

S.S 685 "DELLE TRE VALLI UMBRE"
TRATTO SPOLETO - ACQUASPARTA
1° stralcio: Madonna di Baiano-Firenzuola

PROGETTO ESECUTIVO

COD. **PG143**

PROGETTAZIONE: ATI SINTAGMA - GDG - ICARIA

IL RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:

Dott. Ing. Nando Granieri
 Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A351

IL PROGETTISTA:

Dott. Ing. David Carlacchini
 Ordine degli Ingegneri della Prov. di Terni n° Terni n° A1245

IL GEOLOGO:

Dott. Geol. Giorgio Cerquiglini
 Ordine dei Geologi della Regione Umbria n°108

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

Dott. Ing. Filippo Pambianco
 Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A1373

Il Responsabile di Progetto

Arch. Pianificatore Marco Colazza

Il Responsabile del Procedimento

Dott. Ing.
 Alessandro Micheli

PROTOCOLLO

DATA

IL GRUPPO DI PROGETTAZIONE:

MANDATARIA:

MANDANTI:



Dott.Ing. N.Granieri
 Dott.Arch. N.Kamenicky
 Dott.Ing. V.Truffini
 Dott.Arch. A.Bracchini
 Dott.Ing. F.Durastanti
 Dott.Ing. E.Bartolucci
 Dott.Geol. G.Cerquiglini
 Geom. S.Scopetta
 Dott.Ing. L.Sbrenna
 Dott.Ing. E.Sellari
 Dott.Ing. L.Dinelli
 Dott.Ing. L.Nani
 Dott.Ing. F.Pambianco
 Dott. Agr. F.Berti Nulli

Dott. Ing. D.Carlacchini
 Dott. Ing. S.Sacconi
 Dott. Ing. C.Consorti
 Dott. Ing. E.Loffredo
 Dott. Ing. C.Chierichini

Dott. Ing. V.Rotisciani
 Dott. Ing. F.Macchioni
 Geom. C.Vischini
 Dott. Ing. V.Piunno
 Dott. Ing. G.Pulli
 Geom. C.Sugaroni



03.STUDIO GEOLOGICO GEOTECNICO
03.05 GEOTECNICA

Relazione geotecnica

CODICE PROGETTO			NOME FILE	REVISIONE	SCALA:
PROGETTO	LIV. PROG.	ANNO	T00GE05GETRE01B		
DTPG143	E	23	CODICE ELAB. T00GE05GETRE01	B	-
B	Rev. A seguito istr. ANAS		Set 2023	D.Carlacchini	N.Granieri
A	Emissione		Ago 2023	D.Carlacchini	N.Granieri
REV.	DESCRIZIONE		DATA	REDATTO	APPROVATO

Sommario

1	PREMESSA.....	3
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
3	INDAGINE ESEGUITE	6
3.1	CAMPAGNA DI INDAGINE 2003 E DEL 2009.....	6
3.2	CAMPAGNA DI INDAGINE 2021.....	6
4	INQUADRAMENTO GEOLOGICO	9
5	DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA	11
6	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	12
6.1	DEFINIZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE.....	12
6.2	UNITÀ GEOTECNICA ALL	13
6.3	UNITÀ GEOTECNICA COL	18
6.4	UNITÀ GEOTECNICA SCH	22
6.5	UNITÀ GEOTECNICA SCC1.....	27
6.6	UNITÀ GEOTECNICA BI1.....	33
6.7	UNITÀ GEOTECNICA SCC2.....	38
6.8	UNITÀ GEOTECNICA BI2.....	46
7	TERRENI DI POSA E SOTTOFONDO	56
7.1	PROVE DI CARICO SU PIASTRA	56
7.2	BONIFICA DEI PIANI DI POSA DEI RILEVATI E SOTTOFONDI	57
8	MODELLO GEOTECNICO	59
9	REGIME DELLE PRESSIONI INTERSTIZIALI.....	60
10	VERIFICHE DI LIQUEFAZIONE.....	61
10.1	CRITERI DI ESCLUSIONE	61

10.2 METODOLOGIA DI VERIFICA	64
1.1.1. Valutazione del rapporto di tensione ciclica <i>CSR</i>	64
1.1.2. Valutazione del rapporto di tensione ciclica <i>CRR</i>	65
1.2. RISULTATI DELLE VERIFICHE.....	65
1.2.1. Verifiche allo SLV.....	65

1 PREMESSA

Il presente documento costituisce la Relazione geotecnica generale del Progetto Esecutivo dell'intervento di completamento della strada delle "Tre Valli Umbre" tratto Acquasparta (E45) - Spoleto (SS3bis), sviluppato per un'estesa di circa 4 km, ed ha la finalità di riportare l'elaborazione delle indagini geognostiche e la caratterizzazione delle unità geotecniche presenti lungo il tracciato. Ricontrando variazioni dell'impianto geologico complessivo rispetto al PD e analizzando il complesso delle indagini di PD unitamente alle indagini integrative, il modello geotecnico sviluppato nell'attuale fase progettuale risulta modificato rispetto a quello del PD.

L'itinerario della strada delle "Tre Valli Umbre" tratto Acquasparta (E45) – Spoleto (SS3bis), regionalizzata nel 2001 e poi ritrasferita ad ANAS nel 2006, è stato a suo tempo inserito nell'elenco degli itinerari di "Legge Obiettivo".

Nel 2003, periodo di competenza gestionale della Regione, è stato sviluppato il Progetto Preliminare dell'intero tratto Acquasparta – Spoleto di sviluppo circa 21 km (di cui circa 9 km su opera d'arte) a 4 corsie, con categoria stradale tipo B ex DM 05.11.2001; questo venne approvato dal CIPE con delibera 146 del 02.12.2005. Tale approvazione contemplava il giudizio di compatibilità ambientale e il vincolo preordinato all'esproprio, approvando il progetto con prescrizioni e demandando alla successiva fase di PD la individuazione della copertura finanziaria.

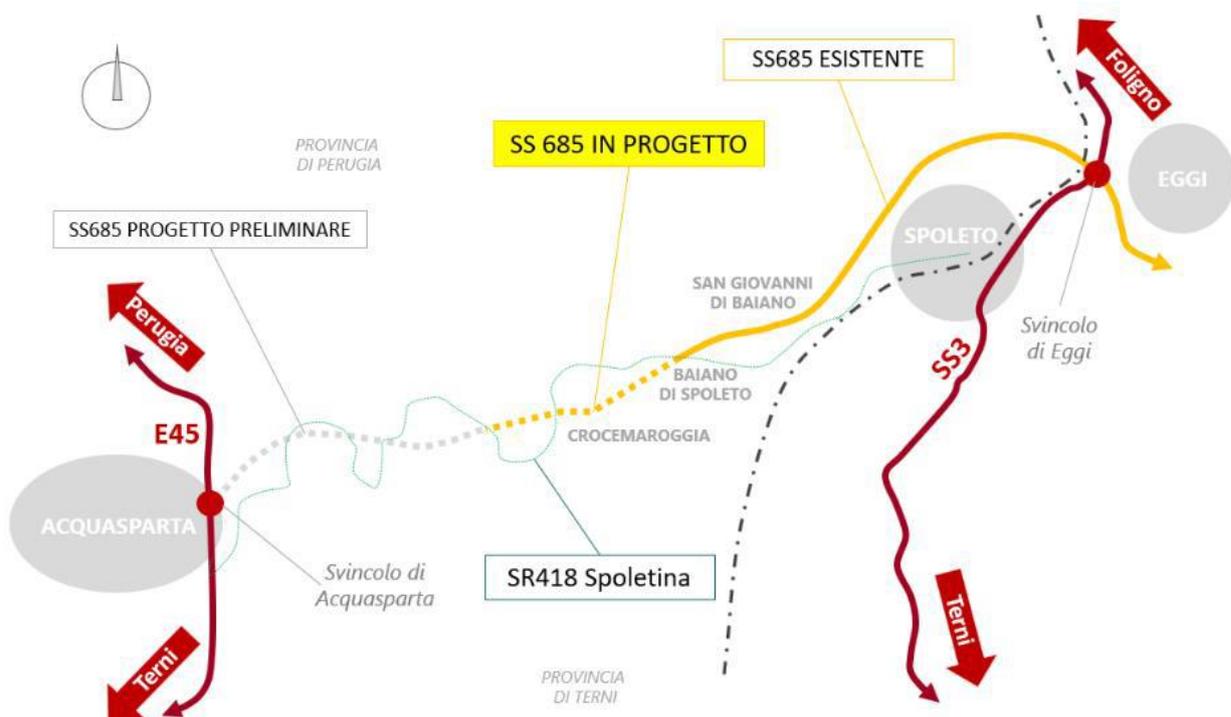


Figura 1:1 : Il tracciato della strada delle tre Valli umbre (Progetto Preliminare).

Con successiva delibera del 6 marzo 2009 (di assegnazione fondi FAS 2007-2013), il CIPE inseriva nell'elenco delle opere da finanziare la realizzazione di un primo stralcio dell'itinerario, per un importo di 100,0 M€. In accordo con la Regione, come 1° stralcio è stata individuata la realizzazione a due corsie (Tipo C2 ex D.M. 05.11.2001) del tratto Firenzuola – Baiano, in prosecuzione del tratto di circa 10 km già realizzato, sempre a due corsie, da Spoleto (Eggi) a S. Giovanni Baiano.

Predisposto dai medesimi progettisti regionali il progetto dello stralcio, nel 2012 Anas ha su di esso avviato le procedure di Legge Obiettivo (ex artt. 166 e 167 del D.lgs. 163/2006) di approvazione del Progetto Definitivo, con la pubblicazione dello stesso e l'invio ai Ministeri ed agli Enti (ottenendo alcuni pareri endoprocedimentali tra cui la Verifica di Ottemperanza). Tali procedure non hanno mai trovato compimento, stante l'intervenuta mancanza dei previsti finanziamenti.

L'intervento di 1° stralcio è stato inserito nel Contratto di Programma 2016-2020, con solo finanziamento per la progettazione.

Il tracciato sviluppa lo stralcio funzionale di 4+436 km a partire dalla progr. Km 6+820 (con immissione diretta sulla S.R. 418 in corrispondenza dello svincolo Firenzuola), sino alla progr km 11+256 appena dopo lo svincolo di Baiano di Spoleto.

Lo stralcio è stato concepito come la naturale prosecuzione della tratta esistente a due corsie di marcia fra Baiano di Spoleto e Eggi in connessione alla SS3 Flaminia.

Pertanto, la realizzazione di questo ulteriore stralcio permetterà la chiusura di un unico tracciato ad una carreggiata che va da Firenzuola ad Eggi, completando il tracciato per circa 17 km dei 21 km previsti nel progetto preliminare.

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Nel progetto è stato fatto riferimento alle seguenti Normative ed Istruzioni:

- D.M. 17/01/2018 “Norme Tecniche per le Costruzioni” (pubblicato sulla G.U. n. 42 – Suppl. Ordinario n. 8 – del 20 febbraio 2018).
- Circolare 21/01/2019 “Istruzione C.S.LL.PP. per l’applicazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni” di cui al D.M. 17 gennaio 2018.
- Decreto Ministero Lavori Pubblici 11/03/1988 – “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.”
- Circolare Ministero Lavori Pubblici n. 30483 del 24/09/1988 – D.M. 11.3.88. “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.”
- Associazione Geotecnica Italiana; 1977: “Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche”.

3 INDAGINE ESEGUITE

Per la redazione della presente relazione si è fatto riferimento ai risultati di tre campagne di indagine svoltesi rispettivamente nel 2003 in fase di Progetto Preliminare, nel 2009 in fase di Progetto Definitivo e integrate successivamente nel 2021.

Le indagini hanno previsto quasi sempre sondaggi geognostici in asse al tracciato o poco fuori asse. Al fine di valutare gli spessori delle formazioni e di caratterizzare le stesse da un punto di vista sismico sono state eseguite prospezioni MASW unitamente a prove *DownHole*. Il condizionamento di alcuni fori a piezometro ha consentito la misura della falda.

Di seguito sono sintetizzate le attività di indagine svolte nell'ambito delle suddette campagne, per la cui descrizione di dettaglio si rimanda alla relazione "T00GE02GEORE01".

3.1 CAMPAGNA DI INDAGINE 2003 E DEL 2009

Durante la campagna di indagine svoltasi nel 2003 inerente al tracciato completo Acquasparta Eggi nella tratta di interesse del presente progetto possono essere considerati i sondaggi denominati di seguito come S8/03 e S9/03. La campagna del 2009 ha invece previsto l'esecuzione di n.5 sondaggi a carotaggio continuo. A seguire si riporta una tabella riassuntiva dei sondaggi relative alle due campagne di indagini.

Tabella 3.1: Sondaggi campagne di indagine 2003 e 2009.

Denominazione	Posizione	Quota boccaforo (m slm)	Fondo foro da pc (m)
S8/03	Viadotto Marroggia1	335.00	20.00
S9/03	Viadotto Molino vecchio	320.50	25.00
S1/09	Galleria Artificiale Romanella	414.76	40.00
S2/09	Galleria Artificiale Colle del Vento	386.00	40.00
S3/09	Cavalcavia Cimitero	336.90	25.00
S4/09	Viadotto Marroggia1	328.20	30.00
S5/09	Viadotto Molino vecchio	321.60	30.00

Nell'ambito di tale campagna del 2009, durante la realizzazione dei sondaggi geotecnici sono state eseguite prove dilatometriche cilindriche DRT, prove di permeabilità Lugeon, il prelievo di campioni relativi a spezzoni di carota del materiale lapideo indagato e di campioni indisturbati e rimaneggiati, nonché la valutazione dell'indice RQD sul cutting di perforazione; al termine della perforazione, i fori di sondaggio S1/09 e S2/09 sono entrambi stati condizionati con tubazione piezometrica tipo tubo aperto.

Sono state altresì svolte durante la campagna del 2009 le seguenti prove geofisiche:

- Profilo sismico in onde P in tecnica tomografica interessante la Galleria Artificiale Romanella e la Galleria Artificiale Colle del Vento.

3.2 CAMPAGNA DI INDAGINE 2021

La campagna di indagine del 2021 ha previsto l'esecuzione delle seguenti prove:

- n.15 sondaggi geognostico/ambientali, spinti fino a 35 m da p.c. con prelievo di campioni;
- n.35 S.P.T.;
- n.4 prove pressiometriche;
- n.6 prove dilatometriche;
- installazione di n.11 piezometri a tubo aperto;
- installazione di n.2 piezometri di Casagrande;

- installazione di n.4 tubi per esecuzione prova *Down-Hole*;
- n. 15 pozzetti esplorativi di cui n.6 archeologici;
- n.6 prove penetrometriche superpesanti *D.P.S.H.*;
- n. 9 prove di carico su piastra.

Nella figura a seguire vengono riportati i sondaggi e le prove eseguite:

Numero Sondaggio	Profondità Sondaggio (m da p.c.)	Strumentazione installata (m da p.c.)	Profondità esecuzione SPT (m da p.c.)	Profondità prelievo Campioni indisturbati (m da p.c.)	Profondità prelievo Campioni ambientali (m da p.c.)	Profondità esecuzione prove in foro (m da p.c.)
S1 PZ	20,00	piezometro (20,00)	3,55-4,00 7,00-7,45	2,50-3,00 9,00-9,50	-	-
S2 DH	30,00	tubo down-hole (30,00)	-	6,50-7,00 11,00-11,50 19,00-19,50 24,00-24,50	-	Pressiometrica 2,50 Dilatometrica 9,50; 19,50
S3 DH	30,00	tubo down-hole (30,00)	3,00-3,45; 9,00-9,45	2,50-3,00; 7,00-7,50; 18,50-19,00	-	-
S4 PZ	25,00	piezometro (25,00)	5,00-5,45; 12,00-12,45	3,60-4,00; 10,00-10,50; 15,00-15,50	-	Pressiometrica 2,00 Dilatometrica 14,00; 19,00
S5 PZ	30,00	piezometro (30,00)	6,00-6,45; 22,00-22,45	4,00-4,50; 24,00-24,50	-	Pressiometrica 3,00 Dilatometrica 10,00
S6 DH	30,00	tubo down-hole (30,00)	-	4,00-4,50; 21,00-21,50	-	Pressiometrica 2,50 Dilatometrica 9,00
S7 PZ (SA3)	30,00	piezometro (30,00) cella di Casagrande (24,00-25,00)	6,00-6,45; 10,00-10,45; 13,55-14,00; 20,00-20,45	18,00-18,50	0,00-1,00 2,00-3,00 5,00-6,00	-
S8 PZ	30,00	piezometro (30,00)	3,00-3,45; 7,00-7,45	-	-	-
S9 PZ (SA4)	30,00	piezometro (30,00)	3,00-3,45; 7,00-7,45; 11,00-11,45; 18,55-19,00	14,00-14,50; 18,00-18,50	0,00-1,00 1,00-2,00	-
S10 PZ (SA5)	25,00	piezometro (25,00) cella di Casagrande (24,00-25,00)	5,00-5,45; 10,00-10,45	2,00-2,50	0,00-1,00 1,00-2,00	-
S11 PZ (SA6)	30,00	piezometro (30,00)	4,00-4,45; 7,00-7,45; 12,50-12,95; 18,00-18,45; 22,55-23,00	9,50-10,00; 16,00-16,50; 20,00-20,50	0,00-1,00 2,00-3,00 5,00-6,00	-
S12 DH	35,00	tubo down-hole (35,00)	4,00-4,45; 7,00-7,45; 10,00-10,45; 14,00-14,45; 18,00-18,45	19,50-20,00	-	-
S13 PZ	25,00	piezometro (25,00)	4,00-4,45; 8,00-8,45; 13,00-13,45; 18,00-18,45; 22,55-23,00	-	-	-
SA1-PZ	25,00	piezometro (25,00)	-	-	0,00-1,00 12,00-13,00 24,00-25,00	-
SA2 PZ	25,00	piezometro (25,00)	-	-	1,00-2,00; 7,00-8,00; 14,00-15,00	-

Figura 3:1: Riassunto sondaggi e prove in foro campagna di indagine del 2021.

Oltre alle prove sopra descritte sono state altresì svolte prove di carattere geofisiche quali:

- n.2 stendimenti sismici *M.A.S.W.*;
- n.4 prove *Down-Hole*;
- n. 2 stendimenti sismici a rifrazione.

Per maggiori dettagli in merito all'ubicazione delle stesse e ai risultati delle prove si può fare riferimento agli elaborati "T00GE02GEORE01 – Documentazione risultati indagine geognostica e allegati", "T00GE01GEOSC01 – ANAS: Documentazione indagini geognostiche, ambientali e archeologiche 2021" e "T00GE01GEOSC02 – ANAS: Documentazione indagini geofisiche 2021".

4 INQUADRAMENTO GEOLOGICO

Da un punto di vista geologico le formazioni interessate dal tracciato di progetto risultano essere:

- **Alluvioni Recenti e Attuali [A]:** Si tratta essenzialmente di depositi recenti o attuali riferibili all'azione diretta dei corsi d'acqua che depositano, nelle aree golenali, materiali di grado granulometrico eterogeneo (sabbie e ghiaie frammiste a limi sabbioso-argillosi) in dipendenza dei regimi idraulici e degli apporti di materiale terrigeno eroso dalle strutture limitrofe. Ricoprono diffusamente i termini litoidi e sono posizionati in massima parte all'interno delle aree golenali, in particolare si rinvencono in corrispondenza dell'alveo dei torrenti Naia, Marroggia e Tessino e del fosso di Cortaccione (Olocene).
- **Depositi Eluvio-Colluviali [COL]:** coperture di materiale a granulometria fine (limi e sabbie), con rari frammenti litoidi grossolani; processi di alterazione e/o trasporto di entità limitata o non precisabile (Pleistocenica – Olocenica);
- **Schlier [SCH]:** La formazione è costituita da alternanze di marne, marne calcaree, marne argillose grigie e, subordinatamente, di calcari marnosi biancastri, talora finemente detritici. Gli strati sono in genere medio sottili e spesso oblitterati da un diffuso clivaggio. Il limite inferiore difficilmente riconoscibile, coincide con un cambiamento litologico da litotipi calcarei, grigi e grigio verdastri (Bisciario) a litotipi più marnosi, grigio-azzurri (Schlier) e con la riduzione delle litofacies vulcanoderivate. Nelle zone interne il limite superiore con la sovrastante Marnoso Arenacea è segnato dalla comparsa delle tipiche arenarie torbiditiche. Lo Schlier umbromarchigiano è caratterizzato da una forte variabilità per quel che riguarda gli spessori, le litofacies e l'età (Miocene inf.).
- **Scaglia Cinerea [SC]:** costituita da Calcari marnosi grigio verdi o rossastri con intercalazioni calcaree a fiammate rossastre nella parte bassa della serie. Affiora estesamente e si caratterizza per l'elevato grado di tettonizzazione testimoniato dalla presenza di grosse linee dislocative di carattere compressivo (Oligocene);
- **Bisciario [BI]:** costituita da calcari marnosi di colore grigio scuro con frattura aciculare o prismatica, stratificati in banchi o strati sottili con presenza di livelli di selce nera, alternati a marne argillose grigio cenere prevalenti verso l'alto. Affiora nella zona compresa tra le località di Firenzuola e S. Giovanni di Baiano in continuità stratigrafica con la scaglia cinerea o in blocchi disarticolati dall'attività tettonica (Miocene inf.).

Dal punto di vista morfologico si evince che il territorio appare nella maggior parte ad elevata stabilità geomorfologica per la presenza di estesi affioramenti del substrato roccioso e morfologia ad andamento sub-pianeggiante. Si rilevano aree con media propensione al dissesto in corrispondenza di conoidi alluvionali, detriti di falda, depositi flyschoidi alterati e aree in forte erosione come si evince dalla carta inventario dei movimenti franosi (Figura 4:1); tali aree, tuttavia, non interferiscono direttamente con l'infrastruttura in progetto.

Per ulteriori dettagli si rimanda alla relazione geologica "T00GE01GEORE01".

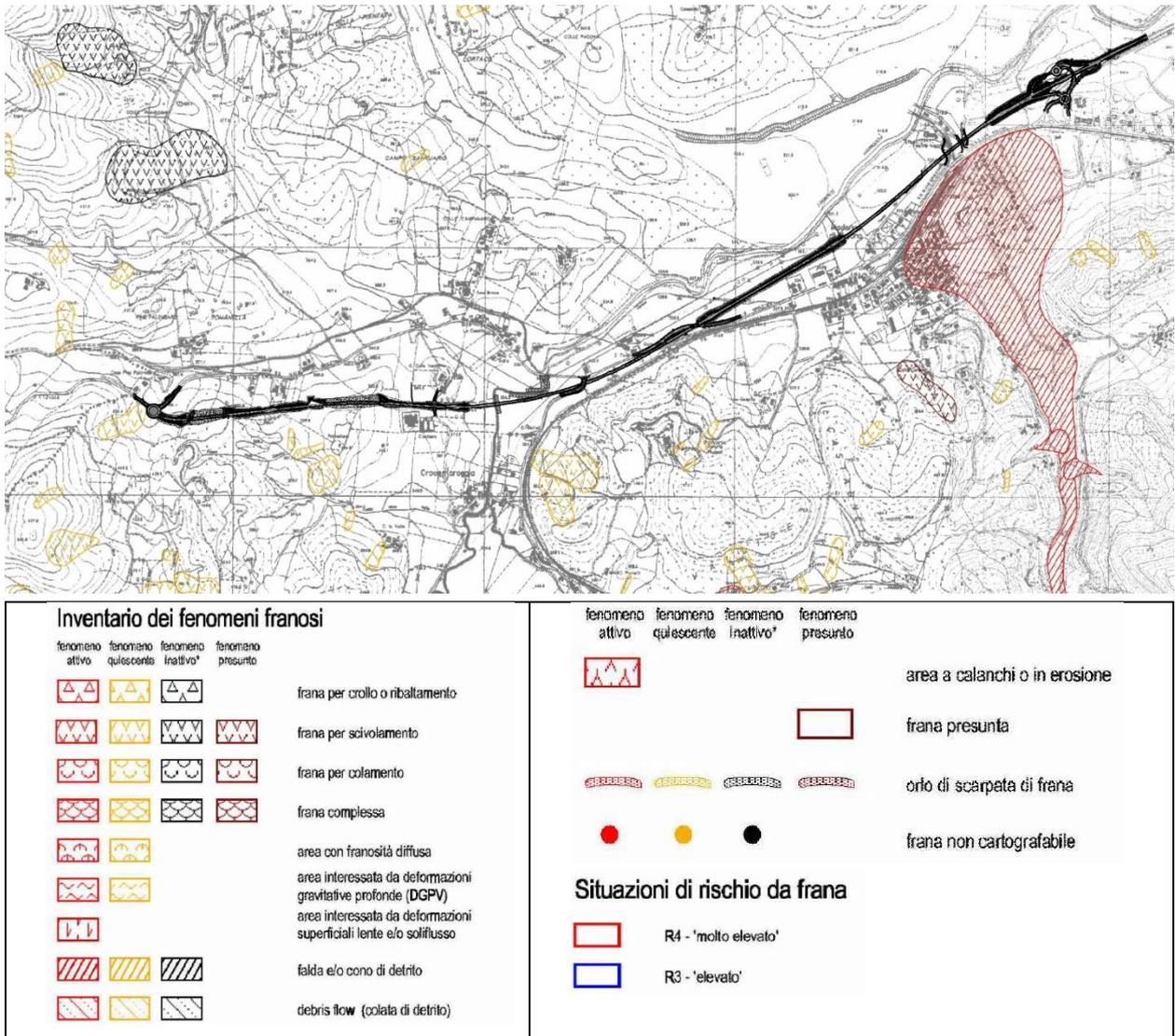


Figura 4:1: Estratto della Carta Inventario dei Fenomeni Franosi e Situazioni a Rischio Frana (Tav. 164) – scala 1:10000

5 DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA

In conformità al paragrafo 2.4.3 delle *NTC2018*, al fine di caratterizzare l'azione sismica, si assume una vita nominale $V_N = 50$ anni. Le azioni sismiche sulle costruzioni vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R , funzione del tipo di costruzione, che si ricava, moltiplicando la vita nominale di progetto V_N per il coefficiente d'uso C_U mediante l'espressione $V_R = V_N C_U$, dove C_U rappresenta il coefficiente d'uso, il quale è definito al variare della classe d'uso, come mostrato in Figura 5:1 a seguire:

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

Figura 5:1: Valori del coefficiente C_U .

Con riferimento allo "stato limite di salvaguardia della vita" *SLV*, si assume un periodo di ritorno

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

essendo P_{VR} la probabilità di superamento nel periodo di riferimento, fissata da norma pari al 10%.

I parametri sismici sono stati determinati utilizzando il foglio di calcolo Spettri – NTC ver. 1.0.3.

Nella tabella seguente vengono riepilogate le grandezze sismiche necessarie per la definizione dell'azione sismica, valutate lungo il tracciato, considerando per l'opera una vita nominale $V_N = 50$ anni ed una classe d'uso IV (coefficiente d'uso $C_U = 2.0$) quindi un periodo di riferimento $V_R = C_U \cdot V_N = 100$ anni e, con riferimento allo stato limite ultimo *SLV*, un periodo di ritorno $T_R = 949$ anni. Si specifica che i valori dell'accelerazione massima (a_{max}/g) indicati in tabella sono stati determinati assumendo un valore del coefficiente di amplificazione topografica $S_T = 1.0$.

Tabella 5.1: Riepilogo grandezze necessarie per la definizione dell'azione sismica.

Da prg. A prg.	Comune	Categoria sottosuolo	a_g/g [-]	S_T [-]	S_s [-]	a_{max}/g [-]
0+000 ÷ 0+325	Spoletto	C	0.224	1.000	1.368	0.306
0+325 ÷ 1+575	Spoletto	B	0.227	1.000	1.176	0.266
1+575 ÷ 2+150	Spoletto	C	0.230	1.000	1.358	0.313
2+150 ÷ 4+370	Spoletto	B	0.237	1.000	1.167	0.276

La caratterizzazione sismica lungo il tracciato è descritta anche nella Relazione Sismica ("T00GE03GEORE01") e nella "Planimetria con classificazione sismica del territorio" (T00GE03GEOCS01).

6 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Per la definizione delle caratteristiche fisico-meccaniche delle unità geotecniche interessate dalla realizzazione dell'opera, si è fatto riferimento alle campagne di indagine di PD e alle nuove indagini integrative di PE riportate nel §3. Elaborando le prove nell'insieme e considerando le modifiche negli aspetti geologici (ad esempio la formazione Marnoso Arenacea è stata sostituita dalle formazioni della Scaglia cinerea e del Bisciario) il modello geotecnico ha subito un aggiornamento e sono state definite unità geotecniche differenti rispetto al PD.

6.1 DEFINIZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE

Sulla base delle formazioni geologiche precedentemente elencate e, in considerazione dell'interpretazione delle indagini e prove a disposizione, sono state definite le seguenti unità geotecniche:

- **Unità geotecnica All:** alluvioni recenti e attuali, costituite essenzialmente da sabbie e ghiaie, frammisti a limi sabbioso-argillosi.
- **Unità geotecnica COL:** depositi eluvio-colluviali, costituiti da materiale a grana fine con rari frammenti litoidi grossolani;
- **Unità geotecnica SCH:** formazione Schlier, assimilabile ad un terreno;
- **Unità geotecnica SCC1:** formazione scaglia cinerea, *facies 1*, assimilabile ad un terreno;
- **Unità geotecnica BI1:** formazione del bisciario, *facies 1*, assimilabile ad un terreno;
- **Unità geotecnica SCC2:** formazione scaglia cinerea, *facies 2*, con comportamento litoide;
- **Unità geotecnica BI2:** formazione del bisciario, *facies 2*, con comportamento litoide.

Nel seguito, per ogni unità, vengono descritti i criteri ed i risultati della caratterizzazione geotecnica eseguita. La scelta e l'impiego dei parametri fisici e geotecnici di seguito riportati rimane a discrezione del progettista della specifica opera, sulla base della tipologia di opera stessa e delle sue caratteristiche geometriche (trincee, fondazioni, opere di sostegno) e della perturbazione legata alla sua realizzazione (aumento o riduzione dello stato tensionale).

6.2 UNITÀ GEOTECNICA ALL

Tra i sondaggi eseguiti quelli ricadenti nell'unità geotecnica in esame risultano essere i sondaggi S8÷S9/03, S3÷S5/09, S7÷S13/21.

Per l'individuazione del peso dell'unità di volume sono stati elaborati i risultati delle prove in laboratorio effettuate nel corso della campagna di indagine del 2021.

I risultati ottenuti sono riportati in Figura 6:1 in funzione della profondità, insieme anche agli esiti delle prove granulometriche eseguite.

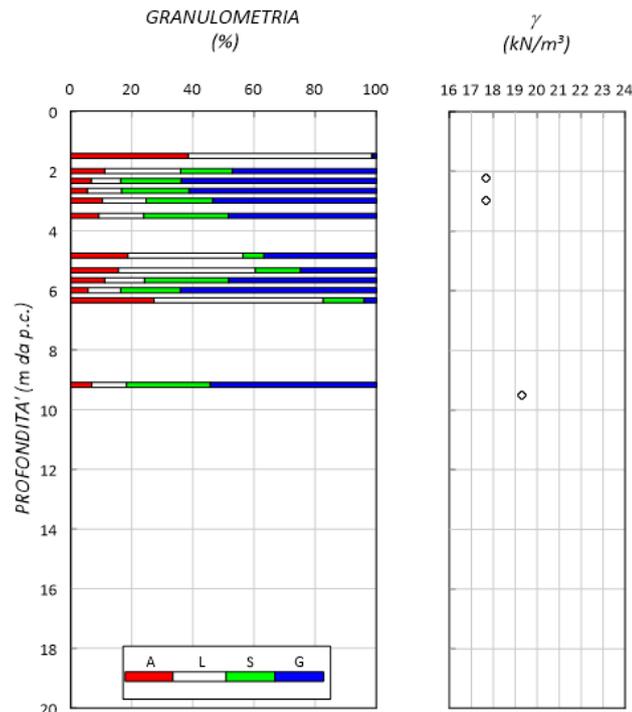


Figura 6:1: Unità geotecnica All – caratteristiche fisiche (granulometria e peso dell'unità di volume).

Per l'unità è stato scelto un valore di peso specifico compreso tra 18 e 19 kN/m³.

Il materiale si presenta nella maggior parte dei casi con prevalenza di granulometria grossa (sabbia e ghiaie, con presenza di limo); a volte lungo le verticali esplorate sono presenti episodi di materiale con prevalenza a grana fine, con spessori dell'ordine dei decimetri al più di 1-2 m. Globalmente, il comportamento del materiale può essere assimilato a quello di un materiale a grana grossa. Si mostrano in Figura 6:2 una cassetta del sondaggio S7/21 con gli episodi di materiale a grana fine e una cassetta del sondaggio S3/09 con materiale a grana grossa.



Figura 6:2: Unità geotecnica All – S7PZ-2021 10-15 m (sinistra) e S3/09 5-10 m (destra).

Vista la tipologia di materiale (grana grossa), i parametri di resistenza sono stati ricavati dall'interpretazione delle prove SPT. In particolare, per la valutazione dell'angolo di resistenza al taglio si è fatto riferimento alla correlazione proposta da Schmertmann (1978) che lega l'angolo di attrito alla densità relativa D_R , secondo le relazioni riportate in Figura 6:3.

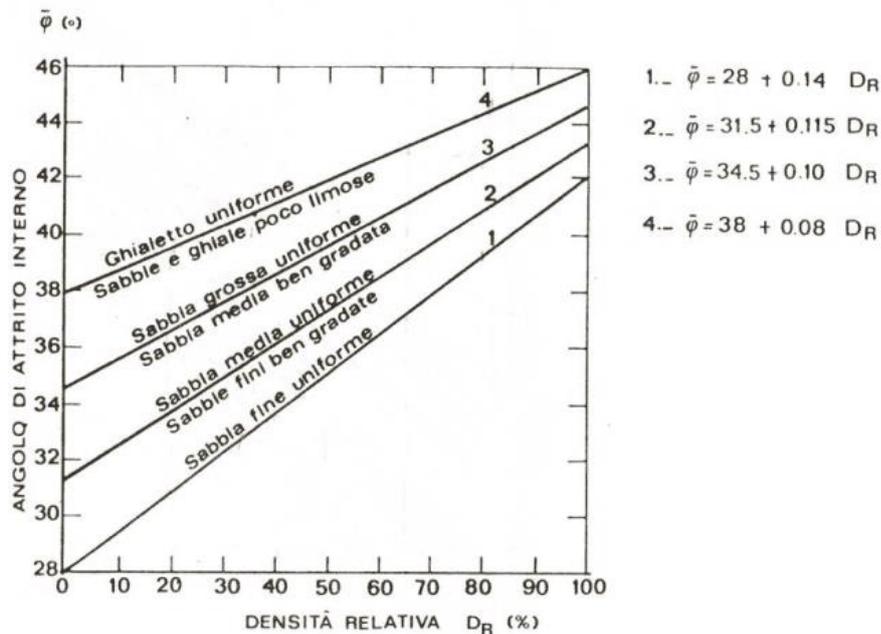


Figura 6:3: Correlazione di Schmertmann (1978).

La determinazione della densità relativa D_R è stata a sua volta effettuata a partire dalla correlazione empirica proposta da Skempton (1986) in funzione del numero di colpi N_{SPT} :

$D_R = \left(\frac{N_1}{60}\right)^{0.5}$ dove $N_1 = N_{SPT} \cdot C_N$ ed il fattore di correzione C_N risulta funzione della tipologia di terreno e risulta pari a:

1) sabbie fini
$$C_N = \frac{2}{1 + \frac{\sigma'_{v0}}{100}}$$

2) sabbie grosse $C_N = \frac{3}{2 + \frac{\sigma'_{v0}}{100}}$

Durante la perforazione l'utilizzo della punta aperta o chiusa influisce notevolmente sul valore di N_{SPT} . Numerose evidenze sperimentali hanno accertato che le prove fatte con la punta chiusa sovrastimano di almeno 30-35% i valori normalmente determinati con il campionatore di Raymond (aperto). Si è proceduto quindi alla correzione dei valori di N_{SPT} ottenuti a punta chiusa (tutte le prove SPT svolte nella campagna di indagine 2009) per poter utilizzare le formulazioni empiriche specifiche per le prove a punta aperta.

Il numero di colpi N_{SPT} è stato altresì utilizzato per la stima delle caratteristiche di rigidezza, facendo riferimento alla correlazione di natura empirica $E' = s_1 N_{SPT} + s_2$ proposta da *Denver* (1982) funzione del tipo di materiale intercettato. Per la valutazione dei coefficienti empirici s_1 e s_2 che definiscono le curve riportate di seguito e rappresentate in Figura 6:4:

- 1) Sabbia e ghiaia NC $s_1 = 0.756$ MPa e $s_2 = 18.75$ MPa;
- 2) Sabbia SC $s_1 = 1.043$ MPa e $s_2 = 36.79$ MPa;
- 3) - $s_1 = 0.517$ MPa e $s_2 = 7.46$ MPa;
- 4) Sabbia satura $s_1 = 0.478$ MPa e $s_2 = 7.17$ MPa;
- 5) Sabbia argillosa $s_1 = 0.316$ MPa e $s_2 = 1.58$ MPa.

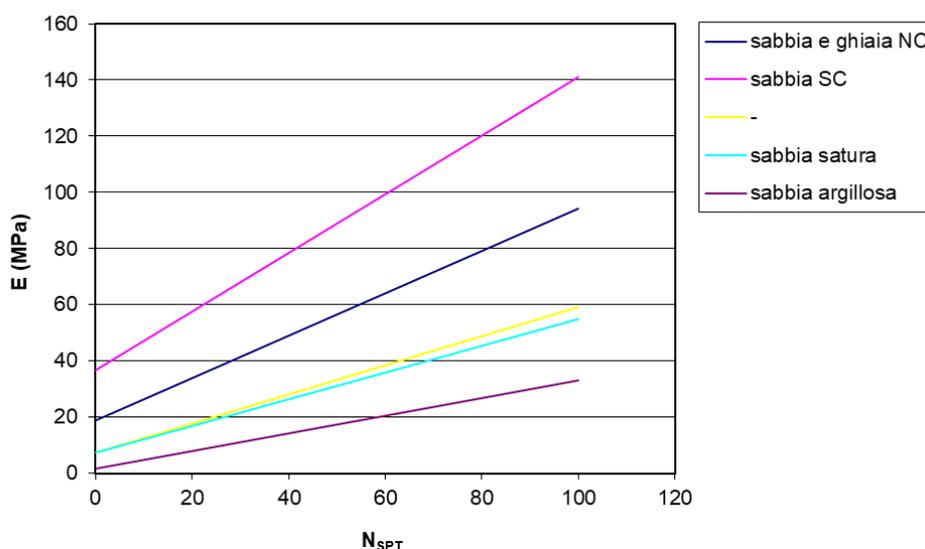


Figura 6:4: Correlazione di *Denver* (1982).

Nei grafici della Figura 6:5 a seguire si riportano per i sondaggi analizzati l'andamento del numero di colpi N_{SPT} (il valore 100 sta ad indicare il rifiuto strumentale), della densità relativa D_R , dei valori di angolo di attrito e del modulo E' ottenuti.

RELAZIONE GEOTECNICA

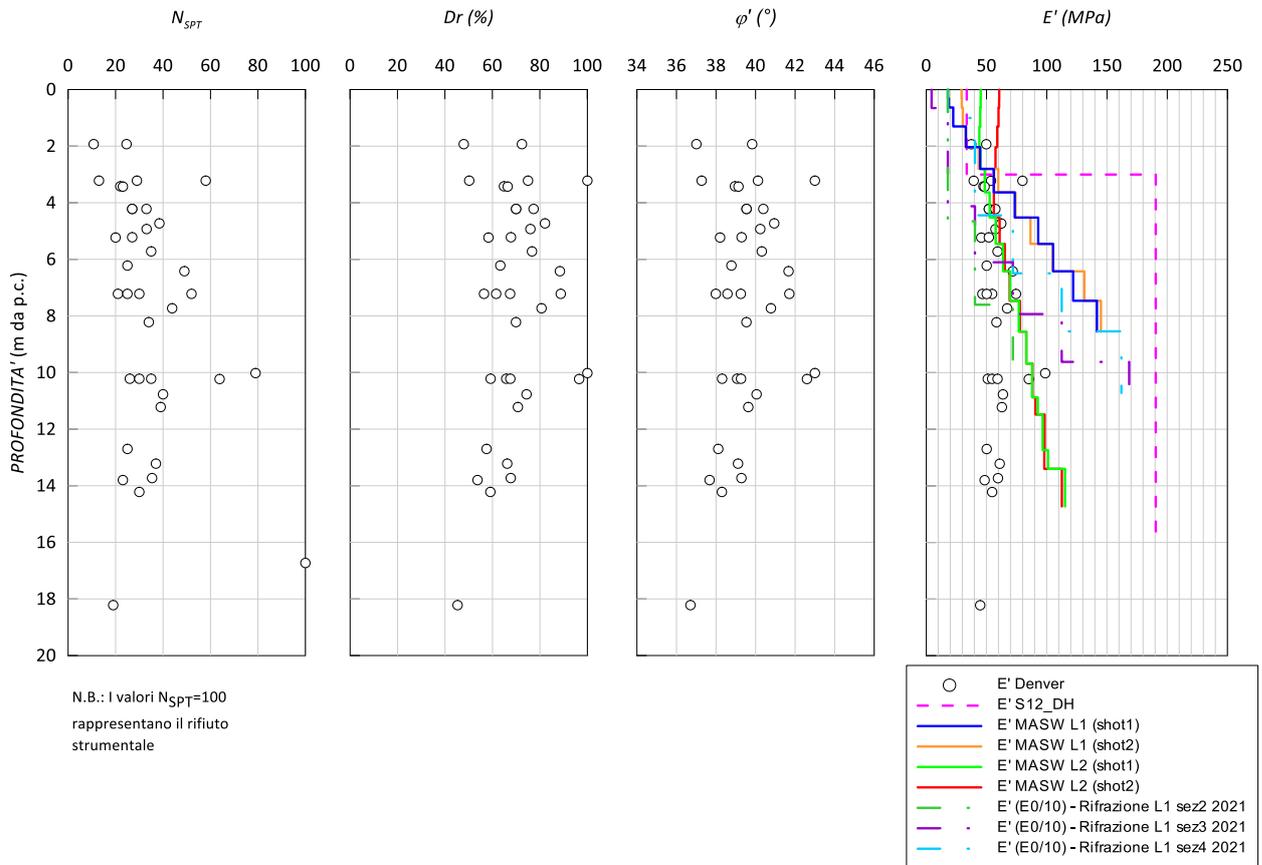


Figura 6.5: Riepilogo valori di N_{SPT} , D_r , ϕ' , E' .

Come si può notare, due sole prove SPT hanno dato rifiuto strumentale; l'interpretazione delle altre prove penetrometriche dinamiche restituisce un valore dell'angolo d'attrito compreso 38 e 42° ottenuto avendo assunto la curva di Schmertman 2 e modulo di Young compreso tra 25 e 50 MPa avendo considerato una media tra la curva di Denver 1 e 2. Nel grafico di E' sono riportati anche i valori ottenuti attraverso l'interpretazione delle prove geofisiche effettuate ricadenti nell'unità in esame attraverso le relazioni illustrate di seguito. Le prove interessate risultano essere le prove Masw (Masw L001 e Masw L002) e la prova *down-hole* (S12-DH).

Noti gli andamenti della velocità delle onde di taglio, V_s , da questi valori sono stati poi ricavati il modulo di Young a piccoli livelli di deformazione E_0 :

$$V_s = V_p \cdot \sqrt{\frac{(1 - 2\nu)}{2(1 - \nu)}}$$

$$E_0 = 2 \cdot \rho \cdot V_s^2 \cdot (1 + \nu)$$

$$G_0 = V_s^2 \cdot \rho$$

dove:

ν = modulo di *Poisson* scelto pari a 0.3;

ρ = densità relativa dell'unità geotecnica.

Inoltre, operativamente, è possibile correlare il valore del modulo di Young (E') al modulo di Young a piccoli livelli di deformazione essendo un'aliquota di quest'ultimo variabile nel caso delle terre da 1/10 a 1/8.

Di seguito si riporta un riepilogo dei parametri fisici e meccanici dell'unità geotecnica in esame.

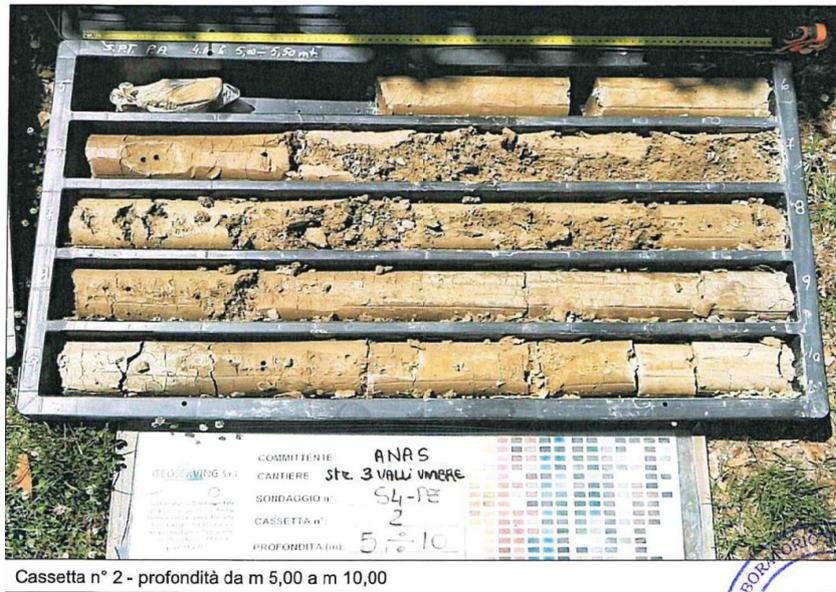
Tabella 6.1: Unità geotecnica All, riepilogo caratteristiche meccaniche.

Unità geotecnica	c' [kPa]	ϕ' [°]	E' [MPa]
All	0	38 - 42	25 - 50

6.3 UNITÀ GEOTECNICA COL

L'unità geotecnica in esame è costituita da limi e sabbie e complessivamente può essere assimilata a un terreno a grana fine. Tale unità è stata intercettata nel sondaggio S4 della campagna di indagine del 2021 eseguito nella prima parte del tracciato, tra le gallerie Romanella e Colle del Vento.

Come mostrato dalla foto della cassetta del sondaggio (Figura 6:6).



Cassetta n° 2 - profondità da m 5,00 a m 10,00

Figura 6:6: Unità geotecnica COL – S4/21.

Per l'individuazione delle caratteristiche fisiche sono stati elaborati i risultati delle prove in laboratorio effettuate nel corso della campagna di indagini del 2021 riportati nel § 3. I risultati ottenuti sono riportati nella figura a seguire in funzione della profondità.

RELAZIONE GEOTECNICA

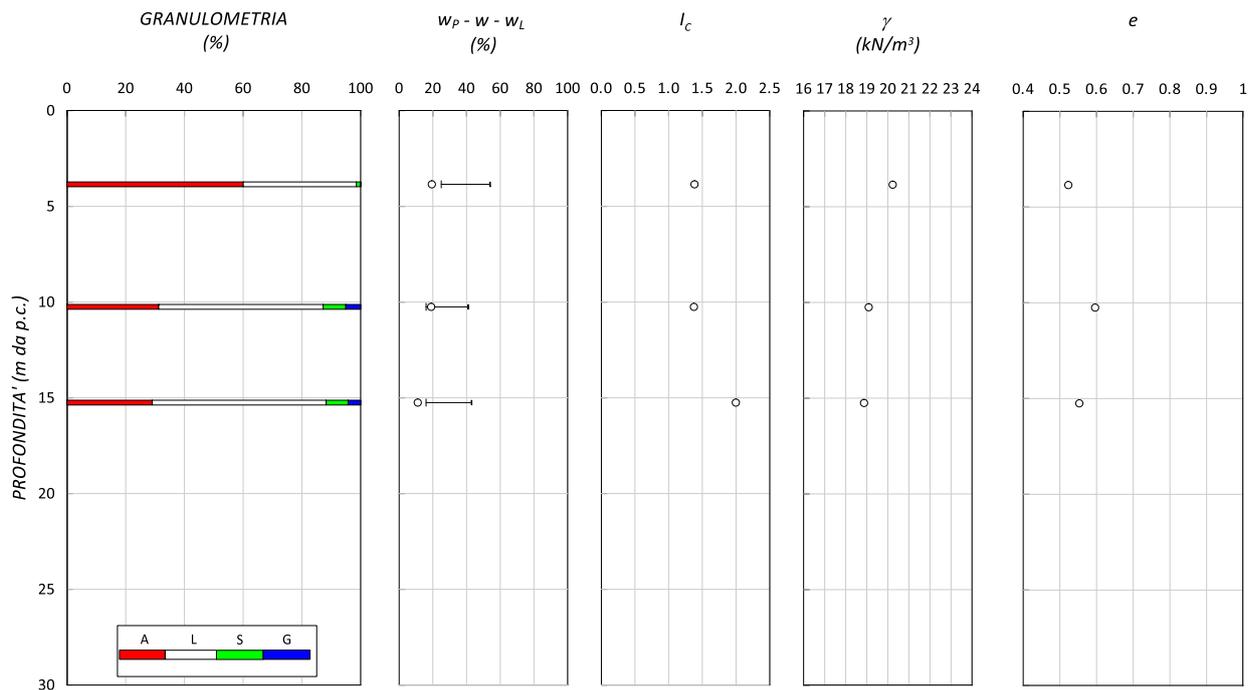


Figura 6.7: Unità geotecnica COL - Caratteristiche fisiche.

Con riferimento ai grafici di Figura 6.7 che riportano i risultati delle analisi granulometriche eseguite su tutti i campioni prelevati, si osserva una prevalenza della componente limoso-argillosa con un indice di plasticità variabile tra 15 e 25 e indice di consistenza compreso tra 1.3 e 2; il limite liquido ha valori compresi tra 40 % e 55 % circa. Il peso dell'unità di volume risulta compreso tra 19 e 20 kN/m³.

Riportando i valori relativi ai campioni prelevati dai sondaggi sulla carta di plasticità di Casagrande è possibile classificare la frazione fine come "argille inorganiche di media plasticità" (Figura 6.8).

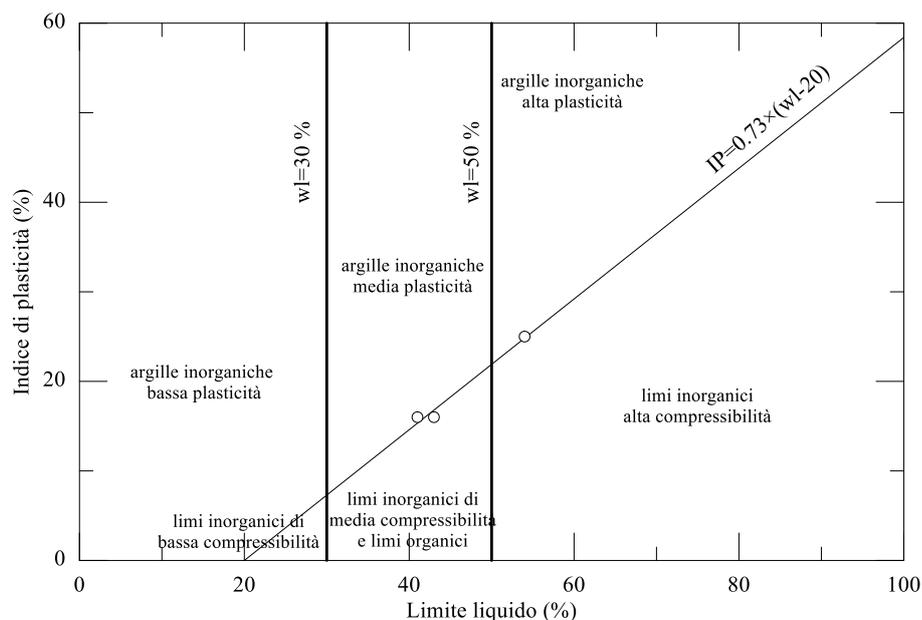


Figura 6.8: Unità geotecnica COL – Carta di Casagrande.

La determinazione delle caratteristiche di resistenza è stata effettuata attraverso l'interpretazione delle prove eseguite direttamente in sito sulle carote estratte dai sondaggi (*pocket penetrometer*) e dalle prove di laboratorio eseguite sui campioni estratti, nel dettaglio da prove di taglio diretto (TD) per le caratteristiche di resistenza in termini di tensioni efficaci.

I grafici in Figura 6:9 sintetizzano i risultati dei parametri di resistenza ottenuti.

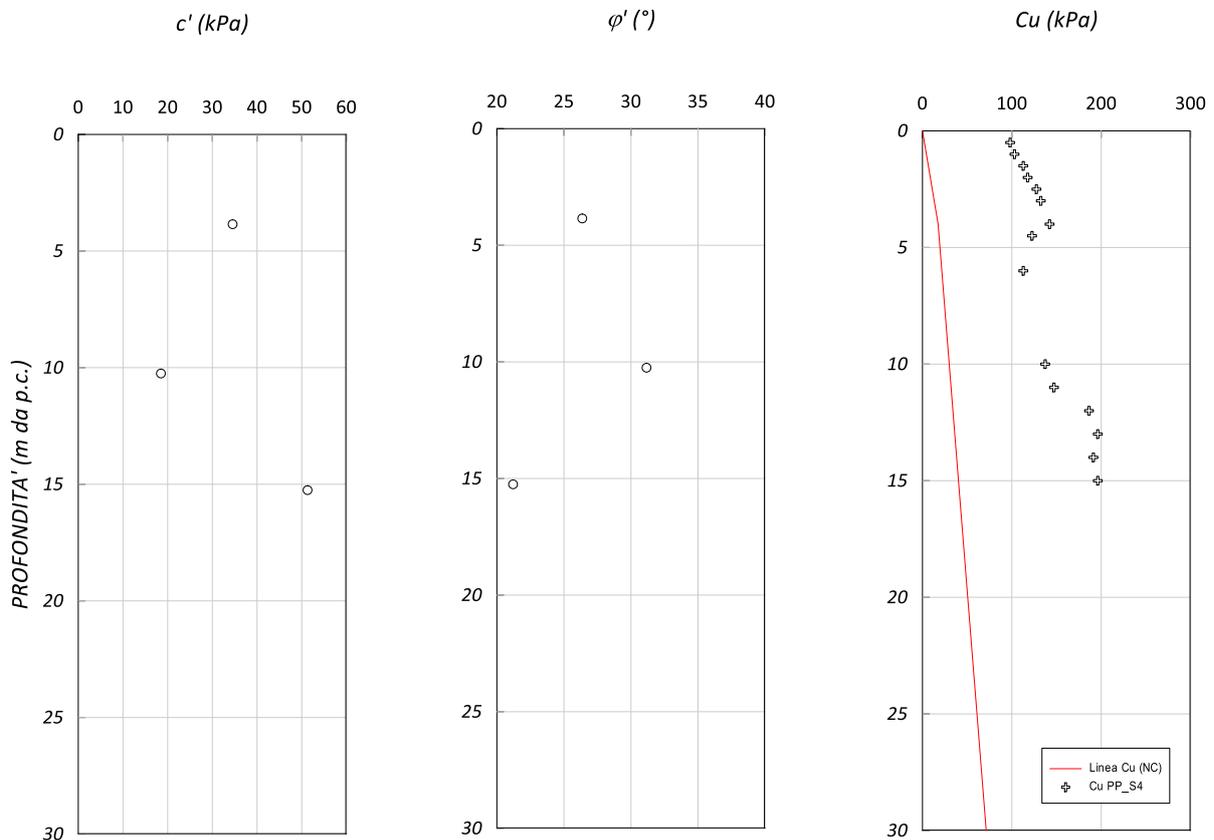


Figura 6:9: Unità geotecnica COL – Proprietà meccaniche.

Si può concludere che l'angolo d'attrito, ϕ' , risulta compreso tra 20 e 30°, mentre la coesione risulta variabile tra 20 e 35 kPa. Per la determinazione della coesione non drenata sono stati considerati i valori ottenuti dalle prove *Pocket* effettuate in sito.

È importante precisare che nel grafico della c_u i punti che indicano valori pari a 200 kPa sono punti nei quali lo strumento ha raggiunto il fondo scala. L'andamento della resistenza non drenata è posto a confronto con l'andamento della retta di equazione $c_u = 0.23 \sigma'_{v0}$, che rappresenta una stima attendibile del valore della resistenza non drenata di un materiale coesivo normalmente consolidato. Tutti i punti si trovano a destra di tale linea per cui il materiale è sovraconsolidato e tale informazione è in linea con l'indice consistenza rilevato dalle prove di laboratorio.

Ulteriori considerazioni in merito possono essere fatte osservando il grafico riportato in Figura 6:10, in cui vengono riportati i valori di OCR determinati partendo dai valori della resistenza non drenata ottenuti dai *pocket* attraverso la seguente relazione (*Koutsoftas e Ladd, 1985*):

$$\frac{c_u}{\sigma'_{v0}} = (0.22 \pm 0.03) \cdot OCR^{0.8}$$

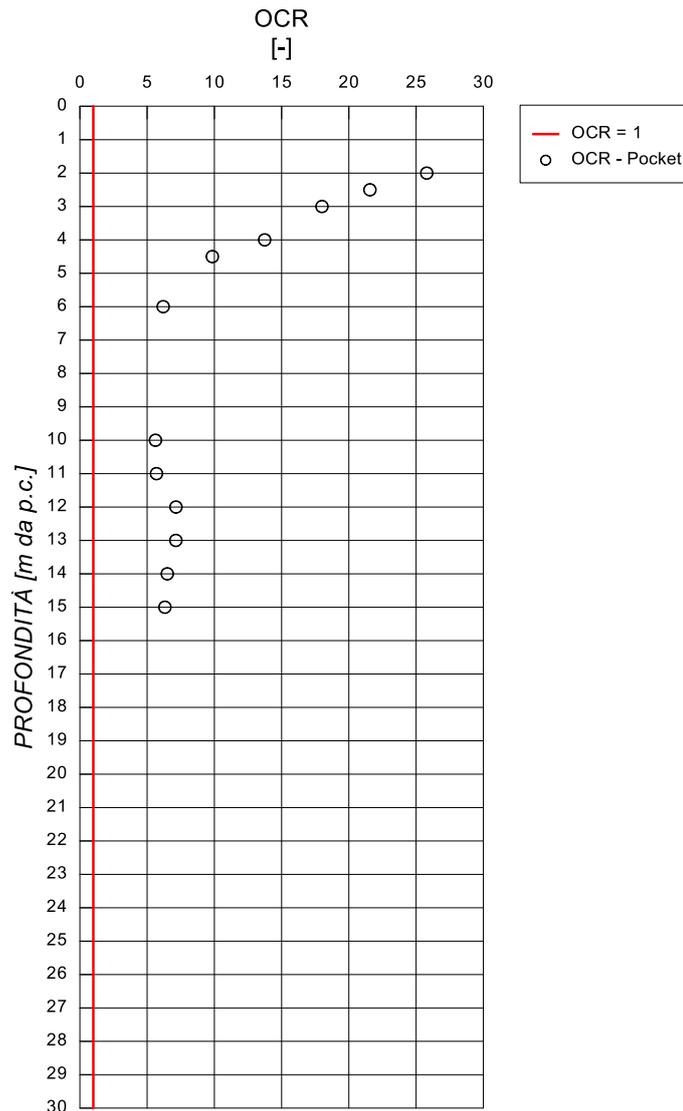


Figura 6:10: Unità geotecnica COL – OCR da pocket.

Si è assegnato un valore di *OCR* cautelativamente pari a 6 costante con la profondità.

Avendo a disposizione una sola prova pressiometrica per l'unità geotecnica in oggetto e considerando che la prova ha fornito un valore del modulo di rigidità pari a 50 MPa, in via cautelativa si stima un range di variabilità del modulo E' compreso tra 30 e 50 MPa.

A seguire si riporta in Tabella 6.2 un riepilogo dei parametri fisici e meccanici.

Tabella 6.2 : Unità geotecnica COL - Riepilogo caratteristiche fisiche e meccaniche.

Peso dell'unità di volume, γ (kN/m ³)	19-20
Coesione, c (kPa)	20-35
Angolo di resistenza al taglio, φ (°)	20-30
Coesione non drenata, c_u (kPa)	100-200
Modulo di Young, E (MPa)	30-50

6.4 UNITÀ GEOTECNICA SCH

L'unità geotecnica in esame è costituita da marne calcaree con aumento della frazione argillosa verso l'alto, complessivamente per come è stato rinvenuto nelle verticali di indagine del lotto in esame può essere assimilata a un terreno a grana fine.

Tale unità è stata intercettata nel sondaggio S3 e SA2 della campagna di indagine del 2021 eseguiti nella prima parte del tracciato, in corrispondenza delle gallerie Romanella e Colle del Vento.

Di seguito si mostrano le foto delle cassette dei sondaggi (Figura 6:11).



Figura 6:11: Unità geotecnica SCH – S3/21 (sinistra) e SA2/21 (destra).

Per l'individuazione delle caratteristiche fisiche sono stati elaborati i risultati delle prove in laboratorio effettuate nel corso della campagna di indagini del 2021 riportati nel § 3. I risultati ottenuti sono riportati nella figura a seguire in funzione della profondità.

RELAZIONE GEOTECNICA

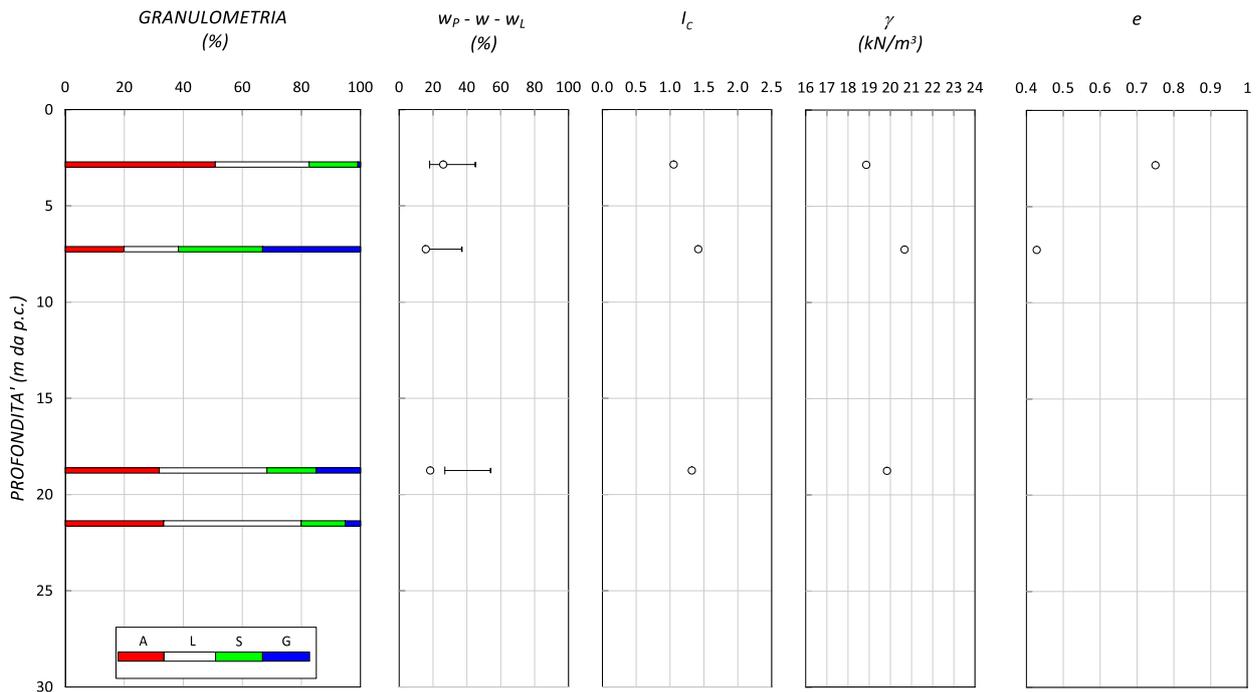


Figura 6:12: Unità geotecnica SCH - Caratteristiche fisiche.

Con riferimento ai grafici di Figura 6:12 che riportano i risultati delle analisi granulometriche eseguite su tutti i campioni prelevati, si osserva una prevalenza della componente limoso-argillosa con un indice di plasticità variabile tra 15 e 25 e indice di consistenza compreso tra 1 e 1.4; il limite liquido ha valori compresi tra 35 % e 54 % circa. Il peso dell'unità di volume risulta compreso tra 19 e 21 kN/m³.

Riportando i valori relativi ai campioni prelevati dai sondaggi sulla carta di plasticità di Casagrande è possibile classificare la frazione fine come "argille inorganiche di medio-alta plasticità" (Figura 6:13).

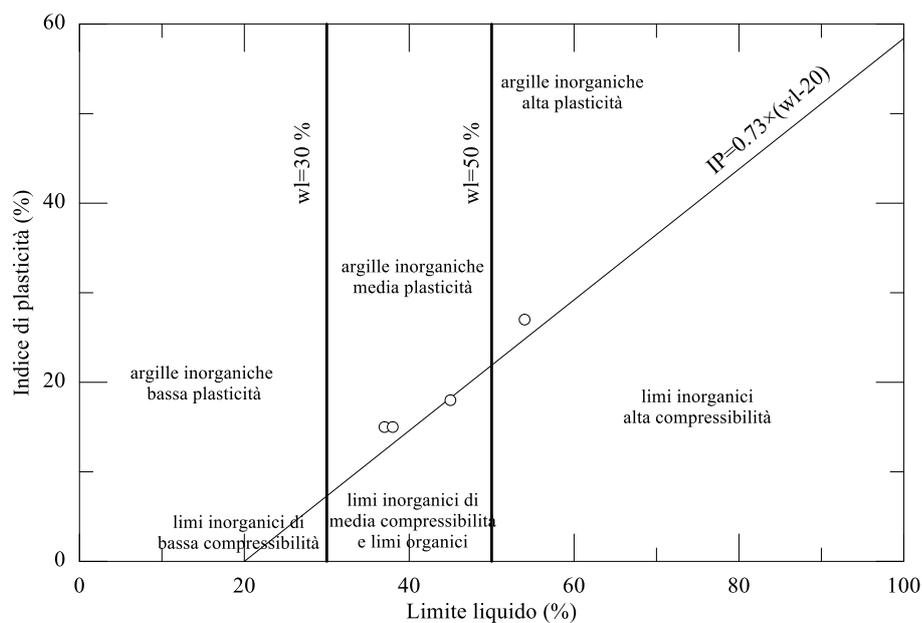


Figura 6:13: Unità geotecnica SCH – Carta di Casagrande.

La determinazione delle caratteristiche di resistenza è stata effettuata attraverso l'interpretazione delle prove eseguite direttamente in sito sulle carote estratte dai sondaggi (*pocket penetrometer*), dalle prove di laboratorio eseguite sui campioni estratti, nel dettaglio da prove di taglio diretto (TD) per le caratteristiche di resistenza in termini di tensioni efficaci e prove ad espansione laterale libera (ELL) per la valutazione della resistenza non drenata.

I grafici in Figura 6:14 sintetizzano i risultati dei parametri di resistenza ottenuti.

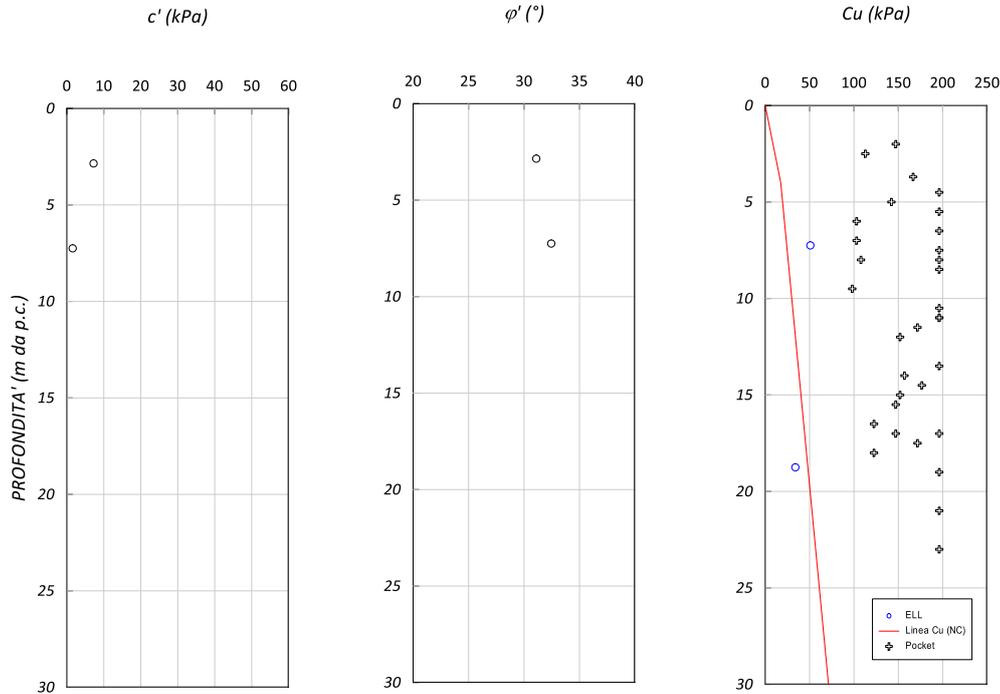


Figura 6:14: Unità geotecnica SCH – Proprietà meccaniche.

Si può concludere che l'angolo d'attrito, ϕ' , risulta cautelativamente compreso tra 25 e 30°, mentre la coesione risulta variabile tra 5 e 10 kPa.

È importante precisare che nel grafico della c_u i numerosi punti che indicano valori pari a 200 kPa sono punti nei quali lo strumento ha raggiunto il fondo scala (se in cantiere ci fosse stato uno strumento con fondo scala maggiore, si sarebbero ottenuti valori maggiori di 200 kPa). Per la determinazione della coesione non drenata sono stati considerati i valori delle prove di espansione laterale libera ELL e, altresì, i valori ottenuti dalle prove *Pocket* effettuate in sito. L'andamento della resistenza non drenata è posto a confronto con l'andamento della retta di equazione $c_u = 0.23 \sigma'_{v0}$, che rappresenta una stima attendibile del valore della resistenza non drenata di un materiale coesivo normalmente consolidato. Si nota che i valori di c_u ottenuti dalle prove sono lontani da tale retta. Fanno eccezione alcuni risultati ottenuti da prove ELL, mediamente inferiori e ciò potrebbe essere causato dalla natura scagliosa del materiale o un probabile disturbo del campione.

Ulteriori considerazioni in merito possono essere fatte osservando il grafico riportato in Figura 6:15, in cui vengono riportati i valori di OCR determinati partendo dai valori della resistenza non drenata ottenuti dai *pocket* attraverso la seguente relazione (*Koutsoftas e Ladd, 1985*):

$$\frac{c_u}{\sigma'_{v0}} = (0.22 \pm 0.03) \cdot OCR^{0.8}$$

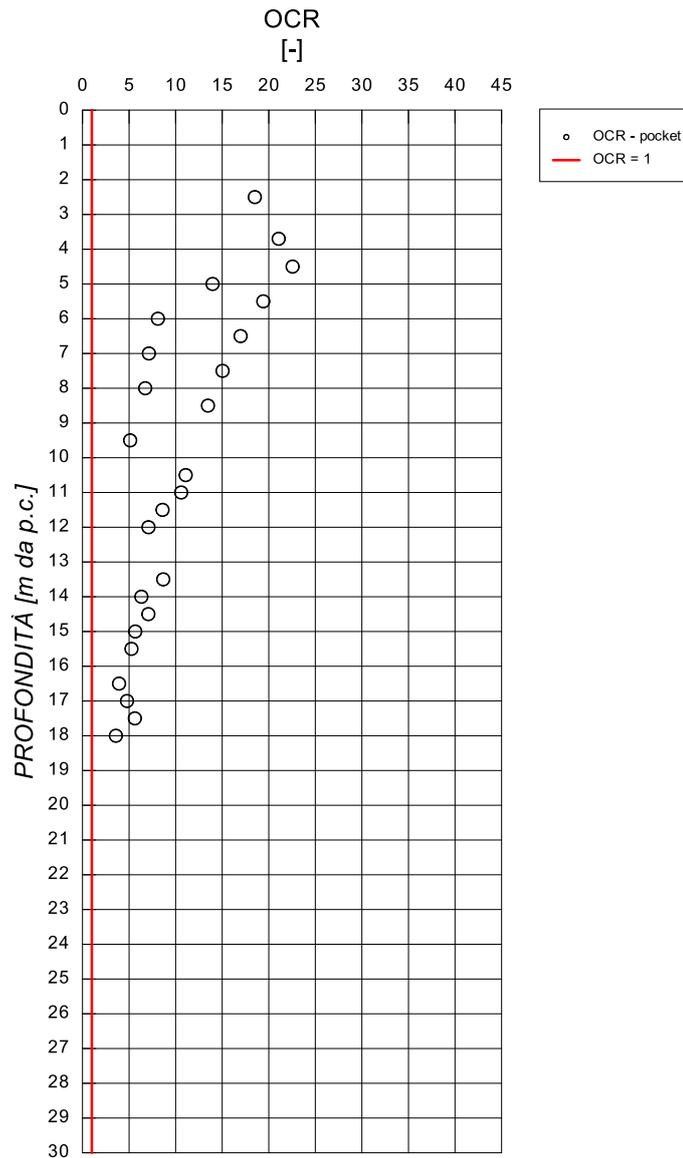


Figura 6:15: Unità geotecnica SCH – OCR da pocket.

Si è assegnato un valore di *OCR* cautelativamente pari a 10 per profondità fino a 8 m e 5 per profondità maggiori.

La stima del modulo di rigidezza è stata eseguita interpretando la prova *Down-Hole* disponibile del sondaggio S3 (Figura 6:16). Osservando il grafico risulta evidente come nei primi 3 m di profondità il modulo *E'* assuma valore pari a 25 MPa, mentre per profondità maggiori esso appare variabile tra 50 e 180.

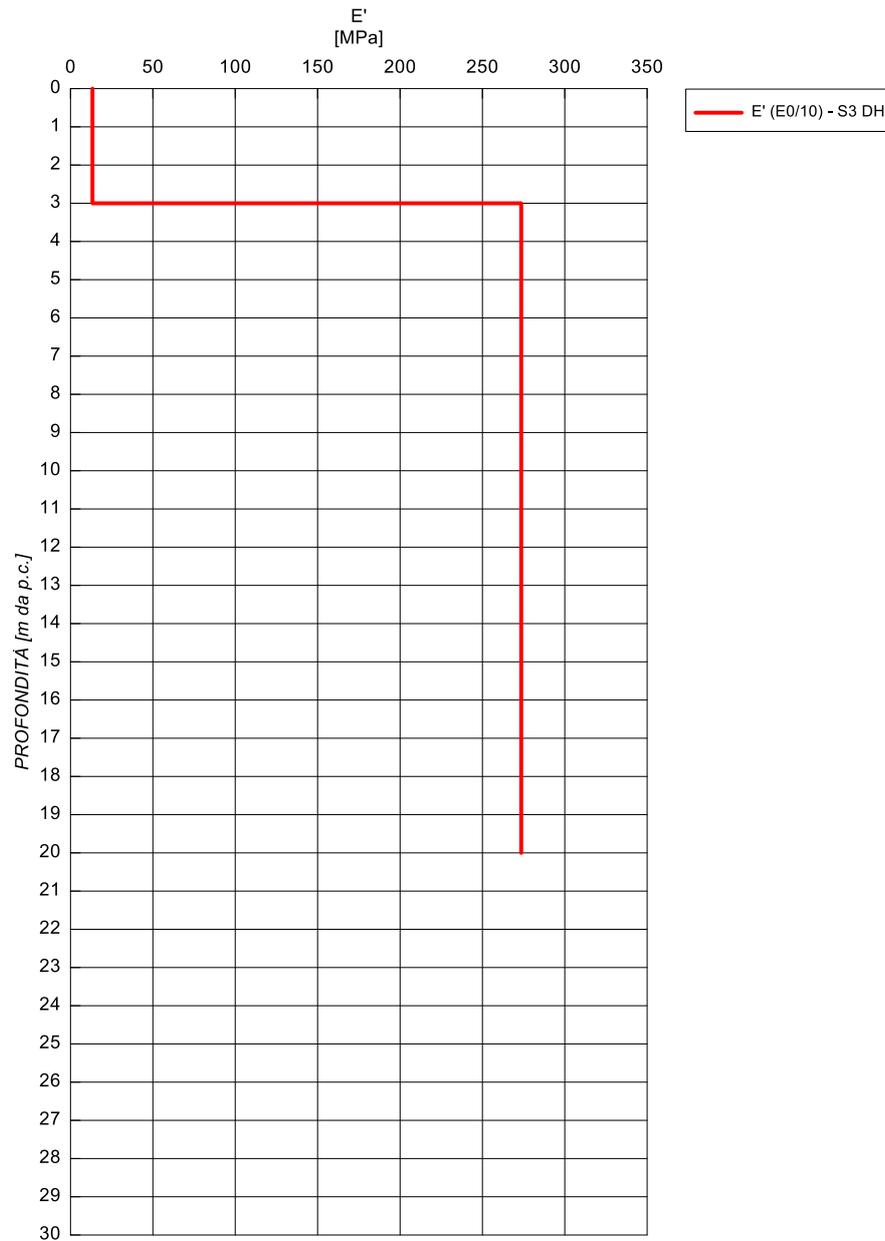


Figura 6:16: Unità geotecnica SCH – Stima del modulo E' .

A seguire si riporta in Tabella 6.3 un riepilogo dei parametri fisici e meccanici.

Tabella 6.3 : Unità geotecnica SCH - Riepilogo caratteristiche fisiche e meccaniche.

Peso dell'unità di volume, γ (kN/m ³)	19-21
Coesione, c (kPa)	5-10
Angolo di resistenza al taglio, φ (°)	25-30
Coesione non drenata, c_u (kPa)	100-250
Modulo di Young, E (MPa)	20 MPa per $0 < z < 3$ m 100-300 MPa per $z > 3$ m

6.5 UNITÀ GEOTECNICA SCC1

L'unità geotecnica in esame è costituita da marna e marna argillosa e complessivamente può essere assimilata a un terreno a grana fine.

Tale unità è stata intercettata nei sondaggi S1 ÷ S2 della campagna di indagine del 2021 eseguiti nella prima parte del tracciato, in corrispondenza dell'imbocco della galleria Romanella.

Si mostrano le foto delle cassette dei sondaggi in Figura 6:17.



Figura 6:17: Unità geotecnica SCC1 – S1/21 (sinistra) e S2/21 (destra).

Per l'individuazione delle caratteristiche fisiche sono stati elaborati i risultati delle prove in laboratorio effettuate nel corso della campagna di indagini del 2021 riportati nel § 3. I risultati ottenuti sono riportati nella figura a seguire in funzione della profondità.

RELAZIONE GEOTECNICA

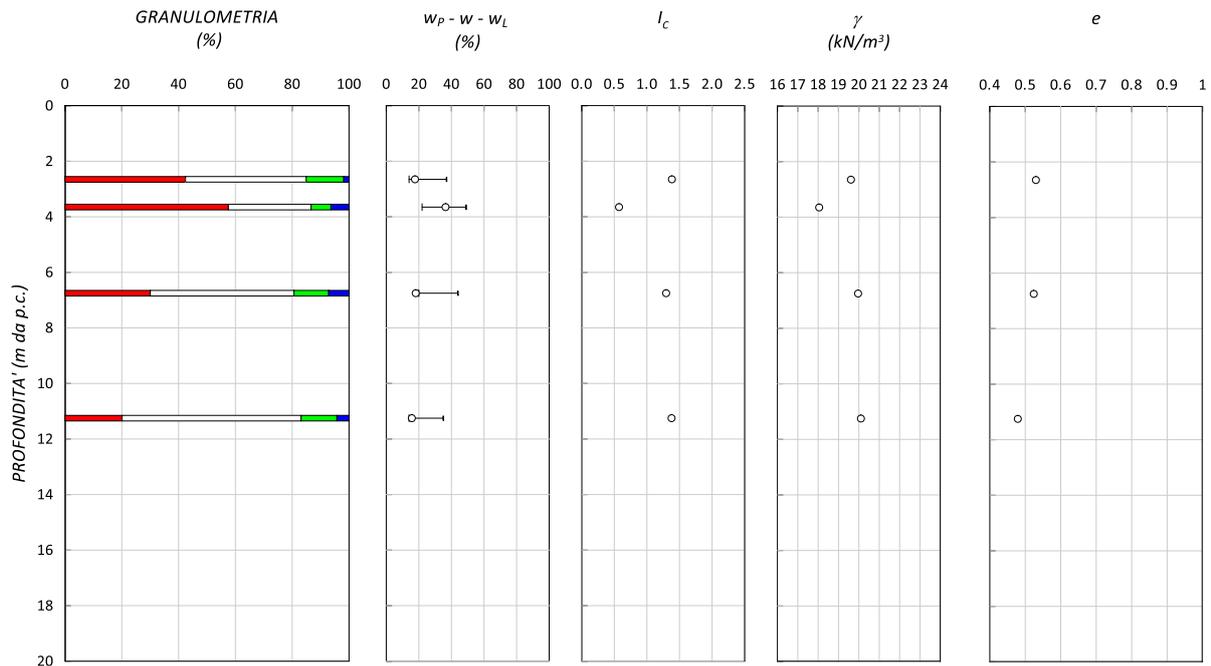


Figura 6:18: Unità geotecnica SCC1 - Caratteristiche fisiche.

Con riferimento ai grafici di Figura 6:18 che riportano i risultati delle analisi granulometriche eseguite su tutti i campioni prelevati, si osserva una prevalenza della componente limoso-argillosa con un indice di plasticità variabile tra 15 e 20 e indice di consistenza compreso tra 0.5 e 1.3; il limite liquido ha valori compresi tra 35 % e 50 % circa. Il peso dell'unità di volume risulta compreso tra 18 e 20 kN/m³, con un valore medio pari a circa 19 kN/m³.

Riportando i valori relativi ai campioni prelevati dai sondaggi sulla carta di plasticità di Casagrande è possibile classificare la frazione fine come "argille inorganiche di media plasticità" (Figura 6:19).

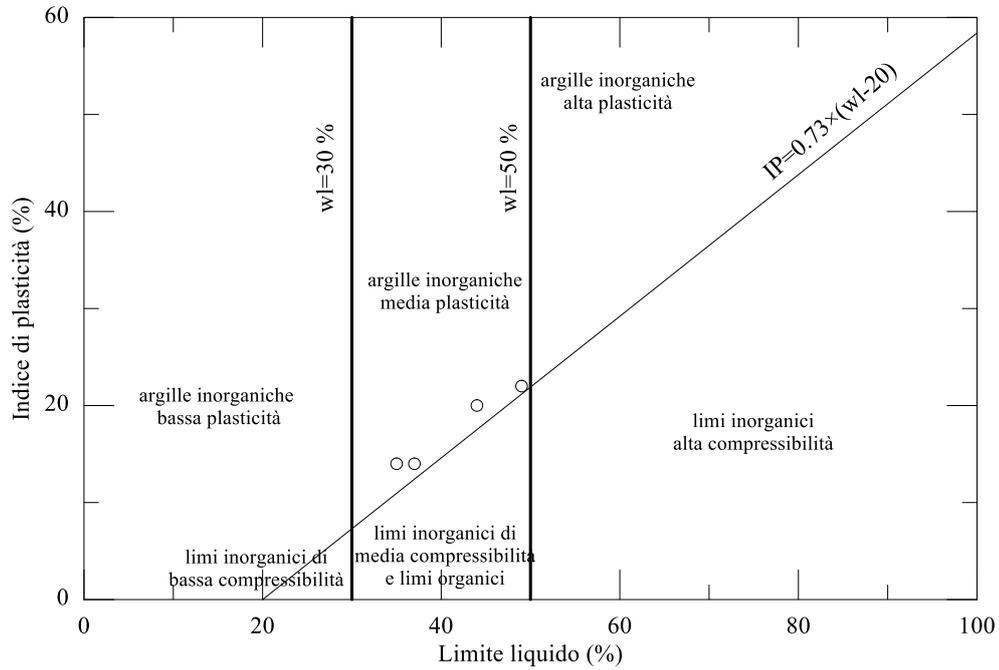


Figura 6:19: Unità geotecnica SCC1 – Carta di Casagrande.

La determinazione delle caratteristiche di resistenza è stata effettuata attraverso l'interpretazione delle prove eseguite direttamente in sito sulle carote estratte dai sondaggi (*pocket penetrometer*), dalle prove di laboratorio eseguite sui campioni estratti, nel dettaglio da prove di taglio diretto (TD) per le caratteristiche di resistenza in termini di tensioni efficaci e prove ad espansione laterale libera (ELL) e prove triassiali non consolidate non drenate (UU) per la valutazione della resistenza non drenata. I grafici in Figura 6:20 sintetizzano i risultati dei parametri di resistenza ottenuti.

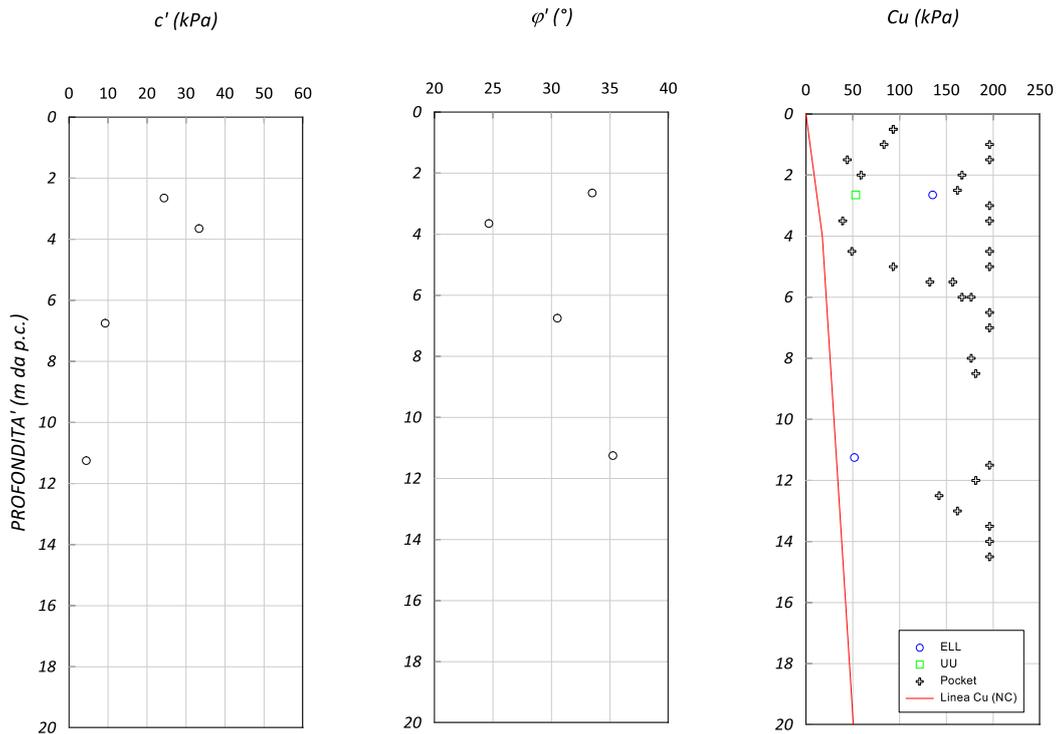


Figura 6:20: Unità geotecnica SCC1 – Proprietà meccaniche.

Si può concludere che l'angolo d'attrito, ϕ' , risulta compreso tra 25 e 35°, mentre la coesione risulta variabile tra 5 e 30 kPa.

È importante precisare che nel grafico della c_u i numerosi punti che indicano valori pari a 200 kPa sono punti nei quali lo strumento ha raggiunto il fondo scala. Per la determinazione della coesione non drenata sono stati considerati i valori delle prove di espansione laterale libera ELL, prove triassiali UU e, altresì, i valori ottenuti dalle prove *Pocket* effettuate in sito. L'andamento della resistenza non drenata è posto a confronto con l'andamento della retta di equazione $c_u = 0.23 \sigma'_{v_0}$, che rappresenta una stima attendibile del valore della resistenza non drenata di un materiale coesivo normalmente consolidato. Si nota che i valori di c_u ottenuti dalle prove sono lontani da tale retta. Fa eccezione un risultato ottenuto da prove ELL che potrebbe essere affetto da un grado elevato di disturbo.

Ulteriori considerazioni in merito possono essere fatte osservando il grafico riportato in Figura 6:21, in cui vengono riportati i valori di *OCR* determinati partendo dai valori della resistenza non drenata ottenuti dai *pocket* attraverso la seguente relazione (*Koutsoftas e Ladd, 1985*):

$$\frac{c_u}{\sigma'_{v0}} = (0.22 \pm 0.03) \cdot OCR^{0.8}$$

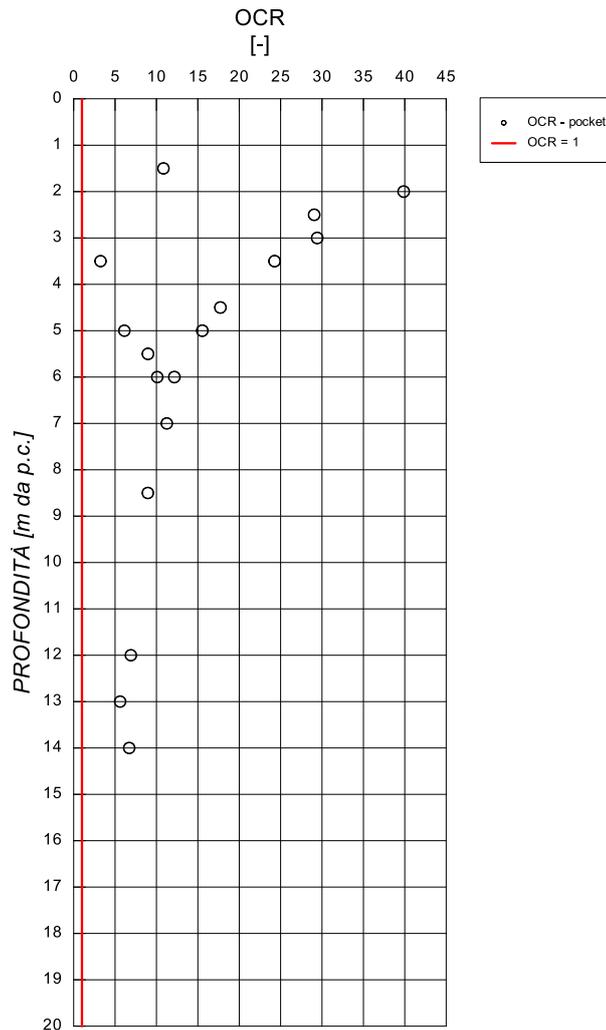


Figura 6:21: Unità geotecnica SCC1 – OCR da pocket.

Si è assegnato un valore di *OCR* cautelativamente pari a 10 per profondità fino a 5 m e 5 per profondità maggiori.

La stima del modulo di rigidità è stata eseguita interpretando una prova Down-Hole, una prova pressiométrica e la prova sismica a rifrazione L2 della campagna di indagine del 2021 (

Figura 6:22). Osservando il grafico risulta evidente come nei primi 3 m di profondità il modulo E' assuma valore pari a 25 MPa, mentre per profondità maggiori esso appare variabile tra 150 e 200.

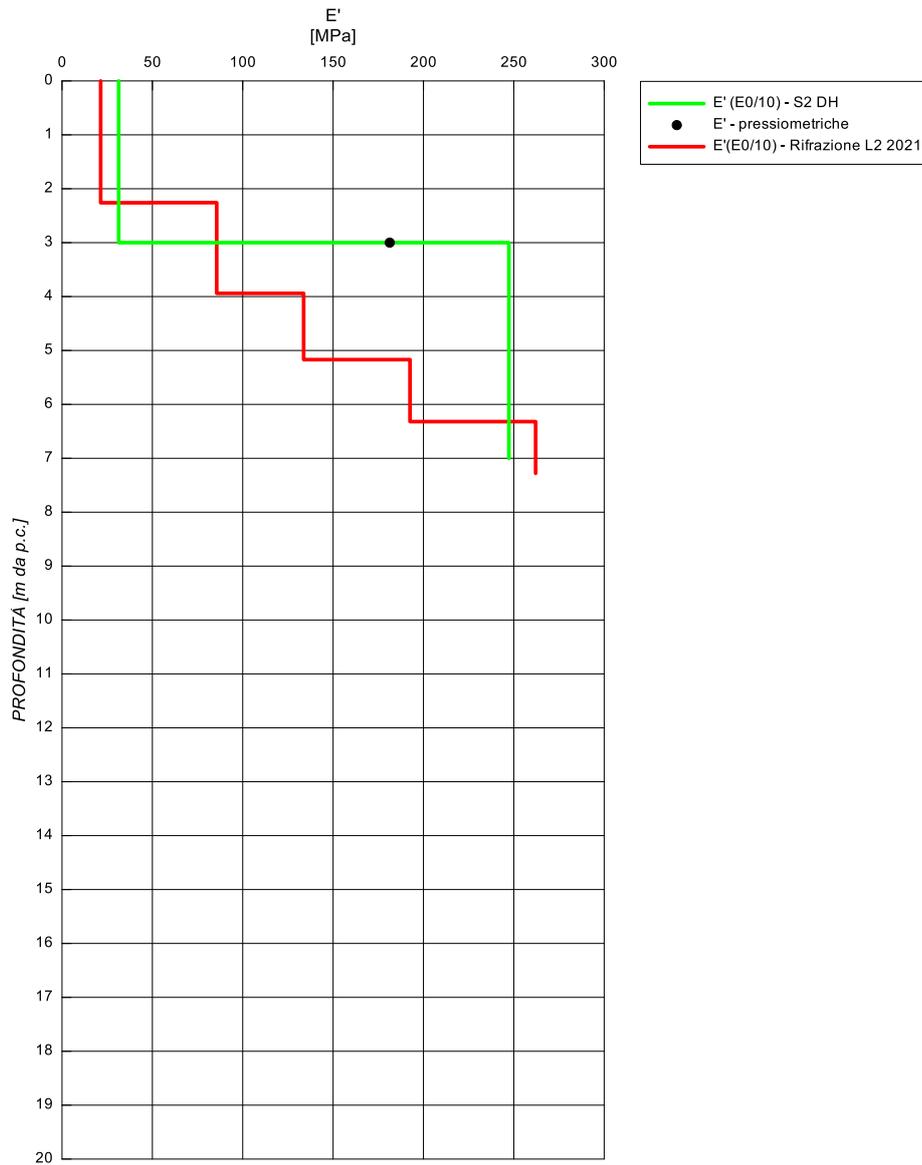


Figura 6:22: Unità geotecnica SCC1 – Stima del modulo E'.

A seguire si riporta in Tabella 6.4 un riepilogo dei parametri fisici e meccanici.

Tabella 6.4 : Unità geotecnica SCC1 - Riepilogo caratteristiche fisiche e meccaniche.

Peso dell'unità di volume, γ (kN/m ³)	18-20
Coesione, c (kPa)	5-30
Angolo di resistenza al taglio, φ (°)	25-35
Coesione non drenata, c_u (kPa)	100-250
Modulo di Young, E (MPa)	25 MPa per $0 < z < 3$ m 150-200 MPa per $z > 3$ m

6.6 UNITÀ GEOTECNICA BI1

La presente unità geotecnica, costituita da argilla marnosa scagliosa, complessivamente può essere assimilata ad un terreno a grana fine.

Tale unità è stata intercettata nei sondaggi S3 ÷ S13 della campagna di indagini del 2021, nei sondaggi S1 ÷ S5 della campagna svolta nel 2009 e nei sondaggi S8 e S9 del 2003.

Si mostrano di seguito le foto delle cassette dei sondaggi (Figura 6:23).



Figura 6:23: Unità geotecnica BI1 – S3/21 (sinistra) e S4/21 (destra).

Per l'individuazione delle caratteristiche fisiche sono stati elaborati i risultati delle prove in laboratorio effettuate nel corso della campagna di indagini del 2021 riportati nel § 3. I risultati ottenuti sono riportati nella Figura 6:24 a seguire in funzione della profondità.

RELAZIONE GEOTECNICA

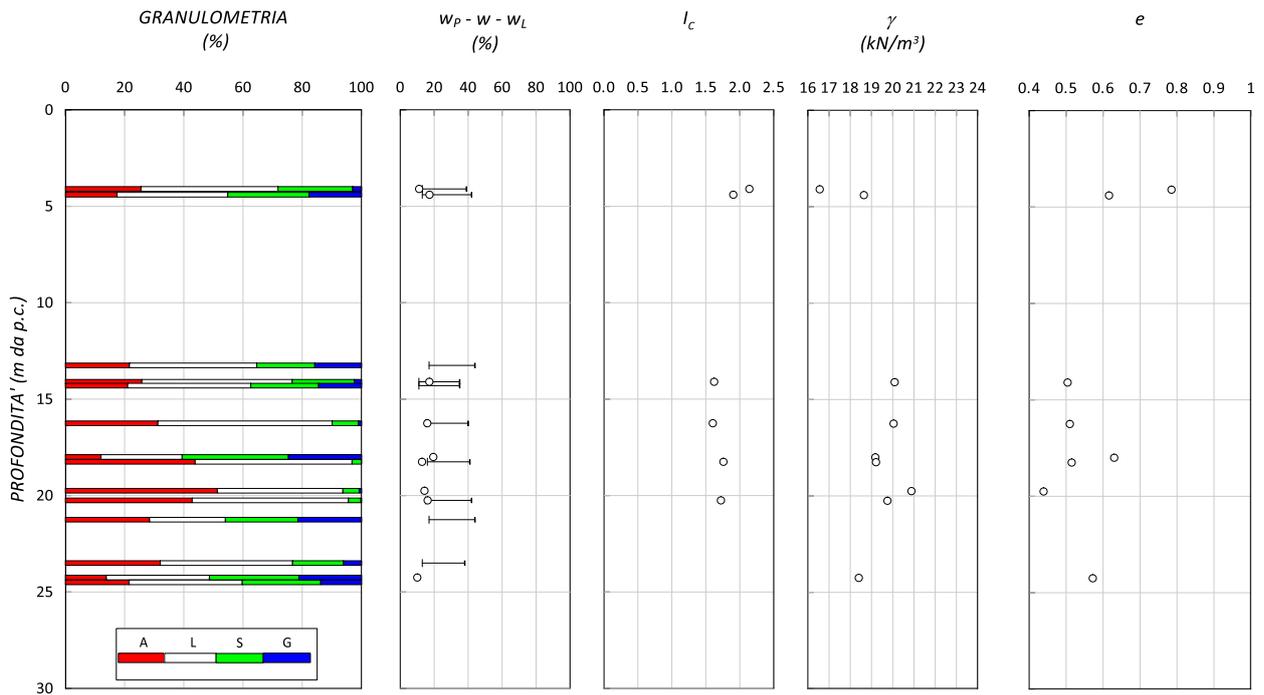


Figura 6:24: Unità geotecnica BI1 - Caratteristiche fisiche.

Con riferimento ai grafici di Figura 6:24 che riportano i risultati delle analisi granulometriche eseguite su tutti i campioni prelevati, si osserva una prevalenza della componente limoso-argillosa con un indice di plasticità variabile tra 10 e 20 e indice di consistenza compreso tra 1.5 e 2; il limite liquido ha valori compresi tra 35 % e 45 % circa. Il peso dell'unità di volume risulta compreso tra 18 e 21 kN/m³, con un valore medio pari a circa 20 kN/m³.

Riportando i valori relativi ai campioni prelevati dai sondaggi sulla carta di plasticità di Casagrande è possibile classificare la frazione fine come "argille o limi inorganici di media plasticità" (Figura 6:25).

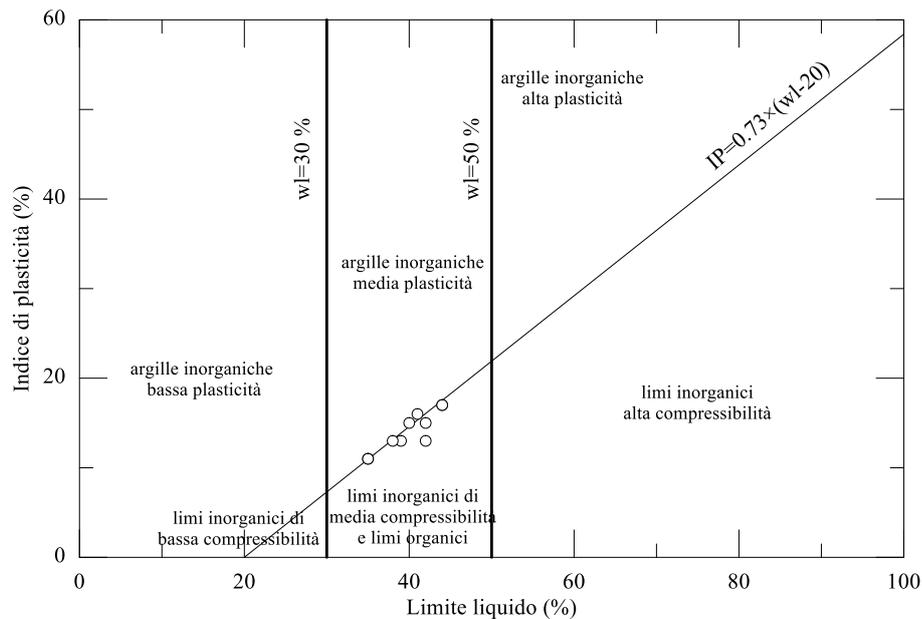


Figura 6:25: Unità geotecnica BI1 - Carta di Casagrande.

La determinazione delle caratteristiche di resistenza è stata effettuata attraverso l'interpretazione delle prove eseguite direttamente in sito sulle carote estratte dai sondaggi (pocket penetrometer), dalle prove di laboratorio eseguite sui campioni estratti, nel dettaglio da prove di taglio diretto (TD) e prove triassiali consolidate drenate (CID) per le caratteristiche di resistenza in termini di tensioni efficaci, prove ad espansione laterale libera (ELL) e prove triassiali non consolidate non drenate (UU) per la valutazione della resistenza non drenata.

I grafici in Figura 6:26 **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** sintetizzano i risultati dei parametri di resistenza ottenuti.

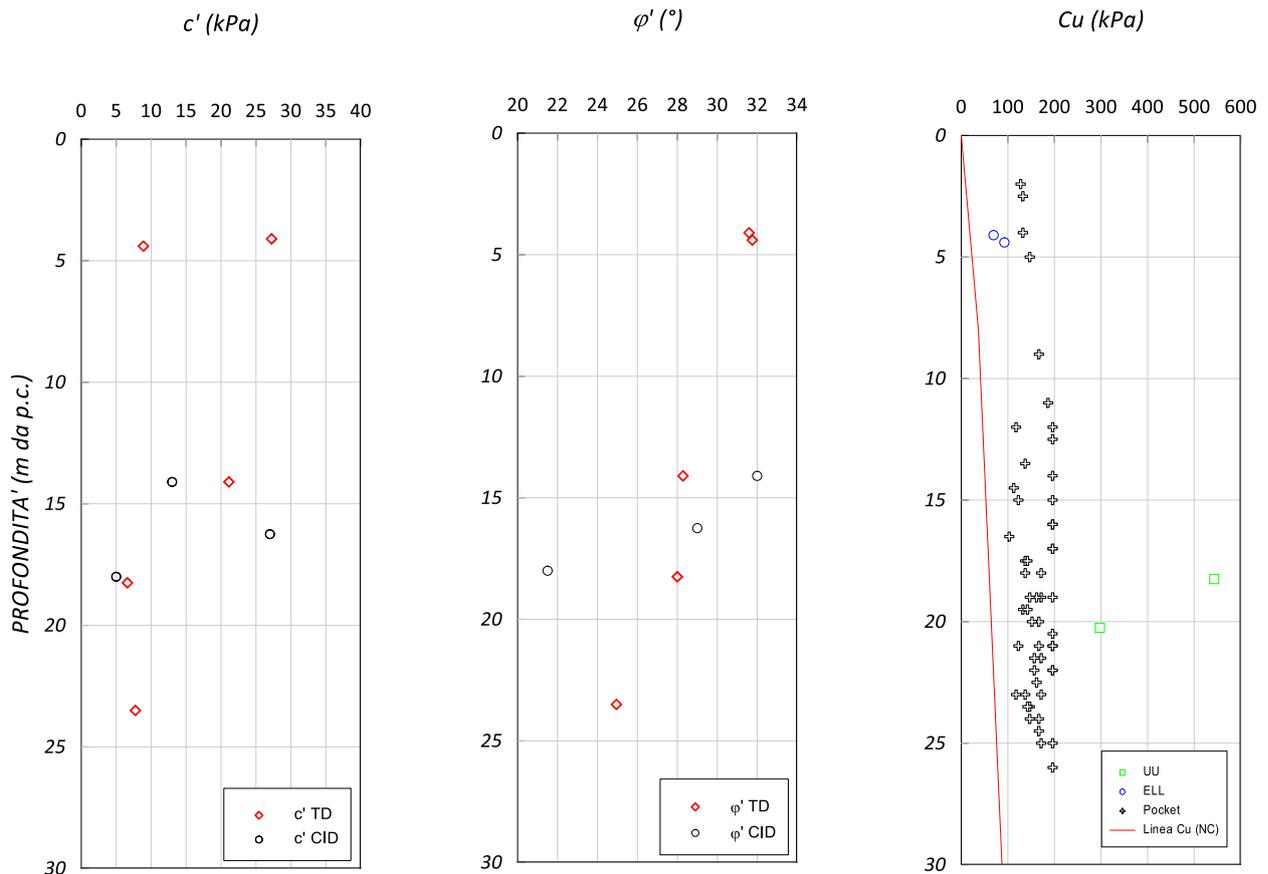


Figura 6:26: Unità geotecnica BI1 – Proprietà meccaniche.

Si può concludere che l'angolo d'attrito, ϕ' , risulta compreso tra 25 e 32°, mentre la coesione risulta variabile tra 5 e 25 kPa.

È importante precisare che nel grafico della c_u , numerosi punti che indicano valori pari a 200 kPa sono punti nei quali lo strumento ha raggiunto il fondo scala (se in cantiere ci fosse stato uno strumento con fondo scala maggiore, si sarebbero ottenuti valori maggiori di 200 kPa). Per la determinazione della coesione non drenata sono stati considerati i valori delle prove triassiali UU, delle prove ad espansione laterale libera ELL e, altresì, i valori ottenuti dalle prove *pocket* effettuate in sito. L'andamento della resistenza non drenata è posto a confronto con l'andamento della retta di equazione $c_u = 0.23 \sigma'_v$, che rappresenta una stima attendibile del valore della resistenza non drenata di un materiale coesivo normalmente consolidato. Si nota che i valori di c_u ottenuti dalle prove si trovano a destra di tale retta per cui il materiale è sovraconsolidato. Ulteriori considerazioni in merito possono essere fatte osservando il

grafico riportato in Figura 6:27, in cui vengono riportati i valori di *OCR* determinati partendo dai valori della resistenza non drenata ottenuti dai *pocket* attraverso la seguente relazione (*Koutsoftas e Ladd, 1985*).

$$\frac{c_u}{\sigma'_{v0}} = (0.22 \pm 0.03) \cdot OCR^{0.8}$$

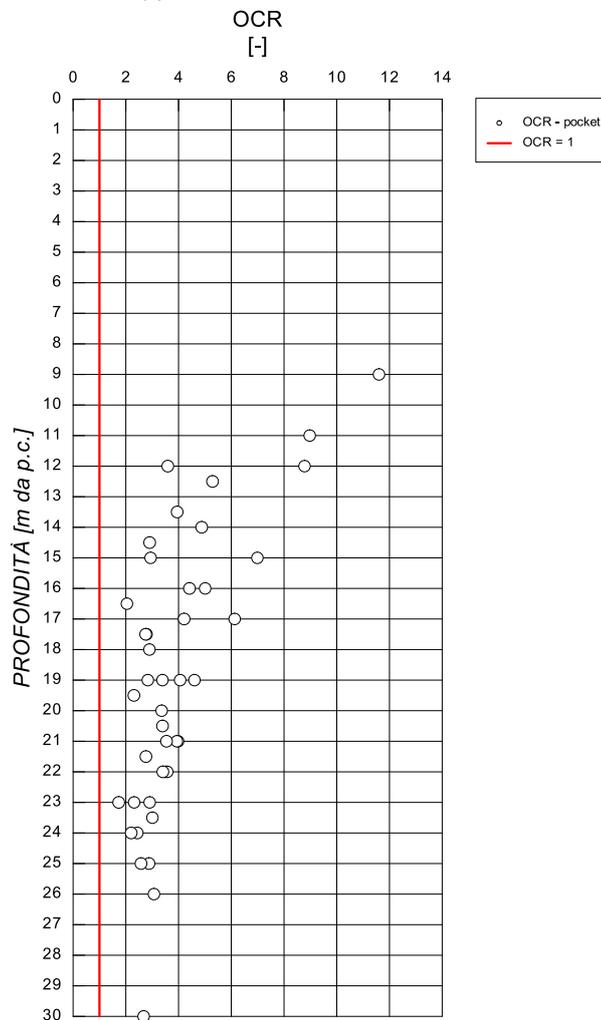


Figura 6:27: Unità geotecnica BI1 – OCR da pocket.

Si è assegnato un valore di *OCR* pari a 3 costante con la profondità.

La stima del modulo di rigidezza è stata eseguita interpretando le prove *Down-Hole* dei sondaggi S6 e S12, le prove *masw* L1 e L2 della campagna di indagine 2021 e lo stendimento a rifrazione L1 nelle sezioni 1, 2, 3 e 4 la cui ubicazione è riportata nell'elaborato "T00GE05GETFG01-02 – Profili geotecnici di progetto". Si definisce un range di variazione del modulo di Young tra 100 e 300 MPa (Figura 6:28).

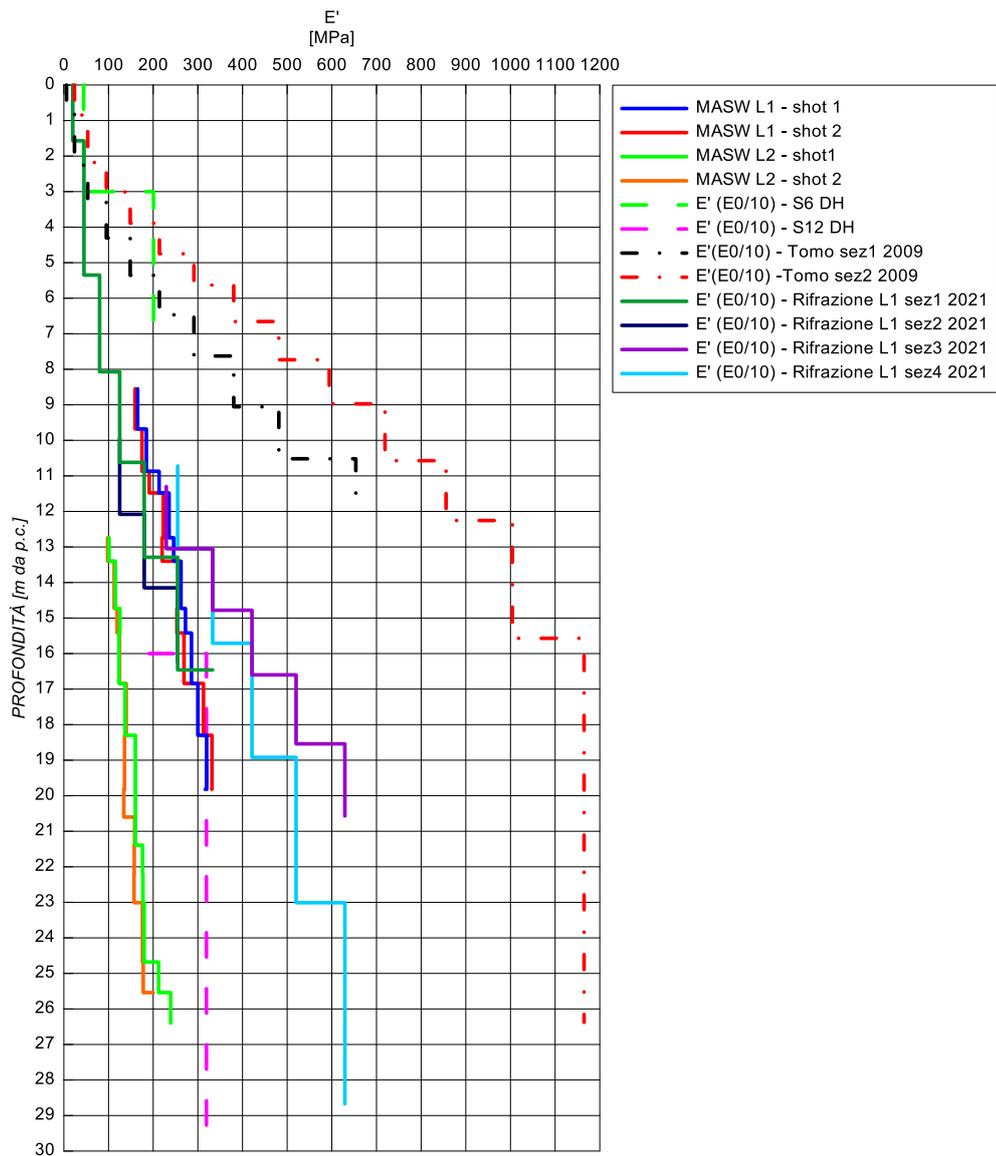


Figura 6:28: Unità geotecnica B11 – Stima del modulo E' .

A seguire si riporta in Tabella 6.5 un riepilogo dei parametri fisici e meccanici.

Tabella 6.5 : Unità geotecnica B11 - Riepilogo caratteristiche fisiche e meccaniche.

Peso dell'unità di volume, γ (kN/m^3)	19-21
Coesione, c (kPa)	5-25
Angolo di resistenza al taglio, φ ($^\circ$)	25-32
Coesione non drenata, c_u (kPa)	100-300
Modulo di Young, E (MPa)	100-300

6.7 UNITÀ GEOTECNICA SCC2

Per l'unità geotecnica SCC2, costituita da marna e calcare marnoso litoidi, è stato individuato il peso dell'unità di volume elaborando le prove in laboratorio effettuate nel corso della campagna di indagini del 2021 riportate nel § 3. I risultati ottenuti sono riportati nella Figura 6:29 a seguire in funzione della profondità.

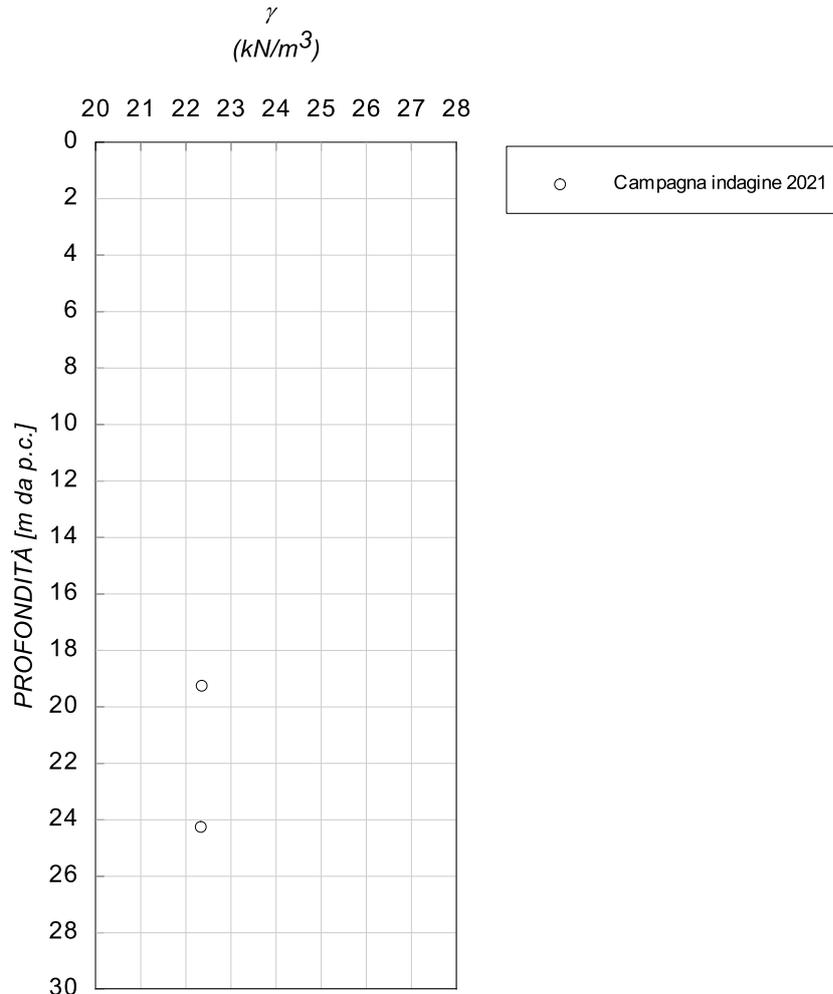


Figura 6:29: Unità geotecnica SCC2 - peso dell'unità di volume.

Dai risultati si può ritenere che il range di variazione del peso dell'unità di volume risulti compreso tra 22 e 23 kN/m^3 .

La caratterizzazione dell'unità geotecnica SCC2, come pure quella di tutte le unità geotecniche litoidi presentate a seguire, è stata eseguita valutando il *GSI*, *Geological Strength Index*, che è un indice che caratterizza la qualità intrinseca dell'ammasso roccioso, ovvero la qualità dell'ammasso indipendentemente dalla specifica opera da realizzare. L'indice *GSI* viene poi impiegato di volta in volta per ricavare i parametri di resistenza e di deformabilità dell'ammasso in questione per gli specifici casi applicativi (fondazioni, opere di sostegno, gallerie, scavi in trincea).

Il *GSI* è ottenuto come somma di 5 indici parziali, stimati sulla base di:

- Resistenza a compressione uniassiale, σ_c – Indice A_1 ;
- Indice di qualità, *RQD* – Indice A_2 ;

- Spaziatura delle discontinuità, J_s – Indice A_3 ;
- Condizione delle discontinuità (persistenza, apertura, scabrezza, riempimento, alterazione delle pareti) – Indice A_4 ;
- Condizioni idrauliche – Indice A_5 .

La Figura 6:30 riporta lo schema per la valutazione dei cinque indici suddetti a partire dai dati di indagine grezzi.

1. σ_z (MPa)	> 200	200 ÷ 100	100 ÷ 50	50 ÷ 25	25 ÷ 10	10 ÷ 3	3 ÷ 1
Indice parziale	15	12	7	4	2	1	0
2. RQD (%)	100 ÷ 90	90 ÷ 75	75 ÷ 50	50 ÷ 25	< 25		
Indice parziale	20	17	13	8	3		
3. J_s (m)	> 3	3 ÷ 1	1 ÷ 0.3	0.3 ÷ 0.06	< 0.06		
Indice parziale	30	25	20	10	5		
4. Condizione delle discontinuità	Pareti molto scabre, giunti non continui, roccia non alterata	Pareti poco scabre, apertura < 1 mm, roccia poco alterata	Pareti poco scabre, apertura < 1 mm, roccia molto alterata	Pareti laminate, riempimento < 5 mm, apertura 1 ÷ 5 mm, giunti continui	Riempimento mat. sciolto > 5 mm, apertura > 5 mm, giunti continui		
Indice parziale	25	20	12	6	0		
5. Condizioni idrauliche							
Indice parziale	10						

Figura 6:30: Schema per la valutazione degli indici parziali A_1 ÷ A_5 .

L'indice parziale A_4 è stato stimato attraverso lo schema di valutazione di *Bieniawski* (1989) riportato in Figura 6:31 e scalato per tener conto che il massimo punteggio assegnabile è pari a 25.

Parametro	Misura o descrizione Indice				
Lunghezza discontinuità, (persistenza/continuità) (m)	<1	1-3	3-10	10-20	>20
	6	4	2	1	0
Apertura (mm)	0	<0.1	0.1-1.0	1-5	>5
	6	5	4	1	0
Scabrezza	molto scabra	scabra	l scabra	liscia	laminata
	6	5	3	1	0
Spessore riempimento (mm)	riempimento materiale attritivo		riempimento materiale sciolto soffice		
	assente	<5	>5	<5	>5
	6	4	2	2	0
Alterazione pareti	assente	leggera	moderata	elevata	decomposto
	6	5	3	1	0

Figura 6:31: Schema per la valutazione dell'indice parziale A_4 "Condizione delle discontinuità" della classifica tecnica RMR (Bieniawski 1989, modificata).

I sondaggi interessanti l'unità geotecnica in esame risultano essere i sondaggi denominati S1/21 e S2/21. In particolare, si mostra il materiale in cassetta in Figura 6:32.



Figura 6:32: Unità geotecnica SCC2 – S1/21 (sinistra) e S2/21 (destra).

Per la valutazione della resistenza a compressione uniaassiale si è fatto riferimento ai risultati ottenuti dalle prove *point load test*. Nello specifico il valore della σ_c è stato ricavato partendo dal valore di *IS (50)* attraverso la seguente relazione:

$$\sigma_c = 15 \cdot IS(50)$$

La scelta del valore 15 risulta cautelativo anche alla luce dei valori normalmente utilizzati pari a 25 suggeriti da *Hoek-Brown (1981)* e riportati nella Figura 6:33 a seguire.

Grade*	Term	Uniaxial Comp. Strength (MPa)	Point Load Index (MPa)	Field estimate of strength	Examples
R6	Extremely Strong	> 250	>10	Specimen can only be chipped with a geological hammer	Fresh basalt, chert, diabase, gneiss, granite, quartzite
R5	Very strong	100 - 250	4 - 10	Specimen requires many blows of a geological hammer to fracture it	Amphibolite, sandstone, basalt, gabbro, gneiss, granodiorite, limestone, marble, rhyolite, tuff
R4	Strong	50 - 100	2 - 4	Specimen requires more than one blow of a geological hammer to fracture it	Limestone, marble, phyllite, sandstone, schist, shale
R3	Medium strong	25 - 50	1 - 2	Cannot be scraped or peeled with a pocket knife, specimen can be fractured with a single blow from a geological hammer	Claystone, coal, concrete, schist, shale, siltstone
R2	Weak	5 - 25	**	Can be peeled with a pocket knife with difficulty, shallow indentation made by firm blow with point of a geological hammer	Chalk, rocksalt, potash
R1	Very weak	1 - 5	**	Crumbles under firm blows with point of a geological hammer, can be peeled by a pocket knife	Highly weathered or altered rock
R0	Extremely weak	0.25 - 1	**	Indented by thumbnail	Stiff fault gouge

* Grade according to Brown (1981)
** Point load tests on rocks with a uniaxial compressive strength below 25 MPa are likely to yield highly ambiguous results.

Figura 6:33: Valori tipici di σ_c e *IS(50)* – *Hoek-Brown 1981*.

Nel grafico a seguire si riporta l'andamento della resistenza a compressione uniaassiale in funzione della profondità.

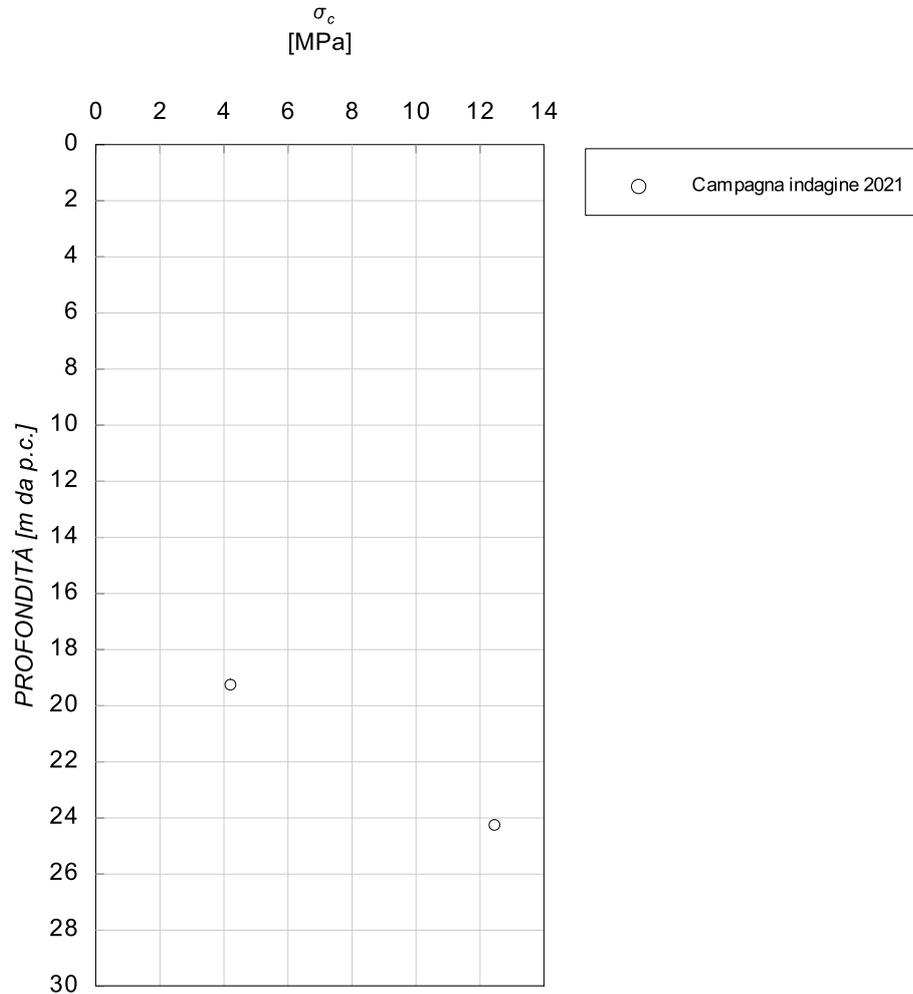


Figura 6:34: Unità geotecnica SCC2 – resistenza a compressione uniassiale.

All'unità in esame è possibile attribuire un range di variazione compreso tra 4 e 6 MPa, trascurando cautelativamente il valore di resistenza pari a 12 MPa.

Per quanto riguarda il parametro *RQD*, esso è stato definito in funzione dei risultati ottenuti nelle campagne di indagini riportate nel §3. Nelle figure a seguire si riporta l'andamento dell'*RQD* in funzione della profondità del sondaggio S2/21.

RELAZIONE GEOTECNICA

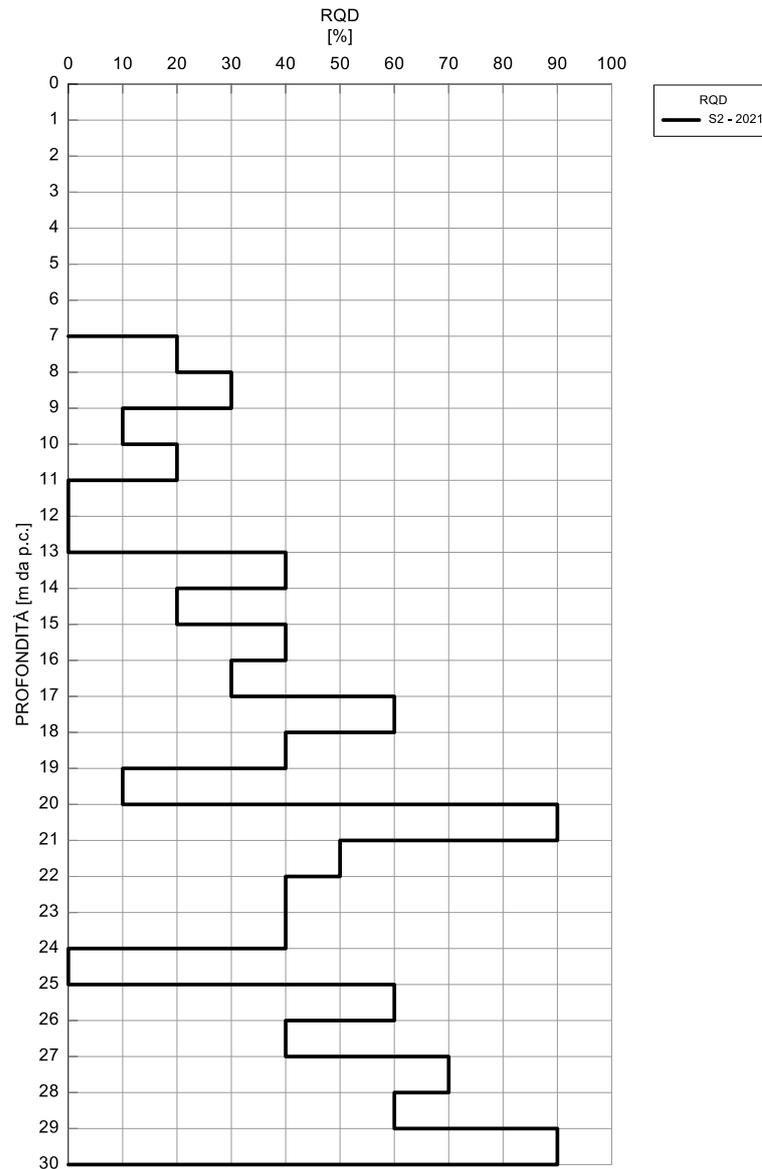


Figura 6:35: Unità geotecnica SCC2 – RQD.

All'unità in esame è possibile attribuire un valore di *RQD* medio pari a 40.

La stima dell'indice A_3 è stata invece fatta partendo dal valore di *RQD* medio attraverso la seguente relazione:

$$RQD = 100 \cdot e^{(0.1 \cdot n)} \cdot (0.1 \cdot n + 1)$$

dove:

n = numero medio di giunti per metro

Noto quindi il valore di *RQD* di ciascun sondaggio si è calcolato il numero medio di giunti a cui corrisponde una spaziatura media pari a $\frac{1}{n} = 7$ cm.

Nella Tabella 6.6 a seguire riportato il riepilogo degli indici parziali $A_1 \div A_5$ ed il valore di *GSI* ottenuto interpretando con continuità lungo la verticale le informazioni a disposizione.

Tabella 6.6: Unità geotecnica SCC2 - riepilogo indici parziali $A_1 \div A_5$.

Sondaggio	da z (m)	a z (m)	RDQ (%)	Js (m)	A1	A2	A3	A4	A5	GSI
S2DH	7	11	20	0.033	0	2	2	15	10	29
	13	17	30	0.041	0	4	3	15	10	32
	17	18	60	0.073	0	10	5	15	10	40
	18	19	40	0.049	0	6	4	15	10	35
	19	20	10	0.026	0	1	2	15	10	28
	20	21	90	0.188	0	17	7	15	10	49
	21	22	50	0.060	0	8	5	15	10	38
	22	24	40	0.049	0	6	4	15	10	35
	25	29	60	0.073	0	10	5	15	10	40
	29	30	90	0.188	0	17	7	15	10	49

In Figura 6:36 è riportato l'andamento del *GSI* con la profondità mentre in Tabella 6.7 è mostrato il *range* di valori ottenuti.

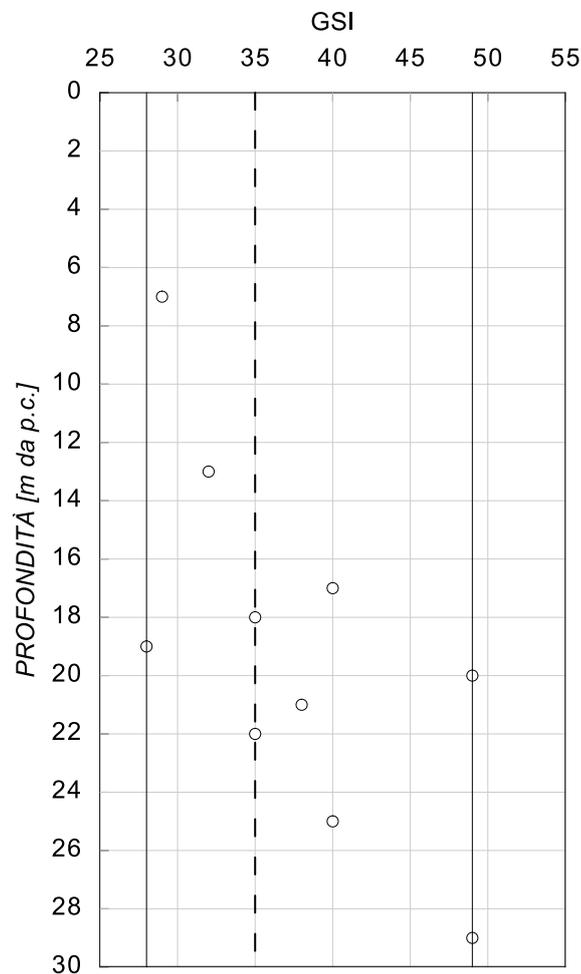


Figura 6:36: Unità geotecnica SCC2 – *GSI*.

Tabella 6.7: Unità geotecnica SCC2, *GSI*.

Unità geotecnica	<i>GSI medio</i>	<i>GSI</i>
SCC2	35	28 - 49

Il modulo di deformabilità dell'ammasso roccioso è stato valutato attraverso la seguente equazione (Hoek, Carranza-Torres, & Corkum, 2002).

$$E_d \text{ (GPa)} = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \cdot \sqrt{\frac{\sigma_c \text{ (MPa)}}{100}} \cdot 10^{\frac{GSI-10}{40}}$$

dove D , il fattore di disturbo, assume valori differenti in funzione del tipo di opera in progetto e delle caratteristiche di resistenza della roccia. In particolare, solo a scopo esemplificativo si è proceduto al calcolo di E_d ponendo il valore di D pari a 0,8. Si può poi stimare il modulo di Young, E' , partendo dal modulo di deformabilità, ad esempio, secondo la formulazione proposta da Berardi e Bellingeri (1998):

$$\frac{E_d}{E'} = 4.24 - 0.67 \cdot \ln RMR$$

Nella Tabella 6.8 a seguire si mostrano i risultati ottenuti:

Tabella 6.8: Unità geotecnica SCC2 – riepilogo valori del modulo di deformabilità dell'ammasso.

Sondaggio	da z (m da p.c.)	a z (m da p.c.)	GSI	Ed (MPa)	RMR	E' (MPa)
S2DH	7	11	29	400.5	34	751.9
	13	17	32	476.0	37	866.7
	17	18	40	754.5	45	1274.7
	18	19	35	565.8	40	1000.5
	19	20	28	378.1	33	717.4
	20	21	49	1266.6	54	1985.2
	21	22	38	672.4	43	1156.5
	22	24	35	565.8	40	1000.5
	25	29	40	754.5	45	1274.7
	29	30	49	1266.6	54	1985.2

Per l'unità in esame è stato anche valutato il modulo di Young in condizioni dinamiche partendo dall'elaborazione delle prove geofisiche a disposizione. In particolare, si è fatto riferimento alla prova *down-hole* effettuata durante la campagna di indagini riportate nel §3 (S2-DH) e alla prova sismica a rifrazione L2 in onde S relativa alla campagna indagine del 2021 la cui ubicazione è riportata nell'elaborato "TOOGE05GETFG01A – Profili geotecnici di progetto".

Noti gli andamenti della velocità delle onde di taglio, V_s , da questi valori sono stati poi ricavati il modulo di Young a piccoli livelli di deformazione E_0 :

$$V_s = V_p \cdot \sqrt{\frac{(1 - 2\nu)}{2(1 - \nu)}}$$

$$E_0 = 2 \cdot \rho \cdot V_s^2 \cdot (1 + \nu)$$

$$G_0 = V_s^2 \cdot \rho$$

dove:

ν = modulo di Poisson scelto pari a 0.3;

ρ = densità relativa dell'unità geotecnica.

Inoltre, operativamente, è possibile correlare il valore del modulo di Young (E') al modulo di Young a piccoli livelli di deformazione essendo un'aliquota di quest'ultimo variabile da 1/10 a 1/8. Per l'unità in esame sono state anche effettuate n.2 prove dilatometriche. Nel grafico a seguire in funzione della profondità viene riportato l'andamento del modulo E' con la profondità ottenuto attraverso le diverse prove a disposizione (Figura 6:37).

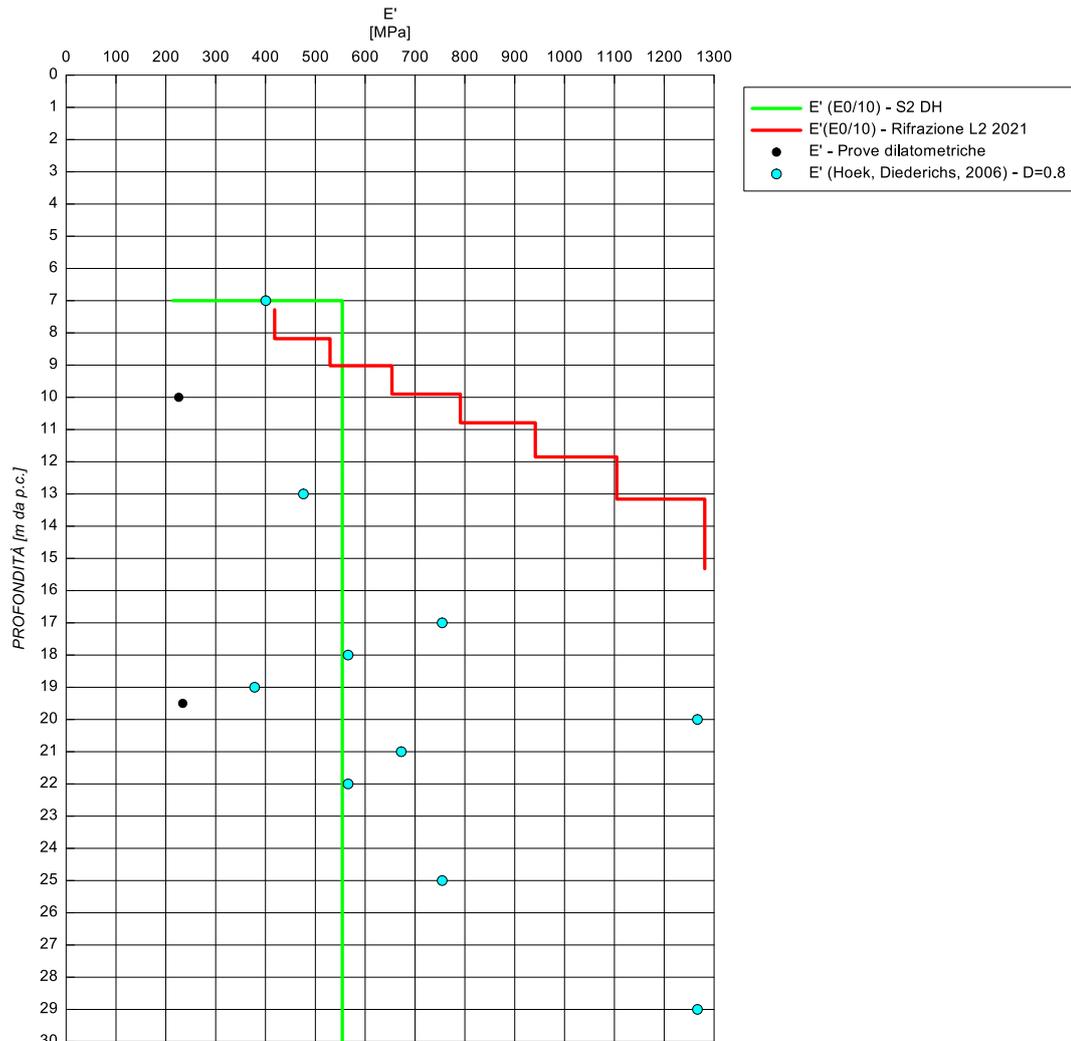


Figura 6:37: Unità geotecnica SCC2 – andamento E' con la profondità.

L'impiego dei parametri ottenuti in precedenza rimane a discrezione del progettista della specifica opera, sulla base della perturbazione che provoca la realizzazione dell'opera (aumento dello stato tensionale, riduzione dello stato tensionale) e della tipologia della stessa (scavo a cielo aperto, fondazione, opera di sostegno).

6.8 UNITÀ GEOTECNICA BI2

Per l'individuazione del peso dell'unità di volume sono state elaborate le prove di laboratorio a disposizione della campagna di indagini del 2021 e della campagna di indagine 2009 riportate nel § 3.

I risultati ottenuti sono riportati nella Figura 6:38 in funzione della profondità.

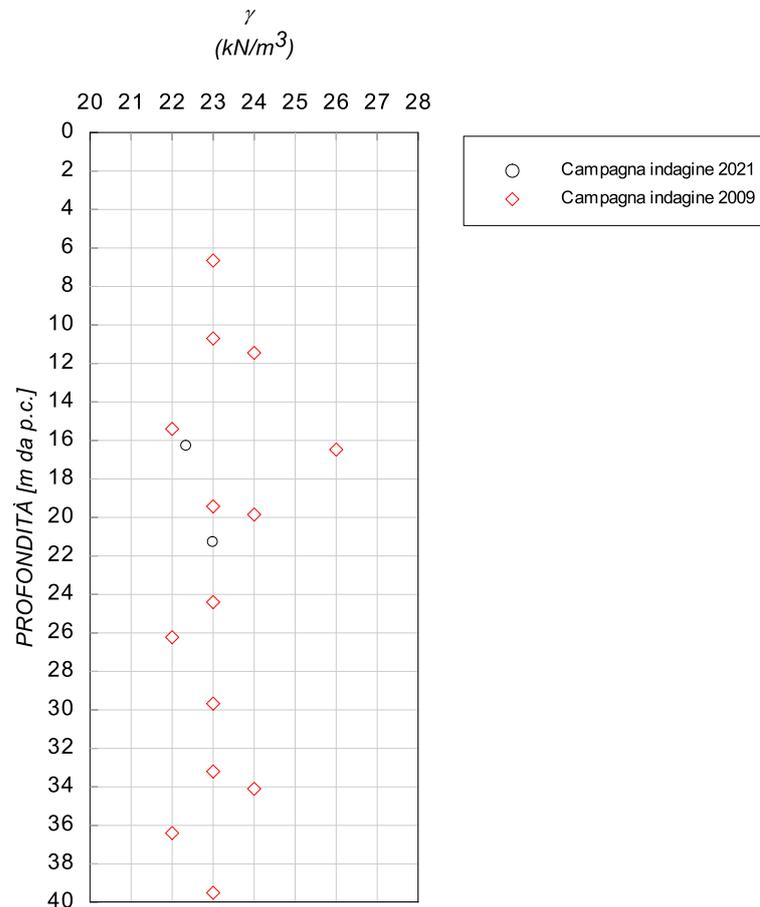


Figura 6:38: Unità geotecnica Bi2 – peso dell'unità di volume.

Dai risultati si può ritenere che il range di variazione risulti compreso tra 22 e 24 kN/m³.

Il valore di *GS* è stato ottenuto come illustrato precedentemente per l'unità SCC2.

I sondaggi interessanti l'unità geotecnica in esame risultano essere i sondaggi denominati S1/09 ÷ S5/09, S3/21 ÷ S11/21. In particolare, a seguito degli effetti della perforazione spesso il materiale riportato in cassetta si mostra destrutturato; in generale si ottiene un *RQD* maggiore a profondità elevate (Figura 6:39).



Figura 6:39: Unità geotecnica Bi2 – S3/09 (sinistra) e S10/21 (destra).

Per la valutazione della resistenza a compressione uniassiale si è fatto riferimento ai risultati ottenuti dalle prove *point load test*. Nello specifico il valore della σ_c è stato ricavato partendo dal valore di *IS (50)* attraverso la seguente relazione:

$$\sigma_c = 15 \cdot IS(50)$$

La scelta del valore 15 risulta cautelativo anche alla luce dei valori normalmente utilizzati pari a 25 suggeriti da *Hoek-Brown (1981)* e riportati nella Figura 6:40.

Table 2: Field estimates of uniaxial compressive strength.					
Grade*	Term	Uniaxial Comp. Strength (MPa)	Point Load Index (MPa)	Field estimate of strength	Examples
R6	Extremely Strong	> 250	>10	Specimen can only be chipped with a geological hammer	Fresh basalt, chert, diabase, gneiss, granite, quartzite
R5	Very strong	100 - 250	4 - 10	Specimen requires many blows of a geological hammer to fracture it	Amphibolite, sandstone, basalt, gabbro, gneiss, granodiorite, limestone, marble, rhyolite, tuff
R4	Strong	50 - 100	2 - 4	Specimen requires more than one blow of a geological hammer to fracture it	Limestone, marble, phyllite, sandstone, schist, shale
R3	Medium strong	25 - 50	1 - 2	Cannot be scraped or peeled with a pocket knife, specimen can be fractured with a single blow from a geological hammer	Claystone, coal, concrete, schist, shale, siltstone
R2	Weak	5 - 25	**	Can be peeled with a pocket knife with difficulty, shallow indentation made by firm blow with point of a geological hammer	Chalk, rocksalt, potash
R1	Very weak	1 - 5	**	Crumbles under firm blows with point of a geological hammer, can be peeled by a pocket knife	Highly weathered or altered rock
R0	Extremely weak	0.25 - 1	**	Indented by thumbnail	Stiff fault gouge

* Grade according to Brown (1981).
** Point load tests on rocks with a uniaxial compressive strength below 25 MPa are likely to yield highly ambiguous results.

Figura 6:40: Valori tipici di σ_c e *IS(50)* – *Hoek-Brown 1981*.

Nel grafico a seguire si riporta l'andamento della resistenza a compressione uniassiale in funzione della profondità.

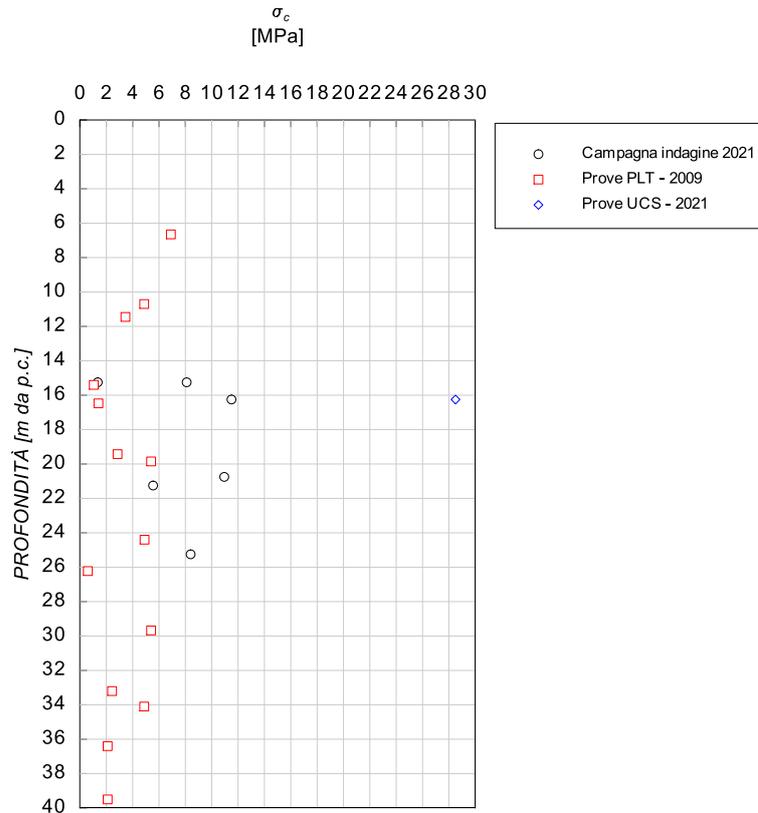


Figura 6:41: Unità geotecnica Bi2 – resistenza a compressione uniaassiale.

All'unità in esame è possibile attribuire cautelativamente un *range* di variazione compreso tra 2 e 12 MPa.

Per quanto riguarda il parametro *RQD*, esso è stato definito in funzione dei risultati ottenuti nelle campagne di indagini riportate nel §3. Nelle figure a seguire si riporta l'andamento dell'*RQD* in funzione della profondità e il valore di *RQD* medio ottenuto per i diversi sondaggi.

PROGETTO ESECUTIVO

RELAZIONE GEOTECNICA

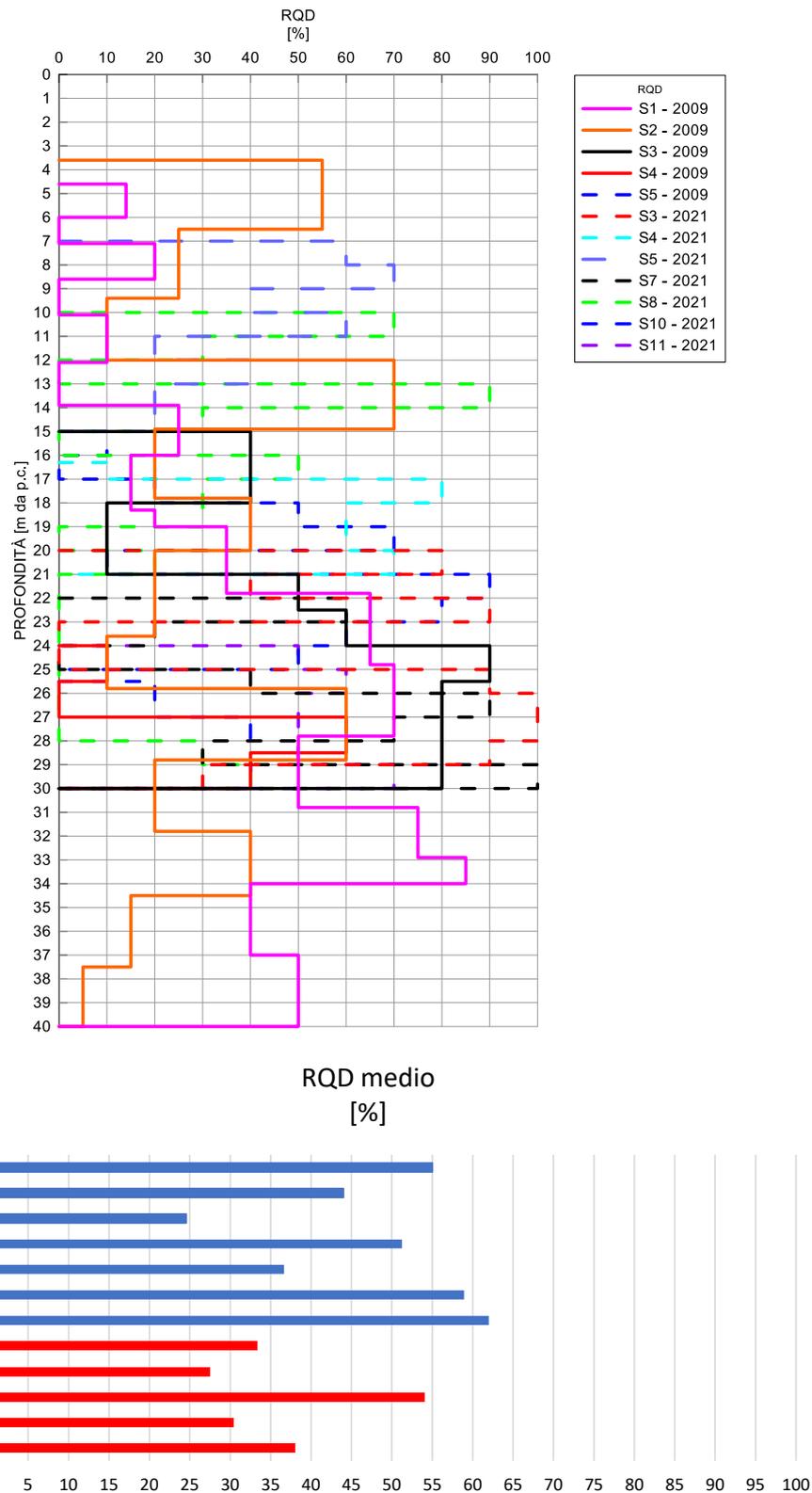


Figura 6:42: Unità geotecnica Bi2 – RQD.

All'unità in esame è possibile attribuire un *range* di variazione di *RQD* compreso tra 25 e 60 con un valore medio pari a 40.

La stima dell'indice A_3 è stata definita come fatto precedentemente per l'unità geotecnica SCC2 ottenendo una spaziatura media pari a $\frac{1}{n} = 50$ cm.

Nella Tabella 6.9 a seguire riportato il riepilogo degli indici parziali $A_1 \div A_5$ ed il valore di *GSI* ottenuto interpretando con continuità lungo la verticale le informazioni a disposizione.

Tabella 6.9: Unità geotecnica Bi2 – riepilogo indici parziali $A_1 \div A_5$.

	Da z (m)	a z(m)	RDQ (%)	Js (m)	A1	A2	A3	A4	A5	GSI
S1/09	5	14	7	0.02	1	1	1	16	10	28
	14	16	25	0.04	1	3	2	16	10	31
	16	19	15	0.03	1	2	2	16	10	30
	19	22	35	0.05	1	5	3	18	10	36
	22	28	65	0.08	1	11	5	18	10	44
	28	31	50	0.06	1	8	5	18	10	41
	31	34	80	0.12	1	14	6	18	10	48
	34	37	40	0.05	1	6	4	18	10	38
S2/09	37	40	50	0.06	1	8	5	18	10	41
	4	7	55	0.07	1	9	5	16	10	40
	7	9	25	0.04	1	3	2	16	10	31
	9	12	10	0.03	1	1	2	16	10	29
	12	15	70	0.09	1	12	5	16	10	43
	15	18	20	0.03	1	2	2	16	10	30
S3/09	18	20	40	0.05	1	6	3	16	10	35
	15	18	40	0.05	1	6	4	14	10	35
	18	21	10	0.03	1	1	2	14	10	28
	21	24	55	0.07	1	9	5	14	10	39
	24	26	90	0.19	1	17	7	14	10	49
S4/09	26	30	80	0.12	1	14	6	14	10	45
	24	26	10	0.03	1	1	2	18	10	32
	27	29	60	0.07	1	10	5	18	10	44
S5/09	29	30	40	0.05	1	6	4	18	10	39
	26	27	20	0.03	1	2	2	14	10	29
S3DH	27	30	40	0.05	1	6	4	14	10	35
	20	23	60	0.07	1	10	5	14	10	39
S4PZ	25	30	90	0.19	1	17	8	14	10	49
	16	21	60	0.07	1	10	5	14	10	39
S5PZ	7	11	50	0.06	1	8	5	14	10	37
	11	15	20	0.03	1	2	2	14	10	28
S7PZ	22	23	60	0.07	1	10	5	14	10	40
	23	24	20	0.03	1	2	2	14	10	29
	25	26	40	0.05	1	6	4	14	10	35
	26	27	90	0.19	1	17	7	14	10	49
	27	28	70	0.09	1	12	5	14	10	42
	28	29	30	0.04	1	4	3	14	10	32
	29	30	100	29.14	1	20	30	14	10	75
S8PZ	10	11	70	0.09	1	12	5	14	10	42
	11	12	30	0.04	1	4	3	14	10	32
	13	14	90	0.19	1	17	7	14	10	49

RELAZIONE GEOTECNICA

	14	15	30	0.04	1	4	3	14	10	32
	16	17	50	0.06	1	8	5	14	10	38
	17	19	30	0.04	1	4	3	14	10	32
	20	21	20	0.03	1	2	2	14	10	29
	28	30	30	0.04	1	4	3	14	10	32
S10PZ	15	16	10	0.03	1	1	2	14	10	28
	17	18	20	0.03	1	2	2	14	10	29
	18	20	60	0.07	1	10	5	14	10	40
	20	21	10	0.03	1	1	2	14	10	28
	21	23	80	0.12	1	14	6	14	10	45
S11PZ	23	25	60	0.07	1	10	5	14	10	40
	24	25	50	0.06	1	8	5	14	10	38
	25	26	60	0.07	1	10	5	14	10	40
	26	29	50	0.06	1	8	5	14	10	38
SA2	29	30	70	0.09	1	12	5	14	10	42
	1	8	1	0.01	1	1	1	14	10	26

In Figura 6:43 è riportato l'andamento del *GSI* con la profondità ricavato da tutti i sondaggi analizzati mentre in Tabella 6.10 è mostrato il *range* di valori ottenuti.

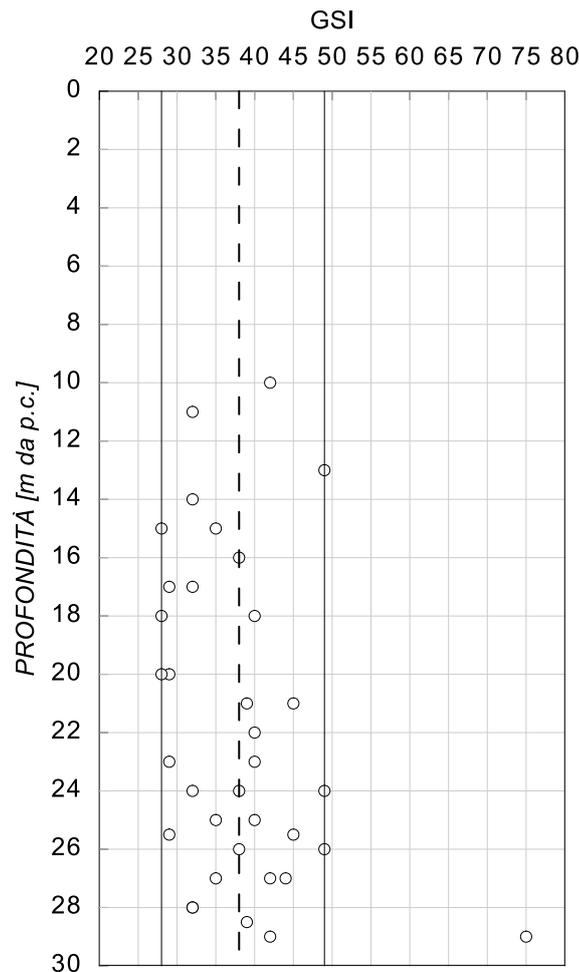


Figura 6:43: Unità geotecnica Bi2 – *GSI*.

Tabella 6.10: Unità geotecnica Bi2, GSI.

Unità geotecnica	GSI medio	GSI
Bi2	38	28 – 50

Di seguito in Tabella 6.11, come fatto in precedenza per l'unità geotecnica SCC2, si riporta il modulo di rigidezza dell'ammasso roccioso ottenuto con la formula di *Hoek, Carranza-Torres*, avendo assunto $D=0.8$ e il modulo di Young, E' , secondo quanto proposto da *Berardi e Bellingeri* (1998).

Tabella 6.11: Unità geotecnica Bi2 - riepilogo valori del modulo di deformabilità dell'ammasso.

	da z (m da p.c.)	a z (m da p.c.)	GSI	Ed (MPa)	RMR	E' (MPa)
S1/09	5	14	28	565.8	40	1000.5
	14	16	31	378.1	33	717.4
	16	19	30	712.3	44	1214.1
	19	22	36	1266.6	54	1985.2
	22	28	44	1006.1	50	1628.8
	28	31	41	754.5	45	1274.7
	31	34	48	400.5	34	751.9
	34	37	38	565.8	40	1000.5
S2/09	37	40	41	1266.6	54	1985.2
	4	7	40	846.5	47	1405.6
	7	9	31	476.0	37	866.7
	9	12	29	5657.7	80	7377.8
	12	15	43	846.5	47	1405.6
	15	18	30	476.0	37	866.7
S3/09	18	20	35	1266.6	54	1985.2
	15	18	35	476.0	37	866.7
	18	21	28	672.4	43	1156.5
	21	24	39	476.0	37	866.7
	24	26	49	400.5	34	751.9
S4/09	26	30	45	476.0	37	866.7
	24	26	32	378.1	33	717.4
	27	29	44	400.5	34	751.9
S5/09	29	30	39	754.5	45	1274.7
	26	27	29	378.1	33	717.4
S3DH	27	30	35	1006.1	50	1628.8
	20	23	39	754.5	45	1274.7
S4PZ	25	30	49	476.0	37	866.7
S5PZ	16	21	39	949.8	49	1550.5
	7	11	37	712.3	44	1214.1
S7PZ	11	15	28	672.4	43	1156.5
	22	23	40	754.5	45	1274.7
	23	24	29	672.4	43	1156.5
	25	26	35	846.5	47	1405.6
	26	27	49	400.5	34	751.9
	27	28	42	565.8	40	1000.5
	28	29	32	400.5	34	751.9
29	30	75	476.0	37	866.7	

S8PZ	10	11	42	449.4	36	826.5
	11	12	32	634.8	42	1101.9
	13	14	49	1006.1	50	1628.8
	14	15	32	846.5	47	1405.6
	16	17	38	1266.6	54	1985.2
	17	19	32	712.3	44	1214.1
	20	21	29	846.5	47	1405.6
	28	30	32	672.4	43	1156.5
S10PZ	15	16	28	400.5	34	751.9
	17	18	29	799.2	46	1338.4
	18	20	40	476.0	37	866.7
	20	21	28	424.3	35	788.2
	21	23	45	949.8	49	1550.5
	23	25	40	449.4	36	826.5
S11PZ	24	25	38	599.3	41	1049.9
	25	26	40	357.0	32	684.7
	26	29	38	754.5	45	1274.7
	29	30	42	754.5	45	1274.7
SA2	1	8	26	1341.6	55	2086.4

Per l'unità in esame, come precedentemente fatto per l'unità SCC2 è stato anche valutato il modulo di Young in condizioni dinamiche partendo dall'elaborazione delle prospezioni masw ricadenti nell'unità geotecnica di riferimento effettuate durante la campagna di indagini riportate nel §3 (Masw L001 e Masw L002) nonché alle prove sismiche tomografiche a rifrazione in onde P relativa alla campagna indagine del 2021 e le prove sismiche tomografiche della campagna di indagine 2009.

Per quanto riguarda le prove sismiche tomografiche a rifrazione in onde P si sono interpretate quattro verticali della prova sismica L1 del 2021 in corrispondenza viadotto Marroggia la cui ubicazione è riportata nell'elaborato "T00GE05GETFG01A – Profili geotecnici di progetto" e due verticali della prova sismica tomografica del 2009 in corrispondenza della sezione di massima copertura della galleria Romanella e della galleria Colle del Vento la cui ubicazione si mostra nella Figura 6:44 e in Tabella 6.12 sono indicate le progressive delle verticali indagate.

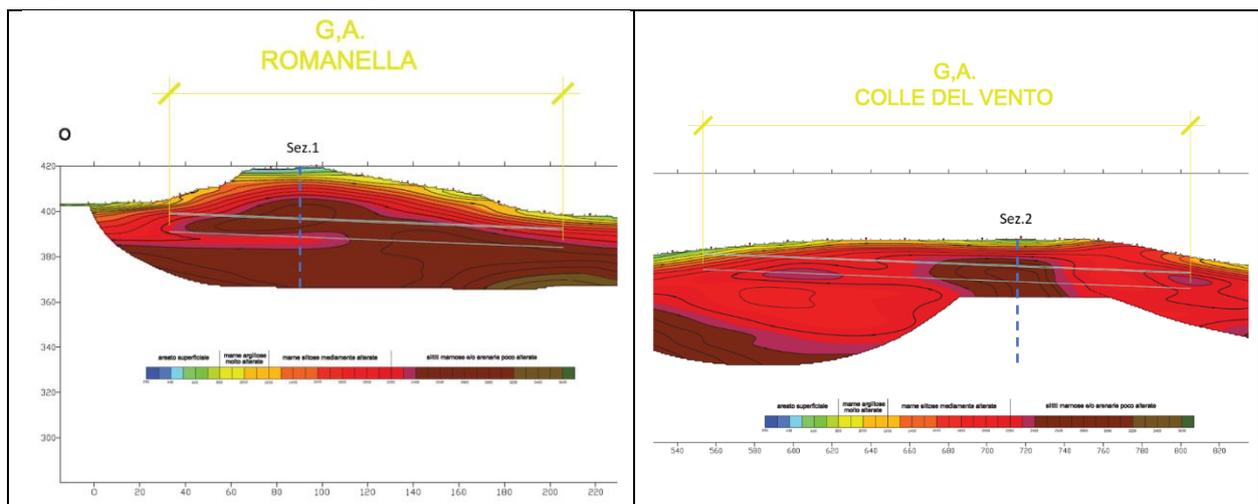


Figura 6:44: Unità geotecnica BI2 – sezioni indagate.

PROGETTO ESECUTIVO

RELAZIONE GEOTECNICA

Tabella 6.12: Progressiva delle prove interpretate.

prova sismica	Pk
S06-DH - 2021	1+288
S12-DH - 2021	3+477
Tomo in onde P sez.1 - 2009	0+209
Rifrazione onde S_L1 sez. 2 - 2021	1+725
Rifrazione onde S_L1 sez. 3 - 2021	1+985
Rifrazione onde S_L1 sez. 4 - 2021	2+181
Masw 100_L1 - 2021	1+404
Masw 100_L2 - 2021	3+256

Nel grafico a seguire in funzione della profondità viene riportato l'andamento del modulo E' con la profondità ottenuto attraverso le diverse prove a disposizione.

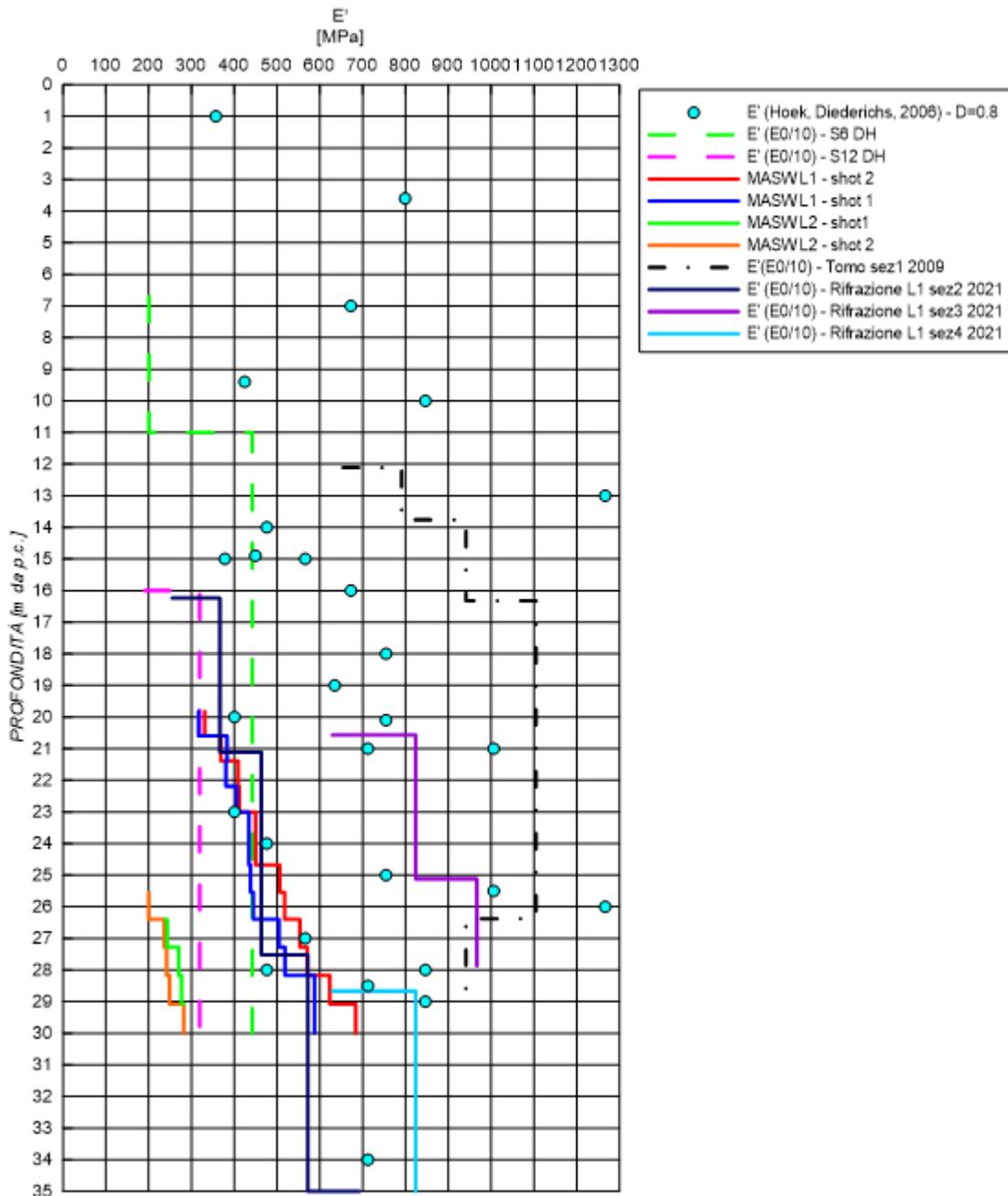


Figura 6:45: Unità geotecnica B12 – andamento E' con la profondità.

L'impiego dei parametri ottenuti in precedenza rimane a discrezione del progettista della specifica opera, sulla base della perturbazione che provoca la realizzazione dell'opera (aumento dello stato tensionale, riduzione dello stato tensionale) e della tipologia della stessa (scavo a cielo aperto, fondazione, opera di sostegno).

7 TERRENI DI POSA E SOTTOFONDO

In condizioni geotecniche favorevoli, il piano di posa dei rilevati o della sovrastruttura può intendersi coincidente con quello di scotico, generalmente posto alla profondità di 20 cm dal piano campagna locale. Al fine di verificarne le prestazioni è d'interesse lo studio dei risultati delle prove di carico su piastra eseguite nei pozzetti e dei test di laboratorio (analisi granulometriche e limiti di Atterberg) eseguiti sui campioni superficiali prelevati nel corso delle campagne d'indagine dai pozzetti.

7.1 PROVE DI CARICO SU PIASTRA

Nel corso della campagna di indagine sono state effettuate 7 prove di carico su piastra, al fine di determinare le caratteristiche di deformabilità dei terreni nei primi metri di profondità.

La resistenza viene valutata caricando il terreno con una piastra rigida circolare di diametro pari a 300 mm, e registrando, in un solo ciclo, sia il carico indotto che il corrispondente cedimento.

La capacità portante del terreno, convenzionalmente, è data dal modulo di deformazione Md , calcolato attraverso la seguente relazione:

$$Md = \frac{\Delta p}{\Delta s} D$$

dove:

Δp = incremento di pressione indotto dalla piastra, espresso in N/mm²;

Δs = incremento di cedimento della superficie caricata, espresso in mm;

D = diametro della piastra.

Se la prova è eseguita con doppio ciclo di carico, dal secondo ciclo si stima il modulo Md' , che consente di valutare il grado di costipamento dello strato in esame in termini di rapporto Md/Md' . Tale rapporto è <1, e tanto più è prossimo all'unità e tanto migliore è la qualità del costipamento.

I moduli di deformazione si determinano per intervalli Δp e $\Delta'p$ fissati in funzione del tipo di strato su cui è eseguita la prova.

Secondo quanto prescritto da "Norme tecniche di tipo prestazionale per capitolati speciali: art 1 formazione del corpo stradale", il modulo di deformazione Md determinato sul piano di posa (naturale o bonificato), secondo la norma CNR 146/92, al primo ciclo di carico, nell'intervallo compreso tra 0,05÷0,15 N/mm², deve risultare non inferiore a:

- 15 N/mm² (valore minimo per consentire il corretto costipamento degli strati soprastanti), quando la distanza del piano di posa del rilevato rispetto al piano di appoggio della pavimentazione è maggiore di 2 m;
- 20 N/mm² quando la distanza del piano di posa del rilevato rispetto al piano di appoggio della pavimentazione è compresa tra 1 e 2 m;
- 30 N/mm² quando la distanza del piano di posa del rilevato rispetto al piano di appoggio della pavimentazione è compresa tra 0.50 e 1 m.

Per distanze inferiori a 0.50 m si applicano i requisiti richiesti ai sottofondi, ossia $Md > 50$ N/mm².

Inoltre, il rapporto dei moduli del 1° e 2° ciclo dovrà essere non inferiore a 0.60.

Nella Tabella 7.1 a seguire sono riportati i risultati ottenuti per le diverse prove di carico effettuate. Le prove sono state eseguite ad una profondità di 0.5 – 0.6 m da pc. In tabella sono indicate anche le caratteristiche della sezione stradale nel tratto per il quale il pozzetto è stato considerato rappresentativo; nel caso dei rilevati, è quindi riportata il valore più basso del rilevato nel tratto in oggetto.

Tabella 7.1: Prove di carico su piastra - riepilogo prove effettuate.

Pk di rif.	PZ	z prova (m)	Md (MPa)	H _{min} rilevato (m)
0+000	PZ1	0.5	24.5	trincea / a raso
0+000 - 0+465	PZ2	0.5	33.5	trincea
0+465 - 0+500	PZ3	0.5	26.1	1
0+500 - 0+625	PZ4	0.5	13.8	0.8
0+625 - 1+180	PZ5	0.5	26.2	trincea
1+180 - 2+400	PZ6	0.5	23.2	2.9
2+400 - 2+650	PZ7	0.5	18.4	1.7
2+650 - 2+800	PZ8	0.6	12.9	3.1
0+081 sv Baiano	PZ9	0.5	63.4	0.2

I moduli di deformazione sopra riportati sono riferiti al primo ciclo di carico e nell'intervallo di carico compreso tra 50-150 kN/m².

7.2 BONIFICA DEI PIANI DI POSA DEI RILEVATI E SOTTOFONDI

Per eseguire una valutazione analitica dello spessore di bonifica si è fatto riferimento al criterio dei due strati di Burmister (1943), basato sull'equilibrio di due solidi elastici di diversa natura sovrapposti: lo strato 1 superficiale di spessore s e modulo di elasticità E_1 ; lo strato 2 di sottofondo semi-infinito con modulo elastico E_0 . Il metodo correla i risultati in termini di modulo di deformazione di una prova di carico su piastra con le caratteristiche di deformabilità dello strato di bonifica e del sottofondo.

Il carico uniforme p esercitato dalla piastra rigida si considera superficiale e distribuito su un'area circolare di raggio a , il cedimento al centro della piastra, da utilizzarsi per la definizione del modulo di deformazione teorica, risulta dalla relazione seguente.

$$f = 1.18 \frac{p \cdot a}{E_0} F_1$$

Essendo F_1 una funzione dei due rapporti E_1/E_0 e s/a , il cui valore può ottenersi dalla seguente formula ottenuta analiticamente da N. Odemark:

$$F_1 = \left[1 - \frac{1}{\sqrt{1 + \left(0.9 \cdot \frac{s}{a}\right)^2}} \right] \cdot \frac{E_0}{E_1} + \frac{1}{\sqrt{1 + \left(0.9 \cdot \frac{s}{a} \sqrt{\frac{E_1}{E_0}}\right)^2}}$$

Fissati s , E_1 e E_0 si può stimare il cedimento per un dato carico e quindi si può mettere in relazione il modulo su piastra M_d con lo spessore e le caratteristiche dello strato di bonifica e del sottosuolo, passando attraverso il calcolo del cedimento per un carico p pari a 100 kPa agente su una piastra di raggio a pari a 150 mm.

Per quanto riguarda le caratteristiche del materiale usato per lo strato di bonifica è stato assunto un valore di progetto del modulo elastico $E_1 = 30$ MPa. Per la determinazione del modulo elastico E_0 attribuito

al terreno di sottofondo si è fatto riferimento ai risultati delle prove di carico su piastra utilizzando la seguente relazione ed assumendo $\nu = 0.5$.

$$E_0 = \frac{\Delta p}{\Delta s} \cdot \frac{\pi b}{4} \cdot (1 - \nu^2) = M_d \cdot \frac{\pi}{4} \cdot (1 - \nu^2)$$

Tabella 7.2: Verifica spessori di bonifica – riepilogo risultati.

PZ	Pk di rif.	$M_{d_{iniz}}$ (MPa)	E_0 (MPa)	E1 (MPa)	F_1 (-)	f (mm)	$M_{d_{finale}}$ (MPa)	Verifica $M_d/M_{d_{min}}$	Scotico+bonifica (mm)
PZ3	0+465 - 0+500	26.1	15.4	30	0.74	0.85	35.24	1.17	200
PZ4	0+500 - 0+625	13.8	8.1	30	0.40	0.86	34.80	1.16	500
PZ6	1+180 - 2+400	23.2	13.7	30	1.00	1.30	23.16	1.54	0
PZ7	2+400 - 2+650	18.4	10.9	30	0.82	1.33	22.55	1.13	100
PZ8	2+650 - 2+800	12.9	7.6	30	0.76	1.77	16.94	1.13	100
PZ9	0+081 sv Baiano	63.4	37.3	30	1.00	0.47	63.28	1.27	0

Si evidenzia che tutte le prove sono state effettuate ad una profondità di 0.5-0.6 m da piano campagna, per cui lo spessore minimo di scotico + bonifica sarà in ogni caso assunto pari a 0.5 m.

I risultati dei calcoli mostrano spessori di bonifica massimi pari a 50 cm.

Tenuto conto dei risultati riportati in Tabella 7.2 e delle stratigrafie dei pozzetti, dalle quali si evince che in alcuni tratti lo spessore di terreno vegetale è pari a 50 cm, in via cautelativa è stato previsto uno spessore di 50 cm di bonifica sotto a tutti i rilevati, oltre a 20 cm di scotico.

8 MODELLO GEOTECNICO

Sulla base di quanto esposto nel capitolo 6, nella Tabella 8.1 vengono riepilogati i valori ottenuti per ogni unità geotecnica caratterizzata:

Tabella 8.1: Riepilogo caratteristiche meccaniche delle unità geotecniche.

Unità geotecnica	γ (kN/m ³)	σ_c [MPa]	GSI	m_i	E' [MPa]
SCC2	22 - 23	4 - 6	28 - 49	12	200 - 500
BI2	22 - 24	2 - 12	28 - 50	12	300 - 600

Unità geotecnica	γ (kN/m ³)	φ' [°]	c' [kPa]	E' [MPa]	c_u [kPa]
SCC1	18 - 20	25-35	5-30	25 MPa 0<z<3 m 150-200 MPa z>3 m	100 - 250
BI1	19 - 21	25 - 32	5 - 25	100 - 300	100 - 300
All	18 - 19	38 - 42	0	25 - 50	-
SCH	19 - 21	25 - 30	5 - 10	20 MPa 0<z<3 m 100-300 MPa z>3 m	100 - 250
COL	19 - 20	20 - 30	20 - 35	30 - 50	100 - 200

I valori assunti per il parametro m_i sono valori medi tipici caratteristici dei materiali in questione desumibili da dati di letteratura.

9 REGIME DELLE PRESSIONI INTERSTIZIALI

La falda freatica nel Bisciario (pk 1+000 circa) tende a formare deboli acquiferi superficiali, con quantità comunque limitate, che sono gli acquiferi riscontrati dai sondaggi condizionati a piezometro; abbiamo, infatti, misure delle piezometriche molto superficiali a differenza di rilievi nel Bisciario e nelle Alluvioni recenti riportati in Tabella 9.1:

Tabella 9.1: Riepilogo misure piezometriche comunicate al momento dall'impresa.

Sondaggio	Quota falda – prima lettura	Quota falda – seconda lettura	Quota falda – terza lettura
	[m da boccaforo]	[m da boccaforo]	[m da boccaforo]
S1-PZ	6.00	-	-
SA1-PZ	-	-	-
S4-PZ	6.00	-	-
SA2-PZ	-	-	-
S5-PZ	-	-	-
S7-PZ	8.00	9.50	8.88
S8-PZ	10.00	7.50	7.20
S9-PZ	10.00	-	-
S10-PZ	12.50	6.40	6.39
S11-PZ	12.50	7.54	-
S13-PZ	15.00	11.60	-

10 VERIFICHE DI LIQUEFAZIONE

Per quanto riguarda la presenza di criticità geotecniche lungo il tracciato, si analizzano le eventuali criticità legate alla suscettibilità alla liquefazione dei terreni a grana grossa sotto falda presenti lungo l'opera in progetto.

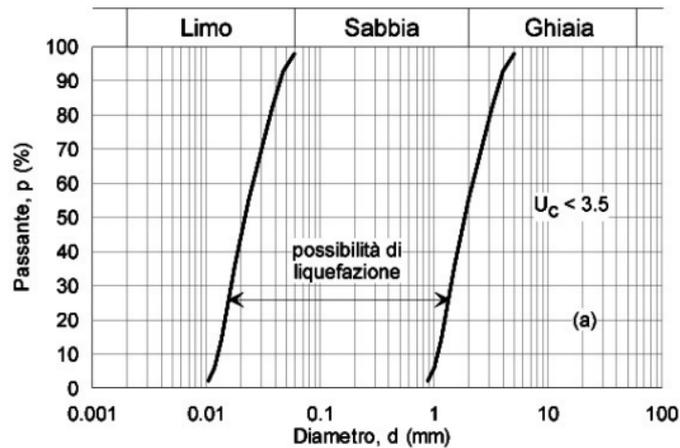
La liquefazione è un fenomeno per cui alcuni terreni, sollecitati ciclicamente, possono subire la perdita di resistenza al taglio o l'accumulo di deformazioni plastiche. Tale eventualità dipende dalle caratteristiche della sollecitazione e dei mezzi in cui essa si propaga. In particolare, si verifica in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi e poco addensati, a causa di azioni cicliche e dinamiche ed in condizioni non drenate. Il fenomeno è legato allo sviluppo nel terreno di sovrappressioni interstiziali che causano una diminuzione della tensione media efficace e, conseguentemente, della resistenza al taglio.

A partire dai risultati delle indagini in situ, lungo il tracciato sono state eseguite delle verifiche di suscettibilità alla liquefazione dei depositi alluvionali presenti in superficie a partire da pk 1+300 circa fino a fine, discusse in dettaglio nei paragrafi seguenti.

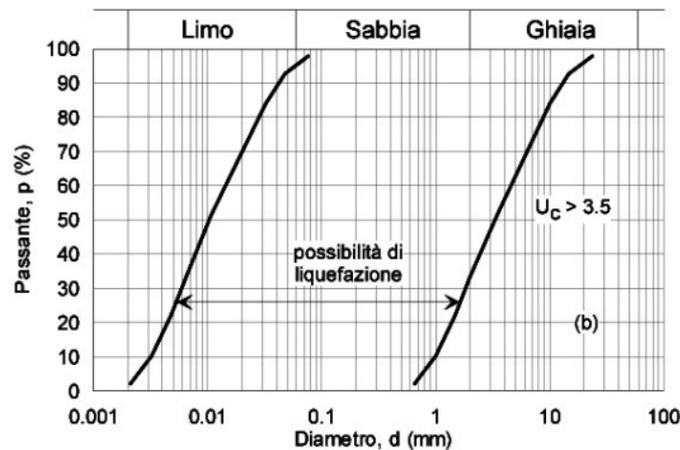
10.1 CRITERI DI ESCLUSIONE

In accordo a quanto previsto dalla NTC18 (cfr. par. 7.11.3.4) la verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

1. accelerazioni massime attese al piano campagna (a_{max}) in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0.1 g;
2. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
3. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 30$, oppure $q_{c1N} > 180$; dove $(N_1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (*Standard Penetration Test*) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (*Cone Penetration Test*) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
4. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_C < 3.5$ ed in Figura 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_C > 3.5$ (la numerazione delle figure fa riferimento alle NTC18).



a)



b)

Fig. 7.11.1 – Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione

Per il caso in esame:

- la magnitudo attesa è pari a 5.37;
- l'accelerazione massima attesa risulta pari a 0.26 g;
- la profondità della falda varia tra i 5 e i 12 m circa da piano campagna e le fondazioni dei viadotti sono profonde;
- i valori della resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60}$ risultano compresi tra 11 e 98;
- per ciò che attiene le distribuzioni granulometriche, ci si trova in presenza di terreni con coefficienti di uniformità U_c sempre maggiori di 3.5; in Figura 10:1 si riportano le curve granulometriche dei campioni prelevati in sito e il fuso granulometrico all'interno del quale non può essere esclusa la possibilità di liquefazione (Figura 7.11.1(b) delle NTC18).

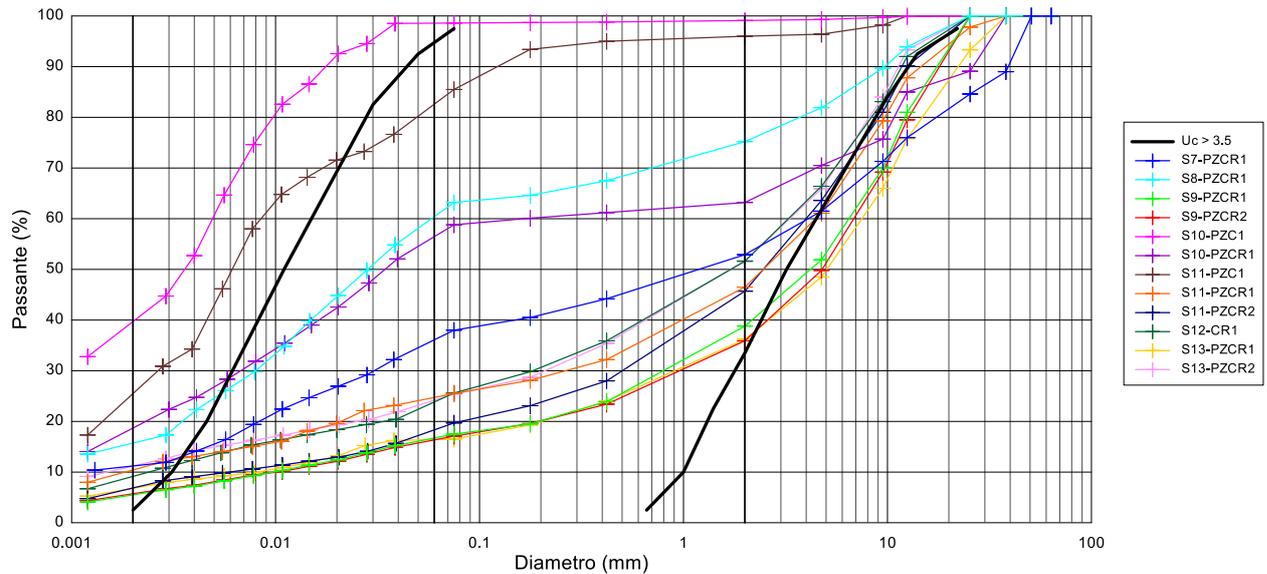


Figura 10:1: Curve granulometriche - Criteri di esclusione.

Poiché le percentuali di fino non sono molto elevate, le curve granulometriche ricadono in modo preponderante nel fuso dei terreni liquefacibili; ciò comporta che non è possibile escludere la verifica secondo questo criterio.

Si riportano in Tabella 10.1 il numero di colpi ottenuto dalle prove penetrometriche dinamiche.

Tabella 10.1: Valori di N_{SPT} delle prove.

Campagna indagine	ID sondaggio	prova	z (m)	N_{SPT}	z_w (m)
2021	S7	S7 - SPT1	6.22	25	8.88
		S7 - SPT2	10.22	26	
		S7 - SPT3	13.80	23.1	
	S8	S8 - SPT1	3.22	13	7.2
		S8 - SPT2	7.22	21	
	S9	S9 - SPT1	3.22	58	10
		S9 - SPT2	7.22	52	
		S9 - SPT3	11.22	39	
	S10	S10 - SPT1	5.22	27	6.4
		S10 - SPT2	10.22	30	
	S11	S11 - SPT1	4.22	27	7.54
		S11 - SPT2	7.22	30	
		S11 - SPT3	12.7	25	
	S12	S12 - SPT1	4.22	27	11.5
		S12 - SPT2	7.22	25	
		S12 - SPT3	10.22	35	
S12 - SPT4		14.22	30		
S13	S13 - SPT1	4.22	33	11.6	
	S13 - SPT2	8.22	34		
	S13 - SPT3	13.22	37		
	S13 - SPT4	18.22	19		
2009	S3	S3 - SPT1	1.93	10.8	4.7
		S3 - SPT2	3.43	23.1	

2003	S4	S3 - SPT3	4.93	33.1	6
		S4 - SPT1	5.23	20	
		S4 - SPT2	10.23	63.8	
	S5	S5 - SPT1	1.93	24.6	7.5
		S5 - SPT2	4.73	38.5	
		S5 - SPT3	7.73	43.8	
		S5 - SPT4	10.77	40.0	
		S5 - SPT5	13.73	35.4	
	S8	S5 - SPT6	16.73	100	5.2
		S8 - SPT1	3.42	22	
	S9	S8 - SPT2	5.72	35	6.2
		S9 - SPT1	3.22	29	
		S9 - SPT2	6.42	49	
		S9 - SPT3	10	79	

Si è ritenuto ragionevole escludere dalle verifiche a liquefazione, in quanto non liquefacibili, i terreni in corrispondenza dei quali sono state eseguite le prove a quote superiori a quelle della superficie libera della falda (evidenziate in rosso in Tabella 10.1).

10.2 METODOLOGIA DI VERIFICA

La verifica a liquefazione del deposito è effettuata, mediante un'analisi semplificata, in condizioni di free-field. La sicurezza nei confronti della liquefazione, ad una generica profondità, è valutata in termini di coefficiente di sicurezza, F_L , definito come rapporto fra la resistenza disponibile alla liquefazione, CRR , (stato di sforzo critico associato alla condizione di liquefazione o al manifestarsi di grandi deformazioni plastiche) e la sollecitazione indotta dall'azione sismica, CSR . Entrambi i parametri tensionali sono normalizzati rispetto alla tensione verticale efficace agente alla profondità esaminata, in modo da definire un rapporto di resistenza ciclica, CRR , e un rapporto di tensione ciclica, CSR .

$$F_L = \frac{CRR}{CSR}$$

Il termine CSR è stimato a partire dal valore dell'accelerazione massima attesa in superficie a_{max} , per lo specifico stato limite considerato; il termine CRR , nel caso in esame, è stimato a partire dai risultati di prove SPT.

1.1.1. Valutazione del rapporto di tensione ciclica CSR

Il termine CSR , ad una specifica profondità, può essere determinato attraverso la seguente espressione (Seed e Idriss, 1971):

$$CSR = \frac{\tau_{media}}{\sigma'_{v0}} = 0.65 \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma_v}{\sigma'_{v0}} r_d$$

dove:

a_{max} è l'accelerazione di picco al piano campagna;

r_d è un coefficiente riduttivo dell'azione sismica che porta in conto la deformabilità del sottosuolo.

Quest'ultimo può essere stimato mediante la seguente espressione (Liao e Whitmann, 1986):

$$r_d = 1.000 - 0.00775 \cdot z \text{ per } z \leq 9.15 \text{ m}$$

$$r_d = 1.174 - 0.0267 \cdot z \text{ per } 9.15 < z \leq 23 \text{ m}$$

essendo z la profondità dal piano campagna espressa in metri.

1.1.2. Valutazione del rapporto di tensione ciclica *CRR*

Il numero di colpi N_{SPT} è ricondotto ad un valore normalizzato e corretto $(N_1)_{60}$ mediante la seguente espressione:

$$(N_1)_{60} = C_N \cdot N_{SPT}$$

Il coefficiente C_N è un fattore correttivo per l'influenza della pressione verticale efficace ed è ricavabile per via iterativa dalla seguente relazione (*Boulanger & Idriss, 2004*):

$$C_N = \left(\frac{p_a}{\sigma'_v} \right)^{0.784 - 0.0768 \sqrt{(N_1)_{60}}} \leq 1.7$$

in cui $p_a \approx 100 \text{ kPa}$ rappresenta la pressione atmosferica.

Per quanto attiene ai coefficienti correttivi C_E fattore di rendimento energetico, C_B fattore per le dimensioni del foro di sondaggio, C_R fattore per la lunghezza delle aste della macchina esecutrice e C_S fattore per il tipo di attrezzo campionatore, essi sono stati assunti pari all'unità poiché le prove sono state eseguite sulla base delle raccomandazioni fornite dall'Associazione Geotecnica Italiana (rif. Aspetti geotecnici della Progettazione in zona sismica – Linee Guida – Edizione Marzo 2005).

Il valore della resistenza penetrometrica normalizzata è riportato, poi, ad un valore equivalente per sabbie pulite $(N_1)_{60cs}$ attraverso la relazione (*Idriss e Boulanger, 2004*):

$$(N_1)_{60cs} = (N_1)_{60} + \exp \left(1.63 + \frac{9.7}{FC} - \left(\frac{15.7}{FC} \right)^2 \right)$$

dove FC rappresenta la percentuale di grana fine presente nella sabbia. A partire dal valore di $(N_1)_{60cs}$ può essere infine ricavata la resistenza alla liquefazione per eventi sismici di magnitudo 7.5, mediante la seguente espressione (*Idriss e Boulanger, 2004*), ottenuta dall'osservazione di casi storici:

$$(CRR)_{M=7.5} = \exp \left[\left(\frac{(N_1)_{60cs}}{14.1} \right) + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{126} \right)^2 - \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{23.6} \right)^3 + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{25.4} \right)^4 - 2.8 \right]$$

1.2. RISULTATI DELLE VERIFICHE

1.2.1. Verifiche allo SLV

Nel presente paragrafo sono riportate le valutazioni che quantificano il rischio a liquefazione. Le verifiche sono state svolte facendo riferimento a una condizione di *free field*.

Al fine della valutazione dello stato tensionale iniziale è stato assunto un peso dell'unità di volume γ dei terreni sabbiosi pari a 18 kN/m^3 coerentemente a quanto desunto da prove di laboratorio.

Nel seguito in Tabella 10.2 e Tabella 10.3 si riportano i calcoli per le verifiche a liquefazione e, in particolare, la valutazione del Rapporto Tensionale Ciclico (*CSR*), il calcolo della resistenza normalizzata, il calcolo della resistenza ciclica a liquefazione (*CRR*) e il fattore di sicurezza F_L .

Tabella 10.2: Valutazione del rapporto tensionale ciclico.

Sondaggio	prova	z	N_{SPT}	z_w	u	σ	σ'	r_d	CSR	MSF	$(CSR)_{M=7.5}$
		[m]	[-]	[m]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[-]	[-]	[-]	[-]
S7-2021	S7 - SPT1	6.22	25	8.88	0.00	111.96	111.96	0.952	0.161	1.744	0.092
	S7 - SPT2	10.22	26	8.88	13.15	183.96	170.81	0.901	0.164	1.744	0.094
	S7 - SPT3	13.80	23.1	8.88	48.27	248.40	200.13	0.806	0.169	1.744	0.097
S8-2021	S8 - SPT1	3.22	13	7.2	0.00	57.96	57.96	0.975	0.165	1.744	0.095
	S8 - SPT2	7.22	21	7.2	0.20	129.96	129.76	0.945	0.160	1.744	0.092
S9-2021	S9 - SPT1	3.22	58	10	0.00	57.96	57.96	0.975	0.165	1.744	0.095

	S9 - SPT2	7.22	52	10	0.00	129.96	129.96	0.945	0.160	1.744	0.092
	S9 - SPT3	11.22	39	10	11.97	201.96	189.99	0.874	0.157	1.744	0.090
S10-21	S10 - SPT1	5.22	27	6.4	0.00	93.96	93.96	0.960	0.162	1.744	0.093
	S10 - SPT2	10.22	30	6.4	37.47	183.96	146.49	0.901	0.191	1.744	0.110
S11-2021	S11 - SPT1	4.22	27	7.54	0.00	75.96	75.96	0.968	0.164	1.744	0.094
	S11 - SPT2	7.22	30	7.54	0.00	129.96	129.96	0.945	0.160	1.744	0.092
	S11 - SPT3	12.7	25	7.54	50.62	228.60	177.98	0.835	0.181	1.744	0.104
S12-2021	S12 - SPT1	4.22	27	11.5	0.00	75.96	75.96	0.968	0.164	1.744	0.094
	S12 - SPT2	7.22	25	11.5	0.00	129.96	129.96	0.945	0.160	1.744	0.092
	S12 - SPT3	10.22	35	11.5	0.00	183.96	183.96	0.901	0.152	1.744	0.087
	S12 - SPT4	14.22	30	11.5	26.68	255.96	229.28	0.794	0.150	1.744	0.086
S13-2021	S13 - SPT1	4.22	33	11.6	0.00	75.96	75.96	0.968	0.164	1.744	0.094
	S13 - SPT2	8.22	34	11.6	0.00	147.96	147.96	0.937	0.158	1.744	0.091
	S13 - SPT3	13.22	37	11.6	15.89	237.96	222.07	0.821	0.149	1.744	0.085
	S13 - SPT4	18.22	19	11.6	64.94	327.96	263.02	0.688	0.145	1.744	0.083
S3-2009	S3 - SPT1	1.93	10.8	4.7	0.00	34.74	34.74	0.985	0.167	1.744	0.095
	S3 - SPT2	3.43	23.1	4.7	0.00	61.74	61.74	0.974	0.165	1.744	0.094
	S3 - SPT3	4.93	33.1	4.7	2.26	88.74	86.48	0.962	0.167	1.744	0.096
S4-2009	S4 - SPT1	5.23	20.0	6	0.00	94.14	94.14	0.960	0.162	1.744	0.093
	S4 - SPT2	10.23	63.8	6	41.50	184.14	142.64	0.901	0.197	1.744	0.113
S5-2009	S5 - SPT1	1.93	24.6	7.5	0.00	34.74	34.74	0.985	0.167	1.744	0.095
	S5 - SPT2	4.73	38.5	7.5	0.00	85.14	85.14	0.964	0.163	1.744	0.093
	S5 - SPT3	7.73	43.8	7.5	2.26	139.14	136.88	0.941	0.162	1.744	0.093
	S5 - SPT4	10.77	40.0	7.5	32.08	193.86	161.78	0.886	0.180	1.744	0.103
	S5 - SPT5	13.73	35.4	7.5	61.12	247.14	186.02	0.807	0.181	1.744	0.104
	S5 - SPT6	16.73	100	7.5	90.55	301.14	210.59	0.727	0.176	1.744	0.101
S8-2003	S8 - SPT1	3.42	22	5.2	0.00	61.56	61.56	0.974	0.165	1.744	0.094
	S8 - SPT2	5.72	35	5.2	5.10	102.96	97.86	0.956	0.170	1.744	0.097
S9-2003	S9 - SPT1	3.22	29	6.2	0.00	57.96	57.96	0.975	0.165	1.744	0.095
	S9 - SPT2	6.42	49	6.2	2.16	115.56	113.40	0.951	0.164	1.744	0.094
	S9 - SPT3	10.02	79	6.2	37.47	180.36	142.89	0.906	0.193	1.744	0.111

Tabella 10.3: Calcolo della resistenza ciclica CRR e del fattore F_L.

Sondaggio	prova	CN	(N1) ₆₀	(N1) ₆₀ > 30	esponente	(N1) ₆₀ CS	CRR	F _L
		[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
S7-2021	S7 - SPT1	0.9549	23.9	verificare	0.40876	25.08	0.2918	3.162
	S7 - SPT2	0.7920	20.6	verificare	0.43549	21.80	0.2300	2.446
	S7 - SPT3	0.7214	16.6	verificare	0.47064	17.85	0.1822	1.881
S8-2021	S8 - SPT1	1.2917	16.8	verificare	0.46929	18.00	0.1837	1.943
	S8 - SPT2	0.8889	18.7	verificare	0.45219	19.87	0.2043	2.228
S9-2021	S9 - SPT1	1.0979	63.7	no liquefazione	0.17116	64.88	-	>>1
	S9 - SPT2	0.9371	48.7	no liquefazione	0.24789	49.93	-	>>1
	S9 - SPT3	0.7956	31.0	no liquefazione	0.35619	32.23	-	>>1
S10-21	S10 - SPT1	1.0240	27.6	verificare	0.38018	28.85	0.4215	4.532
	S10 - SPT2	0.8604	25.8	verificare	0.39381	27.02	0.3471	3.165
S11-2021	S11 - SPT1	1.1054	29.8	verificare	0.36443	31.17	0.5691	6.069
	S11 - SPT2	0.9043	27.1	verificare	0.38399	28.33	0.3976	4.344
	S11 - SPT3	0.7731	19.3	verificare	0.44636	20.53	0.2125	2.045

PROGETTO ESECUTIVO

RELAZIONE GEOTECNICA

S12-2021	S12 - SPT1	1.1054	29.8	verificare	0.36443	31.05	0.5590	5.962
	S12 - SPT2	0.8956	22.4	verificare	0.42059	23.59	0.2602	2.843
	S12 - SPT3	0.7936	27.8	verificare	0.37924	28.98	0.4279	4.901
	S12 - SPT4	0.6985	21.0	verificare	0.43243	22.16	0.2355	2.741
S13-2021	S13 - SPT1	1.0928	36.1	no liquefazione	0.32280	37.27	-	>>1
	S13 - SPT2	0.8660	29.4	verificare	0.36727	30.65	0.5285	5.820
	S13 - SPT3	0.7367	27.3	verificare	0.38304	28.46	0.4033	4.732
	S13 - SPT4	0.6024	11.4	verificare	0.52419	12.65	0.1373	1.653
S3-2009	S3 - SPT1	1.6302	17.6	verificare	0.46221	18.76	0.1916	2.008
	S3 - SPT2	1.2009	27.7	verificare	0.37969	28.92	0.4248	4.503
	S3 - SPT3	1.0493	34.7	no liquefazione	0.33154	35.91	-	>>1
S4-2009	S4 - SPT1	1.0267	20.5	verificare	0.43599	21.74	0.2291	2.463
	S4 - SPT2	0.9345	59.7	no liquefazione	0.19078	60.87	-	>>1
S5-2009	S5 - SPT1	1.4179	34.9	no liquefazione	0.33028	36.11	-	>>1
	S5 - SPT2	1.0488	40.3	no liquefazione	0.29622	41.54	-	>>1
	S5 - SPT3	0.9105	39.9	no liquefazione	0.29876	41.12	-	>>1
	S5 - SPT4	0.8508	34.0	no liquefazione	0.33598	35.23	-	>>1
	S5 - SPT5	0.7910	28.0	verificare	0.37769	29.19	0.4388	4.222
	S5 - SPT6	0.9835	98.3	no liquefazione	0.02238	99.55	-	>>1
S8-2003	S8 - SPT1	1.2072	26.6	verificare	0.38821	27.76	0.3741	3.965
	S8 - SPT2	1.0071	35.2	no liquefazione	0.32803	36.45	-	>>1
S9-2003	S9 - SPT1	1.1981	34.7	no liquefazione	0.33131	35.95	-	>>1
	S9 - SPT2	0.9684	47.5	no liquefazione	0.25495	48.66	-	>>1
	S9 - SPT3	0.9597	75.8	no liquefazione	0.11529	77.02	-	>>1

I risultati riportati in tabella consentono di affermare che la totalità delle verifiche a liquefazione sono soddisfatte con coefficienti di sicurezza ampiamente superiori all'unità.