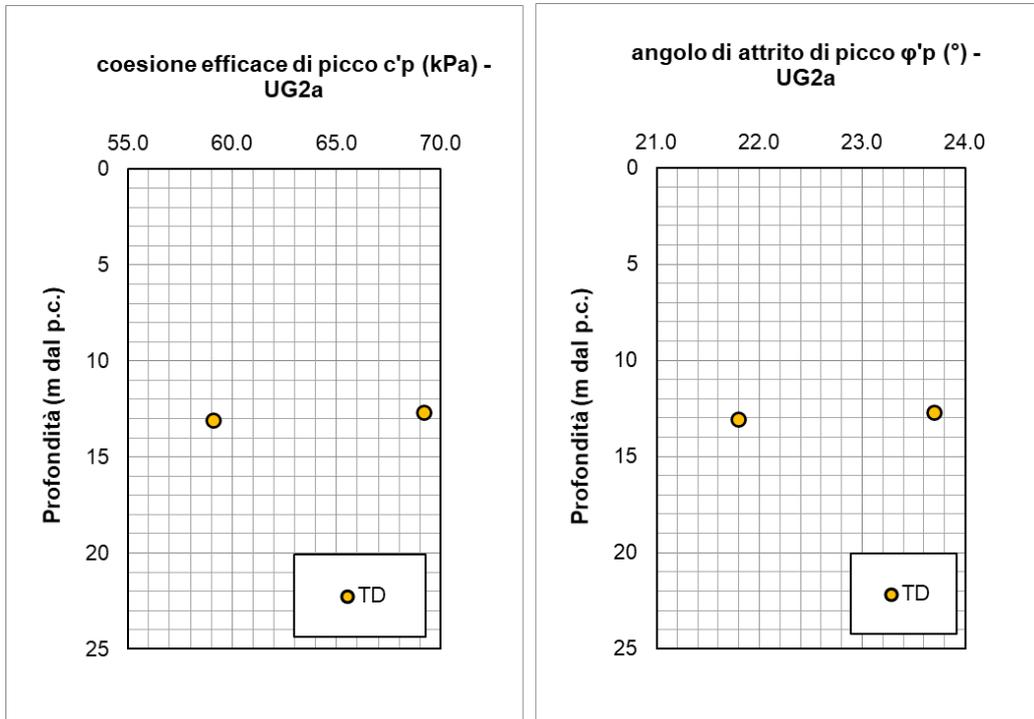


Figura 38: Coesione efficace di picco (c'_p), angolo di resistenza al taglio di picco (ϕ'_p) al variare della profondità da p.c. – Unità UG2a.

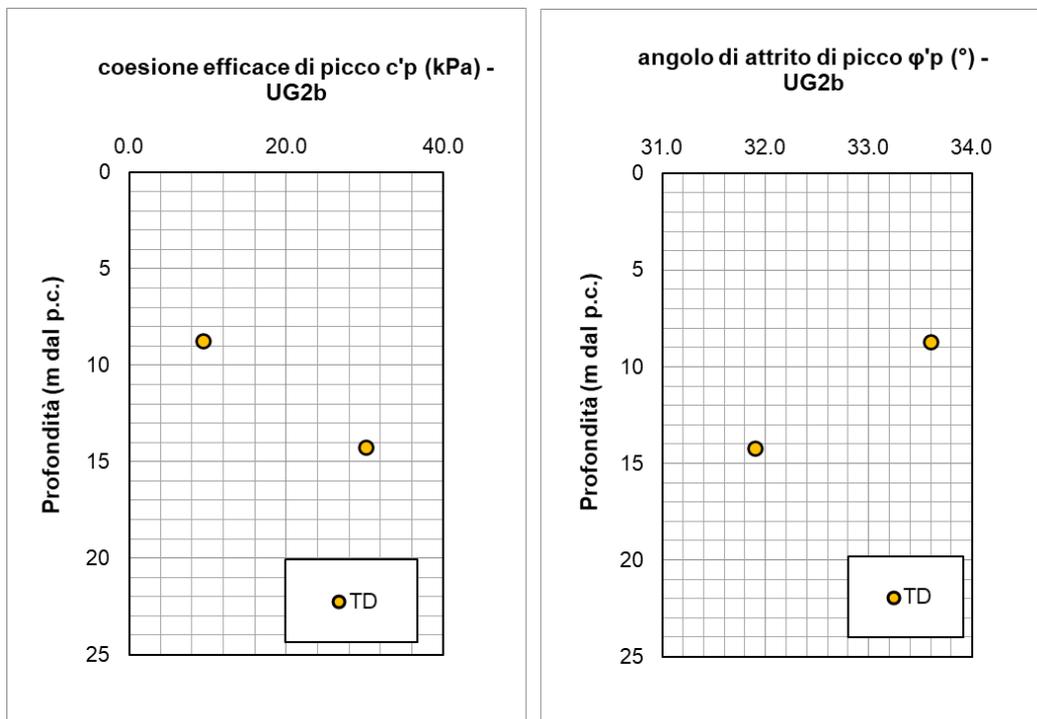


Figura 39: Coesione efficace di picco (c'_p), angolo di resistenza al taglio di picco (ϕ'_p) al variare della profondità da p.c. – Unità UG2b.

Per quanto concerne la coesione efficace, i campioni di laboratorio non rappresentano le reali condizioni in sito in quanto più asciutti e compatti; per tale ragione sono stati presi valori più bassi.

Su alcuni campioni sono stati misurati anche i parametri di resistenza efficaci residui per mezzo di prove di taglio diretto dopo 5 cicli e taglio torsionale. Si riportano di seguito i risultati.

UG2a

$c'_{cv} = 0$ kPa coesione drenata residua da taglio torsionale

$\varphi'_{cv} = 16.9$ ° angolo di resistenza al taglio residuo da taglio torsionale

UG2b

$c'_{cv} = 0.7 \div 0.9$ kPa coesione drenata residua da taglio diretto dopo 5 cicli

$\varphi'_{cv} = 26.2 \div 27.8$ ° angolo di resistenza al taglio residuo da taglio diretto dopo 5 cicli

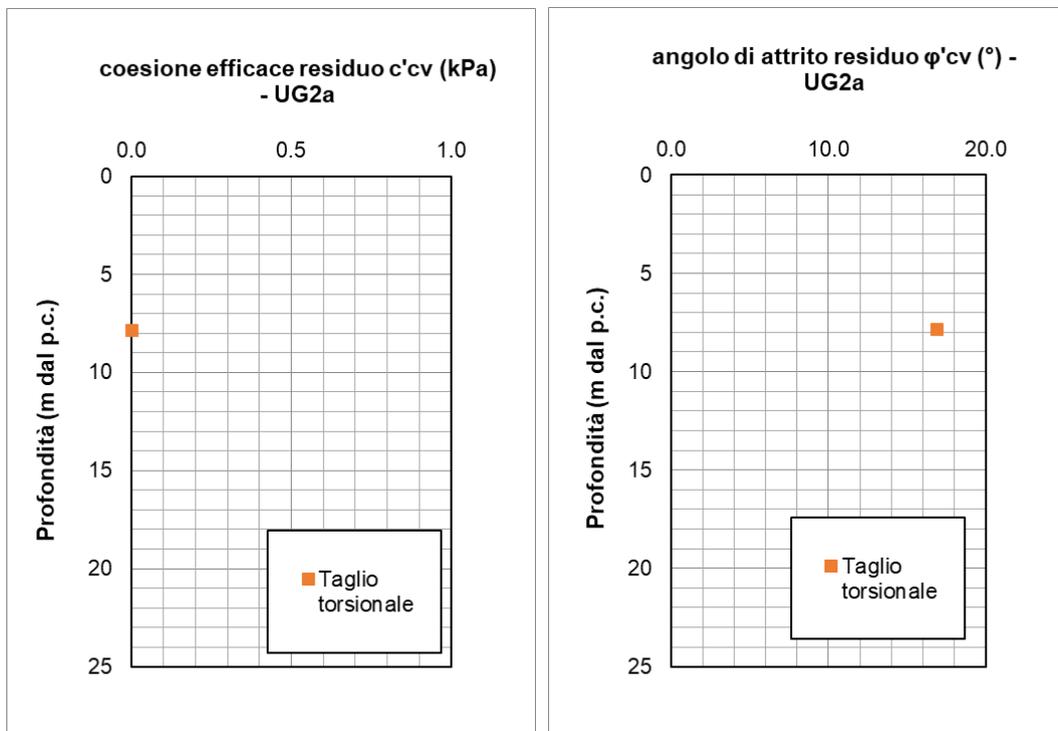


Figura 40: Coesione efficace residua (c'_{cv}), angolo di resistenza al taglio residuo (φ'_{cv}) al variare della profondità da p.c. – Unità UG1a.

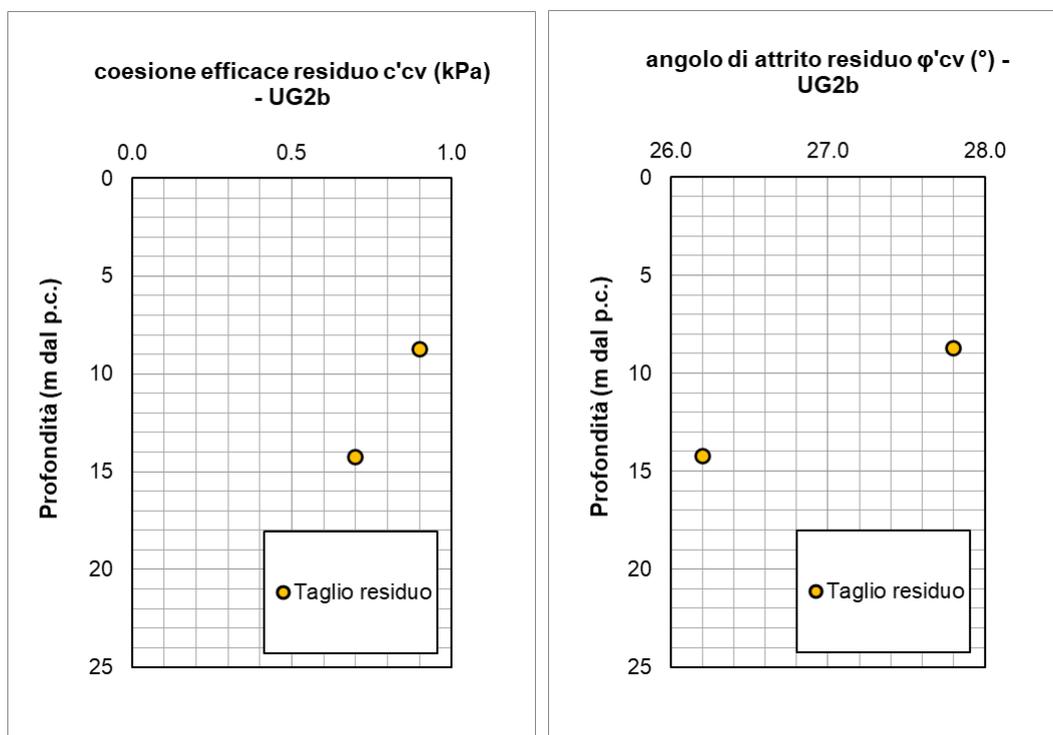


Figura 41: Coesione efficace residua (c'_{cv}), angolo di resistenza al taglio residuo (ϕ'_{cv}) al variare della profondità da p.c. – Unità UG1b.

Per quanto concerne la sottounità più coesiva (UG2a), la resistenza in condizioni non drenate c_u è stata ottenuta dall'elaborazione delle prove penetrometriche dinamiche SPT con le correlazioni empiriche in precedenza esplicitate e dai risultati provenienti dalle prove Vane Test e Pocket Penetrometer Test effettuate sulle carote in sito e sui campioni in laboratorio. Dall'analisi dei risultati di seguito riportati, si attribuiscono valori della c_u compresi tra 40kPa e 120kPa.

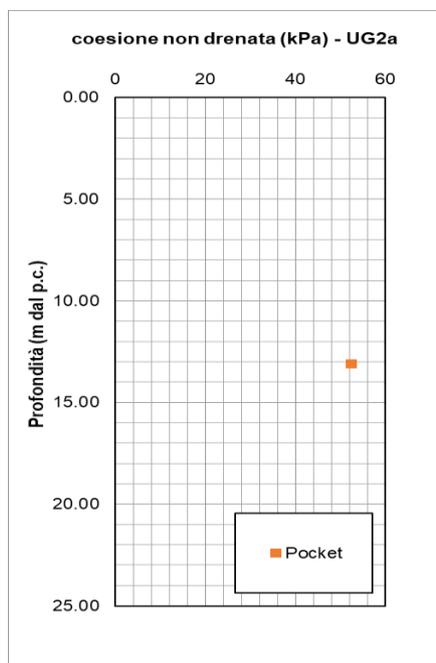


Figura 42: Coesione non drenata (c_u) al variare della profondità da p.c. da prove Pocket Penetrometer Test e Vane Test su campioni di laboratorio – Unità UG2a.

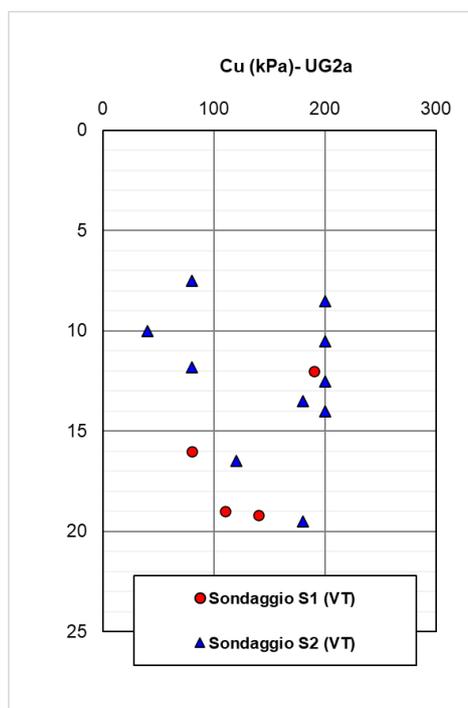


Figura 43: Coesione non drenata (c_u) al variare della profondità da p.c. da prove Vane Test su carote in sito – Unità UG2a.

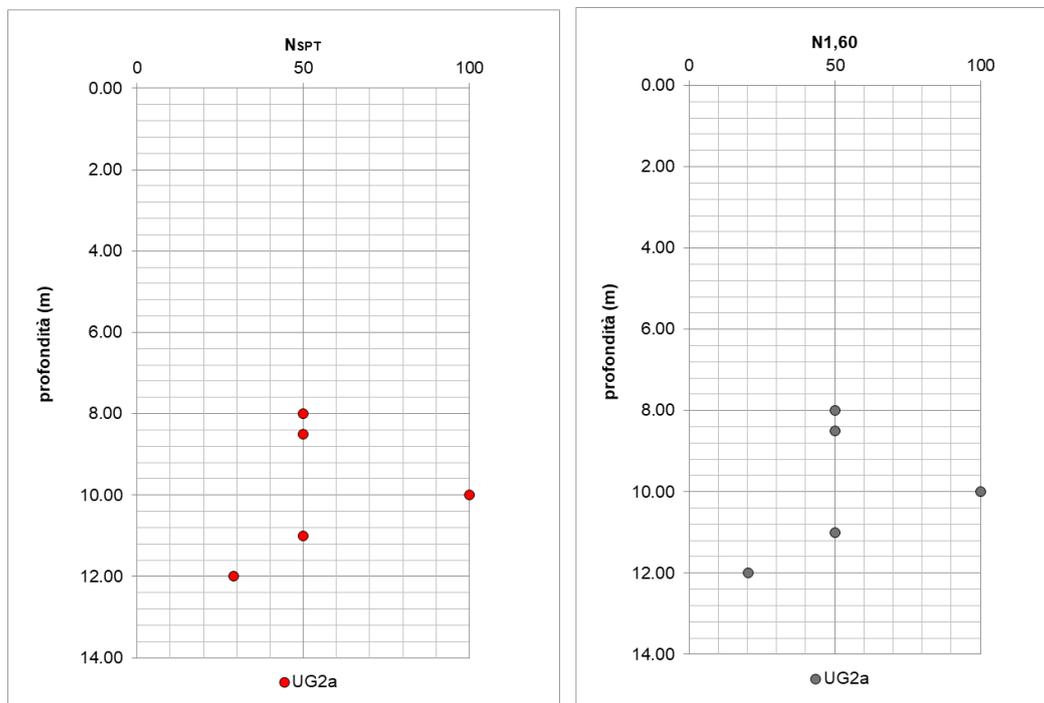


Figura 44: Valori del numero di colpi N_{SPT} al variare della profondità da p.c. – Unità UG2a [alle prove "a rifiuto" è stato assegnato un numero di colpi pari a 50 se $N_1 > 50$ prima di 15cm, 100 se $N_2 + N_3 > 100$ prima di 30cm].

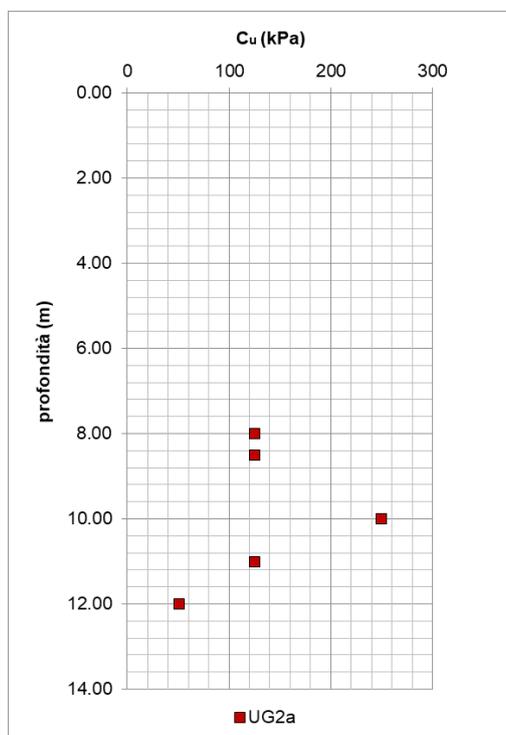


Figura 45: Coesione non drenata stimata da prove penetrometriche dinamiche SPT mediante la correlazione di Shoioi & Fukui (1982) al variare della profondità – Unità UG2a.

1.1.4.4 PARAMETRI DI DEFORMABILITÀ E CONSOLIDAZIONE

I parametri di deformabilità sono stati stimati a partire dai risultati delle indagini sismiche MASW. Si riportano di seguito i risultati.

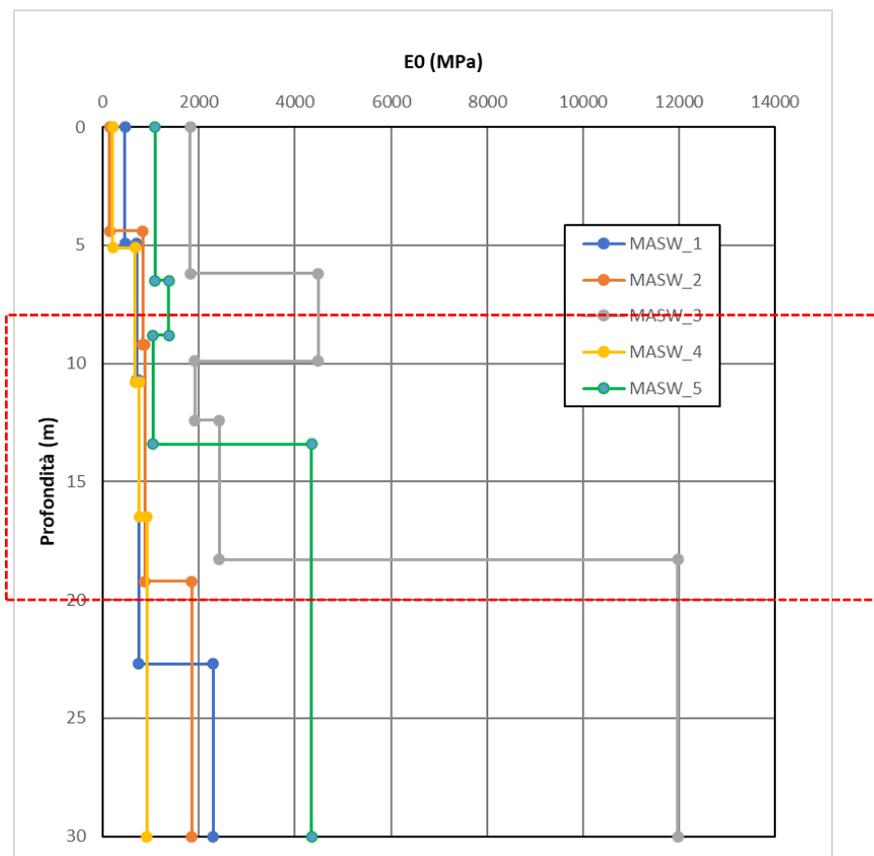


Figura 46: Modulo dinamico E_0 variare della profondità da p.c. da prove geofisiche – Unità UG2 (profondità di interesse nel riquadro rosso).

9.1.3.3 UNITÀ UG2 – SINTESI PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO

Di seguito si sintetizzano i valori di riferimento dei parametri meccanici dell'unità desunti dalla caratterizzazione generale dell'unità UG2:

UG2a

- $\gamma = 20-21 \text{ kN/m}^3$
- $c'_p = 30-35 \text{ kPa}$

UG2b

- $\gamma = 20-21 \text{ kN/m}^3$
- $c'_p = 5 -10 \text{ kPa}$

➤ $\varphi'_p = 22^\circ - 24^\circ$

➤ $c_u = 40 - 120 \text{ kPa}$

➤ $E_0 = 700 - 900 \text{ Mpa}$

$\varphi'_p = 30^\circ - 34^\circ$

$c'_{cv} = 0 \text{ kPa}$

$\varphi'_{cv} = 26^\circ - 28^\circ$

$E_0 = 700 - 900 \text{ Mpa}$

9.1.4 UNITÀ UG3 – ARENARIE E MARNE

Successione costituita da arenarie e marne in alternanza indicata in letteratura come "Formazione della Laga". Con tale unità si vuole caratterizzare le intercalazioni di pseudo-litoidi presenti sia nel substrato di base sia nella formazione più superficiale maggiormente pedogenizzata.



Figura 47: Foto del materiale in cassetta – Unità UG3 – S6bis.



Figura 48: Foto del materiale in cassetta – Unità UG3 – S4bis.

Per tale unità è stato determinato il peso di volume naturale e il peso specifico dei grani di quattro campioni; inoltre, sono state eseguite alcune prove di compressione uniassiale. Di seguito se ne riportano i risultati.

Il peso specifico dei grani è risultato compreso tra 26.3 e 27.1 kN/m³ (media 26.8 kN/m³), mentre il peso dell'unità di volume è risultato compreso tra 25.3 e 26 kN/m³ (media 25.6 kN/m³).

La resistenza a compressione eseguita in laboratorio su provini intatti è risultata compresa tra 50 e 150 MPa. Per classificare l'ammasso roccioso, tali valori vengono ridotti di un fattore 10.

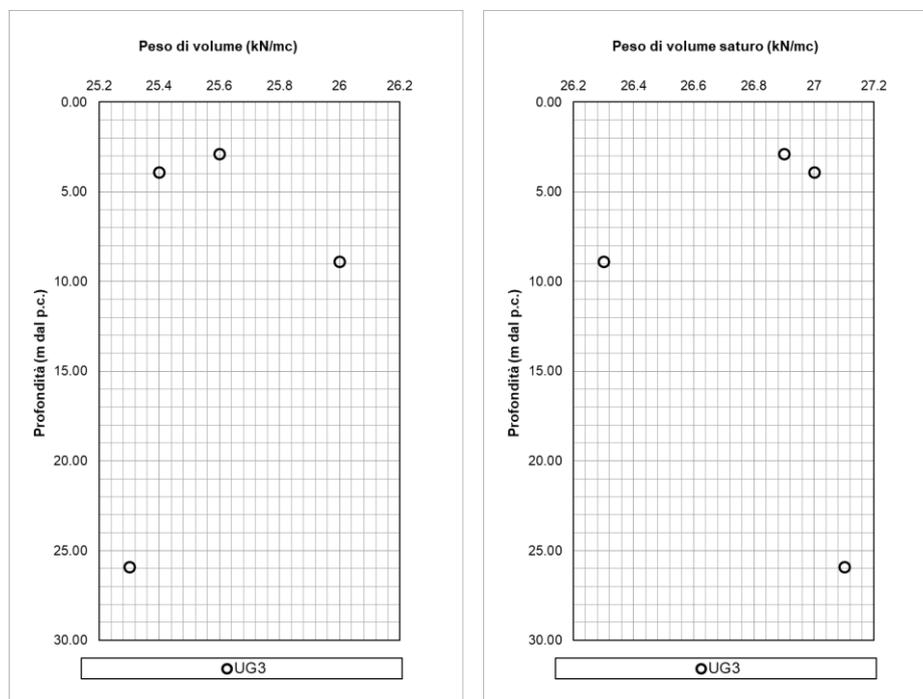


Figura 49: peso dell'unità di volume (γ) e peso specifico dei grani (γ_s) al variare della profondità da p.c. – Unità UG3.

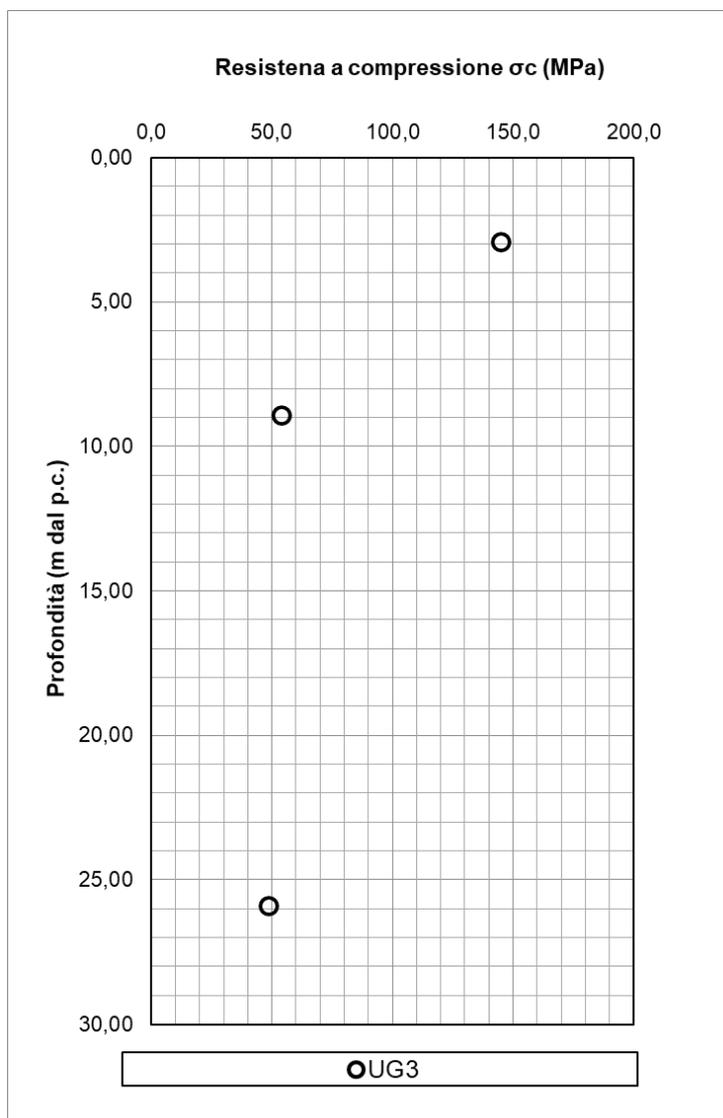


Figura 50: Resistenza a compressione σ_c al variare della profondità da p.c. – Unità UG3.

9.1.4.1 UNITÀ UG3 – SINTESI PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO

Di seguito si sintetizzano i valori di riferimento dei parametri meccanici dell'unità desunti dalla caratterizzazione generale dell'unità UG3:

- $\gamma = 25 \div 26 \text{ kN/m}^3$
- $\sigma_c = 5\text{-}15 \text{ MPa}$

9.1.5 DETERMINAZIONE DEI PARAMETRI GEOTECNICI

Sulla base dell'analisi dei dati proveniente dalle campagne geognostiche, è stato possibile caratterizzare dal punto di vista geotecnico i materiali. Di seguito si riportano le tabelle di sintesi.

Unità Geotecnica	γ (kN/m ³)	c'_p (kPa)	Φ'_p (°)	Φ'_{cv} (°)	C_u (kPa)	E_0 (MPa)	$E_0/5$ (MPa) (Per opere di sostegno)	$E_0/10$ (MPa) (Per fondazioni e rilevati)	Categoria di sottosuolo
R – Riperto antropico	18	0	28-30		-	200	40	20	
UG1 - Limo con argilla sabbioso deb. ghiaioso	19-20	15-30	22-25	18-20	50-100	400-700	80-140	40-70	C
UG2a - Limo argilloso ghiaioso sabbioso	20-21	30-35	22-24		40-120	700-900	140-180	70-90	C
UG2b - Limo con ghiaia argilloso sabbioso	20-21	5-10	30-34	26-28	-	700-900	140-180	70-90	C

Unità geotecnica	γ (kN/m ³)	σ_c (MPa)	Categoria di sottosuolo
UG3 – Arenarie e Marne	25 - 26	5 – 15	B

Tabella 15: Parametri di resistenza e di deformabilità dei terreni – Lotto 1.

10 ANALISI DI PERICOLOSITA' RISPETTO AL FENOMENO DELLA LIQUEFAZIONE

La liquefazione è un particolare processo che causa la temporanea perdita di resistenza di un sedimento che si trova al di sotto del livello di falda, portandolo a comportarsi come un fluido viscoso a causa di un aumento della pressione neutra e di una riduzione della pressione efficace (Riga, 2007). Tale fenomeno avviene, cioè, quando la pressione dei pori aumenta fino ad eguagliare la pressione inter-granulare. L'incremento di pressione neutra è causato, principalmente, dalla progressiva diminuzione di volume che si registra in un materiale granulare poco addensato soggetto alle azioni cicliche di un sisma. Ovviamente, per quanto detto in precedenza, sono suscettibili di liquefazione terreni granulari, da poco a mediamente addensati, aventi granulometria compresa tra le sabbie e i limi con contenuto in fine piuttosto basso. Tali terreni devono essere altresì posti al di sotto del livello di falda e a profondità relativamente basse, generalmente inferiori ai 15 m dal p.c.

Per quanto detto sopra, i terreni appartenenti al 1° Lotto sono esclusi a priori dalla verifica a liquefazione in quanto l'unità geotecnica R si trova sempre sopra falda; le unità geotecniche UG1 e UG2 sono depositi principalmente limosi-argillosi e con elevato grado di addensamento, quest'ultimo testimoniato dai risultati delle prove penetrometriche dinamiche SPT, i cui risultati vengono richiamati di seguito.

Sondaggio	profondità di prova (m da pc)	Nspt
S1	3.50	25
S1	6.00	21
S1	9.00	R
S1	11.00	R
S2	4.00	R
S2	6.00	R
S2	12.00	29
S3	3.50	48
S3	6.00	50
S3	8.50	R
S3	10.00	R
S4	2.50	R
S4	4.50	R
S4	8.00	R
S4	11.00	R
S4BIS	4.50	29

S4BIS	6.00	R
S4BIS	12.00	R
S4BIS	16.50	R
S5	4.00	17
S5	6.50	49
S5	12.00	R
S5	15.00	35
S6	6.00	31
S6	10.00	29
S6	14.50	32
S6	19.50	R
S6BIS	2.00	18
S6BIS	4.00	27
S6BIS	6.00	R
S6BIS	9.00	R

Tabella 16: Risultati delle prove SPT.