

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



U.O. OPERE GEOTECNICHE

PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ED ECONOMICA

COLLEGAMENTO FERROVIARIO CON L'AEROPORTO DI OLBIA

GEOTECNICA DELLE OPERE ALLO SCOPERTO

Relazione Geotecnica opere allo scoperto

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA Progr. REV.

RR00 10 R 11 GE GE0006 001 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	Pini	Ottobre '22	G.Meneschinche	Ottobre '22	T.Paoletti	Ottobre '22	L. Berardi Settembre 2022



File: RR0010R11GEGE0006001A.doc

n. Elab.:

INDICE

1	PREMESSA	4
1.1	DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO	4
2	NORMATIVA, BIBLIOGRAFIA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	5
2.1	NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO	5
2.2	BIBLIOGRAFIA.....	5
2.3	DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO.....	7
3	INQUADRAMENTO GEOLOGICO E SISMICO	8
3.1	GEOLOGIA E GEOMORFOLOGIA.....	8
3.2	INQUADRAMENTO SISMICO	9
3.2.1	<i>Vita Nominale, Classe d'Uso, Tempo di Ritorno</i>	9
3.2.2	<i>Stati limite, probabilità di superamento e periodi di ritorno</i>	11
3.2.3	<i>Risposta Sismica Locale</i>	12
4	CAMPAGNE DI INDAGINE UTILIZZATE PER LO STUDIO GEOTECNICO	14
4.1	CAMPAGNA DI INDAGINE ITOLFERR 2022.....	14
5	INDICAZIONI SULLA FALDA	16
6	UNITÀ GEOTECNICHE	17
7	CRITERI E CORRELAZIONI UTILIZZATI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	19
7.1	CONSIDERAZIONI GENERALI	19
7.2	TERRENI GRANULARI	19
7.2.1	<i>Stato iniziale e caratteristiche fisiche</i>	19
7.2.2	<i>Parametri di resistenza</i>	20
7.2.3	<i>Parametri di rigidezza</i>	21
7.2.4	<i>Permeabilità</i>	26
7.3	FORMAZIONI LAPIDEE	27

7.3.1	<i>Criteria di caratterizzazione della roccia intatta</i>	27
7.3.2	<i>Criteria di caratterizzazione dell'ammasso roccioso</i>	29
8	DETERMINAZIONE DEI VALORI CARATTERISTICI DEI PARAMETRI GEOTECNICI	32
8.1	DEPOSITI ALLUVIONALI - R	32
8.1.1	<i>Caratteristiche fisiche</i>	33
8.1.2	<i>Parametri di resistenza</i>	33
8.1.3	<i>Parametri di rigidezza</i>	35
8.1.4	<i>Permeabilità</i>	36
8.2	CAPPELLACCIO DI ALTERAZIONE -UG1	37
8.2.1	<i>Caratteristiche fisiche</i>	37
8.2.2	<i>Parametri di resistenza</i>	38
8.2.3	<i>Parametri di rigidezza</i>	40
8.2.4	<i>Permeabilità</i>	41
8.3	GRANITO – UG2	42
8.3.1	<i>Caratterizzazione della roccia intatta</i>	42
8.3.2	<i>Caratterizzazione dell'ammasso roccioso</i>	45
8.3.3	<i>Permeabilità</i>	49
9	SINTESI DEI PARAMETRI GEOTECNICI	50
10	ANALISI DI SUSCETTIBILITÀ ALLA LIQUEFAZIONE	51
10.1	GENERALITÀ	51
10.2	CONDIZIONI DI ESCLUSIONE DA VERIFICA A LIQUEFAZIONE	52
11	SINTESI DEGLI ASPETTI PROGETTUALI GEOTECNICI	54

1 PREMESSA

L'aeroporto di Olbia Costa Smeralda, individuato come aeroporto di interesse nazionale (DPR 201/2015), non è attualmente connesso alla rete ferroviaria.

Il Piano Nazionale di Ripresa e Resilienza individua la realizzazione del collegamento ferroviario dell'aeroporto di Olbia tra gli investimenti di potenziamento, elettrificazione e aumento della resilienza delle ferrovie nel Sud finalizzati ad aumentare la competitività e la connettività del sistema logistico intermodale e migliorare l'accessibilità ferroviaria di diverse aree urbane del Mezzogiorno.

L'intervento consiste nella realizzazione di un nuovo tratto di linea per il collegamento tra l'Infrastruttura Ferroviaria Nazionale e l'Aeroporto di Olbia Costa Smeralda. L'opera, oltre a intercettare i flussi prettamente stagionali da/per l'aeroporto, aiuterà ad intercettare gli spostamenti sistematici che gravitano nell'Area di Studio costituita dai Comuni di Olbia e Golfo Aranci.

Nella presente relazione si espongono i risultati della campagna di indagine condotta nell'ambito dell'intervento in argomento.

1.1 DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

Il progetto prevede la realizzazione di una linea a semplice binario di circa 3,4 km che colleghi la stazione di Olbia Terranova e l'aeroporto di Olbia Costa Smeralda. Una volta attivato, questo collegamento garantirà una frequenza minima oraria (1 treno/h) per senso di marcia sulla relazione Olbia Terranova - Olbia Aeroporto.

Il perimetro della presente progettazione comprende i seguenti interventi:

- Nuova stazione Aeroporto Costa Smeralda;
- Bivio Micaleddu: bretella di collegamento tra la nuova linea per l'aeroporto e la linea esistente in direzione Ozieri – Chilivani.

Sono previsti alcuni interventi presso la stazione di Olbia Terranova funzionali alla realizzazione del nuovo collegamento con l'aeroporto di Olbia, questi interventi sono correlati alla presente progettazione, ma oggetto di altro appalto.

2 **NORMATIVA, BIBLIOGRAFIA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO**

2.1 **NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO**

- [1] Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018: "Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni", G.U. n.29 del 20.2.2018, Supplemento Ordinario n.30;
- [2] Circolare del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti 21 gennaio 2019, n. 7 del Consiglio superiore dei Lavori Pubblici recante "Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018";
- [3] RFI DTC SI CS MA IFS 001 del 2021 - "MANUALE DI PROGETTAZIONE DELLE OPERE CIVILI";
- [4] RFI DTC SI CS SP IFS 004 del 2021- Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili – Parte II – Sezione 5 – "Opere in terra e scavi" – RFI.
- [5] AGI (1977) Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche.

2.2 **BIBLIOGRAFIA**

- [6] Robertson, P.K. (1990). *Soil Classification using the CPT*. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 27, 151-158.
- [7] Lambe T.W. & R. V. Whitman (1969). Soil Mechanics.
- [8] Koutsoftas D.C. and Ladd C.C. (1985) Design strength of an offshore clay. JGED, ASCE, 3,337–355.
- [9] Look Burt (2007) Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables.
- [10] Lunne, T., Christophersen, H.P., Tjelta, T.I. (1985). Engineering use of piezocone data in North Sea clays. Proc. 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, 2. Balkema Pub, Rotterdam, pp. 907–912.

[11] Stroud M.A. (1974) "The standard penetration test in insensitive clays and soft rocks" Proceedings ESOPT I.

[12] Stroud M.A. (1988) "The Standard Penetration Test – Its application and interpretation" Penetration Testing in UK, Proceedings of the Geotechnical Conference organized by ICE, Birmingham.

[13] Mayne, P.W., Campanella, R.G. (2005). Versatile site characterization by seismic piezocone. Proc. 16th Intl. Conf. Soil Mechanics & Geotechnical Engrg, Vol. 2 (Osaka), Millpress, Rotterdam: 721-724.

[14] Robertson, P.K. (2009). Interpretation of cone penetration tests – a unified approach. Canadian Geotechnical Journal, 46:1337-1355.

[15] Vucetic M., Dobry R. (1991) "Effect of soil plasticity on cyclic response" Journal of Geotechnical Engineering, vol. 117, n° 1, pp. 89-107.

[16] Jean-Louis Briaud. The pressuremeter.

[17] TC16 (2001) - The Flat Dilatometer Test (DMT) in Soil Investigations - A Report by the ISSMGE Committee TC16. 41 pp. Reprinted in *Proc. 2* Versione italiana: Marchetti, S., Monaco, P., Totani, G. e Calabrese, M. (2001) - Il Dilatometro Piatto. *Atti XVIII Ciclo Conferenze di Geotecnica di Torino*, 50 pp. nd *Int. Conf. on the Flat Dilatometer, Washington D.C. (USA), April 2-5, 2006, 7-48.*

[18] Marchetti, D., Marchetti, S., Monaco, P. e Totani, G. (2008) "Indirizzi e criteri per la microzonazione sismica" - Protezione Civile - Gruppo di lavoro (2008) - *Università di L'Aquila - Dipartimento Ingegneria Strutture Acque e Terreno. Cap. 3.4.4.2.9 Prova DMT pp. 391-397; Cap. 3.4.4.2.10 Prova SDMT. pp. 397-405.*

[19] Franch, J. (2014). Correlaciones Geotécnicas (5) y ensayos "in situ": el SPT y el módulo de deformación.

[20] Duncan, Buchignani (1976). An Engineering Manual for Settlement Studies.

[21] Kulhawy F.H. and Mayne P.W. (1990) Manual on estimating soil properties for foundation design. Electric Power Research Institute, EL-6800, Research Project 1493–6.

[22] M. Devincenzi & N. Frank (2004). "In situ geotechnical tests: execution and interpretation", IGEO TEST.

[23] Lancellotta, R (2009). Geotechnical Engineering – Second Edition. Taylor & Francis.

[24] Bruschi, A.(2014). Liquefazione dei terreni e fenomeni associati. Verifica – Calcolo – Prevenzione. Dario Flaccovio Editore.

2.3 DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

[25] Indagini Geognostiche: (Doc. RR0O10R69IGGE0005001A)

[26] Prove Geotecniche di Laboratorio: (Doc. RR0O10R11PRGE0005001A)

[27] Indagini Geofisiche: (Doc. RR0O10R69IGGE0005001A)

[28] Relazione geologica, geomorfologica, idrogeologica e sismica (Doc. RR0O10R69RGGE0001001A)

[29] Plano-Profilo geologico-geomorfologico: (Doc. RR0O10R69F4GE0001001A)

[30] Profilo idrogeologico: (Doc. RR0O10R69F4GE0002001A)

[31] Carta idrogeologica: (Doc. RR0O10R69N4GE0002001A)

[32] Carta geologico/geomorfologica: (Doc. RR0O10R69RGGE0001001A).

[33] Plano-Profilo geotecnico Linea tav.1 e 2 (Doc. RR0O00R11L6GE0006001A e RR0O00R11L6GE0006002A)

3 INQUADRAMENTO GEOLOGICO E SISMICO

3.1 GEOLOGIA E GEOMORFOLOGIA

La ricostruzione litostratigrafica del sottosuolo indagato scaturisce dall'analisi dei risultati conseguiti a seguito della campagna di indagine geognostica eseguita.

L'intervallo stratigrafico interessato dal progetto corrisponde alla porzione superiore dei depositi alluvionali terrazzati e delle rocce in posto di natura granitoidie. Da un punto di vista stratigrafico, tenendo conto della inevitabile eterogeneità delle caratteristiche litologiche dei terreni presenti nell'intera area è possibile distinguere diverse facies, che si succedono nel sottosuolo, con rapporti stratigrafici fortemente eteropici e conseguenti repentine variazioni e cambi di facies sia in senso orizzontale che verticale.

La reale geometria delle diverse unità è accertata solo in corrispondenza delle verticali d'indagine prese in esame e grazie ai risultati delle indagini sismiche a rifrazione con elaborazione tomografica, svolte in corrispondenza delle sei sottostazioni elettriche previste dal progetto, mentre per le altre distribuzioni, trattandosi di estrapolazioni su base sedimentologica in funzione delle indagini, sono da tener conto possibili variazioni locali.

Le facies terreni individuate sono:

- **DEPOSITI ANTROPICI**

Sabbie e sabbie limoso-argillose grigie, materiali di riporto e aree bonificate.

- **COLTRI ELUVIO-COLLUVIALI**

Sabbie ghiaiose di piana inondabile di colore brunastro con elementi di origine granitica.

- **SUBSTRATO LITOIDE - Facies Arzachena**

(Subunità intrusiva di Monte Tiana - **UNITÀ INTRUSIVA DI ARZACHENA**)

Rappresentata il substrato in posto, costituito da monzograniti inequigranulari da grigio chiari a bruno rossastri da integri a molto fratturati c., attraversati talvolta da filoni leucogranitici (porfidi granitici e subordinati fioncelli di quarzo) con orientazione prevalente NNE - SSW Da integrare

3.2 INQUADRAMENTO SISMICO

Richiamando quanto già riportato nella Relazione Geologica, Geomorfologica, Idrogeologica e Sismica (doc[28]), nel presente paragrafo vengono riassunti gli aspetti principali relativi alla sismicità dell'area oggetto di studio.

L'azione sismica che governa il rispetto dei diversi Stati Limite per le strutture in progetto (di Esercizio – SLE e Ultimi - SLU) è qui definita in accordo alle Norme Tecniche 2018 (NTC2018), a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione, espressa in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sottosuolo rigido, con superficie topografica orizzontale.

La definizione dell'azione sismica include le ordinate dello spettro di risposta elastico di accelerazione $S_e(T)$ corrispondenti a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R per la vita utile della struttura.

In sintesi, la forma degli spettri di risposta di progetto (considerati su sottosuolo rigido di riferimento) è definita dai seguenti parametri:

- a_g accelerazione orizzontale massima per sito rigido e superficie topografica orizzontale;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_c^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Nei paragrafi seguenti verrà dapprima stabilito il periodo di riferimento per l'azione sismica (V_R), in base alla classificazione delle opere in progetto. Successivamente, verranno definiti gli stati limite di interesse per la verifica strutturale, arrivando a definire i periodi di ritorno (T_R) corrispondenti dell'azione sismica da considerare, determinata a sua volta per condizioni di suolo rigido ed a livello del piano campagna in corrispondenza di alcuni punti di interesse.

3.2.1 Vita Nominale, Classe d'Uso, Tempo di Ritorno

La Vita Nominale V_N di un'opera, intesa come il periodo temporale entro cui l'opera stessa può essere usata per lo scopo al quale è destinata purché soggetta alla manutenzione ordinaria, è così definita dalle NTC2018:

- $V_N \leq 10$ anni, per opere provvisorie e opere provvisionali;

- $V_N \geq 50$ anni, per opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale;
- $V_N \geq 100$ anni, per grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di importanza strategica.

Nel caso in esame, ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto è stato assunto in sede progettuale:

$$V_N = 75 \text{ anni}$$

Le opere sono suddivise dalle NTC2018 in classi d'uso, la cui appartenenza è stabilita sulla base dell'importanza dell'opera rispetto alle esigenze di operatività a valle di un evento sismico. In particolare, le classi d'uso sono così definite:

- Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli. Per le quali si ha un coefficiente d'uso $C_U = 0.7$.
- Classe II: ... *omissis* ... Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o Classe d'uso IV, salvo casi particolari per i quali sia necessaria la classe d'uso III o IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza ... *omissis* Per le quali $C_U = 1.0$.
- Classe III: ... *omissis* ... Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV, salvo casi particolari per i quali sia necessaria la classe d'uso IV, e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza ... *omissis* ... Per le quali $C_U = 1.5$.
- Classe IV: ... *omissis* ... Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade" e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico ... *omissis* ... Per le quali $C_U = 2$.

Nel caso in esame si assume:

$$\text{Classe d'uso II } (C_U = 1.0)$$

Pertanto l'azione sismica di verifica viene associata ad un periodo di riferimento pari a:

$$V_R = V_N \times C_U = 75 \times 1.0 = 75 \text{ anni}$$

3.2.2 Stati limite, probabilità di superamento e periodi di ritorno

L'azione sismica di progetto deve essere determinata in funzione della probabilità di superamento P_{VR} dipendente dagli Stati Limite di verifica e correlata a periodo di ritorno (T_R) e periodo di riferimento (V_R) attraverso la seguente formulazione

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

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

3.2.1 sono:

Stato Limite Ultimo (SLU)

- Stato Limite di Salvaguardia della Vita umana, SLV, definito come lo stato limite in corrispondenza del quale la struttura subisce una significativa perdita della rigidità nei confronti dei carichi orizzontali ma non nei confronti dei carichi verticali. Permane un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontale. Ad esso è associata una probabilità di superamento $P_{VR}=10\%$;
- Stato Limite di Prevenzione del Collasso, SLC, stato limite nel quale la struttura subisce gravi danni strutturali, mantenendo comunque un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza a collasso per carichi orizzontali. Ad SLC è associata una $P_{VR}=5\%$.

Stato limite di Esercizio (SLE)

- Stato Limite di immediata Operatività SLO per le strutture ed apparecchiature che debbono restare operative a seguito dell'evento sismico ($P_{VR}=81\%$);
- Stato Limite di Danno SLD definito come lo stato limite da rispettare per garantire la sostanziale integrità dell'opera ed il suo immediato utilizzo ($P_{VR}=63\%$).

Considerando il periodo di riferimento assunto ($V_R=75$ anni), ai quattro stati limite sopra descritti corrispondono i tempi di ritorno T_R riportati in Tabella:

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ED ECONOMICA COLLEGAMENTO FERROVIARIO CON L'AEROPORTO DI OLBIA					
	RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO	COMMESSA RR00	LOTTO 10	CODIFICA R 11	DOCUMENTO GEGE00 06001	REV. A

Tabella 1: Periodi di ritorno per l'azione sismica, per i diversi stati limite e relativi alla V_R assunta in progetto ($V_R = 112.5$ anni).

STATO LIMITE	T_R , anni
SLO	45
SLD	75
SLV	712
SLC	1462

3.2.3 Risposta Sismica Locale

Per i fini del presente studio, gli effetti di amplificazione stratigrafica e topografica sono stati valutati sulla base dell'approccio semplificato fornito dalle NTC2018, le quali definiscono un fattore di sito S di amplificazione sismica come funzione sia della categoria di sottosuolo (S_S), sia dell'andamento della superficie topografica (attraverso il coefficiente S_T):

$$S = S_S \cdot S_T$$

In particolare, il sottosuolo viene categorizzato a fini sismici in base alla velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio $V_{S,eq}$ (in m/s) definita come:

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

dove:

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

Per il sito in esame, i risultati delle 5 prove MASW e dalla prove Down-Hole richiamate nei Doc Rif. [27] forniscono valori di $V_{s,30}$ riferibili alle classi di sottosuolo B ed E, riportati nella tabella seguente. In ogni caso, si suggeriscono comunque approfondimenti per la fasi progettuali successive.

Tabella 2: Risultati prove MASW-DH e di sismica a rifrazione (SRT)

Prova	Progressiva indicativa	Vs30 [m/s]	Categoria di suolo
MASW 1	0+330	403	B
MASW 2	1+510	453.6	B
MASW 3	1+990	278.7	E
MASW 4	2+910	367	B
MASW 5	3+160	504.6	B
S04_DH	2+250	162	E

Per ciò che concerne l'amplificazione topografica, il tracciato è stato classificato in categoria T1, sempre sulla base delle informazioni fornite nella Relazione Geologica (Doc. Rif. [28]).

Il fattore di sito S e l'azione sismica di progetto $a_{max} = S \cdot a_g$ ottenuti lungo il tracciato per i diversi periodi di ritorno sono riportati in tabella.

Tabella 3 Valori di a_g , F_0 , T_c^* per ogni Stato Limite considerato

Stato limite	P_{VR}	T_R (anni)	a_g (g)	F_0 (-)	T_c^* (s)
SLO	81%	45	0.022	2.658	0.291
SLD	63%	75	0.028	2.719	0.316
SLV	10%	712	0.056	2.936	0.358
SLC	5%	1462	0.066	3.027	0.384

Tabella 4 Valori dei coefficienti di sito S e dell'accelerazione di progetto a_{max}

SLV - $T_R=712$ anni			
CATEGORIA	S_s	C_c	a_{max} (g)
B	1,20	1,35	0,067
E	1,60	1,74	0,089

4 CAMPAGNE DI INDAGINE UTILIZZATE PER LO STUDIO GEOTECNICO

Per la redazione del presente studio sono stati principalmente utilizzati i risultati delle indagini geognostiche in sito e geotecniche di laboratorio della campagna eseguita da Italferr nell'anno 2022, (Doc. Rif. [25][26][27]).

4.1 CAMPAGNA DI INDAGINE ITAFERR 2022

La campagna di indagine realizzata nel corso dell'estate 2022 è caratterizzata da:

- n.6 sondaggi a carotaggio continuo con prelievo di campioni ;
- n.5 rilievi sismici MASW;
- n.5 indagini HVSR.

Nei fori di sondaggio si sono eseguite le seguenti tipologie di prove:

- prova sismica tipo Down-Hole (1);
- prove SPT;
- prove di permeabilità a carico Variabile/Costante;
- prove pressiometriche tipo Menard e prove dilatometriche.

Nella seguente tabella sono riportati gli identificativi dei sondaggi a carotaggio continuo con le rispettive lunghezze e tipologie di prove eseguite.

Tabella 5 Elenco dei sondaggi (a carotaggio continuo) eseguiti lungo il tracciato

RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR00	10	R 11	GEGE00 06001	A	15 DI 54

Identificazione campione				Descrizione terreno
Sondaggio	campione	Unità	m da p.c.	
S01PZ	R-C1	Alluvioni	2,5 - 3,0	Sabbia limosa e ghiaiosa e argillosa di colore marrone (5YR 4/6). Frazione fine non plastica. Non reagisce all'HCl.
	R-C2	Alluvioni	4,0 - 4,5	Sabbia con ghiaia limosa debolmente argillosa di colore marrone-scuro (2.5YR 3/6). Frazione fine non plastica. Non reagisce all'HCl.
	R-C3	Alluvioni	6,5 - 7,0	Sabbia ghiaiosa debolmente limosa di colore marrone (2.5YR 3/6). Frazione fine non plastica. Non reagisce all'HCl.
	C1 bis	Granito	25,0-25,5	Granito di colore grigio chiaro-rosato a tratti alterato con fratture sub-verticali. Non reagisce all'HCl.
S03PZ	C2 bis	Granito	34,5-35,0	Granito di colore grigio chiaro-rosato a tratti alterato con fratture sub-verticali. Non reagisce all'HCl.
	R-C1	Capellaccio	2,5 - 3,0	Ghiaia con sabbia debolmente argillosa e limosa di colore marrone (7.5YR 4/6). Frazione fine non plastica. Non reagisce all'HCl.
	C1	Granito	6,6 - 7,0	Granito di colore biancastro-rosato. Non reagisce all'HCl.
	C2	Granito	17,7 - 18,0	Granito di colore grigio chiaro intensamente fratturato e alterato. Non reagisce all'HCl.
S04DH	C3	Granito	31,0 - 31,4	Granito di colore grigio chiaro-biancastro. Non reagisce all'HCl.
	CR1	Alluvioni	2,5 - 3,0	Sabbia con ghiaia limosa debolmente argillosa di colore marrone chiaro-beige (7.5YR 5/3). Frazione fine non plastica. Non reagisce all'HCl.
	SPT2	Alluvioni	3,0	Sabbia di colore marrone grigiastro (5YR 4/2). Frazione fine non plastica. Non reagisce all'HCl.
	CR2	Capellaccio	4,0 - 4,5	Sabbia con ghiaia di colore marrone-grigiastro (5YR 4/2). Frazione fine non plastica. Non reagisce all'HCl.
	SPT3	Capellaccio	4,5	Sabbia debolmente ghiaiosa di colore marrone-grigiastro (5YR 4/2). Frazione fine non plastica. Non reagisce all'HCl.
	SPT4	Capellaccio	6,0	Sabbia ghiaiosa di colore marrone-grigiastro (5YR 4/2). Frazione fine non plastica. Non reagisce all'HCl.
	CR3	Capellaccio	8,0 - 8,5	Sabbia ghiaiosa debolmente limosa e argillosa di colore beige (7.5YR 3/6). Frazione fine non plastica. Non reagisce all'HCl.
S05PZ	C4	Granito	16,0 - 16,4	Granito di colore grigio chiaro. Non reagisce all'HCl.
	C1 bis	Granito	22,0-22,5	Granito di colore grigio chiaro-rosato a tratti alterato con fratture sub-verticali. Non reagisce all'HCl.
	SPT2	Capellaccio	3,0	Sabbia ghiaiosa e limosa debolmente argillosa di colore marrone-grigiastro (2.5Y 3/1). Frazione fine non plastica. Non reagisce all'HCl.
	CR1	Capellaccio	4,0 - 4,5	Ghiaia con sabbia di colore grigio (2.5YR 4/1). Frazione fine non plastica. Non reagisce all'HCl.
S06PZ	CR2	Capellaccio	6,5 - 7,0	Ghiaia sabbiosa di colore grigio (2.5Y 4/1). Frazione fine non plastica. Non reagisce all'HCl.
	C3	Granito	12,0 - 12,3	Granito di colore grigio chiaro fratturato e alterato. Non reagisce all'HCl.
	C4	Granito	24,5 - 25,0	Granito di colore grigio chiaro. Non reagisce all'HCl.
	CR1	Alluvioni	0,5 - 1,0	Sabbia con ghiaia debolmente limosa e argillosa di colore marrone (7.5YR 5/4). Frazione fine non plastica. Non reagisce all'HCl.
	SPT1	Alluvioni	1,5	Sabbia ghiaiosa e limosa-argillosa di colore marrone (7.5Y 5/4). Frazione fine non plastica. Non reagisce all'HCl.
S06PZbis	SPT2	Alluvioni	3,0	Sabbia con ghiaia di colore marrone (5YR 3/4). Frazione fine non plastica. Non reagisce all'HCl.
	CR2	Capellaccio	6,5 - 7,0	Sabbia con ghiaia di colore marrone (7.5YR 4/4). Frazione fine non plastica. Non reagisce all'HCl.
	CR3	Capellaccio	8,5 - 9,0	Ghiaia sabbiosa di colore marrone-rossastro (5Y 3/4). Frazione fine non plastica. Non reagisce all'HCl.
	CR1	Alluvioni	3,0	Sabbia di colore marrone (7.5Y 4/3). Frazione fine non plastica. Non reagisce all'HCl.
	CR2	Capellaccio	4,0 - 4,5	Sabbia di colore marrone (7.5YR 4/2). Frazione fine non plastica. Non reagisce all'HCl.
S06PZbis	CR2	Capellaccio	6,5 - 7,0	Sabbia di colore marrone (7.5YR 4/2). Frazione fine non plastica. Non reagisce all'HCl.
	C4	Granito	12,0 - 12,3	Granito di colore grigio chiaro a tratti alterato. Non reagisce all'HCl.
	C5	Granito	24,5 - 25,0	Granito di colore grigio chiaro-marrone chiaro. Non reagisce all'HCl.

Con riferimento ai campioni prelevati all'interno dei sondaggi, la dicitura "CR" si riferisce a campioni rimaneggiati, utilizzati prevalentemente per quantificare pesi specifici, limiti di Atterberg, composizioni granulometriche, ecc. mentre la dicitura "C" si riferisce a campioni litoidi.

5 INDICAZIONI SULLA FALDA

I livelli di falda sono stati definiti a partire dalle valutazioni idrogeologiche riportate negli specifici elaborati (Doc. Rif. [28][30]) e sulla base delle letture piezometriche disponibili effettuate nell'ambito della campagna Italferr 2022. In particolare, la tabella seguente riporta una sintesi delle misurazioni eseguite in corrispondenza delle operazioni di perforazione e in successive misurazioni di monitoraggio. I valori dei livelli di falda z_w sono espressi in metri come soggiacenza della stessa dal piano campagna. Nella stessa tabella sono indicati i sondaggi presi a riferimento.

Tabella 6 Letture piezometriche effettuate

NOME	PROF. SONDAGGI	QUOTA FALDA DURANTE LA PERFORAZIONE	MISURA SETTEMBRE 2022
S1PZ	35,0	4	4,4
S3PZ	35,0	7,9	8,8
S4DH	30,0	5,3	-
S5PZ	26,4	2,2	2,4
S6PZ	15,0	5,6	8,5
S6PZbis	35,0	8,3	8,5

6 UNITÀ GEOTECNICHE

A partire dal modello geologico locale e sulla base dell'interpretazione dei risultati delle indagini disponibili, sono state identificate le unità geotecniche di riferimento.

Per l'individuazione delle unità geotecniche sono stati analizzati e correlati i dati stratigrafici corrispondenti alle verticali di sondaggio delle diverse campagne di indagine e i risultati delle prove in sito e di laboratorio disponibili.

Nel profilo geotecnico sono rappresentate in maniera distinta le verticali di indagine della campagna Italferr 2022, (Doc Rif. [33]).

I criteri e le correlazioni utilizzate per la interpretazione delle prove geotecniche in sito e di laboratorio e la definizione dei valori caratteristici dei parametri meccanici delle singole unità geotecniche sono illustrati rispettivamente ai capitoli 7 e 8.

Si riportano di seguito le descrizioni delle tre unità geotecniche individuate:

- **Alluvioni:** sabbie e subordinate sabbie limoso – argillose grigie, rimaneggiate dall'attività dei corsi d'acqua o talvolta semplicemente dall'attività colluviale. Si tratta di terreni non più direttamente collegabili al substrato roccioso in quanto soggetti ad un trasporto, anche se da un punto di vista strettamente petrografico e mineralogico non presentano sostanziali differenze con il resto della pila stratigrafica. Lo spessore di questo intervallo varia da pochi decimetri a qualche metro. Questi terreni sono talvolta coperti da spessori minimi di materiale rimaneggiato dall'attività agricola o rimodellato dall'attività antropica (riporti). La frazione più superficiale, sovente di spessore centimetrico, è un orizzonte organico vegetale. Le prove SPT eseguite in alluvioni hanno restituito valori di $N_{spt} > 40$. Le prove MASW restituiscono valori pari a circa 400 m/s per l'intervallo in questione.
- **Cappellaccio di alterazione:** si tratta di un intervallo sempre presente eccetto che in corrispondenza dell'affioramento del substrato sano. E' l'intervallo più difficile da caratterizzare, in quanto nelle cassette catalogatrici si presenta come sabbia da grossolana a media ma tutte le prove SPT effettuate hanno regolarmente dato rifiuto alla penetrazione della punta. Si tratta dunque di roccia in posto, alterata, arenizzata e disgregata in maniera variabile, ma presumibilmente in modo progressivamente più intenso man mano che ci si avvicina alla superficie topografica, fino alla quasi totale disgregazione della stessa ed alla perdita delle

caratteristiche proprie del litotipo (cfr foto 2). L'aspetto di terreno sciolto descritto in cassetta catalogatrice e nei campioni prelevati è dunque da ascrivere molto probabilmente all'attività di perforazione della sonda. Questa interpretazione è confermata anche dalle indagini MASW (in particolare MASW 1 e MASW 3), in cui si nota una crescita progressiva della velocità delle onde S, da valori anche piuttosto bassi fino a velocità caratteristiche di roccia sana (dai 400 agli 800/1000 m/s).

- **Substrato roccioso:** Il substrato è costituito da Monzograniti inequigranulari ed equigranulari da grigio chiari a bruno rossastri da integri a molto fratturati. Sono presenti rari filoni leucogranitici di spessore metrico. Si tratta di una roccia dalle buone caratteristiche geotecniche, mediamente in buono stato di conservazione; non risultano fasce di deformazione degne di nota da bibliografia; pochissimi affioramenti nell'area di interesse, per lo più sulle creste dei modesti rilievi presenti. Si incontra in sondaggio e nelle indagini geofisiche a profondità variabili, da affiorante in corrispondenza della galleria naturale a -20m circa da p.c. in corrispondenza della stazione dell'aeroporto. Le indagini MASW e la Down Hole hanno restituito valori di Vs >1000 m/s per i tratti di substrato indagati.

Tabella 7: Sintesi delle unità geotecniche individuate

Unità Geotecniche		
Unità Geotecnica	Unità Geologica	Descrizione
R	Alluvioni	<i>Sabbie e subordinate sabbie limoso – argillose grigie</i>
UG1	Cappellaccio di alterazione	<i>Sabbia da grossolana a media - roccia in posto, alterata, arenizzata e disgregata in maniera variabile, ma presumibilmente in modo progressivamente più intenso man mano che ci si avvicina alla superficie topografica, fino alla quasi totale disgregazione della stessa ed alla perdita delle caratteristiche proprie del litotipo</i>
UG2	Granito	<i>Monzograniti inequigranulari ed equigranulari da grigio chiari a bruno rossastri da integri a molto fratturati</i>

7 CRITERI E CORRELAZIONI UTILIZZATI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

7.1 CONSIDERAZIONI GENERALI

Tra i criteri adottati per la caratterizzazione geotecnica dei terreni si è tenuto conto che nell'area di studio sono presenti sia unità riconducibili ad un comportamento granulare che unità litoidi.

In funzione di tale schematica suddivisione sono state implementate le correlazioni ritenute più significative per la determinazione dei parametri di resistenza e di deformabilità di interesse, a partire dai risultati delle prove in sito e delle prove di laboratorio.

Si osserva che tra i criteri utilizzati per la definizione dei valori caratteristici dei parametri geotecnici è inclusa un'analisi comparativa finalizzata alla migliore stima: i valori ottenuti dalla interpretazione delle prove disponibili sono stati analizzati criticamente e confrontati con i valori riferiti agli stessi parametri ma ottenuti con diverse metodologie.

7.2 TERRENI GRANULARI

In questa sezione si riportano i criteri utilizzati per caratterizzare i terreni prevalentemente granulari.

In conseguenza del fatto che in tali materiali risulta difficile prelevare campioni indisturbati, la caratterizzazione geotecnica è affidata principalmente all'interpretazione delle prove in sito (mediante correlazioni empiriche) e delle prove di classificazione di laboratorio effettuate su campioni rimaneggiati.

L'interpretazione delle prove in situ è finalizzata a determinare principalmente le seguenti caratteristiche:

- stato iniziale del deposito;
- parametri di resistenza al taglio;
- parametri di deformabilità;
- coefficienti di permeabilità.

7.2.1 Stato iniziale e caratteristiche fisiche

7.2.1.1 Peso di volume

Per la valutazione del peso di volume verrà fatto riferimento ai risultati delle specifiche prove di laboratorio.

7.2.2 Parametri di resistenza

7.2.2.1 Angolo d'attrito da correlazioni

7.2.2.1.1 Correlazione da SPT

Per la determinazione dell'angolo di resistenza a taglio φ' sono state applicate differenti correlazioni presenti in letteratura tecnica.

Per la caratterizzazione meccanica dei terreni è stato fatto inoltre fatto riferimento anche a correlazioni empiriche di letteratura dirette, ovvero che legano il numero di colpi della prova SPT (N_{SPT}) direttamente con le grandezze di interesse.

Kulhawy e Maine (1980):
$$\varphi' = \tan^{-1} \left[\frac{N_{spt}}{\left(12,2 + 20,3 \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{P_{atm}}\right)} \right]^{0,34}$$

De Mello (1971):
$$\varphi = 19 - 0,38\sigma + 8,73 \text{Log}(N_{SPT})$$

La correlazione di Peck, Hanson e Thornburn (1974) è approssimabile con la seguente equazione Wolff (1989), rappresentata in

$$\varphi'(^{\circ}) = 27,1 + 0,3 \cdot C_N \cdot N_{SPT} - 0,00054 \cdot (C_N \cdot N_{SPT})^2$$

$$C_N = \frac{2}{1 + \frac{\sigma'_{v0}}{P_a}}$$

per sabbie fini

$$C_N = \frac{3}{2 + \frac{\sigma'_{v0}}{P_a}}$$

per sabbie grosse

7.2.3 Parametri di rigidità

7.2.3.1 Modulo elastico operativo a basse deformazioni

I criteri per la stima del modulo elastico a basse deformazioni sono gli stessi descritti per i terreni a grana fina, cioè riferiti al calcolo di E_0 e G_0 a partire dai valori delle velocità delle onde di taglio V_s .

$$G_0 = \frac{\gamma_t}{9,81} \cdot (V_s)^2 \quad (\text{kPa})$$

$$E_0 = G_0 \cdot 2 \cdot (1 + \nu')$$

Modulo operativo ricavato da E_0

Il comportamento dei terreni a grana fine risulta non lineare; i moduli elastici risultano infatti funzione sia della pressione efficace media corrente sia del livello di deformazione indotto o del grado di mobilitazione della resistenza al taglio.

In relazione a quanto sopra la scelta dei moduli di deformazione per le analisi ingegneristiche viene a dipendere anche dal metodo di analisi adottato

Nel caso di ricorso a metodi di calcolo elastico-non lineari, i dati di ingresso per le analisi sono essenzialmente:

- I moduli elastici a basse deformazioni
- Le curve di degrado del modulo in funzione del livello di deformazione o di spostamento indotto misurate in laboratorio o ricavabili dalla letteratura tecnica. Tipiche curve di degrado del modulo di taglio G in funzione del livello di deformazione di taglio γ indotto, proposte da Vucetic & Dobry (1991), sono riportate nella seguente figura:.

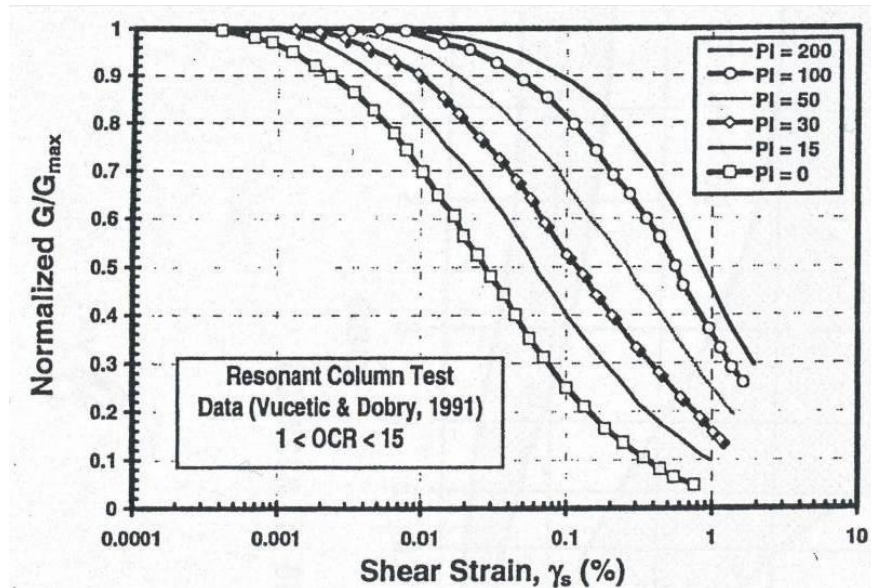


Figura 1: Curve sperimentali del rapporto G/G_{max} da prove di colonna risonante ciclica (Vucetic & Dobry, 1991)

Nel caso in cui la progettazione faccia ricorso a metodi di calcolo elastico-lineari o elastico-lineari-plastici, per la stima dei moduli “operativi” da associare allo specifico problema al contorno verranno fatte le seguenti assunzioni “convenzionali”:

- nell'analisi di fondazioni profonde e dirette i moduli di Young “operativi” E_{op} sono pari a circa $1/5 \cdot E_0$, ciò in considerazione del fatto che:
 - o o gli spostamenti totali e differenziali ammissibili per l'opera sono molto contenuti (i cedimenti ammissibili sono infatti generalmente inferiori a $0.01 \cdot B$, essendo B la dimensione minore della fondazione);
 - o o da ciò deriva che, in base alla normativa vigente e alla pratica corrente, tale tipo di opere è caratterizzato infatti da coefficienti di sicurezza nei confronti della rottura per capacità portante generalmente superiori a $2.5 \div 3$;
- nel calcolo dei cedimenti dei rilevati i moduli di Young “operativi” E_{op} sono pari a circa $(1/5 \div 1/10) \cdot E_0$; per tali strutture in terra possono essere infatti ammessi cedimenti totali e differenziali maggiori di quelli delle fondazioni profonde e dirette.

7.2.3.2 Modulo elastico operativo da colpi SPT

Le caratteristiche di deformabilità dei depositi incoerenti possono essere stimate a partire dall'interpretazione delle prove penetrometriche dinamiche SPT applicando il metodo di Denver (1982) Doc.Rif. [22], secondo il quale il modulo di Young E' può essere calcolato come:

$$E' = S_1 \cdot N_{SPT} + S_2$$

dove S_1 e S_2 sono costanti che assumono valori in funzione della granulometria e della litologia, come in tabella sottostante.

Tabella 8: Costanti proposte da Denver (1982)

Tipo di terreno	S_1	S_2
Sabbie argillose	0,316	1,58
Sabbie sature	0,478	7,17
Sabbie NC	0,756	18,75
Sabbie OC	1,04	36,79

7.2.3.3 Modulo Elastico da Prove Pressiometriche e Dilatometriche in foro

La prova pressiométrica si effettua entro un sondaggio di diametro convenzionale e consiste nell'applicare progressivamente una pressione radiale, per mezzo di una sonda dilatabile, all'interno del sondaggio, misurando lo spostamento che induce nel terreno circostante. Una volta raggiunta la pressione massima ammissibile, si procede a scaricare il pressiometro, per gradi, misurando le deformazioni durante la fase di scarico. Nella prova di tipo Menard (MPM), la sonda espandibile è installata in un foro precostituito. In base alla tipologia e alle caratteristiche del terreno indagato, si ottiene la curva pressioni-deformazioni, nella quale si distinguono una fase iniziale (o di messa in contatto della sonda con le pareti del sondaggio), una fase elastica lineare ed un'ultima fase plastica (o di deformazioni irreversibili), fino al punto di rottura del materiale.

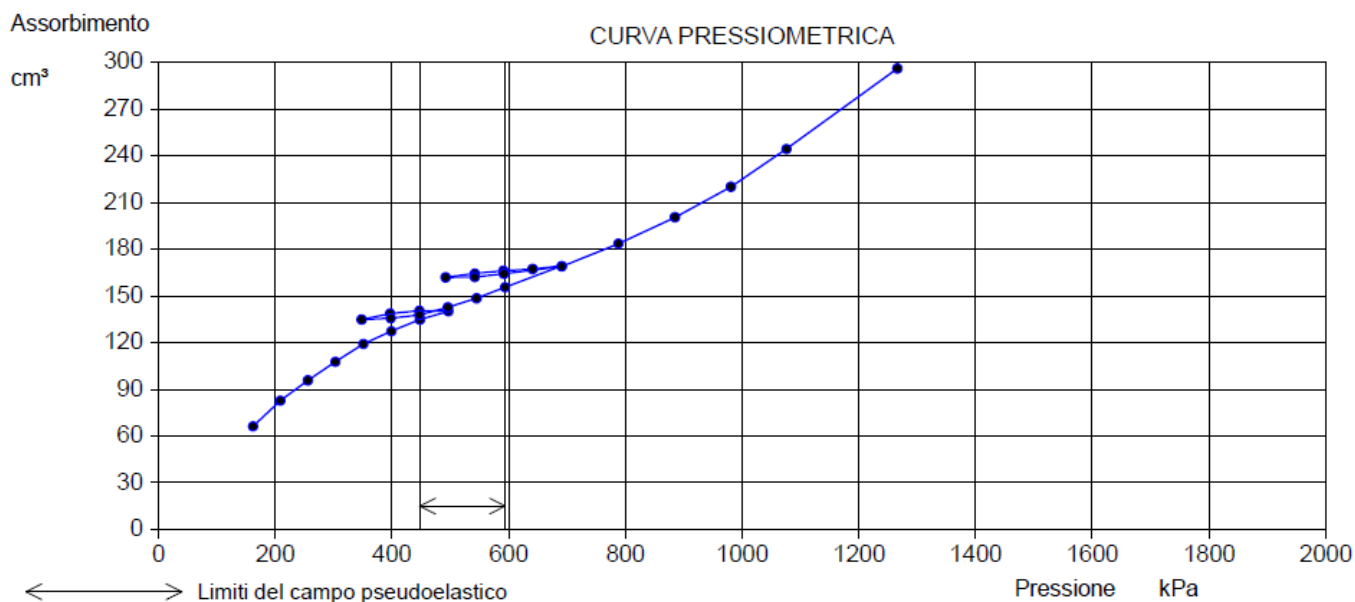


Figura 2: Esempio di curva pressiometrica con identificazione del campo elastico

In base a questa curva è possibile, si calcola la pressione di scorrimento (P_F , ovvero la pressione alla quale il materiale cessa di comportarsi elasticamente), e la pressione limite (P_L , che rappresenta la pressione alla quale avviene la rottura del terreno. Infine si ottiene il modulo di deformazione pressiometrico E_p , in base alla seguente espressione:

$$E_p = (1 + \nu) \cdot M \cdot r,$$

ove ν è il coefficiente di Poisson, M è la rigidità del terreno (calcolata dalla pendenza del tratto elastico della curva pressiometrica) e r è il raggio del foro del sondaggio.

Una volta ottenuto il modulo pressiometrico, è possibile ricavare il modulo di Young (E) applicando un fattore reologico α in funzione del tipo di materiale e del suo grado di consolidazione (si veda Tabella sottostante): $E = E_p / \alpha$.

Tabella 9: Fattori reologici di Menard, Doc.Rif. [16]

Soil type	Peat		Clay		Silt		Sand		Sand and gravel	
	E/p_L^*	α	E/p_L^*	α	E/p_L^*	α	E/p_L^*	α	E/p_L^*	α
Over-consolidated			> 16	1	> 14	2/3	> 12	1/2	> 10	1/3
Normally consolidated	For all values	1	9-16	2/3	8-14	1/2	7-12	1/3	6-10	1/4
Weathered and/or remoulded			7-9	1/2		1/2		1/3		1/4
Rock	Extremely fractured $\alpha = 1/3$		Other $\alpha = 1/2$			Slightly fractured or extremely weathered $\alpha = 2/3$				

Per la descrizione della prova dilatometrica (DMT) si rimanda agli appositi elaborati (Doc.Rif.[26]) e documenti bibliografici (Doc.Rif.[17] e [18]). Al fine di descrivere la modalità di interpretazione di questa prova, si ricorda che ad ogni profondità investigata, vengono rilevati due valori di pressione:

A = pressione necessaria per controbilanciare la pressione del terreno ed iniziare il movimento della membrana (pressione di distacco);

B = pressione necessaria per ottenere una dilatazione del centro della membrana contro il terreno di 1.1 mm.

Le formule base per l'elaborazione dei dati DMT e le principali correlazioni sono riassunte in Tabella 10. Le letture di pressione A , B devono essere corrette per mezzo dei valori ΔA , ΔB determinati mediante calibrazione, per tenere conto della rigidità della membrana, e convertite in p_o , p_i .

I due valori di pressione determinati p_o e p_i vengono elaborati ottenendo tre "parametri indice":

I_d Indice di Materiale

K_d Indice di Spinta Orizzontale

E_d Modulo Dilatometrico

Dai parametri indice I_D , K_D , E_D , applicando le correlazioni usuali (TC16 2001), è possibile ricavare il valore di M , Modulo edometrico (terreni sia coesivi che incoerenti).

Tabella 10: Formule base per l'elaborazione delle prove DMT (TC16 2001)

SIMBOLO	DESCRIZIONE	FORMULE BASE DI ELABORAZIONE DMT	
p_0	Prima Lettura Corretta	$p_0 = 1.05 (A - Z_M + \Delta A) - 0.05 (B - Z_M - \Delta B)$	
p_1	Seconda Lettura Corretta	$p_1 = B - Z_M - \Delta B$	
I_D	Indice di Materiale	$I_D = (p_1 - p_0) / (p_0 - u_0)$	
K_D	Indice di Spinta Orizzontale	$K_D = (p_0 - u_0) / \sigma'_{v0}$	
E_D	Modulo Dilatometrico	$E_D = 34.7 (p_1 - p_0)$	
M	Modulo Verticale Drenato Confinato	$M_{DMT} = R_M E_D$	
		se $I_D \leq 0.6$	$R_M = 0.14 + 2.36 \log K_D$
		se $I_D \geq 3$	$R_M = 0.5 + 2 \log K_D$
		se $0.6 < I_D < 3$	$R_M = R_{M,0} + (2.5 - R_{M,0}) \log K_D$ con $R_{M,0} = 0.14 + 0.15 (I_D - 0.6)$
		se $K_D > 10$	$R_M = 0.32 + 2.18 \log K_D$
		se $R_M < 0.85$	porre $R_M = 0.85$

7.2.4 Permeabilità

I coefficienti di permeabilità k sono determinabili sulla base dei risultati delle prove di permeabilità a *carico variabile e costante* in foro di sondaggio (Doc. Rif. [26]); in alternativa o per conferma essi possono essere stimati sulla base della letteratura disponibile.

7.3 FORMAZIONI LAPIDEE

I parametri meccanici degli ammassi rocciosi sono stati definiti a partire dai parametri della roccia intatta e dello stato di fratturazione. Al fine di determinare i parametri geotecnici, per gli ammassi rocciosi è stato adottato un modello continuo equivalente. L'unità lapidea di riferimento per la tratta in oggetto è rappresentata dalla formazione dei Graniti (UG2).

7.3.1 Criteri di caratterizzazione della roccia intatta

7.3.1.1 Peso di volume

Per la valutazione del peso di volume verrà fatto riferimento ai risultati delle specifiche prove di laboratorio (Doc. Rif. [26]).

7.3.1.2 Resistenza a compressione monoassiale (σ_{ci})

Per la valutazione della resistenza a compressione monoassiale verrà fatto riferimento ai risultati delle specifiche prove di laboratorio. (prove di compressione Monoassiale e Point Load Test, Doc. Rif.[26]).

A supporto dei dati di laboratorio, si fa riferimento ai valori di letteratura riportati nella seguente tabella:

Field Estimate of Strength	Examples	Strength (MPa)
Specimen can only be chipped with a geological hammer.	Fresh basalt, chert, diabase, gneiss, granite, quartzite.	>250
Specimen requires many blows of a geological hammer to fracture it.	Amphibolite, sandstone, basalt, gabbro, gneiss, granodiorite, limestone, marble, rhyolite, tuff.	100-250
Specimen requires more than one blow of a geological hammer to fracture it.	Limestone, marble, phyllite, sandstone, schist, shale.	50-100
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.	25-50
Can be peeled with a pocket knife with difficulty, shallow indentation made by firm blow with point of a geological hammer.	Chalk, rocksalt, potash.	5-25
Crumbles under firm blows with point of a geological hammer, can be peeled by a pocket knife.	Highly weathered or altered rock.	1-5
Indented by thumbnail.	Stiff fault gouge.	0.25-1

Tabella 11: Resistenza a compressione della roccia intatta (Hoek e Brown, 1988; Hoek, Kaiser e Bawden, 1995)

7.3.1.3 Modulo di rigidezza (E_i)

Il modulo di deformazione della roccia intatta E_i è stato valutato sulla base dei risultati delle prove di compressione monoassiale in laboratorio.

7.3.1.4 Criterio di determinazione della costante m_i per la roccia intatta

La costante m_i , caratteristica del materiale intatto, è stata determinata con riferimento a valori di letteratura riportati nella seguente tabella:

Rock type	Class	Group	Texture			
			Coarse	Medium	Fine	Very fine
SEDIMENTARY	Clastic		Conglomerates* (21 ± 3)	Sandstones 17 ± 4	Siltstones 7 ± 2	Claystones 4 ± 2
			Breccias (19 ± 5)		Greywackes (18 ± 3)	Shales (6 ± 2) Marls (7 ± 2)
	Non-Clastic	Carbonates	Crystalline Limestone (12 ± 3)	Sparitic Limestones (10 ± 2)	Micritic Limestones (9 ± 2)	Dolomites (9 ± 3)
		Evaporites		Gypsum 8 ± 2	Anhydrite 12 ± 2	Chalk 7 ± 2
METAMORPHIC	Non Foliated		Marble 9 ± 3	Homfels (19 ± 4) Metasandstone (19 ± 3)	Quartzites 20 ± 3	
			Slightly foliated (29 ± 3)	Migmatite 26 ± 6	Amphibolites	
	Foliated**	Gneiss 28 ± 5	Schists 12 ± 3	Phyllites (7 ± 3)	Slates 7 ± 4	
IGNEOUS	Plutonic	Light	Granite 32 ± 3 Granodiorite (29 ± 3)	Diorite 25 ± 5		
		Dark	Gabbro 27 ± 3 Norite 20 ± 5	Dolerite (16 ± 5)		
	Hypabyssal	Porphyries (20 ± 5)		Diabase (15 ± 5)	Peridotite (25 ± 5)	
	Volcanic	Lava		Rhyolite (25 ± 5) Andesite 25 ± 5	Dacite (25 ± 3) Basalt (25 ± 5)	Obsidian (19 ± 3)
Pyroclastic		Agglomerate (19 ± 3)	Breccia (19 ± 5)	Tuff (13 ± 5)		

* Conglomerates and breccias may present a wide range of m_i values depending on the nature of the cementing material and the degree of cementation, so they may range from values similar to sandstone to values used for fine grained sediments.
** These values are for intact rock specimens tested normal to bedding or foliation. The value of m_i will be significantly different if failure occurs along a weakness plane.

Tabella 12: Coefficiente m_i della roccia intatta (Hoek e Brown, 1988; Hoek, Kaiser e Bawden, 1995)

7.3.2 Criteri di caratterizzazione dell'ammasso roccioso

7.3.2.1 Criteri di determinazione del GSI

Il GSI (Geological Strength Index) è stato determinato mediante rilievi geostrutturali in sito e sulle carote. Le schede dei rilievi sono riportate al Doc. Rif. [28].

7.3.2.2 Resistenza come mezzo continuo equivalente

Per la caratterizzazione geotecnica degli ammassi rocciosi adottando il modello continuo equivalente, si fa riferimento al criterio di rottura sviluppato da Hoek (1983) e Hoek e Brown (1988) e aggiornato dallo stesso Hoek et al. nel 2002 e nel 2006.

La resistenza di picco dell'ammasso roccioso viene pertanto definita dalla seguente espressione:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma'_{ci} \cdot \left(m_b \cdot \frac{\sigma'_3}{\sigma'_{ci}} + s \right)^a$$

dove:

σ'_{ci} resistenza a compressione monoassiale della roccia intatta;

m_b viene ricavato dal valore della costante m_i del materiale intatto secondo la seguente relazione:

$$m_b = m_i \cdot \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14 \cdot D}\right);$$

s costante data dalla seguente relazione: $s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3 \cdot D}\right);$

a costante data dalla seguente relazione: $a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \cdot \left(e^{\frac{GSI}{15}} - e^{\frac{-20}{15}} \right);$

D è un fattore che dipende dal grado di disturbo dell'ammasso roccioso essendo variabile da 0 per le rocce indisturbate e 1 per le rocce molto disturbate. La figura successiva riporta le indicazioni degli autori per la scelta del valore di D .

La resistenza a compressione monoassiale è data dalla seguente espressione:

$$\sigma_c = \sigma_{ci} \times S^a$$

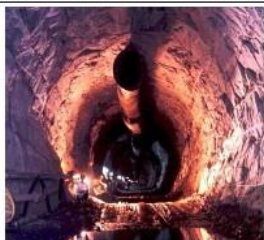




Appearance of rock mass	Description of rock mass	Suggested value of <i>D</i>
	Excellent quality controlled blasting or excavation by Tunnel Boring Machine results in minimal disturbance to the confined rock mass surrounding a tunnel.	<i>D</i> = 0
	Mechanical or hand excavation in poor quality rock masses (no blasting) results in minimal disturbance to the surrounding rock mass. Where squeezing problems result in significant floor heave, disturbance can be severe unless a temporary invert, as shown in the photograph, is placed.	<i>D</i> = 0 <i>D</i> = 0.5 No invert
	Very poor quality blasting in a hard rock tunnel results in severe local damage, extending 2 or 3 m, in the surrounding rock mass.	<i>D</i> = 0.8
	Small scale blasting in civil engineering slopes results in modest rock mass damage, particularly if controlled blasting is used as shown on the left hand side of the photograph. However, stress relief results in some disturbance.	<i>D</i> = 0.7 Good blasting <i>D</i> = 1.0 Poor blasting
	Very large open pit mine slopes suffer significant disturbance due to heavy production blasting and also due to stress relief from overburden removal. In some softer rocks excavation can be carried out by ripping and dozing and the degree of damage to the slopes is less.	<i>D</i> = 1.0 Production blasting <i>D</i> = 0.7 Mechanical excavation

Figura 3: Linee guida per la scelta del fattore di disturbo *D* dell'ammasso roccioso

7.3.2.3 Modulo di deformazione ammasso (E_m ed E_{rm})

Il modulo di deformazione di ammasso può essere determinato attraverso:

- Prove dilatometriche in roccia (ove disponibili) - E_m ;
- formulazione proposta da Hoek & Diederichs (2006)

La formulazione proposta da Hoek & Diederichs esprime il modulo di ammasso come funzione del modulo della roccia intatta E_i e dell'indice GSI, e dal grado di disturbo D mediante la seguente espressione

$$E_m = E_i \left(0.02 + \frac{1 - D/2}{1 + e^{((60+15D-GSI)/11)}} \right)$$

7.3.2.4 Permeabilità

La permeabilità degli ammassi rocciosi è stata valutata sulla base delle prove Lugeon effettuate.

7.3.2.5 Modulo elastico operativo a basse deformazioni

I criteri per la stima del modulo elastico a basse deformazioni sono gli stessi descritti per i terreni a grana fina, cioè riferiti al calcolo di E_0 e G_0 a partire dai valori delle velocità delle onde di taglio V_s .

$$G_0 = \frac{\gamma_t}{9,81} \cdot (V_s)^2 \quad (\text{kPa})$$

$$E_0 = G_0 \cdot 2 \cdot (1 + \nu')$$

8 DETERMINAZIONE DEI VALORI CARATTERISTICI DEI PARAMETRI GEOTECNICI

La definizione dei valori caratteristici dei parametri geotecnici è stata effettuata con i criteri e le correlazioni illustrati al precedente capitolo. Nel seguito si riportano e discutono i dati relativi a ciascuna unità geotecnica già individuata nel capitolo 6, differenziando l'approccio di caratterizzazione in base alla natura ad essa associata, come da capitolo 7.

Nella presente relazione si farà riferimento ad una caratterizzazione generale delle unità individuate, rimandando alle specifiche relazioni di calcolo o di pre-dimensionamento la descrizione degli effettivi parametri assunti per le verifiche inerenti alle singole problematiche geotecniche.

8.1 DEPOSITI ALLUVIONALI - R

In questo paragrafo si analizzano i dati a disposizione per caratterizzare i depositi alluvionali: Si tratta di terreni non più direttamente collegabili al substrato roccioso in quanto soggetti ad un trasporto, anche se da un punto di vista strettamente petrografico e mineralogico non presentano sostanziali differenze con il resto della pila stratigrafica.

Elaborando le prove di laboratorio eseguite, sono stati ricavati dei grafici con il valore del peso specifico dei grani e l'analisi granulometrica.

8.1.1 Caratteristiche fisiche

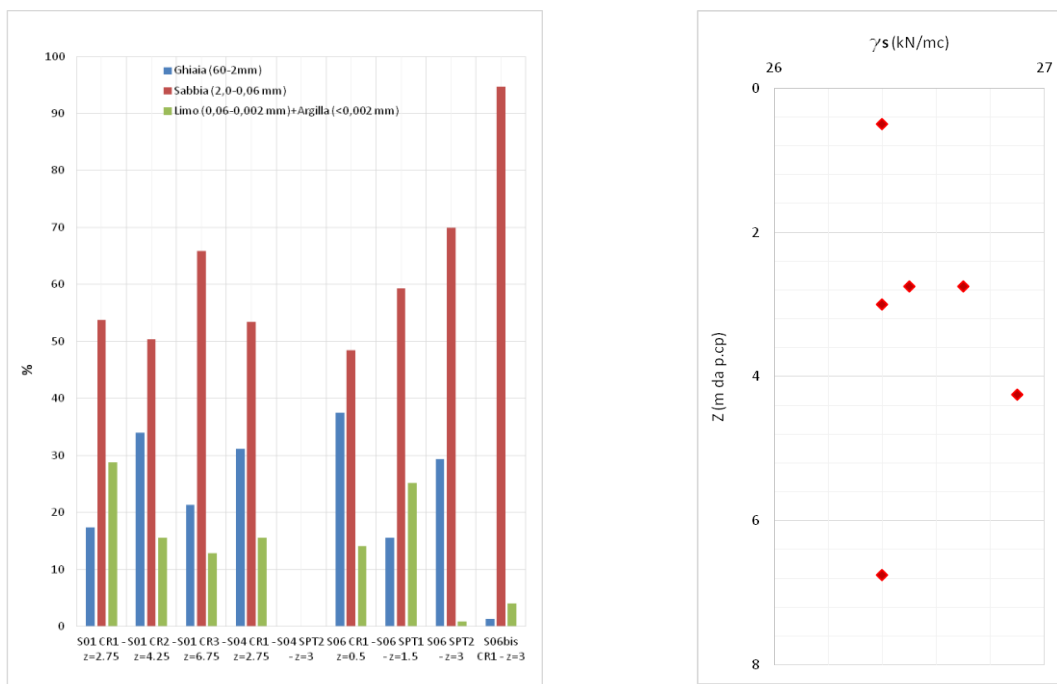


Figura 4: analisi granulometrica e valore del peso specifico dei grani dei depositi alluvionali.

I risultati delle analisi granulometriche mostrano come l'unità sia caratterizzata da una netta prevalenza di Sabbie (55%-70%) e Ghiaie (20%-40%) con una percentuale di frazione fina (Limo+Argilla) mediamente contenuta sotto il 15%, di cui meno del 5% è rappresentato da Argilla. In relazione alle prove condotte, dalla valutazione del peso dei grani e dalla letteratura di settore si assume per i terreni di copertura alluvionali un peso di volume pari a 19 kN/m³.

8.1.2 Parametri di resistenza

Per stimare l'angolo di attrito interno si propone utilizzare le correlazioni elencate precedentemente, facendo riferimento a sabbie grossolane per quanto riguarda i coefficienti da adottare.

Si riportano di seguito i dati NSPT registrati:

Tabella 13: sondaggi e risultati prove SPT.

Sondaggio	m da p.c.	Zw (m da p.c.)	σ_v (kPa)	u (kPa)	σ'_v (kPa)	N1	N2	N3	N _{SPT}
S01	1,5	8,8	33	0	33	25	Rif.	-	75
S01	3,5	8,8	77	0	77	35	Rif.	-	75
S01	4,9	8,8	107,8	0	107,8	43	Rif.	-	75

S04	1,5	6	33	0	33	32	17	22	39
S04	3	6	66	0	66	45	22	22	44

Tabella 14: parametri di resistenza ottenuti dalle elaborazioni delle SPT.

<i>Peck, Hanson & Thornburn (1974)</i>		<i>De Mello (1971)</i>	<i>Kulhawy & Maine (1980)</i>
C_N	$\varphi' (^{\circ})$	$\varphi' (^{\circ})$	$\varphi' (^{\circ})$
1,29	51,03	34,12	63,03
1,08	47,91	32,44	61,23
0,97	46,14	31,27	59,98
1,29	35,85	29,80	55,36
1,13	36,04	29,13	53,78

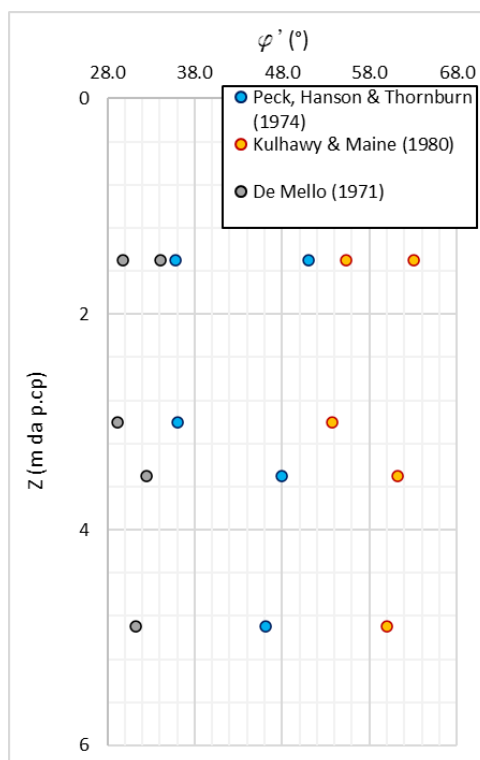


Figura 5: Valori dell'angolodi attrito ottenuti elaborando le SPT in situ per le unità dei Depositi

La maggior parte delle SPT va a rifiuto nei primi 30cm, mentre le restanti prove mostrano valori medi di N_{spt} pari a 40. I valori di angolo di attrito derivanti da correlazioni empiriche per i suddetti valori di N_{spt}

risultano molto elevati e poco rappresentativi per l'unità di riferimento. Per tale motivo si assume un valore dell'angolo di attrito pari a $30 \div 35^\circ$.

8.1.3 Parametri di rigidità

8.1.3.1 Elaborazioni prove SPT, Dilatometriche e Prove Geofisiche

Per avere una stima delle caratteristiche di deformabilità di questa unità, si propone applicare il metodo di Denver (1982) secondo il quale il modulo di Young E' può essere calcolato come: $E' = S_1 \cdot N_{SPT} + S_2$, dove S_1 e S_2 sono costanti che assumono valori in funzione della granulometria e della litologia, applicando i parametri $S_1 = 0,756$ e $S_2 = 18,75$.

Tabella 15: parametri di rigidità ottenuti dalle elaborazioni delle SPT, mediante la correlazione di Denver.

										Denver (1982)
Sondaggio	m da p.c.	Zw (m da p.c.)	σ_v (kPa)	u (kPa)	σ'_v (kPa)	N1	N2	N3	N_{SPT}	E' (MPa)
S01	1.5	8.8	33	0	33	25	Rif.	-	75	75
S01	3.5	8.8	77	0	77	35	Rif.	-	75	75
S01	4.9	8.8	107.8	0	107.8	43	Rif.	-	75	75
S04	1.5	6	33	0	33	32	17	22	39	48
S04	3	6	66	0	66	45	22	22	44	52

Si riportano nelle immagini di seguito i valori del modulo di rigidità ottenuto tramite l'elaborazione delle prove Pressiometriche/Dilatometriche e delle prove geofisiche MASW e Down-hole. Come si evince da Figura 6 i valori del modulo di rigidità dell'unità UG1 sono poco variabili con la profondità, ed in particolare di assume un valore del modulo compreso tra 15-30 MPa.

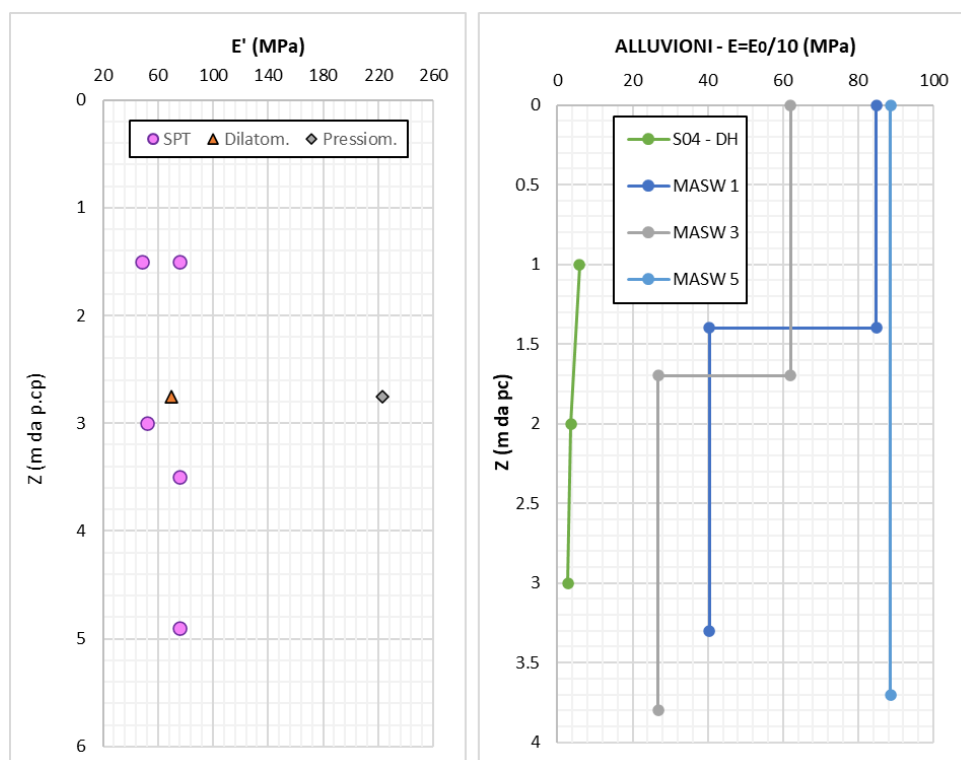


Figura 6: andamento del modulo di rigidezza con la profondità ottenuto tramite l'elaborazione delle prove SPT e geofisiche.

8.1.4 Permeabilità

Si riportano di seguito le prove di permeabilità effettuate, che hanno fornito una permeabilità dell'ordine di 10^{-7} m/s.

Tabella 16: Prove di permeabilità sull'unità R.

Permeabilità	k (m/s)	m da p.c.
S01	1.03E-07	2.0
S04	1.03E-07	2.0
S06	1.76E-07	2.0

8.2 CAPPELLACCIO DI ALTERAZIONE -UG1

In questo paragrafo si analizzano i dati a disposizione per caratterizzare il cappellaccio di alterazione: Si tratta di terreni non più direttamente collegabili al substrato roccioso in quanto soggetti ad un trasporto, anche se da un punto di vista strettamente petrografico e mineralogico non presentano sostanziali differenze con il resto della pila stratigrafica.

Elaborando le prove di laboratorio eseguite, sono stati ricavati dei grafici con il valore del peso specifico dei grani e l'analisi granulometrica.

8.2.1 Caratteristiche fisiche

I risultati delle analisi granulometriche mostrano come l'unità sia caratterizzata da una netta prevalenza di Sabbie (60%-90%) e Ghiaie (20%-40%) con una percentuale di frazione fina (Limo+Argilla) mediamente contenuta sotto il 10%, di cui meno del 5% è rappresentato da Argilla. In relazione alle prove condotte, dalla valutazione del peso dei grani e dalla letteratura di settore si assume per i terreni di copertura alluvionali un peso di volume pari a 21 kN/m^3 .

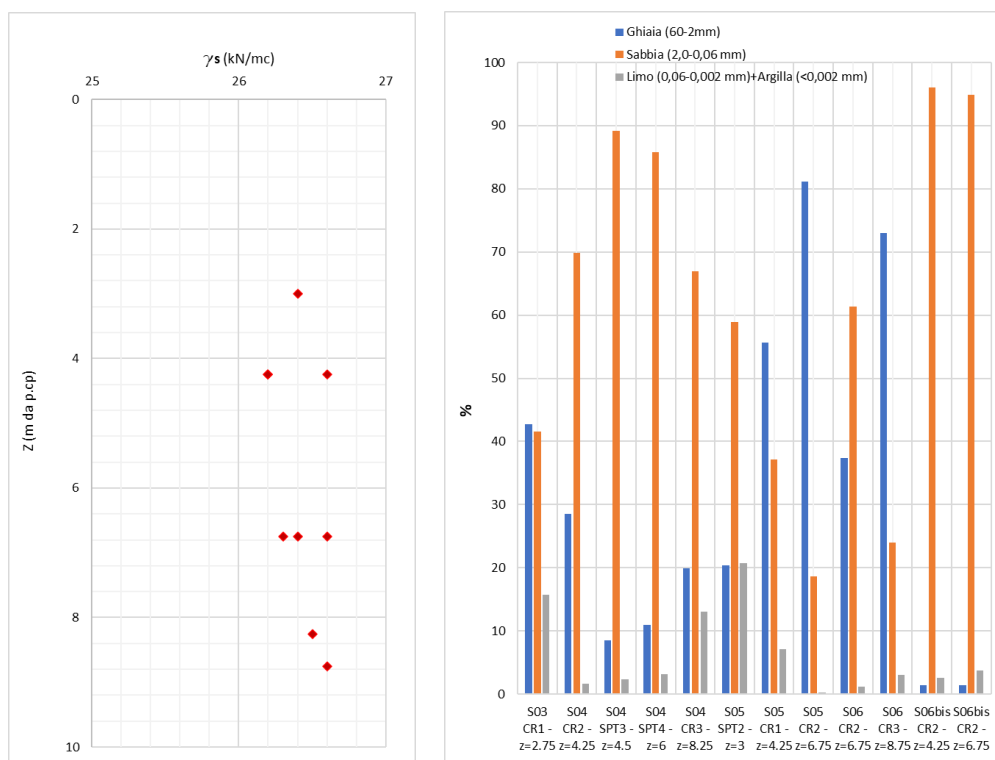


Figura 7: analisi granulometrica e valore del peso specifico dei grani del cappellaccio di alterazione.

8.2.2 Parametri di resistenza

Per stimare l'angolo di attrito interno si propone utilizzare le correlazioni elencate precedentemente, facendo riferimento a sabbie grossolane per quanto riguarda i coefficienti da adottare.

Si riportano di seguito i dati NSPT registrati:

Tabella 17: sondaggi e risultati prove SPT

Sondaggio	m da p.c.	Zw (m da p.c.)	σ_v (kPa)	u (kPa)	σ'_v (kPa)	N1	N2	N3	N _{SPT}
S03	1,5	8,8	33	0	33	12	19	21	40
S03	3,5	8,8	77	0	77	11	18	24	42
S03	4,5	8,8	99	0	99	Rif.	-	-	100
S04	4,5	6	99	0	99	32	Rif.	-	75
S04	6	6	132	0	132	45	Rif.	-	75
S04	7,5	6	165	15	150	Rif.	-	-	100
S05	1,5	3	33	0	33	20	19	26	45
S05	3	3	66	0	66	22	28	39	67
S06	1,5	8	33	0	33	25	Rif.	-	75
S06	3	8	66	0	66	32	Rif.	-	75
S06	4,5	8	99	0	99	Rif.	-	-	100
S06	6	8	132	0	132	Rif.	-	-	100

Tabella 18: parametri di resistenza ottenuti dalle elaborazioni delle SPT.

Peck, Hanson & Thornburn (1974)		De Mello (1971)	Kulhawy & Maine (1980)
C _N	φ' (°)	φ' (°)	φ' (°)
1,29	41,12	31,73	59,72
1,08	39,63	30,24	57,01
1,00	51,76	32,70	61,95
1,00	46,62	31,61	60,33
0,90	44,95	30,35	59,02
0,86	48,85	30,19	60,40
1,29	42,67	32,18	60,49
1,13	46,69	32,43	61,06
1,29	51,03	34,12	63,03
1,13	48,61	32,86	61,68
1,00	51,76	32,70	61,95
0,90	49,80	31,44	60,94

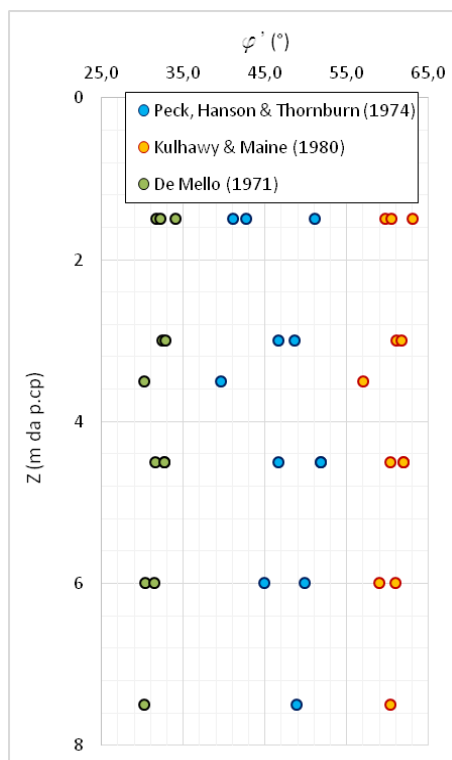


Figura 8: Valori dell'angoli di attrito ottenuti elaborando le SPT in situ per le unità del cappellaccio di alterazione.

La maggior parte delle SPT va a rifiuto nei primi 15-30cm, mentre le restanti prove mostrano valori medi di $N_{spt} > 45$. I valori di angolo di attrito derivanti da correlazioni empiriche per i suddetti valori di N_{spt} risultano molto elevati e poco rappresentativi per l'unità di riferimento. Per tale motivo si assume per un valore dell'angolo di attrito pari a $40 \div 45^\circ$.

8.2.3 Parametri di rigidezza

8.2.3.1 Elaborazioni prove SPT, Dilatometriche e Prove Geofisiche

Per avere una stima delle caratteristiche di deformabilità di questa unità, si propone applicare il metodo di Denver (1982) secondo il quale il modulo di Young E' può essere calcolato come: $E' = S_1 \cdot N_{SPT} + S_2$, dove S_1 e S_2 sono costanti che assumono valori in funzione della granulometria e della litologia, applicando i parametri $S_1 = 0,756$ e $S_2 = 18,75$.

Tabella 19: parametri di rigidezza ottenuti dalle elaborazioni delle SPT, mediante la correlazione di Denver.

Sondaggio	m da p.c.	Zw (m da p.c.)	σ_v (kPa)	u (kPa)	σ'_v (kPa)	N1	N2	N3	N _{SPT}	Denver (1982)
										E' (MPa)
S03	1.5	8.8	33	0	33	12	19	21	40	49
S03	3.5	8.8	77	0	77	11	18	24	42	51
S03	4.5	8.8	99	0	99	Rif.	-	-	100	94
S04	4.5	6	99	0	99	32	Rif.	-	75	75
S04	6	6	132	0	132	45	Rif.	-	75	75
S04	7.5	6	165	15	150	Rif.	-	-	100	94
S05	1.5	3	33	0	33	20	19	26	45	53
S05	3	3	66	0	66	22	28	39	67	69
S06	1.5	8	33	0	33	25	Rif.	-	75	75
S06	3	8	66	0	66	32	Rif.	-	75	75
S06	4.5	8	99	0	99	Rif.	-	-	100	94
S06	6	8	132	0	132	Rif.	-	-	100	94

Si riportano di seguito i valori del modulo di rigidezza ottenuto tramite l'elaborazione delle prove Dilatometriche/pressiometriche e delle prove geofisiche MASW e Down-hole. Come si evince da Figura 9 i valori del modulo di rigidezza dell'unità UG2 sono crescenti con la profondità e variano tra 40 e 60 Mpa fino alla profondità di 8.00m mentre tra 60 e 120 Mpa per profondità maggiori.

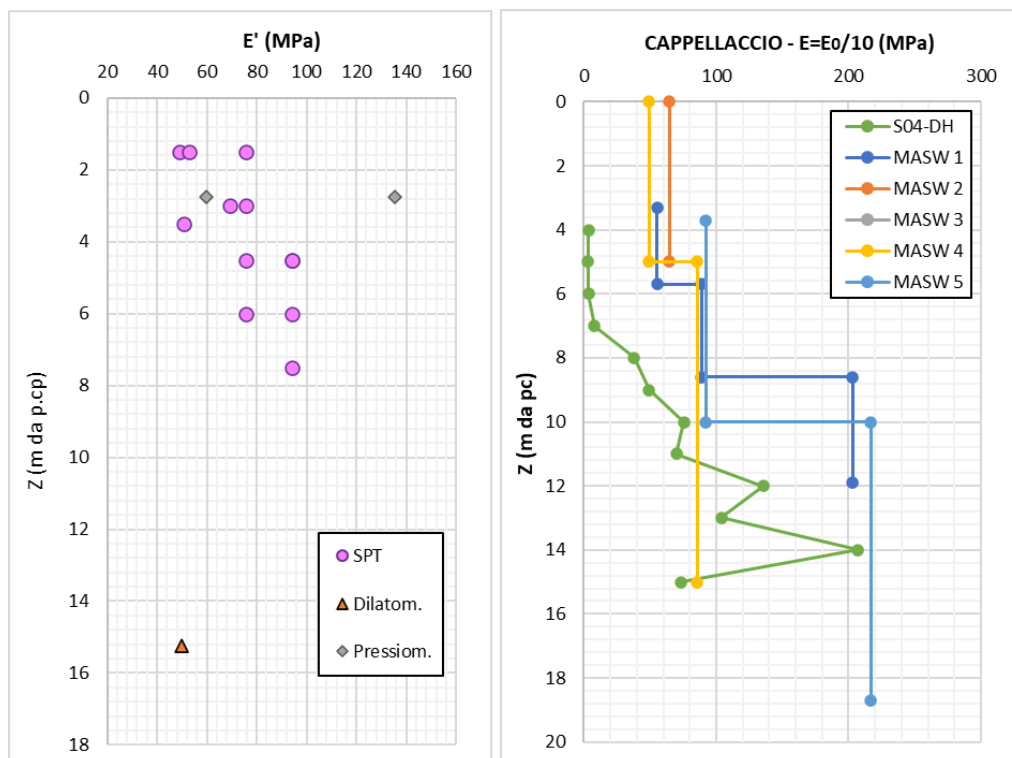


Figura 9: andamento del modulo di rigidezza con la profondità ottenuto tramite l'elaborazione delle prove SPT e geofisiche.

8.2.4 Permeabilità

Si riportano di seguito le prove di permeabilità effettuate, che hanno fornito una permeabilità dell'ordine di 10^{-7} m/s.

Tabella 20: Prove di permeabilità sull'unità UG1.

Permeabilità	k (m/s)	m da p.c.
S03	6.00E-03	2.5
S05	1.34E-07	2.25
S06bis	3.91E-08	18.5

8.3 GRANITO – UG2

In questo paragrafo si analizzano i dati a disposizione per caratterizzare il substrato roccioso.

Si tratta di roccia dalle buone caratteristiche geotecniche, mediamente in buono stato di conservazione; non risultano fasce di deformazione degne di nota da bibliografia.

Le indagini MASW e la Down Hole hanno restituito valori di Vs >1000 m/s per i tratti di substrato indagati.

8.3.1 Caratterizzazione della roccia intatta

8.3.1.1 Caratteristiche fisiche

Elaborando le prove di laboratorio eseguite, sono stati ricavati dei grafici con il valore del peso specifico dei grani e il coefficiente di Poisson:

Tabella 21: Peso per unità di volume da prove di laboratorio

Identificazione campione			Peso di volume	Uniax
			γ	Poisson
Sondaggio	Campione	m da p.c.	kN/m^3	-
S03	C1	6.8	26	0.25
S03	C2	17.85	24.9	
S03	C3	31.2	26.3	0.25
S01	C1 bis	25.25	25.3	0.25
S01	C2 bis	34.25	25.8	0.15
S04	C4	16.2	26	0.34
S04	C1 bis	22.25	25.9	0.36
S05	C3	12.15	25.4	
S05	C4	24.25	26.1	0.15
S06	C4	12.15	25.6	0.17
S06	C5	24.25	25.7	0.17

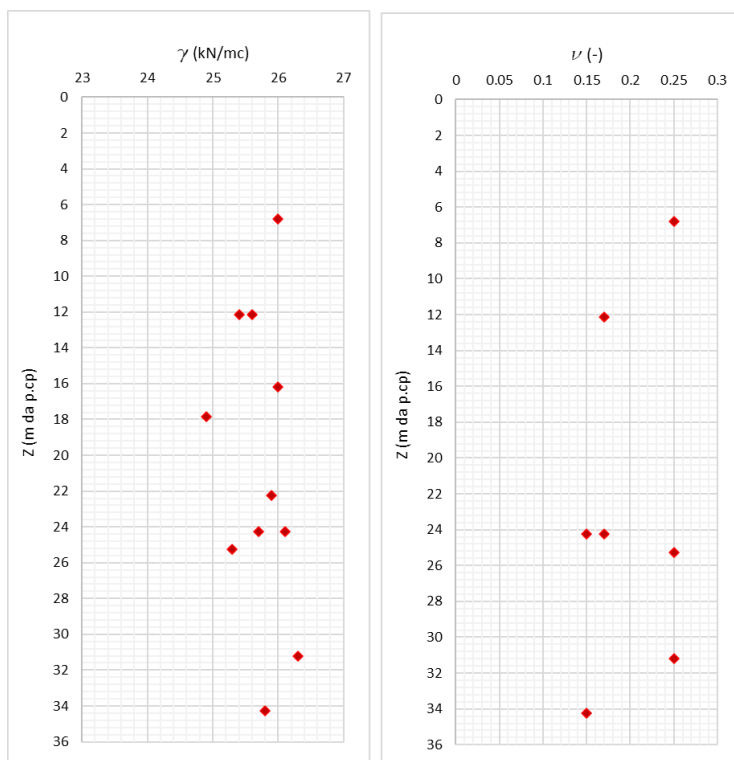


Figura 10: valore del peso specifico dei grani e coefficiente di Poisson del substrato roccioso.

8.3.1.2 Resistenza a compressione monoassiale (σ_{ci})

Si riportano di seguito i valori di resistenza a compressione monoassiale ottenuti da prove di laboratorio mediante prove di compressione monoassiale e prove PLT:

Tabella 22: elaborazione prova a compressione monoassiale

Identificazione campione			Peso di volume	Uniax	Point Load Test	
Sondaggio	Campione	m da p.c.	γ	σ	Is50med	σ
			kN/m ³	MPa	MPa	MPa
S03	C1	6.8	26	93.5	-	
S03	C2	17.85	24.9		2.39	53
S03	C3	31.2	26.3	179.68	-	
S01	C1 bis	25.25	25.3	18.1	-	
S01	C2 bis	34.25	25.8	39.47	-	
S04	C4	16.2	26	150.37	-	
S04	C1 bis	22.25	25.9	81.94	-	
S05	C3	12.15	25.4		2	44
S05	C4	24.25	26.1	147.15	-	
S06	C4	12.15	25.6	75.08	-	
S06	C5	24.25	25.7	155.1	-	

Dove per la determinazione della resistenza a compressione da PLT è stato utilizzato il fattore di conversione proposto dall'ISRM (1985):

$$UCS=20\div25\times I S 50_{med}$$

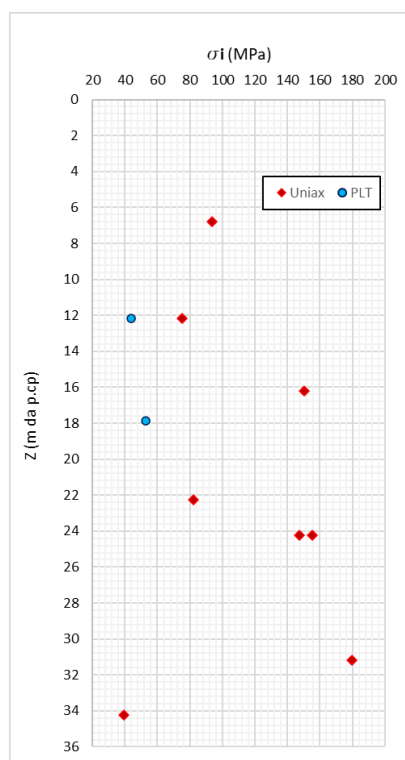


Figura 11: valore della resistenza a compressione monoassiale ottenuti dalle prove a compressione monoassiale e PLT.

8.3.1.3 Modulo di rigidezza (E_i)

Dalle prove di compressione monoassiale eseguite è stato rilevato il diagramma carico – cedimento e sono stati calcolati il modulo secante in corrispondenza del carico pari al 50 % del carico di rottura ed il modulo tangente in corrispondenza del medesimo livello del carico. Tali moduli sono rappresentati nella successiva figura:

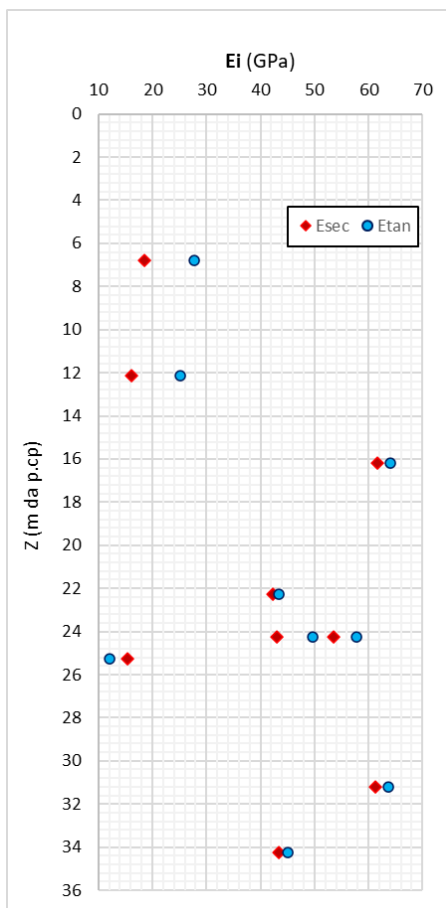


Figura 12: valore del modulo secante e modulo tangente da prove di compressione uniaassiale su roccia.

8.3.2 Caratterizzazione dell'ammasso roccioso

8.3.2.1 Determinazione del GSI

In corrispondenza della perforazione di substrato granitico sano, che non affiora in un consistente intorno dall'area di futuro imbocco della galleria, si rilevano dei valori di RQD che restituiscono valori sempre compresi tra 60 e 100; dallo studio delle carote si rileva la presenza di fratture, ma le superfici delle famiglie di fratture sono fresche, non beanti e per lo più non alterate. Facendo dunque nuovamente riferimento alla classificazione GSI in funzione delle caratteristiche strutturali e delle condizioni delle discontinuità (cfr. Figura sottostante), la struttura dell'ammasso può essere definita di tipo B (blocky),

che combinata con le condizioni delle superfici di discontinuità descritte, mostra un indice GSI del substrato roccioso non affiorante indicativamente compreso tra 65 e 75.







GEOLOGICAL STRENGTH INDEX FOR JOINTED ROCKS (Hoek and Marinos, 2000)		SURFACE CONDITIONS				
<p>From the lithology, structure and surface conditions of the discontinuities, estimate the average value of GSI. Do not try to be too precise. Quoting a range from 33 to 37 is more realistic than stating that GSI = 35. Note that the table does not apply to structurally controlled failures. Where weak planar structural planes are present in an unfavourable orientation with respect to the excavation face, these will dominate the rock mass behaviour. The shear strength of surfaces in rocks that are prone to deterioration as a result of changes in moisture content will be reduced if water is present. When working with rocks in the fair to very poor categories, a shift to the right may be made for wet conditions. Water pressure is dealt with by effective stress analysis.</p>		VERY GOOD	GOOD	FAIR	POOR	VERY POOR
		Very rough, fresh unweathered surfaces	Rough, slightly weathered, iron stained surfaces	Smooth, moderately weathered and altered surfaces	Slickensided, highly weathered surfaces with compact coatings or fillings or angular fragments	Slickensided, highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings
STRUCTURE	DECREASING INTERLOCKING OF ROCK PIECES	DECREASING SURFACE QUALITY →				
 INTACT OR MASSIVE - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities	90				N/A	N/A
 BLOCKY - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets	80					
 VERY BLOCKY - interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets	70					
 BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity	60					
 DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces	50					
 LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes	40					
	30					
	20					
	10					
	N/A	N/A				

Figura 13: Classificazione GSI per ammassi rocciosi

8.3.2.2 Resistenza come mezzo continuo equivalente

Questa valutazione fa riferimento al modello continuo equivalente sviluppato da Hoek (1983) e Hoek e Brown (1988) e aggiornato dallo stesso Hoek et al. nel 2002 e nel 2006 così come riassunto nel paragrafo 7.3.

Questo si basa sulla resistenza a compressione della roccia intatta σ_{ci} , sull'indice GSI, sulla costante del materiale intatto m_i e sul fattore di disturbo D.

L'indice GSI e la costante m_i sono indicati nel paragrafo precedente, mentre per il fattore di disturbo si può fare riferimento ai valori:

$$D = 0.5 \div 1$$

utilizzando un valore non inferiore a 0.5 nel caso di palificate ed un valore non inferiore ad 1 nel caso di scavi aperti.

I valori di riferimento per la resistenza a compressione della roccia intatta sono riportati nel paragrafo 8.3.1, ove è indicato un campo di variabilità prevalente:

$$\sigma_{ci} = 80 \div 120 \text{ MPa}$$

Gli altri parametri per la caratterizzazione dell'ammasso roccioso secondo la metodologia di cui al paragrafo 7.3 sono riportati per ciascuna unità geotecnica nella seguente tabella in funzione del GSI e del fattore di disturbo.

GSI	a	mb		s	
		D=0.5	D=1	D=0.5	D=1
65	0.502	5.447	2.380	0.0094	0.0029
75	0.501	8.818	4.863	0.0357	0.0155

Tabella 23: Parametri per la valutazione della resistenza secondo Hoek&Broun

La resistenza a compressione monoassiale dell'ammasso calcareo in funzione dell'indice GSI, della resistenza a compressione della roccia intatta e del fattore di disturbo D, è riportata nella seguente tabella, c:

GSI	s_{ci} (MPa)	D = 0.5	D = 1
		s_c (MPa)	s_c (MPa)
65	80	25	16
75		33	24.5

Tabella 24: Resistenza a compressione monoassiale dell'ammasso

8.3.2.3 Modulo di deformazione dell'ammasso

Sono state effettuate n. 5 prove dilatometriche mediante le quali si è misurato il modulo di deformabilità E_m del materiale in sito. I risultati sono riportati nella Tabella 26.

La dispersione, come peraltro prevedibile trattandosi di prove che risentono del grado di fratturazione della roccia e dello stato delle fratture, quindi variabile da punto a punto.

Una diversa valutazione è stata inoltre effettuata secondo la formulazione di Hoek & Diederichs di cui al paragrafo 7.3, in funzione del modulo E_i , dell'indice GSI e del fattore di disturbo D.

Nella seguente tabella si riportano i valori calcolati per indici GSI da 65 a 75 e per fattori di disturbo D pari a 0.5 e 1.

GSI	$E_i = 15'000 \text{ MPa}$	
	D = 0.5	D = 1
65	5'280	2'450
75	7'700	4'050

Tabella 25: Modulo E_m (MPa) secondo Hoek & Diederichs

Il confronto fra i valori della Tabella 26 e della Tabella 25 evidenziano come ci sia congruenza fra il campo di valori che risulta dal criterio di Hoek & Diederichs in tabella e dei risultati delle prove dilatometriche.

Tabella 26: Elaborazione prova dilatometrica

Dilatometrica	E (MPa)	m da p.c.
S01	3000	15.25
S03	3800	5.25
S03	8000	12.25
S03	10000	25.25
S04	8000	16.75
S05	6500	18.25

8.3.2.4 Parametri di rigidezza da prove geofisiche

Si riportano di seguito i valori del modulo di rigidezza ottenuto tramite l'elaborazione delle prove MASW e Down-hole, utili a fornire una stima del modulo di rigidezza di queste unità:

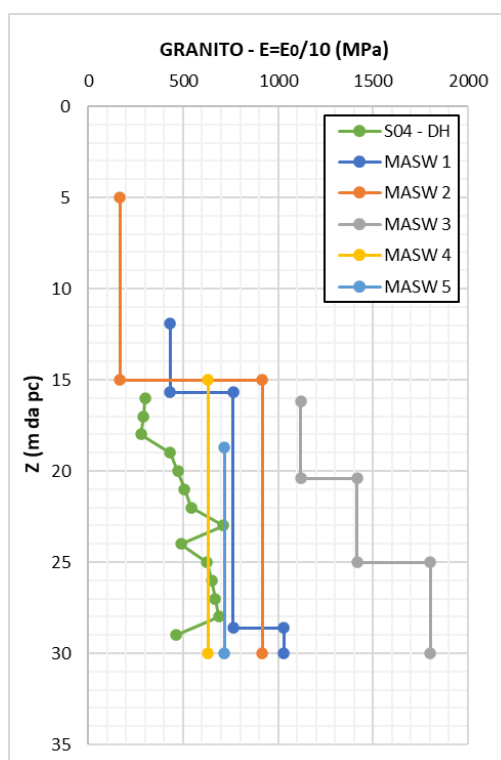


Figura 14: andamento del modulo di rigidezza con la profondità ottenuto tramite l'elaborazione delle prove geofisiche.

8.3.3 Permeabilità

Si riportano di seguito le prove di permeabilità effettuate, che hanno fornito una permeabilità dell'ordine di 10^{-8} m/s.

Tabella 27: Prove di permeabilità sull'unità UG2.

Permeabilità	k (m/s)	m da p.c.
S01	2.26E-08	18.25
S03	6.1E-07	18.25
S03	1.57E-08	25.25
S04	3.84E-08	18.25
S05	4.07E-08	15.25

9 SINTESI DEI PARAMETRI GEOTECNICI

Di seguito in tabella si riportano i valori dei parametri geotecnici adottati ai fini delle analisi:

Tabella 28: sintesi dei parametri geotecnici ottenuti tramite le elaborazioni delle prove.

Unita' Geotecniche		Terreni Granulari					
		γ	c'	φ'	E'	I_p	k
Unità	Descrizione	kN/m^3	kPa	$^\circ$	MPa	%	m/s
R	<i>Sabbie e subordinate sabbie limoso – argillose grigie</i>	18 ÷ 19	0	30 ÷ 35	15 ÷ 30	NP	10^{-7}
UG1	<i>Sabbia da grossolana a media - roccia in posto, alterata, arenizzata e disgregata in maniera variabile, ma presumibilmente in modo progressivamente più intenso man mano che ci si avvicina alla superficie topografica, fino alla quasi totale disgregazione della stessa ed alla perdita delle caratteristiche proprie del litotipo</i>	20 ÷ 22	0	40 ÷ 45	z = 0-8m 40 ÷ 60 z = 8-14m 60 ÷ 80 z > 14m 80 ÷ 120	NP	$10^{-3} \div 10^{-7}$

Unita' Geotecniche		Roccia intatta			Ammasso							
		σ_i	E_i	Poisson	γ	m_i	GSI	$\sigma_m (D=0.5)$	$E_m (D=0.5)$	$\sigma_m (D=1)$	$E_m (D=1)$	k
Unità	Descrizione	MPa	GPa	-	kN/m^3	-	-	MPa	MPa	MPa	MPa	m/s
UG2	<i>Monzograniti inequigranulari ed equigranulari da grigio chiari a bruno rossastri da integri a molto fratturati</i>	80 ÷ 120	15 ÷ 40	0.17 ÷ 0.25	25.5 ÷ 26	32±3	65 ÷ 75	25 ÷ 33	5200 ÷ 7700	16 ÷ 24.5	2400 ÷ 4000	$10^{-7} \div 10^{-8}$

10 ANALISI DI SUSCETTIBILITÀ ALLA LIQUEFAZIONE

10.1 GENERALITÀ

Le NTC 2018, al par. 7.11.3.4.1 stabiliscono che:

“Il sito presso il quale è ubicato il manufatto deve essere stabile nei confronti della liquefazione, intendendo con tale termine quei fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche che agiscono in condizioni non drenate.

Se il terreno risulta suscettibile di liquefazione e gli effetti conseguenti appaiono tali da influire sulle condizioni di stabilità di pendii o manufatti, occorre procedere ad interventi di consolidamento del terreno e/o trasferire il carico a strati di terreno non suscettibili di liquefazione.

In assenza di interventi di miglioramento del terreno, l'impiego di fondazioni profonde richiede comunque la valutazione della riduzione della capacità portante e degli incrementi delle sollecitazioni indotti nei pali.”

Allo scopo di accertare la stabilità del sito di progetto rispetto alla liquefazione, è stata condotta una valutazione di suscettibilità in base ai dati a disposizione e tenendo in conto delle condizioni che permettono escludere il fenomeno senza dover effettuare ulteriori analisi (si veda paragrafo 10.2).

Si ricorda come, a causa della breve durata del moto sismico, il terreno reagisca in condizioni sostanzialmente non drenate. In tali condizioni, il comportamento non lineare dei materiali sabbiosi e sabbioso/limosi saturi, sottoposti a carichi ciclici indotti dal terremoto, porta alla generazione di sovrappressioni interstiziali con diminuzione anche significativa di resistenza e rigidità apparente. Alla successiva dissipazione di tali sovrappressioni, corrisponde una riduzione di volume con la generazione di deformazioni permanenti in grado di causare, nello specifico, problematiche di esercizio post-sisma, stabilità dei rilevati, delle opere di sostegno e di attraversamento.

Il fenomeno della liquefazione è profondamente influenzato dal numero dei cicli del moto sismico del suolo, dalla densità relativa D_r e dalla granulometria del terreno. Un terreno a grana grossa, a parità di altri fattori, è maggiormente esposto al pericolo della liquefazione quanto minore è la sua densità

relativa. Il potenziale di liquefazione aumenta poi, ovviamente, al crescere del numero di cicli, ossia del valore di magnitudo sismica di riferimento.

Il problema principale che si pone in fase di progettazione è valutare la stabilità del sito di progetto rispetto alla liquefazione quando il terreno di fondazione comprenda strati estesi o lenti spesse di sabbie sciolte sottofalda, anche se contenenti una frazione fine limoso-argillosa.

10.2 CONDIZIONI DI ESCLUSIONE DA VERIFICA A LIQUEFAZIONE

Le NTC2018 al paragrafo 7.11.3.4.2 stabiliscono che la verifica alla liquefazione può essere omessa quando si manifesti una delle seguenti circostanze:

- Accelerazioni massime attese al piano campagna in condizioni di campo libero (cfr. a_{max}) minori di 0.1 g;
- Profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
- Depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$ dove $(N1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche SPT normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche CPT, normalizzata ad una tensione verticale efficace di 100 kPa;
- Distribuzione granulometrica esterna alle zone comprese tra le curve rappresentate in Figura 15 (coefficiente di uniformità $U_c < 3.5$) e Figura 16 (coefficiente di uniformità $U_c > 3.5$).
-

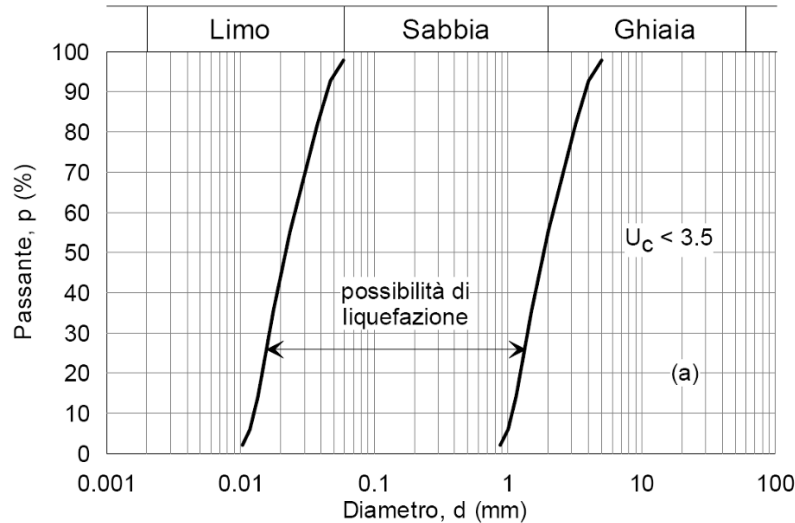


Figura 15: Dominio di suscettibilità alla liquefazione dei terreni ($U_c < 3.5$)

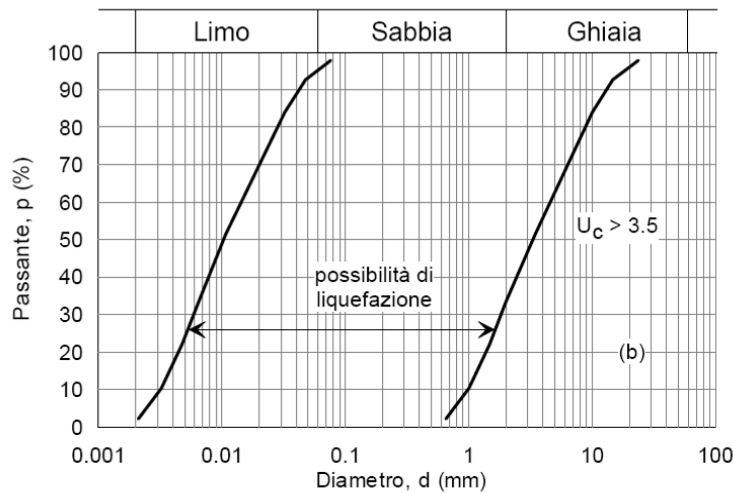


Figura 16: Dominio di suscettibilità alla liquefazione dei terreni ($U_c > 3.5$).

Con riferimento a quanto riportato all'interno del paragrafo 3.2.3 il valore di accelerazione massima attesa al piano campagna in condizioni di campo libero risulta inferiore a 0.1g, per tale motivo per la tratta in oggetto si possono escludere fenomeni di liquefazione.

11 SINTESI DEGLI ASPETTI PROGETTUALI GEOTECNICI

La valutazione dei cedimenti e della stabilità dei rilevati ferroviari e stradali è stata effettuata facendo riferimento ad alcune sezioni ritenute rappresentative delle situazioni maggiormente critiche, in relazione sia all'altezza del rilevato/trincea, sia alle condizioni stratigrafiche locali. Le analisi sviluppate sono contenute nell'elaborato "Relazione di calcolo dei rilevati e delle trincee ferroviarie e stradali" (Doc. RR0000R11RHGE0006001-2).

Le fondazioni previste per i viadotti sono di tipo profondo ; le analisi sviluppate sono contenute nella "Relazione di pre-dimensionamento delle fondazioni profonde" (Doc. RR0000R11RHVI0000001)

Il pre-dimensionamento delle gallerie artificiali è dettagliato nel documento "Gallerie Artificiali – Relazione Tecnico-Descrittiva"(Doc. RR0000R11RHGA0000001).

I risultati del complesso delle analisi effettuate, contenute negli elaborati di progetto, evidenziano la compatibilità delle opere progettate sia con i limiti imposti dalla Normativa, sia con i vincoli prescritti dal Manuale di Progettazione RFI.