

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



U.O. OPERE GEOTECNICHE

PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ED ECONOMICA

RADDOPPIO DECIMOMANNU-VILLAMASSARGIA LOTTO 2

GEOTECNICA

Relazione geotecnica generale

SCALA:

-

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

RR0P 02 R 11 GE GE0006 001 B

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	Pini	Marzo '23	G.Meneschineri	Marzo '23	T.Paoletti	Marzo '23	L. Berardi Luglio 2023
B	Emissione Esecutiva	V.La Torre	Luglio '23	G.Meneschineri	Luglio '23	T.Paoletti	Luglio '23	

File: RR0P02R11GE0006001B.doc

n. Elab.:

INDICE

1	PREMESSA	4
2	INTRODUZIONE	6
3	NORMATIVA, BIBLIOGRAFIA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	8
3.1	NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO	8
3.2	BIBLIOGRAFIA.....	8
3.3	DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO.....	10
4	INQUADRAMENTO GEOLOGICO E SISMICO	12
4.1	GEOLOGIA E GEOMORFOLOGIA.....	12
4.2	INQUADRAMENTO SISMICO	13
4.2.1	<i>Vita Nominale, Classe d’Uso, Tempo di Ritorno</i>	14
4.2.2	<i>Stati limite, probabilità di superamento e periodi di ritorno</i>	16
4.2.3	<i>Accelerazione di riferimento su suolo rigido</i>	18
4.2.4	<i>Risposta Sismica Locale</i>	19
5	CAMPAGNE DI INDAGINE UTILIZZATE PER LO STUDIO GEOTECNICO	21
5.1	CAMPAGNA DI INDAGINE ITOLFERR 2023.....	21
6	INDICAZIONI SULLA FALDA	24
7	UNITÀ GEOTECNICHE	25
8	CRITERI E CORRELAZIONI UTILIZZATI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	28
8.1	CONSIDERAZIONI GENERALI	28
8.2	TERRENI GRANULARI	28
8.2.1	<i>Stato iniziale e caratteristiche fisiche</i>	28
8.2.2	<i>Parametri di resistenza</i>	29
8.2.3	<i>Parametri di rigidezza</i>	31
8.2.4	<i>Permeabilità</i>	34

8.3	FORMAZIONI LAPIDEE	35
8.3.1	<i>Criteria di caratterizzazione della roccia intatta</i>	35
8.3.2	<i>Criteria di caratterizzazione dell'ammasso roccioso</i>	38
9	DETERMINAZIONE DEI VALORI CARATTERISTICI DEI PARAMETRI GEOTECNICI	42
9.1	DEPOSITI ALLUVIONALI - DEP	42
9.1.1	<i>Caratteristiche fisiche</i>	43
9.1.2	<i>Parametri di resistenza</i>	44
9.1.3	<i>Parametri di rigidezza</i>	48
9.1.4	<i>Permeabilità</i>	50
9.2	FORMAZIONE DEL CIXERRI – CIX	52
9.2.1	<i>Caratterizzazione della roccia intatta</i>	52
9.2.2	<i>Caratterizzazione dell'ammasso roccioso</i>	56
9.2.3	<i>Permeabilità</i>	60
9.3	TONALITI DI MONTE SU SILIXIANU – TON.....	61
9.3.1	<i>Caratterizzazione della roccia intatta</i>	61
9.3.2	<i>Caratterizzazione dell'ammasso roccioso</i>	65
9.3.3	<i>Permeabilità</i>	70
10	SINTESI DEI PARAMETRI GEOTECNICI	71
11	ANALISI DI SUSCETTIBILITÀ ALLA LIQUEFAZIONE	72
11.1	GENERALITÀ	72
11.2	CONDIZIONI DI ESCLUSIONE DA VERIFICA A LIQUEFAZIONE	73
12	SINTESI DEGLI ASPETTI PROGETTUALI GEOTECNICI	75
12.1	RILEVATI	75
12.2	TRINCEE	76
12.3	FONDAZIONI DEL CAVALCAFERROVIA IV01	76

1 PREMESSA

Il raddoppio della tratta Decimomannu-Villamassargia si inserisce all'interno della linea sulla quale confluiscono i servizi Cagliari-Iglesias e Cagliari-Carbonia. L'intervento, previsto nell'ambito dell'Accordo Quadro TPL tra RFI e Regione Sardegna, si estende per circa 30 km e prevede la realizzazione del raddoppio di binario tra le due località di servizio e la soppressione dei passaggi a livello esistenti, creando le condizioni per il potenziamento del servizio ferroviario e per l'incremento dei livelli qualitativi del servizio e di regolarità.

L'intervento di raddoppio tra la stazione di Decimomannu e la stazione di Villamassargia è stato suddiviso in n°4 lotti funzionali.



Figura 1-1 - Raddoppio Decimomannu – Villamassargia- Suddivisione in tratte

Oggetto della presente relazione è il progetto di Fattibilità Tecnico Economica (PFTE) del Lotto 2 che rientra tra le opere finanziate con i fondi del Piano Nazionale di Ripresa e Resilienza. L'intervento consiste nel raddoppio in stretto affiancamento rispetto alla linea esistente tra le località di Villaspeciosa-Uta e Siliqua (stazione esclusa) per uno sviluppo complessivo di circa 5,5 km.

Il Lotto 2 è il primo lotto ad essere attivato e pertanto il progetto realizza il collegamento con la Linea Storica sia in direzione Decimomannu che in direzione Villamassargia mediante degli scambi posti ad inizio e fine tracciato, che consentono il passaggio dal nuovo doppio binario al singolo binario esistente. Il presente progetto di raddoppio risulta compatibile con la futura elettrificazione della linea prevista in altro appalto.

La successiva fase funzionale prevede la realizzazione del Lotto 1, che permetterà il raddoppio tra la stazione esistente di Decimomannu e la nuova fermata di Villaspeciosa-Uta. La realizzazione del lotto 1 e del lotto 2 consentirà il raddoppio ferroviario per uno sviluppo complessivo di circa 9 km.



Figura 1-2 - Raddoppio Decimomannu – Villamassargia – Lotto 1 e 2

2 INTRODUZIONE

Nella presente relazione vengono descritti i risultati dello studio geotecnico svolto nell'ambito del PFTE – Progetto di Fattibilità Tecnica ed Economica Del progetto di Raddoppio Decimomannu – Villamassargia, con particolare riferimento al LOTTO 2.

Il tracciato in esame si ubica nel settore meridionale della regione Sardegna con andamento E-W tra la stazione di Villaspeciosa – Uta e quella di Siliqua.

Lo sviluppo complessivo della tratta in progetto è di circa 29 km; il lotto 2 si sviluppa per circa 5,4 km.

Il presente documento è focalizzato alla caratterizzazione delle unità geotecniche presenti lungo il lotto in esame. Il tracciato in esame prevede soluzioni progettuali in rilevato, più alto rispetto rispetto all'attuale quota della linea esistente per consentire l'adeguamento a norma dei vari attraversamenti idraulici sotto binario esistenti.

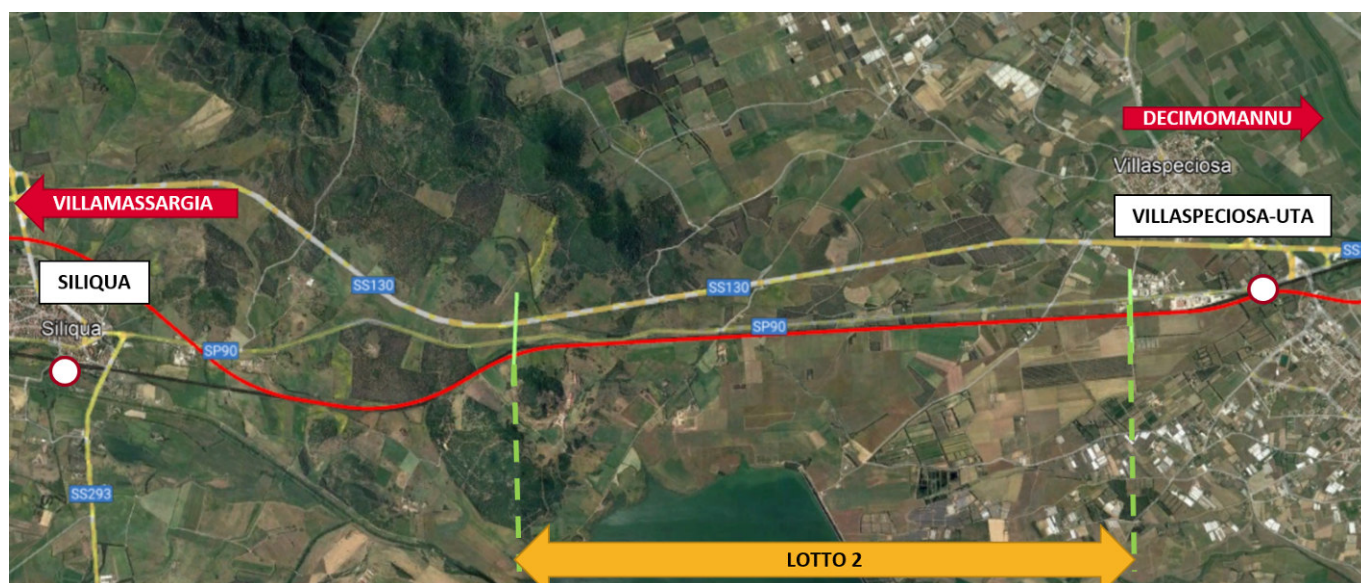


Figura 2-1 - Planimetria del tracciato in oggetto - Google Earth

Il tracciato di progetto si sviluppa attraverso settori del territorio la cui quota varia da un minimo di 15 m a un massimo di 47 m.

Dal punto di vista morfologico, da est verso ovest, l'area di studio si caratterizza per il passaggio in giustapposizione fra le formazioni continentali (depositi alluvionali) e i basamenti rocciosi sedimentari e vulcanici posti nel settore occidentale del tracciato.

A partire da dati bibliografici, dalle osservazioni in campo e dai risultati delle indagini eseguite, è possibile affermare che il tracciato non attraversa zone in dissesto o aree a rischio idrogeologico significativo.

Il documento si articola come segue:

- nel capitolo 3 sono elencate le normative, i riferimenti bibliografici e i documenti di riferimento;
- nel capitolo 4 è riportata una sintesi del quadro geologico e sismico di riferimento
- nel capitolo 5 è riportata una descrizione della campagna di indagini geognostiche prese a riferimento nello studio;
- nel capitolo 6 sono riportate le caratteristiche della falda;
- nel capitolo 7 sono definite le unità geotecniche e i modelli geotecnici di riferimento;
- nel capitolo 8 sono descritti i criteri e le correlazioni adottati per l'interpretazione delle indagini in sito e di laboratorio;
- nel capitolo 9 sono definiti i valori caratteristici dei parametri meccanici delle unità geotecniche;
- nel capitolo 10 è riportata la sintesi dei valori dei parametri geotecnici e dei livelli di falda assunti;
- nel capitolo 11 è riportata la valutazione del fenomeno della potenziale liquefazione dei terreni.
- Nel capitolo 12 è riportata la descrizione dei principali temi geotecnici affrontati in progetto nel dimensionamento delle opere incluse nell'intervento.

3 NORMATIVA, BIBLIOGRAFIA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

3.1 NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO

- [1] Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018: “Aggiornamento delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”, G.U. n.42 del 20.2.2018, Supplemento Ordinario n.8;
- [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 F – Manuale di Progettazione delle Opere Civili. Parte II – Sezione 3 – Corpo stradale, 2023;
- [4] RFI DTC SI CS MA IFS 001 F – Manuale di Progettazione delle Opere Civili. Parte II – Sezione 2 – Ponti e strutture, 2023;
- [5] RFI DTC SI CS SP IFS 002 F del 2023- Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili – Parte II – Sezione 5 – “Opere in terra e scavi” – RFI.
- [6] AGI (1977) Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche.

3.2 BIBLIOGRAFIA

- [7] Robertson, P.K. (1990). *Soil Classification using the CPT*. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 27, 151-158.
- [8] Lambe T.W.& R. V. Whitman (1969). Soil Mechanics.
- [9] Koutsoftas D.C. and Ladd C.C. (1985) Design strength of an offshore clay. JGED, ASCE, 3,337–355.
- [10] Look Burt (2007) Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables.
- [11] 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.

- [12] Stroud M.A. (1974) "The standard penetration test in insensitive clays and soft rocks" Proceedings ESOPT I.
- [13] 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.
- [14] 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.
- [15] Robertson, P.K. (2009). Interpretation of cone penetration tests – a unified approach. Canadian Geotechnical Journal, 46:1337-1355.
- [16] Vucetic M., Dobry R. (1991) "Effect of soil plasticity on cyclic response" Journal of Geotechnical Engineering, vol. 117, n° 1, pp. 89-107.
- [17] Jean-Louis Briaud. The pressuremeter.
- [18] 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.*
- [19] 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.*
- [20] Franch, J. (2014). Correlaciones Geotécnicas (5) y ensayos "in situ": el SPT y el módulo de deformación.
- [21] Duncan, Buchignani (1976). An Engineering Manual for Settlement Studies.
- [22] 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.

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

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

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

3.3 DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

[26] Indagini geognostiche – RR0P02R69SGGE0005001A

[27] Indagini geofisiche – RR0P02R69IGGE0005001A

[28] Indagini geognostiche: Prove di laboratorio – Lotto 2 – RR0P02R11PRGE0006001A

[29] Relazione geologica, geomorfologica, idrogeologica e sismica– RR0P02R69RGGE0001001A

[30] Plano-profilo geologico-geomorfologico – RR0P02R69F4GE0001001A

[31] Carta idrogeologica – RR0P02R69N4GE0002001A

[32] Profilo idrogeologico – RR0P02R69F4GE0002001A

[33] Plano profilo geotecnico – Tav.1/3 – RR0P02R11L5GE0000001A

[34] Plano progilo geotecnico – Tav.2/3 – RR0P02R11L5GE0000002A

[35] Plano progilo geotecnico – Tav.3/3 – RR0P02R11L5GE0000003A

[36] Relazione di calcolo rilevati e trincee ferroviarie – RR0P02R11RHGE0006001A

[37] Relazione di calcolo rilevati e trincee stradali – RR0P02R11RHGE0006002A

[38] Relazione di predimensionamento delle fondazioni del cavalcaferrovia IV01 – RR0P02R11RHIV0000001A

[39] Carpenteria fondazioni del cavalcaferrovia IV01 – RR0P02R11BAIV0000001A

[40] Sezioni tipo ferroviarie – Sezione tipo raddoppio in rilevato in interruzione di esercizio –
RR0P02R11WBIF0000001A

[41] Sezioni tipo ferroviarie – Sezione tipo raddoppio in trincea in interruzione di esercizio –
RR0P02R11WBIF0000002A

[42] Sezioni tipo ferroviarie – Sezione tipo in rilevato e trincea doppio binario con opera di sostegno
– RR0P02R11WBIF0000003A

[43] Relazione tecnico-descrittiva delle opere di sostegno – RR0P02R11RGMU0000001A

[44] Sezioni tipologiche: Muri e Paratie – RR0P02R11WBMU0000001A

4 INQUADRAMENTO GEOLOGICO E SISMICO

4.1 GEOLOGIA E GEOMORFOLOGIA

Con riferimento alla Relazione Geologica [29], viene qui richiamato un breve inquadramento geologico e sismico dell'area oggetto di studio.

Il breve tracciato del lotto 2 interessa un'area di transizione tra le alluvioni del Campidano meridionale e la Valle del Cixerri, ed incontra alla sua estremità occidentale le vulcaniti intrusive ed effusive di Siliqua. Di seguito è riportata una sintetica descrizione del modello geologico del tracciato, suddivisa in tre tratti in funzione della profondità e natura del substrato roccioso.

Il primo tratto, compreso tra pk 0 e pk 3 circa è caratterizzato da una potente successione di terreni alluvionali olocenici (cfr Progetto CARG, foglio 546 "Assemini").

Si tratta di depositi di materiali sciolti organizzati in strati di potenza da metrica a decametrica, costituiti da clasti di granulometria, colore e genesi varie, normalmente arrotondati o sub arrotondati, in stato di addensamento moderato.

Si tratta di ghiaie e sabbie con variabili percentuali di limo ed argilla, per lo più compresi tra 0 e 25%, più fini nella porzione orientale del tratto (pk 0 – pk 1+250), costituita da sabbie argillo-limose, e alternati a livelli più francamente ghiaioso sabbiosi nella porzione più occidentale, presenti a profondità comprese tra 0 e 12m da p.c..

Sono talvolta presenti modeste lenti di argilla e limo, di spessore non superiore al metro.

Questi terreni sono talvolta coperti da spessori minimi di materiale rimaneggiato dall'attività agricola o rimodellato dall'attività antropica. La frazione più superficiale, talvolta di spessore decimetrico, è un orizzonte organico vegetale.

In questa prima tratta il substrato roccioso nell'area è presumibilmente presente a quote >200m dal piano campagna, e pertanto non di nostro interesse.

Il tratto intermedio, compreso tra pk3 e pk 5+250 circa è caratterizzato da un substrato roccioso costituito dalla Formazione del Cixerri (alternanze di arenarie e siltiti), ricoperta da terreni alluvionali sciolti.

È delimitato ad est dalla presenza in profondità della zona di taglio distensiva orientata circa N160 e inclinata verso est, che determina lo sprofondamento del substrato roccioso e la formazione della valle tettonica del Campidano; ad ovest invece è interrotto dall'emersione in superficie del substrato roccioso, costituito da vulcaniti acide.

I depositi superficiali sono costituiti da materiali limosi molto addensati e debolmente cementati, organizzati in strati di potenza metrica, rossastri, con passate di ghiaie, normalmente arrotondati o sub arrotondati. Questi terreni sono talvolta coperti da spessori minimi di materiale rimaneggiato dall'attività agricola o rimodellato dall'attività antropica.

Il substrato nell'area è costituito da rocce appartenenti alla Formazione di Cixerri, ed in particolare da alternanze di arenarie quarzoso feldspatiche con rare passate conglomeratiche, grige o rossastre, alternate a siltiti rosso vinaccia con inclusi siltitici grigi. Talvolta sono presenti brevi intervalli sub-metrici debolmente litificati o francamente sciolti. Il substrato compare a circa 7 m dal p.c.

L'ultimo tratto, compreso tra le pk 5+250 e 5+450 circa è invece caratterizzato da un substrato costituito da rocce appartenenti alla successione vulcanica di Siliqua (Formazione delle Tonaliti di Monte Su Silixianu), affioranti o subaffioranti. Non vi è terreno sciolto, se non per esigui spessori superficiali inferiori al metro e mezzo.

Il substrato nell'area è costituito da rocce appartenenti alla Formazione delle Tonaliti di Monte Su Silixianu, ed in particolare da rocce magmatiche cristalline intrusive acide. La roccia è caratterizzata da buone caratteristiche geotecniche nelle porzioni "sane", talora si presenta interessata da parecchie famiglie di fratture lungo le quali si sono verificati fenomeni idrotermali tardivi.

4.2 INQUADRAMENTO SISMICO

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.

4.2.1 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.

Lo stesso parametro, nel caso specifico di infrastrutture ferroviarie, può essere definito in riferimento al Manuale di Progettazione RFI (Doc.Rif.[4]):

TIPO DI COSTRUZIONE ⁽¹⁾	Vita Nominale V_N [Anni] ⁽¹⁾
OPERE NUOVE SU INFRASTRUTTURE FERROVIARIE PROGETTATE CON LE NORME VIGENTI PRIMA DEL DM 14.01.2008 A VELOCITÀ CONVENZIONALE ($V < 250$ Km/h)	50
ALTRE OPERE NUOVE A VELOCITÀ $V < 250$ Km/h	75
ALTRE OPERE NUOVE A VELOCITÀ $V \geq 250$ km/h	100
OPERE DI GRANDI DIMENSIONI: PONTI E VIADOTTI CON CAMPATE DI LUCE MAGGIORE DI 150 m	≥ 100 ⁽²⁾
(1) – La stessa V_N si applica anche ad apparecchi di appoggio, coprigiunti e impermeabilizzazione delle stesse opere.	
(2) - Da definirsi per il singolo progetto a cura di FERROVIE.	

Tab. 2.5.1.1.1-1 – Vita nominale delle infrastrutture ferroviarie

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 $C_U = 2$.

La classe d'uso, relativamente alle infrastrutture ferroviarie, può essere definita considerando quanto riportato nel Manuale di Progettazione RFI (Doc.Rif.[4]):

TIPO DI COSTRUZIONE	Classe d'uso ⁽¹⁾	Coefficiente d'uso [C _U] ⁽¹⁾
FABBRICATI APPARTENENTI ALL'ELENCO A AI SENSI DEL DPCM 3685/2003	IV	2
GRANDI STAZIONI	IV	2
FABBRICATI APPARTENENTI ALL'ELENCO B AI SENSI DEL DPCM 3685/2003	III	1.5
OPERE D'ARTE DEL SISTEMA DI GRANDE VIABILITÀ FERROVIARIA ⁽²⁾	III	1.5
ALTRE OPERE D'ARTE, FABBRICATI NON RIENTRANTI NELLE CLASSI D'USO III E IV	II	1
<p>(1) Qualora una costruzione sia interferente con un'altra infrastruttura di cui all'elenco A del DPCM 3685 del 2003 o all'elenco B del DPCM 3685 del 2003 dovrà essere presa in conto la più alta tra la classe d'uso assegnata alla costruzione attraverso la presente tabella e quella dell'infrastruttura con cui si realizza l'interferenza.</p> <p>(2) Ricadono in classe d'uso IV le opere d'arte nuove ricadenti nelle tratte di nodo di collegamento delle grandi stazioni con il sistema di grande viabilità ferroviaria</p>		

Tabella 2.5.1.1.2-1 - Coefficienti d'uso per le infrastrutture ferroviarie

Nel caso in esame si assume:

Classe d'uso II ($C_U = 1.0$)

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

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

4.2.2 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 1:

Tabella 4-1 - Periodi di ritorno per l'azione sismica, per i diversi stati limite e relativi alla V_R assunta in progetto ($V_R = 75$ anni).

STATO LIMITE	T_R , anni
--------------	--------------

SLO	45
SLD	75
SLV	712
SLC	1462

4.2.3 Accelerazione di riferimento su suolo rigido

In allegato alle NTC2018, i valori a_g , F_0 e T_c^* sono forniti per ognuno dei 10751 nodi di un reticolo di riferimento che copre il territorio nazionale, ma non la Regione Sardegna. Per essa, gli stessi parametri, ritenuti costanti nell'ambito dell'intero territorio regionale, vengono definiti nella Tabella 2 dell'Allegato B alle NTC2018.

Nella successiva Tabella 4-2 sono riportati i valori dei parametri a_g , F_0 e T_c^* riferiti al sito in esame ed alla V_R assunta.

Tabella 4-2 Valori di a_g , F_0 e T_c^* , per il sito in esame e per ogni stato limite considerato, con $V_R=75$ anni

STATO LIMITE	T_R , anni	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
SLO	45	0.022	2.66	0.29
SLD	75	0.028	2.70	0.30
SLV	712	0.056	2.94	0.36
SLC	1462	0.066	3.03	0.38

4.2.4 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 4 prove MASW richiamate forniscono valori di $V_{s,30}$ riferibili alle classi di sottosuolo B (Tabella 2). In ogni caso, si suggeriscono comunque approfondimenti per la fasi progettuali successive. Per quanto riguarda le Down Hole eseguite (S01_DH e S03_DH), esse non possono essere utilizzate per la definizione delle categorie di sottosuolo, in quanto i risultati forniti non raggiungono i 30 m di profondità, limite minimo di spessore indagato imposto dalla normativa vigente.

Tabella 4-3: Risultati prove MASW-DH e di sismica a rifrazione (SRT)

Prova	V_{s30} [m/s]	Categoria di suolo
MASW 1	463.17	B
MASW 2	455.77	B

Prova	V _{s30} [m/s]	Categoria di suolo
MASW 3	474.39	B
MASW 4	582.35	B

Per ciò che concerne l'amplificazione topografica, per quanto riportato in Relazione Geologica [29], il tracciato è stato classificato in categoria T1 (Superficie pianeggiante e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$, v. Tabella 3.2.III al par.3.2.2. delle NTC2018). Pertanto, il fattore di amplificazione topografica risulta $S_T=1$.

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

Categoria di sottosuolo : B			
STATO LIMITE	S_s	C_c	a_{max} (g)
SLO	1,20	1,41	0,027
SLD	1,20	1,40	0,034
SLV	1.20	1.35	0.067
SLC	1.20	1.33	0.079

5 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 a partire da Gennaio 2023 (Doc.Rif.[26],[27] e [28]). Per la redazione del presente documento, sono stati tenuti in conto i risultati delle suddette prove, pervenuti fino alla data del 3 Marzo 2023. In tale data, i risultati della prova Down-Hole eseguita nel foro di sondaggio S05 risultano non pervenuti.

5.1 CAMPAGNA DI INDAGINE ITAFERR 2023

Alla data di stesura del presente documento, la campagna di indagine realizzata nel corso di Gennaio 2023 si compone di: 6 sondaggi a carotaggio continuo con prelievo di campioni, 3 stendimenti di tomografia sismica a rifrazione (SRT), 4 rilievi sismici MASW e 4 HVSR.

L'ubicazione dei sondaggi è riportata in Figura 5-1; le indagini di sismica a rifrazione e le prove MASW (i.e. HVSR) sono indicate in Figura 5-2. Per il dettaglio delle prove si rimanda agli specifici elaborati (Doc. Rif.[26] e [27]).



Figura 5-1 Ubicazione sondaggi LOTTO 2- Google Earth

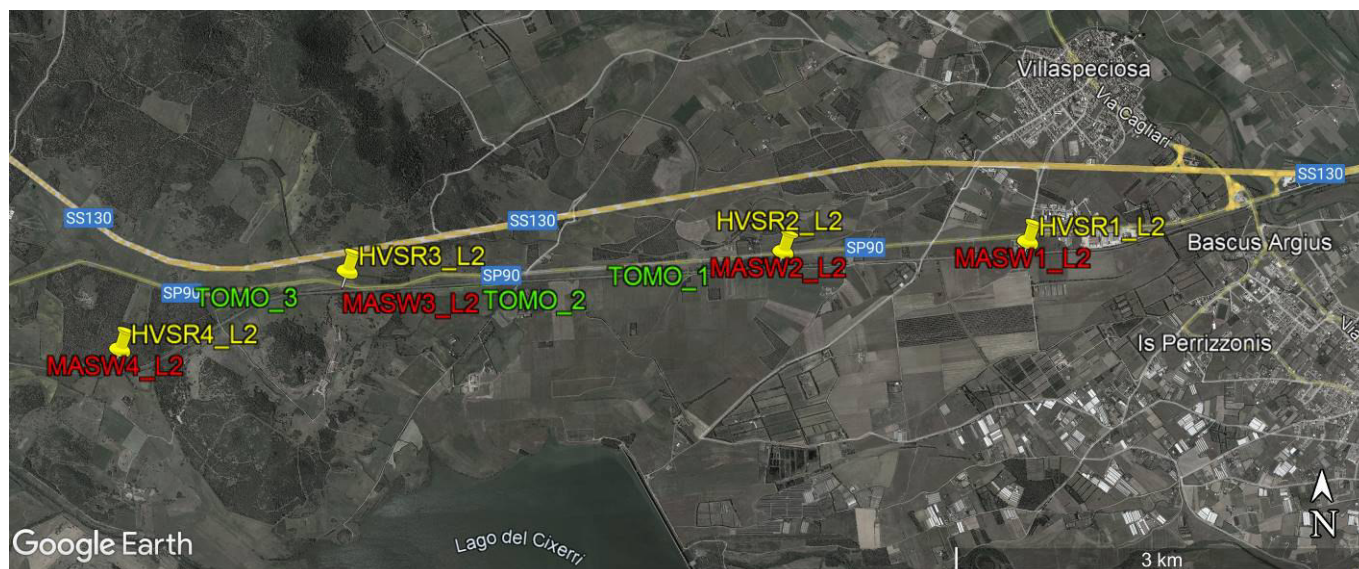


Figura 5-2 Ubicazione indagini geofisiche – LOTTO 2 - Google Earth

Si precisa che il sondaggio S06_L02 e la prova sismica MASW04_L2 fanno riferimento ad una precedente e superata estensione del Lotto 2; pertanto, essi non vengono rilevati dai Profili Geotecnici di progetto (Doc.Rif.[33],[34] e [35]). Tuttavia, tali indagini sono comunque ritenute significative ai fini della caratterizzazione geotecnica dei terreni in esame, poiché molto vicine all'area di studio ed eseguite in terreni simili a quelli intercettati dal sondaggio S05_L02.

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

- ☐ prove SPT;
- ☐ prove di permeabilità di tipo Lefranc a carico Variabile/Costante e Lugeon;
- ☐ prove dilatometriche.

Alcuni fori di sondaggio sono stati attrezzati con piezometri (S02, S04 ed S06), mentre in alcuni sono state effettuate prove Down Hole (S01 ed S03). Inoltre, sulle carote considerate idonee, sono state eseguite prove con penetrometro tascabile (Pocket Penetrometer, PP). Sono stati anche prelevati campioni rimaneggiati ed indisturbati, su cui eseguire prove di laboratorio (determinazione dei limiti di Atterberg, determinazione delle principali grandezze fisiche del campione, analisi granulometriche, prove di taglio diretto, prove edometriche). Sui campioni litoidi (in totale 6), invece, sono state eseguite prove di compressione semplice, monoassiali con rilievo di deformazioni e Point load test.

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

Tabella 5-1 Elenco dei sondaggi (a carotaggio continuo) eseguiti lungo il tracciato del Lotto 2

ID Sond	Prof. [m]	Prove in situ							Campioni			Prove di laboratorio		
		SPT	PP	Lefranc		Lugeon	Dilatometriche		CI	CR	CL	TD (su CI)	TD (su CR)	EDOM.
				CV	CC		MPM	DRT						
S01-L02	30	si	si	2	-	-	-	2	1	9	-	1	2	1
S02-L02	30	si	si	2	-	-	-	2	1	9	-	1	-	1
S03-L02	30	si	si	1	1	-	-	2	-	9	-	-	-	-
S04-L02	45	si	si	1	-	1	-	2	1	2	3	1	-	-
S05-L02	28,5	no	no	-	-	2	-	2	-	1	2	-	-	-
S06-L02	30	si	si	1	-	1	-	2	1	3	1	1	-	-

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 "CI" si riferisce a campioni indisturbati. Questi sono stati utilizzati per quantificare, oltre alle grandezze già elencate per i campioni CR, anche i parametri di resistenza (tramite prove di taglio diretto) e rigidezza (prove di compressibilità edometrica). I campioni con dicitura "CL" si riferiscono ai campioni di natura litoide, che rappresentano una minima parte rispetto al totale prelevato (6 su 43).

6 INDICAZIONI SULLA FALDA

I livelli di falda sono stati definiti a partire dalle valutazioni idrogeologiche riportate negli specifici elaborati e sulla base delle letture piezometriche disponibili effettuate nell'ambito della campagna Italferr 2023.

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 6-1 Letture piezometriche effettuate

Sondaggio	Piezometro			Soggiacenza (m da p.c.)
	Codice	Tipo*	Tratto fenestrato (m da p.c.)	Tratto cieco (m da p.c.)
S02-L02	TA	9,0 - 30,0	0,0 -9,0	-10,2
S04-L02	TA	9,0 - 45,0	0,0 -9,0	-10,5
S06-L02	TA	9,0 - 30,0	0,0 -9,0	-1,1 ¹

*TA = Tubo Aperto / CC = Celle di casagrande

La falda di progetto è indicata negli elaborati grafici Doc.Rif. [30] ed è stata valida anche per il profilo geotecnico di riferimento Doc.Rif.[33] e [34].

Per il sondaggio S04_L2_PZ, data la presenza di litotipi poco cementati, anche se per pochi centimetri, la presenza di acqua all'interno del foro di sondaggio e, dunque, la quota di falda rilevata a Febbraio 2023 viene associata a fenomeni di infiltrazione lungo le discontinuità e gli intervalli poco cementati. Così come indicato nella Relazione Geologica, non si esclude che, in corrispondenza di fenomeni piovosi intensi, possa crearsi un battente d'acqua temporaneo nei depositi alluvionali di copertura. Pertanto, a vantaggio di sicurezza, in corrispondenza di tale sondaggio, il livello piezometrico viene posizionato all'interno dei depositi alluvionali, tra i -2.5 m e i -5 m da p.c.

¹ Si consideri il valore condizionato dall' acqua di perforazione rimasta entro il foro

7 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 e i risultati delle prove in sito e di laboratorio disponibili.

Nei profili geotecnici sono rappresentati in maniera distinta le verticali di indagine della campagna Italferr 2023.

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 8 e 9.




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

- **Depositi Alluvionali:** sabbie e ghiaie con percentuali variabili di limo ed argille, comprese tra 0% e 35%. Si tratta di terreni sciolti, a prevalente componente granulare, costituiti da clasti di granulometria, colore e genesi varie. Sono localmente presenti modeste lenti di argilla e limo. Queste ultime si presentano puntualmente e a profondità diverse nei vari sondaggi e, pertanto, non sono correlabili tra loro. Tali lenti, essendo presenti localmente nei vari sondaggi e avendo modesto spessore, sono ritenute trascurabili ai fini della definizione del modello geotecnico globale dei terreni oggetto di studio. Lo spessore di tali depositi varia sensibilmente lungo il tracciato. Nel primo tratto, fino alla pk 3+000 circa, essi occupano tutta la pila stratigrafica (sondaggi S01, S02 ed S03). Nella rimanente parte del tracciato, tra le pk 3+000 e 5+450, lo spessore di tali depositi è notevolmente inferiore, in quanto da est ad ovest si rileva la graduale emersione del substrato roccioso: si passa quindi da spessori di 6-7 m (tra le pk 3+000 e 5+000 circa) a spessori di circa 1 metro, in corrispondenza delle pk finali del tracciato. 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 queste unità hanno restituito generalmente valori di $N_{spt} > 40$, spesso a rifiuto. I valori a rifiuto sono da associare alla granulometria grossolana dei terreni in questione. I pochi valori di $N_{spt} < 40$ sono riconducibili alla parte superficiale dei depositi o alle lenti sottili di materiale più fine. Le prove MASW restituiscono valori compresi tra 400 e 600 m/s per gli intervalli in questione.

- **Formazione del Cixerri:** substrato roccioso, presente tra le pk 3+000 e 5+250 e rilevato essenzialmente mediante il sondaggio S04_L2_PZ, costituito da alternanze di arenarie e siltiti. Sono presenti brevi intervalli sub-metrici debolmente litificati. Il substrato compare a circa 6-7 m da p.c. Le stese sismiche a rifrazione con interpretazione tomografica restituiscono valori di Vs e Vp crescenti con la profondità (con Vs da 600 a 1250 m/s e Vp da 1600 a 2500 m/s).
- **Tonaliti di Monte Su Silixianu:** Il substrato, presente in corrispondenza delle pk finali del tracciato (5+250-5+450), è costituito da rocce magmatiche cristalline intrusive e acide. La roccia è caratterizzata da buone caratteristiche geotecniche nelle porzioni poco fratturate, ma si presenta interessata da parecchie famiglie di fratture. Soprattutto nei primi 10-12 m di profondità, la roccia si presenta decisamente fratturata e alterata. Si incontra in sondaggio e nelle indagini geofisiche a profondità variabili tra il metro ed il metro e mezzo, e affiora in corrispondenza di un taglio del versante attualmente esistente a monte della ferrovia, in corrispondenza delle progressive finali del tracciato. Le indagini MASW hanno restituito valori di Vs crescenti, da 400 m/s a circa 750 m/s, in accordo con la diminuzione progressiva della fratturazione e, quindi, al miglioramento delle caratteristiche meccaniche dell'ammasso, al crescere della profondità.

Viene riportato di seguito un quadro di sintesi delle unità geotecniche individuate e la loro corrispondenza con le unità geologiche, mentre i rapporti stratigrafici sono illustrati negli elaborati (Doc.Rif. [33] e [34]).

Tabella 7-1: Sintesi delle unità geotecniche individuate

UNITÀ GEOLOGICHE	UNITÀ GEOTECNICHE	
Depositi alluvionali	<p><i>DEP</i></p> 	<p>Questa unità geotecnica comprende i depositi non distinti in base alla genesi e/o bacino di pertinenza assimilabili tra loro dal punto di vista della granulometria, generalmente grossolana. Si rileva localmente la presenza di lenti sottili con percentuale di fino prevalente, che, dato il loro esiguo spessore e la loro caratteristica "puntuale", vengono trascurate ai fini della definizione del modello geotecnico di sottosuolo.</p>
Formazione del Cixerri	<p><i>CIX</i></p> 	<p>Alternanze di arenarie e siltiti di colore rossastro con arenarie quarzoso feldspatiche.</p>
Tonaliti di Monte Su Silixianu	<p><i>TON</i></p> 	<p>Tonalite a struttura olocristallina in ammassi intrusivi</p>

8 CRITERI E CORRELAZIONI UTILIZZATI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

8.1 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, delle prove di laboratorio e della geofisica.

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.

8.2 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.

8.2.1 Stato iniziale e caratteristiche fisiche

8.2.1.1 Peso di volume

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

8.2.2 Parametri di resistenza

8.2.2.1 Angolo d'attrito da prove di laboratorio

Nei soli casi in cui siano disponibili campioni indisturbati si potrà fare riferimento alle prove di laboratorio eseguite, ma, data la natura prevalentemente grossolana dei terreni qui trattati, andrà sempre tenuto conto dell'effettiva rappresentatività dei campioni prelevati. Questi potrebbero, infatti, essere stati estratti da passaggi contenenti matrice fina che, seppur consentendo il prelievo indisturbato, non necessariamente rappresentano il comportamento atteso dell'unità in studio.

8.2.2.2 Angolo d'attrito da correlazioni

8.2.2.2.1 Correlazione da SPT

Per la determinazione dell'angolo di resistenza a taglio ϕ' sono state applicate differenti correlazioni presenti in letteratura tecnica. In particolare, è stato fatto riferimento a correlazioni empiriche di letteratura, che legano il numero di colpi della prova SPT (NSPT) direttamente con le grandezze di interesse.

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

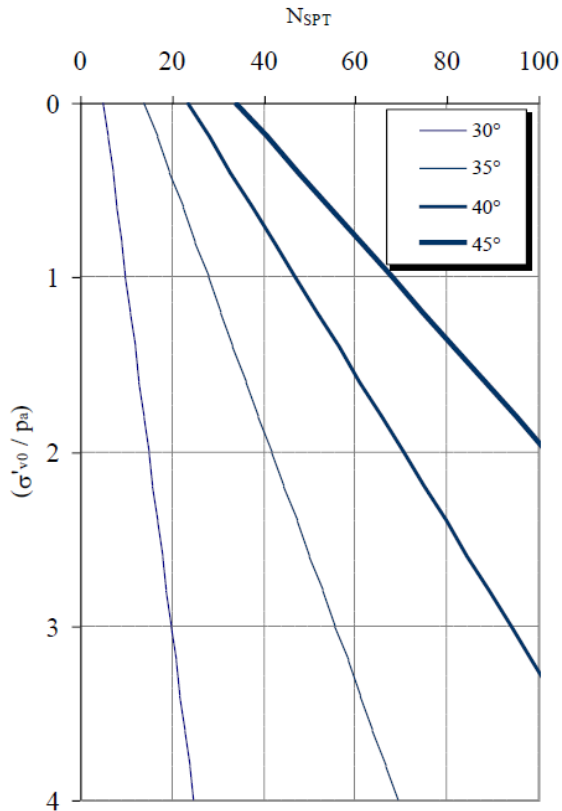
$$\phi'(^{\circ}) = 27,1 + 0,3 \cdot C_N \cdot N_{SPT} - 0,00054 \cdot (C_N \cdot N_{SPT})^2$$

$$C_N = \frac{2}{1 + \frac{\sigma_{v0}}{P_a}}$$

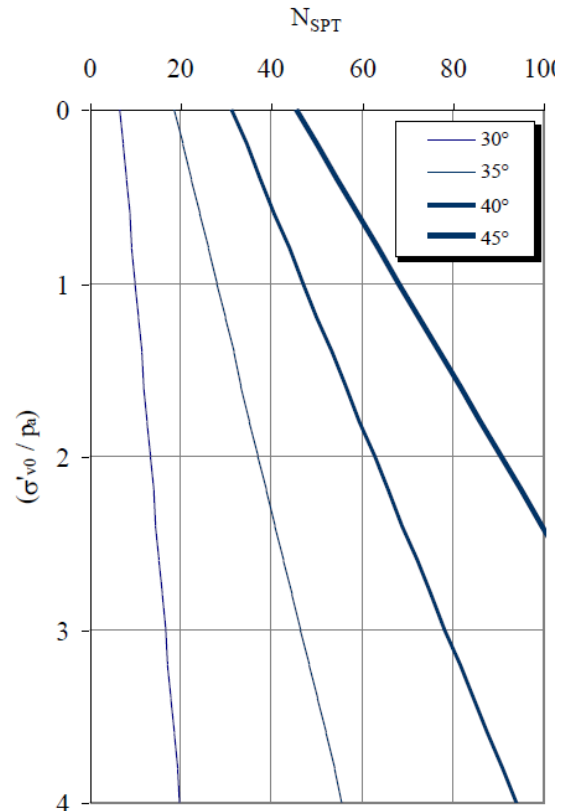
per sabbie fini

$$C_N = \frac{3}{2 + \frac{\sigma_{v0}}{P_a}}$$

per sabbie grosse



Sabbie fini



Sabbie grosse

Figura 8-1: Stima di ϕ' da N_{spt} applicando correlazione proposta da Wolff (1989)

In alternativa o come termine di confronto si potrà applicare anche Kulhawy e Maine (1980) – Doc.Rif. [22], i quali propongono:

$$\phi' = \arctan \left[\frac{N_{SPT}}{12,2 + 20,3 \cdot \left(\frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)} \right]^{0,34}$$

8.2.3 Parametri di rigidezza

8.2.3.1 Modulo elastico operativo a basse deformazioni

I criteri per la stima del modulo elastico a basse deformazioni fanno riferimento essenzialmente ai risultati provenienti dalle prove geofisiche (MASW), la cui ubicazione viene rappresentata in figura 5.1 (inserire riferimento), e fanno riferimento al calcolo di E_0 e G_0 a partire dai valori delle velocità di propagazione delle onde di taglio V_s .

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

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

essendo:

- γ_T = peso di volume naturale del terreno in kN/m³;
- ν' = rapporto di Poisson del terreno;
- V_s = velocità di propagazione delle onde di taglio in m/s.

Modulo operativo ricavato da E_0

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:

- o I moduli elastici a basse deformazioni
- o 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 8-2.

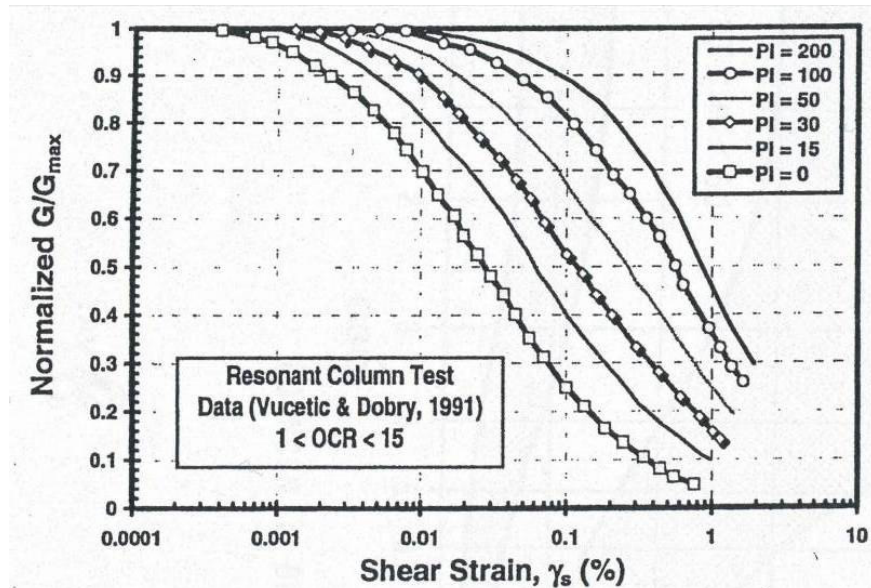


Figura 8-2: Curve sperimentali del rapporto G/G_{max} da prove di colonna risonante ciclica (Vucetic & Dobry, 1991)

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.

8.2.3.2 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. [23], 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 8-1: 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

8.2.3.3 Modulo Elastico da prove Dilatometriche in foro

Per la descrizione della prova dilatometrica (DMT) si rimanda agli appositi elaborati (Doc.Rif.[26]) e documenti bibliografici [18] e [19]. 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 8-2. 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_0 , p_1 .

I due valori di pressione determinati p_0 e p_1 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 8-2: Formule base per l'elaborazione delle prove DMT (TC16 2001)

SIMBOLO	DESCRIZIONE	FORMULE BASE DI ELABORAZIONE DMT	
p_0	Prima Lettura Corretta	$p_0 = 1.05 (A - Z_M + \Delta A) - 0.05 (B - Z_M - \Delta B)$	Z_M = Lettura al manometro quando "aperto" all'atm. Se ΔA , ΔB sono misurate con lo stesso manometro usato per le letture A, B correnti, porre $Z_M = 0$ (Z_M è compensata)
p_1	Seconda Lettura Corretta	$p_1 = B - Z_M - \Delta B$	
I_D	Indice di Materiale	$I_D = (p_1 - p_0) / (p_0 - u_0)$	u_0 = pressione neutra pre-inserimento
K_D	Indice di Spinta Orizzontale	$K_D = (p_0 - u_0) / \sigma'_{v0}$	σ'_{v0} = tensione geostatica pre-inserimento
E_D	Modulo Dilatometrico	$E_D = 34.7 (p_1 - p_0)$	E_D NON è un modulo di Young E. E_D deve essere usato solo DOPO averlo combinato con K_D (Storia Tensionale). Prima ricavare $M_{DMT} = R_M E_D$, poi ad es. $E \approx 0.8 M_{DMT}$
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 $R_M = 0.85$

8.2.4 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; in alternativa o per conferma essi possono essere stimati sulla base della letteratura disponibile.

8.3 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. Le unità lapidee di riferimento per la tratta in oggetto sono rappresentate dalla formazione del Cixerri (CIX) e dalle Tonaliti di Monte Su Silixianu (TON).

8.3.1 Criteri di caratterizzazione della roccia intatta

8.3.1.1 Peso di volume

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

8.3.1.2 Resistenza a compressione monoassiale (S_{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).

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 8-3: Resistenza a compressione della roccia intatta (Hoek e Brown, 1988; Hoek, Kaiser e Bawden, 1995)

8.3.1.3 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.

A supporto di tali risultati, il modulo di deformazione della roccia intatta E_i è stato valutato anche attraverso il metodo del “modulus ratio”, ossia un fattore moltiplicativo tabellato e differente secondo le litologie che, moltiplicato per la resistenza, fornisce una stima significativa di tale parametro. Viene presa a riferimento la seguente tabella:

Rock type	Class	Group	Texture			
			Coarse	Medium	Fine	Very fine
Sedimentary	Clastic		Conglomerates 300-400 Breccias 230-350	Sandstones 200-350	Siltstones 350-400 Greywackes 350	Claystones 200-300 Shales 150-250 Marls 150-200
		Non-clastic	Carbonates	Crystalline limestones 400-600	Sparitic limestones 600-800	Micritic Limestones 800-1000
		Evaporites		Gypsum (350)	Anhydrite (350)	
		Organic				Chalk 1000+
Metamorphic	Non-foliated		Marble 700-1000	Hornfels 400-700 Metasandstone 200-300	Quartzites 300-450	
	Slightly foliated		Migmatite 350-400	Amphibolites 400-500	Gneiss 300-750	
	Foliated			Schists 250-1100	Phyllites/Mica Schist 300-800	Slates 400-600
Igneous	Plutonic	Light	Granite 300-550 Granodiorite 400-450	Diorite 300-350		
		Dark	Gabbro 400-500 Norite 350-400	Dolerite 300-400		
	Hypabyssal		Porphyries (400)		Diabase 300-350	Peridotite 250-300
	Volcanic	Lava		Rhyolite 300-500 Andesite 300-500	Dacite 350-450 Basalt 250-450	
		Pyroclastic	Agglomerate 400-600	Volcanic breccia (500)	Tuff 200-400	

Tabella 8-3: Valori del Modulus Ratio della roccia intatta (Hoek e Brown, 1988; Hoek, Kaiser e Bawden, 1995)

8.3.1.4 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	
		Organic				Chalk 7 ± 2
METAMORPHIC	Non Foliated		Marble 9 ± 3	Hornfels (19 ± 4) Metasandstone (19 ± 3)	Quartzites 20 ± 3	
	Slightly foliated		Migmatite (29 ± 3)	Amphibolites 26 ± 6		
	Foliated**		Gneiss 28 ± 5	Schists 12 ± 3	Phyllites (7 ± 3)	Slates 7 ± 4
IGNEOUS	Plutonic	Light	Granite 32 ± 3	Diorite 25 ± 5	Granodiorite (29 ± 3)	
		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)	Dacite (25 ± 3)	Obsidian (19 ± 3)
		Pyroclastic	Agglomerate (19 ± 3)	Breccia (19 ± 5)	Andesite 25 ± 5	Basalt (25 ± 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 8-4: Coefficiente m_i della roccia intatta (Hoek e Brown, 1988; Hoek, Kaiser e Bawden, 1995)

8.3.2 Criteri di caratterizzazione dell'ammasso roccioso

8.3.2.1 Criteri di determinazione del GSI

Il GSI (Geological Strength Index) è stato determinato mediante rilievi geostrutturali in sito e sulle carote.

Per ulteriori dettagli si rimanda alla Relazione geologica, geomorfologica, idrogeologica e sismica-RR0P02R69RGGE0001001A.

8.3.2.2 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 8-3:Linee guida per la scelta del fattore di disturbo *D* dell'ammasso roccioso

Individuato il regime tensionale preesistente è possibile risalire, per semplice interpolazione numerica, ai parametri di resistenza del più comune criterio lineare di Mohr-Coulomb; per il quale è necessario determinare angoli di attrito equivalenti e forze coesive per ogni ammasso roccioso ed intervallo di tensione. Ciò viene effettuato inserendo una relazione lineare media per la curva generata, risolvendo l'equazione:

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma_3'}{\sigma_{ci}} + s \right)^a$$

per un certo range di valori della tensione principale minima. Ciò comporta le seguenti equazioni per l'angolo di attrito ϕ' e la forza coesiva c' :

$$\phi' = \sin^{-1} \left[\frac{6am_b(s + m_b\sigma_{3n}')^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am_b(s + m_b\sigma_{3n}')^{a-1}} \right]$$

$$c' = \frac{\sigma_{ci} [(1+2a)s + (1-a)m_b\sigma_{3n}'] (s + m_b\sigma_{3n}')^{a-1}}{(1+a)(2+a) \sqrt{1 + (6am_b(s + m_b\sigma_{3n}')^{a-1}) / ((1+a)(2+a))}}$$

8.3.2.3 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 dell'indice GSI, e dal grado di disturbo D mediante la seguente espressione

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

8.3.2.4 Permeabilità

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

8.3.2.5 Modulo elastico operativo a basse deformazioni

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

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

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

9 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 7, differenziando l'approccio di caratterizzazione in base alla natura granulare o litoide ad essa associata, come da capitolo 8.

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.

9.1 DEPOSITI ALLUVIONALI - DEP

In questo paragrafo si analizzano i dati a disposizione per caratterizzare i depositi alluvionali. Come anticipato nel capitolo 7, si tratta di terreni sciolti, a prevalente componente granulare, costituiti da clasti di granulometria, colore e genesi varie. Sono localmente presenti modeste lenti di argilla e limo. Queste ultime si presentano puntualmente e a profondità diverse nei vari sondaggi e, pertanto, non sono correlabili tra loro. Tali lenti, essendo presenti localmente nei vari sondaggi e avendo modesto spessore, sono ritenute trascurabili ai fini della definizione del modello geotecnico globale dei terreni oggetto di studio. Lo spessore di tali depositi varia sensibilmente lungo il tracciato. Nel primo tratto, fino alla pk 3+000 circa, essi occupano tutta la pila stratigrafica (sondaggi S01, S02 ed S03). Nella rimanente parte del tracciato, tra le pk 3+000 e 5+450, lo spessore di tali depositi è notevolmente inferiore, in quanto da est ad ovest si rileva la graduale emersione del substrato roccioso: si passa quindi da spessori di 6-7 m (tra le pk 3+000 e 5+000 circa) a spessori di circa 1 metro, in corrispondenza delle pk finali del tracciato.

9.1.1 Caratteristiche fisiche

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

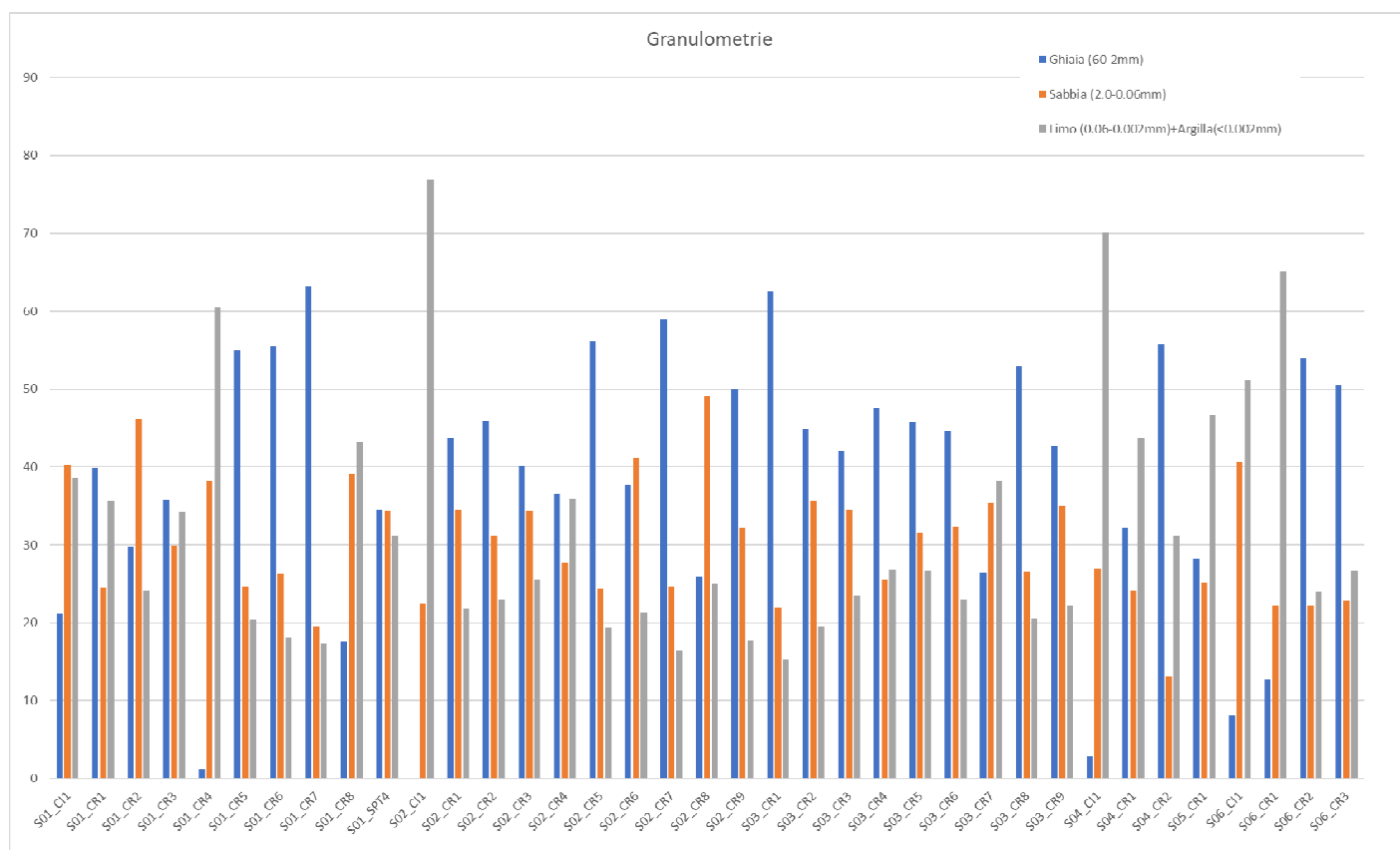


Figura 9-1: Risultati delle analisi granulometriche effettuate sui campioni riconducibili all'unità DEP.

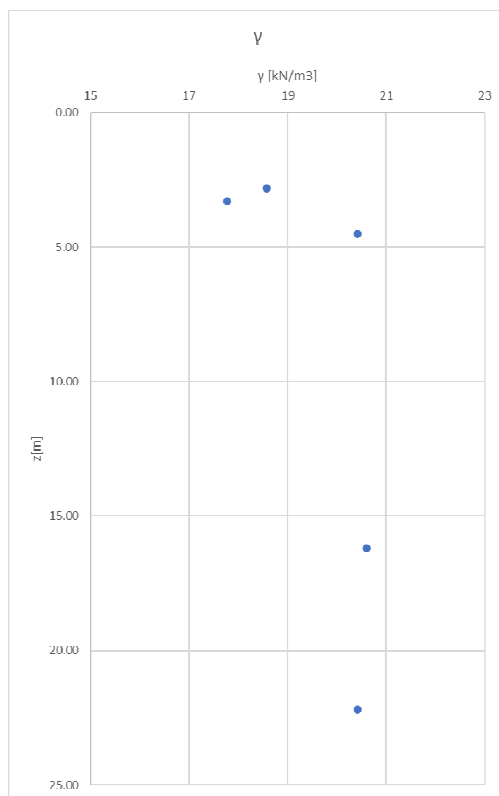


Figura 9-2: Valore del peso dell'unità di volume dei depositi alluvionali.

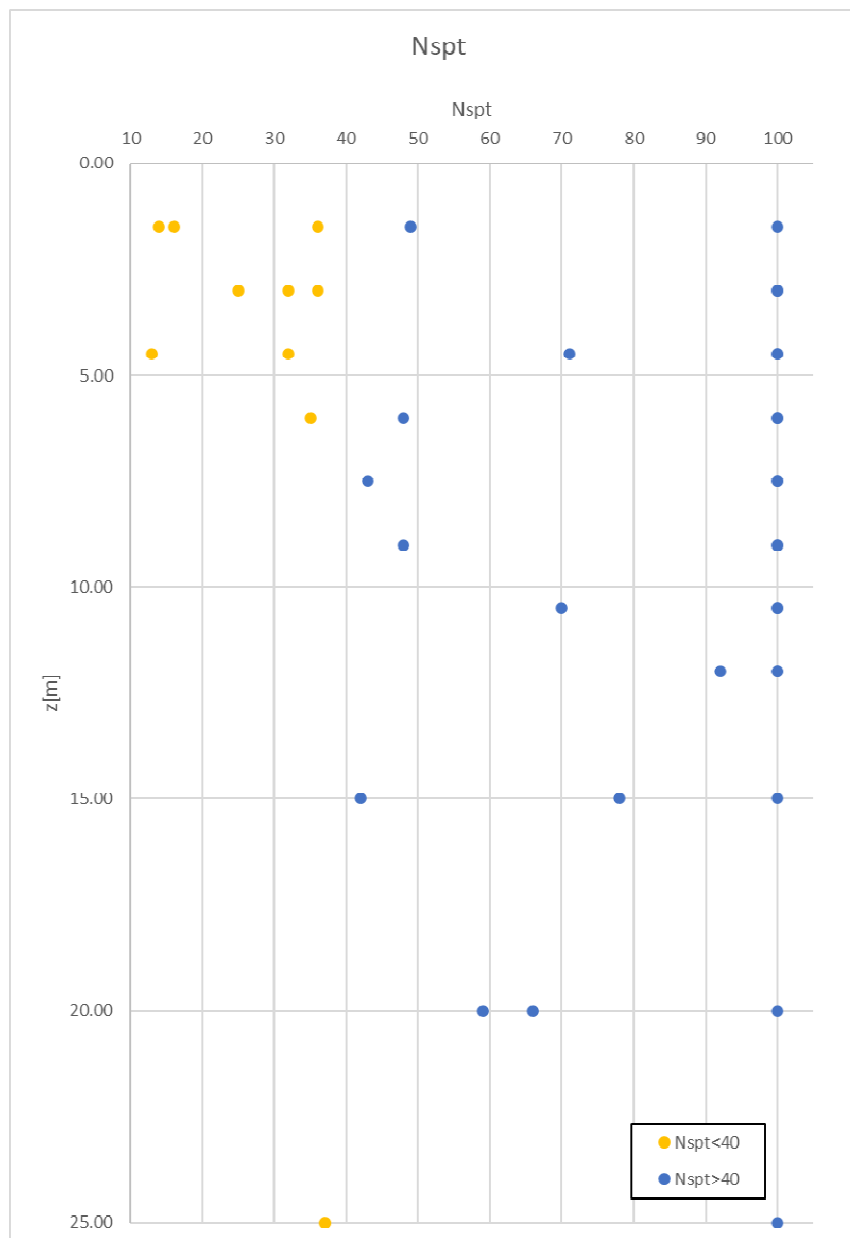
I risultati delle analisi granulometriche mostrano come l'unità sia caratterizzata da una netta prevalenza di Sabbie (30%-60%) e Ghiaie (50%-60%) con una percentuale di frazione fina (Limo+Argilla) generalmente contenuta sotto il 35%, di cui meno del 10% è rappresentato da Argilla. Solo alcuni campioni presentano un contenuto di fine più alto. Tali campioni sono associati a lenti sottili di materiale fino, presenti localmente e a diverse profondità nei vari sondaggi. Dato il loro spessore e la loro caratteristica puntuale, tali lenti sottili vengono trascurate ai fini della definizione del modello geotecnico globale del sottosuolo. In relazione alle prove condotte, dalla valutazione del peso peso dell'unità di volume si assume per i terreni alluvionali un γ pari a 19.5 kN/m³.

9.1.2 Parametri di resistenza

Per stimare l'angolo di attrito interno si propone di utilizzare le correlazioni elencate precedentemente, facendo riferimento a sabbie fini per quanto riguarda i coefficienti da adottare. In particolare, i risultati illustrati nel seguito fanno riferimento alla correlazione di Wolff (1989), in quanto più cautelativa rispetto alle altre proposte.

Si riportano di seguito i dati NSPT registrati in situ per l'unità DEP:

Figura 9-3 : Valori Nspt registrati in situ per le unità dei Depositi - DEP.



I pochi valori di $N_{spt} < 40$ (in giallo nel grafico precedente) sono riconducibili alla parte superficiale dei depositi o alle lenti sottili di materiale più fine. I valori a rifiuto, invece, sono da associare alla granulometria grossolana dei terreni in questione.

Tabella 9-1: Parametri di resistenza ottenuti dalle elaborazioni delle SPT.

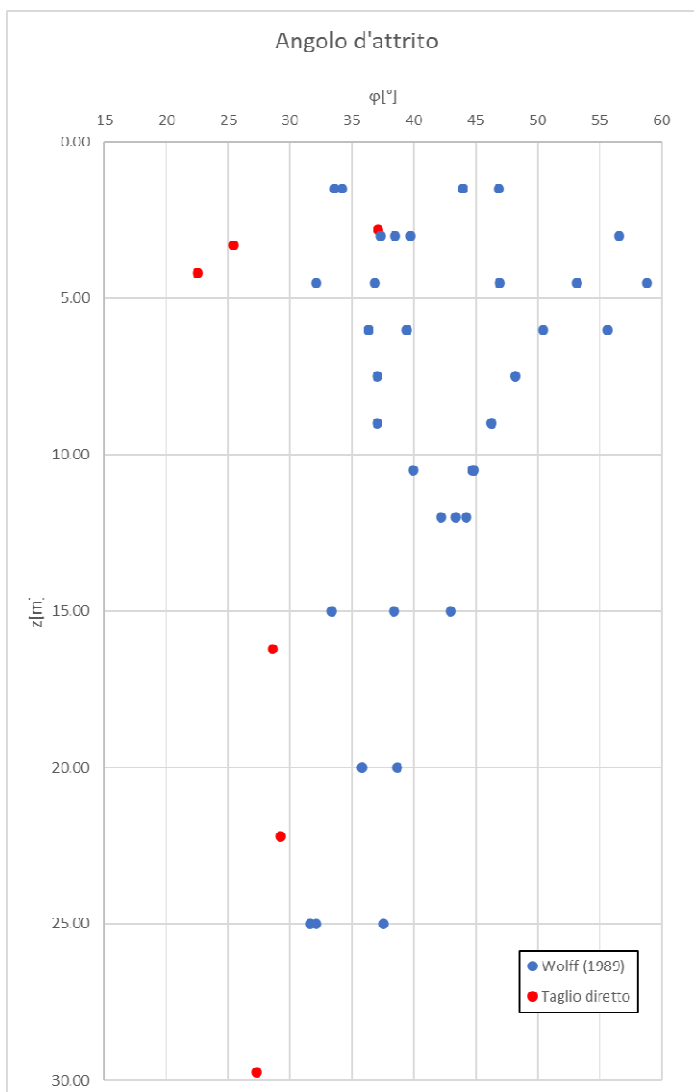
Sondaggio	SPT	z [m]	N _{SPT}	σ'_{v0} [kPa]	C _N	ϕ	
						Wolff (1989) [°]	Kulhawy&Maine (1980) [°]
S01_L2_DH	1	1.50	49	28.50	1.56	46.84	54.58
S02_L2_PZ	1	1.50	16	28.50	1.56	34.24	43.86
S03_L2_DH	1	1.50	100	28.50	1.56	60.71	60.84
S04_L2_PZ	1	1.50	36	13.50	1.76	43.96	53.44
S06_L2_PZ	1	1.50	14	23.50	1.62	33.62	43.13
S01_L2_DH	2	3.00	32	57.00	1.27	38.43	47.89
S02_L2_PZ	2	3.00	36	57.00	1.27	39.72	49.03
S03_L2_DH	2	3.00	100	57.00	1.27	56.55	58.47
S04_L2_PZ	2	3.00	100	27.00	1.57	60.95	60.98
S06_L2_PZ	2	3.00	25	37.00	1.46	37.33	47.31
S01_L2_DH	3	4.50	32	85.50	1.08	36.81	45.77
S02_L2_PZ	3	4.50	71	85.50	1.08	46.90	53.41
S03_L2_DH	3	4.50	100	85.50	1.08	53.17	56.55
S04_L2_PZ	3	4.50	100	40.50	1.42	58.86	59.77
S06_L2_PZ	3	4.50	13	50.50	1.33	32.12	39.71
S01_L2_DH	4	6.00	35	114.00	0.93	36.34	44.91
S02_L2_PZ	4	6.00	48	114.00	0.93	39.47	47.98
S03_L2_DH	4	6.00	100	114.00	0.93	50.42	54.93
S06_L2_PZ	6	6.00	100	64.00	1.22	55.65	57.96
S01_L2_DH	5	7.50	43	142.50	0.82	37.06	45.43
S02_L2_PZ	5	7.50	100	142.50	0.82	48.17	53.53
S03_L2_DH	5	7.50	100	142.50	0.82	48.17	53.53
S01_L2_DH	6	9.00	48	171.00	0.74	37.05	45.22
S02_L2_PZ	6	9.00	100	171.00	0.74	46.30	52.29
S03_L2_DH	6	9.00	100	171.00	0.74	46.30	52.29
S01_L2_DH	7	10.50	70	199.50	0.67	39.94	47.76
S02_L2_PZ	7	10.50	100	196.50	0.67	44.88	51.30
S03_L2_DH	7	10.50	100	199.50	0.67	44.73	51.19
S01_L2_DH	8	12.00	92	228.00	0.61	42.23	49.40
S02_L2_PZ	8	12.00	100	210.00	0.65	44.21	50.81
S03_L2_DH	8	12.00	100	228.00	0.61	43.38	50.20
S01_L2_DH	9	15.00	78	285.00	0.52	38.37	46.05
S02_L2_PZ	9	15.00	100	237.00	0.59	43.00	49.90
S03_L2_DH	9	15.00	42	285.00	0.52	33.39	40.04
S01_L2_DH	10	20.00	66	330.00	0.47	35.80	43.23
S02_L2_PZ	10	20.00	59	282.00	0.52	35.85	43.41
S03_L2_DH	10	20.00	100	380.00	0.42	38.66	46.10
S01_L2_DH	11	25.00	37	375.00	0.42	31.64	36.65
S02_L2_PZ	11	25.00	37	327.00	0.47	32.14	37.74
S03_L2_DH	11	25.00	100	435.00	0.37	37.56	44.95

Tali valori di angolo d'attrito interno sono stati confrontati con i valori dello stesso parametro derivanti dalle prove di taglio diretto eseguiti su alcuni campioni indisturbati e rimaneggiati.

Tabella 9-2: Parametri di resistenza ottenuti dalle Prove di taglio diretto.

SONDAGGIO	CAMPIONE	PROF. CAMP. [m]	Tipo	TAGLIO DIRETTO	
				C' [kPa]	φ [°]
S01_L2_DH	Cl1	4.20	Indisturbato	41.00	22.50
	CR4	16.20	Rimaneggiato	13.00	28.60
	CR8	29.75	Rimaneggiato	19.90	27.30
S02_L2_PZ	Cl1	22.2	Indisturbato	20.00	29.20
S04_L2_PZ	Cl1	3.30	Indisturbato	36.80	25.40
S06_L2_PZ	Cl1	2.8	Indisturbato	16.70	37.10

Figura 9-4: Valori dell'angolo di attrito ottenuti dalle prove in situ e di laboratorio per le unità dei Depositi



Data la natura dei campioni (prevalentemente indisturbati, associabili alle zone puntuali a maggiore contenuto di materiale fine) su cui sono state eseguite le prove di taglio diretto e i valori alti di coesione ottenuti, esse non sono ritenute rappresentative del comportamento globale dei depositi in questione. Per tale motivo si assume un valore dell'angolo di attrito pari a $28 \div 35^\circ$. L'intervallo ampio viene definito tenendo conto di valori più bassi del parametro di resistenza attribuibili alle zone puntuali a granulometria più fine. I campioni indisturbati prelevati in tali zone mostrano anche un valore minimo di coesione c' pari a $0 \div 10$ kPa.

9.1.3 Parametri di rigidità

9.1.3.1 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 $S_1 = 0,316$ e $S_2 = 1,58$.

Tabella 9-3: Parametri di rigidezza ottenuti dalle elaborazioni delle SPT, mediante la correlazione di Denver.

Sondaggio	SPT	z	N ₁	N ₂	N ₃	N _{SPT}	E'
		[m]					Denver (1982)
							[MPa]
S01_L2_DH	1	1.50	19	26	23	49	17.06
S02_L2_PZ	1	1.50	7	7	9	16	6.64
S03_L2_DH	1	1.50	-	-	R	100	33.18
S04_L2_PZ	1	1.50	16	18	18	36	12.96
S06_L2_PZ	1	1.50	5	7	7	14	6.00
S01_L2_DH	2	3.00	15	15	17	32	11.69
S02_L2_PZ	2	3.00	15	18	18	36	12.96
S03_L2_DH	2	3.00	-	-	R	100	33.18
S04_L2_PZ	2	3.00	36	45	R	100	33.18
S06_L2_PZ	2	3.00	13	10	15	25	9.48
S01_L2_DH	3	4.50	15	17	15	32	11.69
S02_L2_PZ	3	4.50	33	36	35	71	24.02
S03_L2_DH	3	4.50	-	-	R	100	33.18
S04_L2_PZ	3	4.50	39	46	R	100	33.18
S06_L2_PZ	3	4.50	7	5	8	13	5.69
S01_L2_DH	4	6.00	18	18	17	35	12.64
S02_L2_PZ	4	6.00	19	22	26	48	16.75
S03_L2_DH	4	6.00	-	-	R	100	33.18
S06_L2_PZ	6	6.00	R	-	-	100	33.18
S01_L2_DH	5	7.50	18	23	20	43	15.17
S02_L2_PZ	5	7.50	32	35	R	100	33.18
S03_L2_DH	5	7.50	-	-	R	100	33.18
S01_L2_DH	6	9.00	17	25	23	48	16.75
S02_L2_PZ	6	9.00	-	-	R	100	33.18
S03_L2_DH	6	9.00	-	-	R	100	33.18
S01_L2_DH	7	10.50	37	32	38	70	23.70
S02_L2_PZ	7	10.50	-	-	R	100	33.18
S03_L2_DH	7	10.50	-	-	R	100	33.18
S01_L2_DH	8	12.00	38	43	49	92	30.65
S02_L2_PZ	8	12.00	-	-	R	100	33.18
S03_L2_DH	8	12.00	-	-	R	100	33.18
S01_L2_DH	9	15.00	32	40	38	78	26.23
S02_L2_PZ	9	15.00	-	-	R	100	33.18
S03_L2_DH	9	15.00	40	18	24	42	14.85
S01_L2_DH	10	20.00	33	31	35	66	22.44
S02_L2_PZ	10	20.00	29	32	27	59	20.22
S03_L2_DH	10	20.00	-	-	R	100	33.18
S01_L2_DH	11	25.00	15	17	20	37	13.27
S02_L2_PZ	11	25.00	15	17	20	37	13.27
S03_L2_DH	11	25.00	-	-	R	100	33.18

Tali valori del modulo di rigidezza vengono confrontati con i risultati delle prove Dilatometriche e delle prove geofisiche, MASW e Down-hole, eseguite nei depositi in esame. A scopo cautelativo, si tiene conto dei valori più bassi del modulo di rigidezza, deducibili in particolare dai risultati delle SPT e dalla Down-Hole S01_DH, pari a 15÷30 MPa.

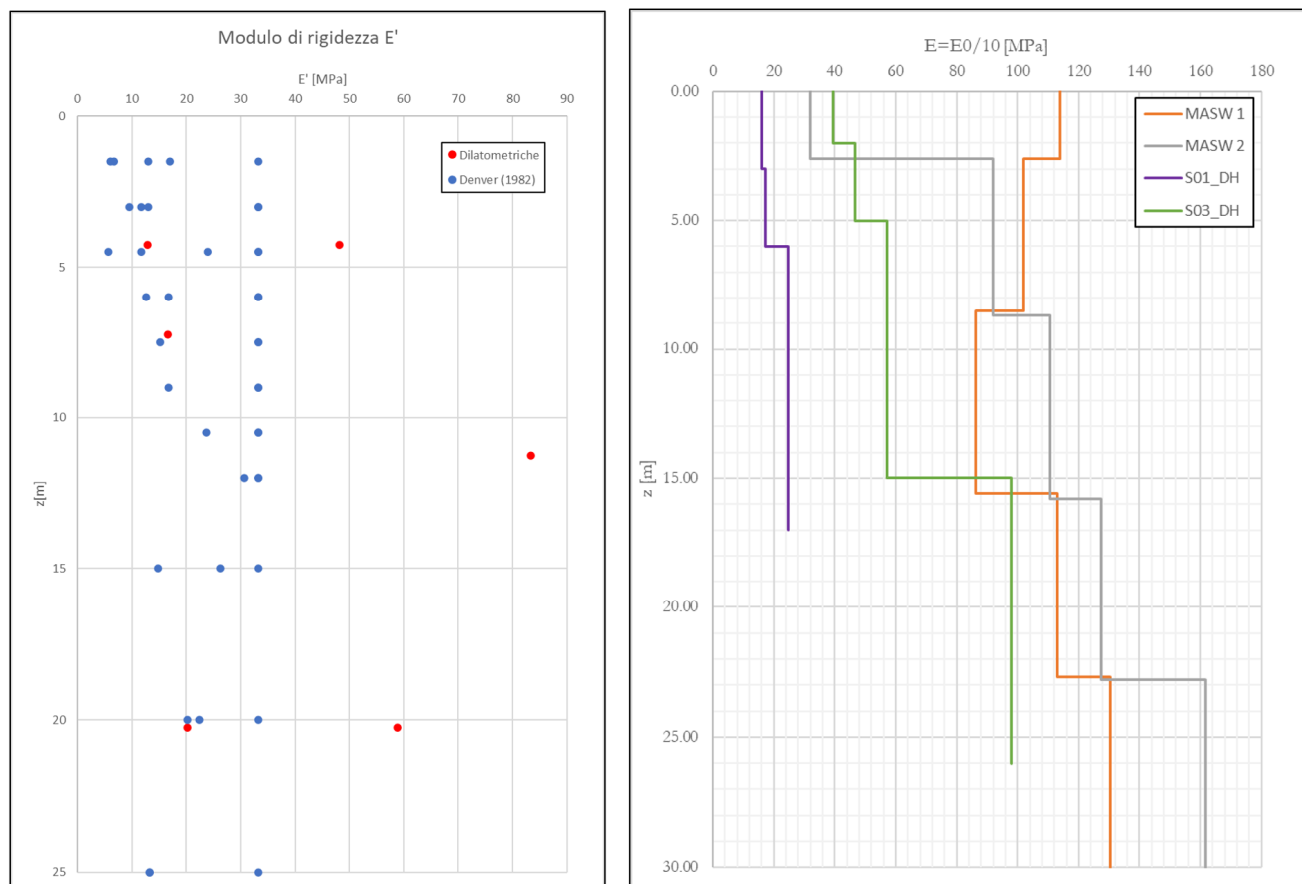


Figura 9-5: Andamento del modulo di rigidezza con la profondità ottenuto tramite l'elaborazione delle prove SPT e geofisiche.

9.1.4 Permeabilità

Si riportano di seguito le prove di permeabilità di tipo Lefranc effettuate, che hanno fornito un valore del coefficiente k dell'ordine di 2.00×10^{-7} m/s.

Tabella 9-4: Prove di permeabilità Lefranc sull'unità DEP.

Prove di Permeabilità			
Sondaggio	Prof. da p.c [m]	Tipo di Prova	k [m/s]
S01_L2_DH	4.30-4.80	Lefranc - Carico Variabile	2.92E-07
	10.00-10.50	Lefranc - Carico Variabile	6.18E-07
S02_L2_PZ	4.00-4.50	Lefranc - Carico Variabile	5.15E-07
	16.00-16.50	Lefranc - Carico Variabile	2.72E-07
S03_L2_DH	2.00-2.50	Lefranc - Carico Costante	6.90E-05
	20.00-20.50	Lefranc - Carico Variabile	2.09E-07
S04_L2_PZ	4.00	Lefranc - Carico Variabile	6.60E-08
S06_L2_PZ	4.00-4.50	Lefranc - Carico Variabile	2.53E-06

9.2 FORMAZIONE DEL CIXERRI – CIX

In questo paragrafo si analizzano i dati a disposizione per caratterizzare il substrato roccioso, presente tra le pk 3+000 e 5+250 circa, costituito dalle rocce appartenenti alla Formazione del Cixerri.

Si tratta di alternanze di arenarie e siltiti, intervallate da strati sub-metrici debolmente litificati. Il substrato compare a circa 6-7 m da p.c.

Le stese sismiche a rifrazione con interpretazione tomografica restituiscono valori di Vs e Vp crescenti con la profondità (con Vs da 600 a 1250 m/s e Vp da 1600 a 2500 m/s).

9.2.1 Caratterizzazione della roccia intatta

9.2.1.1 Caratteristiche fisiche

Elaborando le prove di laboratorio eseguite, sono stati ricavati i valori del peso dell'unità di volume e del coefficiente di Poisson, rispettivamente pari a 25.5÷26 kN/m³ e 0.26.

Tabella 9-5: Peso per unità di volume e coefficiente di Poisson da prove di laboratorio

Sondaggio	Campione	Prof [m]	γ [kN/m ³]	ν
				Monoass.
S04_L2_PZ	LC1	6.6	26.6	
S04_L2_PZ	LC2	13.5	26.44	
S04_L2_PZ	LC3	15.3	25.5	0.26

9.2.1.2 Resistenza a compressione monoassiale (s_{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 9-6: Elaborazione prove a compressione monoassiale e Point load

Sondaggio	Campione	Prof [m]	PROVE ESEGUITE			σ_i [MPa]
			Comp.Uniass.	Monoass. Def.	Point Load	
S04_L2_PZ	LC1	6.6	X			36
S04_L2_PZ	LC2	13.5			X	14.63
S04_L2_PZ	LC3	15.3		X		38

A supporto dei risultati di laboratorio, viene fatto riferimento ai valori di letteratura della resistenza a compressione monoassiale di rocce siltose (Figura 9-6).

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

Figura 9-6 : Resistenza a compressione della roccia intatta (Hoek e Brown, 1988; Hoek, Kaiser e Bawden, 1995)

I risultati di laboratorio sono in linea con quanto definito dai dati bibliografici e, pertanto, la resistenza a compressione monoassiale dell'unità CIX viene posta pari a 35÷50 MPa.

9.2.1.3 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 tabella:

Tabella 9-7: Elaborazione delle prove di compressione monoassiale

Sondaggio	Campione	Prof [m]	PROVE ESEGUITE			Esec [MPa]	Etan [MPa]
			Comp.Uniass.	Monoass. Def.	Point Load		
S04_L2_PZ	LC3	15.3		X		18282	23907

A supporto di tali risultati, il modulo di deformazione della roccia intatta E_i è stato valutato anche attraverso il metodo del “modulus ratio”, ossia un fattore moltiplicativo tabellato e differente secondo le litologie che, moltiplicato per la resistenza, fornisce una stima significativa di tale parametro. In Figura 9-7 viene individuato il valore di MR per le rocce siltose ($MR=375$).

Rock type	Class	Group	Texture			
			Coarse	Medium	Fine	Very fine
Sedimentary	Clastic		Conglomerates 300-400 Breccias 230-350	Sandstones 200-350	Siltstones 350-400 Greywackes 350	Claystones 200-300 Shales 150-250 Marls 150-200
		Non-clastic	Carbonates	Crystalline limestones 400-600	Sparitic limestones 600-800	Micritic Limestones 800-1000
		Evaporites		Gypsum (350)	Anhydrite (350)	
		Organic				Chalk 1000+
Metamorphic	Non-foliated		Marble 700-1000	Hornfels 400-700 Metasandstone 200-300	Quartzites 300-450	
	Slightly foliated		Migmatite 350-400	Amphibolites 400-500	Gneiss 300-750	
	Foliated			Schists 250-1100	Phyllites/Mica Schist 300-800	Slates 400-600
Igneous	Plutonic	Light	Granite 300-550 Granodiorite 400-450	Diorite 300-350		
		Dark	Gabbro 400-500 Norite 350-400	Dolerite 300-400		
	Hypabyssal			Porphyries (400)	Diabase 300-350	Peridotite 250-300
	Volcanic	Lava		Rhyolite 300-500 Andesite 300-500	Dacite 350-450 Basalt 250-450	
		Pyroclastic		Agglomerate 400-600	Volcanic breccia (500)	Tuff 200-400

Figura 9-7 : Valori del Modulus Ratio della roccia intatta (Hoek e Brown, 1988; Hoek, Kaiser e Bawden, 1995)

σ_i [MPa]	MR	E_i [MPa]
35	375	13125
50	375	18750

Tabella 9-8 : Valori del Modulo di rigidezza dal Modulus Ratio

I risultati di laboratorio sono in linea con quanto definito dai dati bibliografici e, pertanto, il modulo di rigidezza della roccia intatta dell'unità CIX viene posto pari a $13 \div 20$ MPa.

9.2.1.4 Costante m_i per la roccia intatta

Per la valutazione della costante del materiale (m_i) è stato scelto un valore tabellato minimo per rocce di questo tipo, pari a 7.

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	
Organic					Chalk 7 ± 2	
METAMORPHIC	Non Foliated		Marble 9 ± 3	Hornfels (19 ± 4) Metasandstone (19 ± 3)	Quartzites 20 ± 3	
	Slightly foliated		Migmatite (29 ± 3)	Amphibolites 26 ± 6		
	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.

Figura 9-8 : Coefficiente m_i della roccia intatta (Hoek e Brown, 1988; Hoek, Kaiser e Bawden, 1995)

9.2.2 Caratterizzazione dell'ammasso roccioso

9.2.2.1 Determinazione del GSI

In corrispondenza del sondaggio S4, si rilevano dei valori di RQD che restituiscono valori in genere compresi tra 70 e 100; dallo studio delle carote si rileva la presenza di fratture. Facendo dunque 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 *blocky*, che combinata con le condizioni delle superfici di discontinuità di tipo *very poor*, mostra un indice GSI del substrato roccioso non affiorante indicativamente compreso tra 20 e 30.







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 9-9: Classificazione GSI per ammassi rocciosi

9.2.2.2 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 8.3.

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 nei paragrafi precedenti, 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 9.2.1, ove è indicato un campo di variabilità prevalente:

$$\sigma_{ci} = 35 \div 50 \text{ MPa}$$

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	σ_{ci} (MPa)	D = 0.5	D = 1
		σ_c (MPa)	σ_c (MPa)
20	35	1.6	0.6
30		2.3	1.0

Tabella 9-9: Resistenza a compressione monoassiale dell'ammasso

9.2.2.3 Modulo di deformazione dell'ammasso

Sono state effettuate n. 2 prove dilatometriche mediante le quali si è misurato il modulo di deformabilità E_m del materiale in sito. I risultati sono riportati nella Tabella 9-10.

Tabella 9-10: Risultati prove dilatometriche

Prove Dilatometriche		
Sondaggio	Prof. da p.c [m]	E' [Mpa]
S04_L2_PZ	7.25	79.1
S04_L2_PZ	11.25	239.5

Una diversa valutazione è stata inoltre effettuata secondo la formulazione di Hoek & Diederichs di cui al paragrafo 8.3, 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 20 a 30 e per fattori di disturbo D pari a 0.5 e 1.

Tabella 9-11: Modulo E_m (MPa) secondo Hoek & Diederichs

GSI	$E_i = 13'000$ MPa	
	D = 0.5	D = 1
	E_m [MPa]	E_m [MPa]
20	390	306
30	570	370

Tenendo conto dei risultati ottenuti e delle prove dilatometriche a disposizione per l'unità in esame, si attribuiscono al modulo di rigidezza dell'ammasso E_m i seguenti intervalli di variabilità:

Tabella 9-12: Intervalli di variabilità del modulo di rigidezza dell'ammasso E_m

$\sigma_{ci} = 35$ MPa; $E_i = 13'000$ MPa; $m_i = 7$; GSI = 30	
E_m (D = 0.5)	E_m (D = 1)
[MPa]	[MPa]
230÷500	200÷300

9.2.2.4 Parametri equivalenti Hoek&Brown

Individuato il regime tensionale preesistente, che per il caso in esame è stato posto pari a $\sigma_{3,max} = 0.2$ MPa, e a partire dai parametri definiti nei precedenti paragrafi, è possibile risalire, per semplice interpolazione numerica, alle caratteristiche di resistenza del più comune criterio lineare di Mohr-Coulomb, secondo i criteri definiti al par. 8.3.

Si riportano, nella seguente tabella, i risultati ottenuti:

Tabella 9-13: Parametri equivalenti Hoek&Brown - Unità CIX

GSI	D	c' [kPa]	F [°]
30	0.5	70	46
	1	40	31

9.2.3 Permeabilità

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

Tabella 9-14: Prove di permeabilità sull'unità CIX.

Prove di Permeabilità Lugeon		
Sondaggio	Prof.	k [m/s]
S04_L2_PZ	10.00	2.68E-08

9.3 TONALITI DI MONTE SU SILIXIANU – TON

In questo paragrafo si analizzano i dati a disposizione per caratterizzare il substrato roccioso, presente nella parte finale del Lotto 2 della tratta in oggetto (tra le pk 5+250 e 5+450 circa), costituito dalle rocce appartenenti alla Formazione delle Tonaliti di Monte Su Silixianu.

Si tratta di rocce magmatiche cristalline intrusive e acide, caratterizzate da buone caratteristiche meccaniche nelle porzioni poco fratturate, ma si presenta interessata da parecchie famiglie di fratture. Soprattutto nei primi 10-12 m di profondità, la roccia si presenta decisamente fratturata e alterata. Si incontra in sondaggio e nelle indagini geofisiche a profondità variabili tra il metro ed il metro e mezzo, e affiora in corrispondenza di un taglio del versante attualmente esistente a monte della ferrovia, in corrispondenza delle progressive finali del tracciato.

Le indagini MASW hanno restituito valori di Vs crescenti, da 400 m/s a circa 750 m/s, in accordo con la diminuzione progressiva della fratturazione e, quindi, al miglioramento delle caratteristiche meccaniche dell'ammasso, al crescere della profondità.

9.3.1 Caratterizzazione della roccia intatta

9.3.1.1 Caratteristiche fisiche

Elaborando le prove di laboratorio eseguite, sono stati ricavati i valori del peso dell'unità di volume e del coefficiente di Poisson, rispettivamente pari a 26.5÷26.8 kN/m³ e 0.16.

Tabella 9-15: Peso per unità di volume e coefficiente di Poisson da prove di laboratorio

Sondaggio	Campione	Prof [m]	γ [kN/m ³]	ν
				Monoass.
S05_L2_DH	LC1	2.6	26.98	
S05_L2_DH	LC2	16.4	26.38	
S06_L2_PZ	LC1	13.3	26.8	0.16

9.3.1.2 Resistenza a compressione monoassiale (s_{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 9-16: Elaborazione prove a compressione monoassiale e Point load

Sondaggio	Campione	Prof [m]	PROVE ESEGUITE			σ_i [MPa]
			Comp.Uniass.	Monoass. Def.	Point Load	
S05_L2_DH	LC1	2.6			X	46.125
S05_L2_DH	LC2	16.4			X	10.35
S06_L2_PZ	LC1	13.3		X		43.43

A supporto dei risultati di laboratorio, viene fatto riferimento ai valori di letteratura della resistenza a compressione monoassiale di quarziti e graniti, litologia confermata dalle evidenze si laboratorio (Figura 9-10).

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, rock salt, 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

Figura 9-10 : Resistenza a compressione della roccia intatta (Hoek e Brown, 1988; Hoek, Kaiser e Bawden, 1995)

Considerando, quindi, tutti i dati a disposizione, la resistenza a compressione monoassiale dell'unità TON viene posta pari a $45 \div 250$ MPa. L'ampio intervallo di variabilità, viene associato all'alterazione della formazione rocciosa, soprattutto nei primi 10-12 m di profondità da p.c.

9.3.1.3 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 tabella:

Tabella 9-17: Elaborazione delle prove di compressione monoassiale

Sondaggio	Campione	Prof [m]	PROVE ESEGUITE			Esec [MPa]	Etan [MPa]
			Comp.Uniass.	Monoass. Def.	Point Load		
S06_L2_PZ	LC3	13.3		X		98201	100343

A supporto di tali risultati, il modulo di deformazione della roccia intatta E_i è stato valutato anche attraverso il metodo del “modulus ratio”, ossia un fattore moltiplicativo tabellato e differente secondo le litologie che, moltiplicato per la resistenza, fornisce una stima significativa di tale parametro. In Figura 9-11 viene individuato il valore di MR per le quarziti (MR=375).

Rock type	Class	Group	Texture			
			Coarse	Medium	Fine	Very fine
Sedimentary	Clastic		Conglomerates 300-400 Breccias 230-350	Sandstones 200-350	Siltstones 350-400 Greywackes 350	Claystones 200-300 Shales 150-250 Marls 150-200
		Non-clastic	Carbonates	Crystalline limestones 400-600	Sparitic limestones 600-800	Micritic Limestones 800-1000
		Evaporites		Gypsum (350)	Anhydrite (350)	
		Organic				Chalk 1000+
Metamorphic	Non-foliated		Marble 700-1000	Hornfels 400-700 Metasandstone 200-300	Quartzites 300-450	
	Slightly foliated		Migmatite 350-400	Amphibolites 400-500	Gneiss 300-750	
	Foliated			Schists 250-1100	Phyllites/Mica Schist 300-800	Slates 400-600
Igneous	Plutonic	Light	Granite 300-550 Granodiorite 400-450	Diorite 300-350		
		Dark	Gabbro 400-500 Norite 350-400	Dolerite 300-400		
	Hypabyssal			Porphyries (400)	Diabase 300-350	Peridotite 250-300
	Volcanic	Lava		Rhyolite 300-500 Andesite 300-500	Dacite 350-450 Basalt 250-450	
		Pyroclastic		Agglomerate 400-600	Volcanic breccia (500)	Tuff 200-400

Figura 9-11 : Valori del Modulus Ratio della roccia intatta (Hoek e Brown, 1988; Hoek, Kaiser e Bawden, 1995)

σ_i [MPa]	MR	E_i [MPa]
45	375	16875
250	375	93750

Tabella 9-18 : Valori del Modulo di rigidità dal Modulus Ratio

I risultati di laboratorio sono in linea con quanto definito dai dati bibliografici e, pertanto, il modulo di rigidità della roccia intatta dell'unità TON viene posto pari a $17 \div 90$ MPa.

9.3.1.4 Costante m_i per la roccia intatta

Per la valutazione della costante del materiale (m_i) è stato scelto un valore tabellato minimo per rocce di questo tipo, pari a 20.

Rock type	Class	Group	Texture			
			Coarse	Medium	Fine	Very fine
SEDIMENTARY	Clastic		Conglomerates* (21 ± 3) Breccias (19 ± 5)	Sandstones 17 ± 4	Siltstones 7 ± 2 Greywackes (18 ± 3)	Claystones 4 ± 2 Shales (6 ± 2) Marls (7 ± 2)
		Non-Clastic	Carbonates	Crystalline Limestone (12 ± 3)	Sparitic Limestones (10 ± 2)	Micritic Limestones (9 ± 2)
	Evaporites			Gypsum 8 ± 2	Anhydrite 12 ± 2	
	Organic					Chalk 7 ± 2
METAMORPHIC	Non Foliated		Marble 9 ± 3	Hornfels (19 ± 4) Metasandstone (19 ± 3)	Quartzites 20 ± 3	
		Slightly foliated	Migmatite (29 ± 3)	Amphibolites 26 ± 6		
	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.

Figura 9-12 : Coefficiente m_i della roccia intatta (Hoek e Brown, 1988; Hoek, Kaiser e Bawden, 1995)







9.3.2 Caratterizzazione dell'ammasso roccioso

9.3.2.1 Determinazione del GSI

In corrispondenza del sondaggio S5 ed S6, si rilevano dei valori di RQD che restituiscono valori in genere compresi tra 60 e 100; dallo studio delle carote si rileva la presenza di fratture. Facendo dunque

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 *blocky/disturbed*, che combinata con le condizioni delle superfici di discontinuità di tipo *poor*, mostra un indice GSI del substrato roccioso non affiorante indicativamente compreso tra 25 e 35.

GEOLOGICAL STRENGTH INDEX FOR JOINTED ROCKS (Hoek and Marinos, 2000)
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.

STRUCTURE	SURFACE CONDITIONS				
	VERY GOOD Very rough, fresh unweathered surfaces	GOOD Rough, slightly weathered, iron stained surfaces	FAIR Smooth, moderately weathered and altered surfaces	POOR Slickensided, highly weathered surfaces with compact coatings or fillings or angular fragments	VERY POOR Slickensided, highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings
 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	70			
 VERY BLOCKY - interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets		60	50		
 BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity			40	30	
 DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces				20	
 LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes	N/A	N/A			10

DECREASING INTERLOCKING OF ROCK PIECES

DECREASING SURFACE QUALITY

Figura 9-13: Classificazione GSI per ammassi rocciosi

9.3.2.2 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 8.3.

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 nei paragrafi precedenti, 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 9.2.1, ove è indicato un campo di variabilità prevalente:

$$\sigma_{ci} = 45 \div 250 \text{ MPa}$$

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	σ_{ci} (MPa)	D = 0.5	D = 1
		σ_c (MPa)	σ_c (MPa)
25	45	3.8	1.5
35		5.3	2.4

Tabella 9-19: Resistenza a compressione monoassiale dell'ammasso

9.3.2.3 Modulo di deformazione dell'ammasso

Sono state effettuate n. 4 prove dilatometriche mediante le quali si è misurato il modulo di deformabilità E_m del materiale in sito. I risultati sono riportati Tabella 9-20.

Tabella 9-20: Risultati prove dilatometriche

Prove Dilatometriche		
Sondaggio	Prof. da p.c [m]	E' [Mpa]
S05_L2_DH	4.25	897.9
S05_L2_DH	20.75	284.4
S06_L2_PZ	7.25	1020.6
S06_L2_PZ	11.25	1289

Una diversa valutazione è stata inoltre effettuata secondo la formulazione di Hoek & Diederichs di cui al paragrafo 8.3, 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 25 a 35 e per fattori di disturbo D pari a 0.5 e 1.

GSI	$E_i = 17'000 \text{ MPa}$	
	D = 0.5	D = 1
	$E_m \text{ [MPa]}$	$E_m \text{ [MPa]}$
25	600	420
35	960	550

Tabella 9-21: Modulo E_m (MPa) secondo Hoek & Diederichs

Tenendo conto dei risultati ottenuti e delle prove dilatometriche a disposizione per l'unità in esame, si attribuiscono al modulo di rigidezza dell'ammasso E_m i seguenti intervalli di variabilità:

$\sigma_{ci} = 45 \text{ MPa}; E_i = 17'000 \text{ MPa}; m_i = 20; \text{GSI} = 35$	
$E_m (D = 0.5)$	$E_m (D = 1)$
[MPa]	[MPa]
600÷100	420÷550

Tabella 9-22: Intervalli di variabilità del modulo di rigidezza dell'ammasso E_m

9.3.2.4 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:

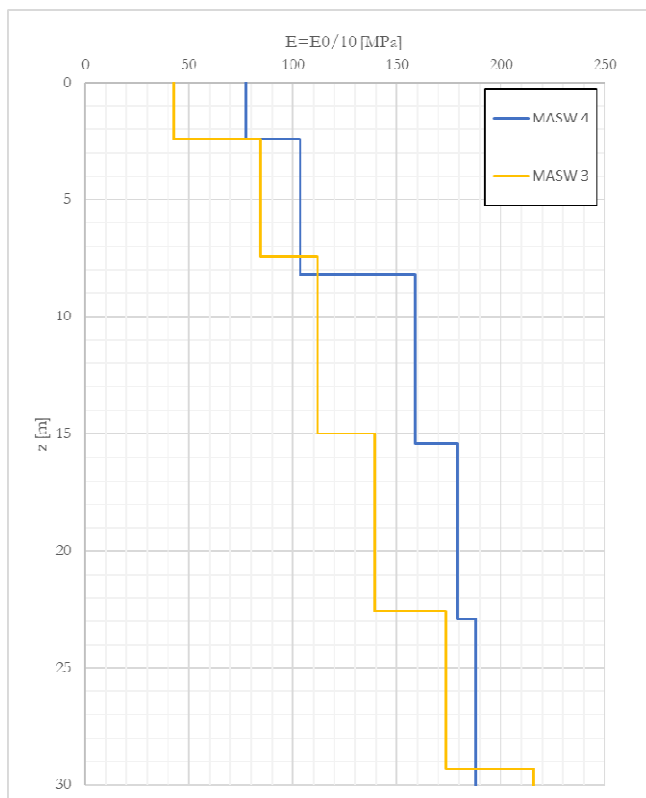


Figura 9-14: Andamento del modulo di rigidità con la profondità ottenute tramite l'elaborazione delle prove geofisiche (MASW 3 e MASW 4).

9.3.2.5 Parametri equivalenti Hoek&Brown

Individuato il regime tensionale preesistente e a partire dai parametri definiti nei precedenti paragrafi, è possibile risalire, per semplice interpolazione numerica, alle caratteristiche di resistenza del più comune criterio lineare di Mohr-Coulomb, secondo i criteri definiti al par. 8.3.

Si riportano, nella seguente tabella, i risultati ottenuti:

Tabella 9-23: Parametri equivalenti Hoek&Brown - Unità TON

GSI	D	c' [kPa]	F [°]
35	0.5	110	55
	1	60	45

9.3.3 Permeabilità

Si riportano di seguito le prove di permeabilità di tipo Lugeon effettuate, che hanno fornito una permeabilità dell'ordine di $10^{-7} \div 10^{-8}$ m/s.

Tabella 9-24: Prove di permeabilità sull'unità TON.

Prove di Permeabilità Lugeon		
Sondaggio	Prof.	k [m/s]
S05_L2_DH	2.00	1.85E-06
	15.00	2.81E-07
S06_L2_PZ	20.00	8.39E-08

10 SINTESI DEI PARAMETRI GEOTECNICI

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

Tabella 10-1: sintesi dei parametri geotecnici ottenuti tramite le elaborazioni delle prove.

Unità Geotecniche		Terreni granulari				
Unità	Unità Geologica	γ	E'	φ'	c'	k
		[kN/m ³]	[MPa]	[°]	[kPa]	[m/s]
DEP	Depositi alluvionali	19.5	15÷30	28÷35	-	2.00E-07

Unità Geotecniche		Roccia intatta					Ammasso									
Unità	Unità Geologica	σ_1	E_i	Poisson	γ	m_i	GSI	$\sigma_m (D=0.5)$	$E_m (D=0.5)$	c'	φ'	$\sigma_m (D=1)$	$E_m (D=1)$	c'	φ'	k
		MPa	GPa	-	kN/m ³	-	-	MPa	MPa	kPa	°	MPa	MPa	kPa	°	m/s
CIX	Formazione del Cixerri	35÷50	13 ÷ 20	0.25 ÷ 0.26	25.5 ÷ 26	7±2	20 ÷ 30	1.6 ÷ 2.3	230 ÷ 500	70	46	0.6 ÷ 1.0	200 ÷ 300	40	31	10 ⁻⁸
TON	Tonality di Monte Su Sillia	45 ÷ 250	17 ÷ 90	0.15 ÷ 0.16	26.5 ÷ 26.8	20±3	25 ÷ 35	3.5 ÷ 5.8	600 ÷ 1000	110	55	1.5 ÷ 2.4	420 ÷ 550	60	45	10 ⁻⁷ ÷ 10 ⁻⁶

11 ANALISI DI SUSCETTIBILITÀ ALLA LIQUEFAZIONE

11.1 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 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.

11.2 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 11-1 (coefficiente di uniformità $U_c < 3.5$) e Figura 11-2 (coefficiente di uniformità $U_c > 3.5$).

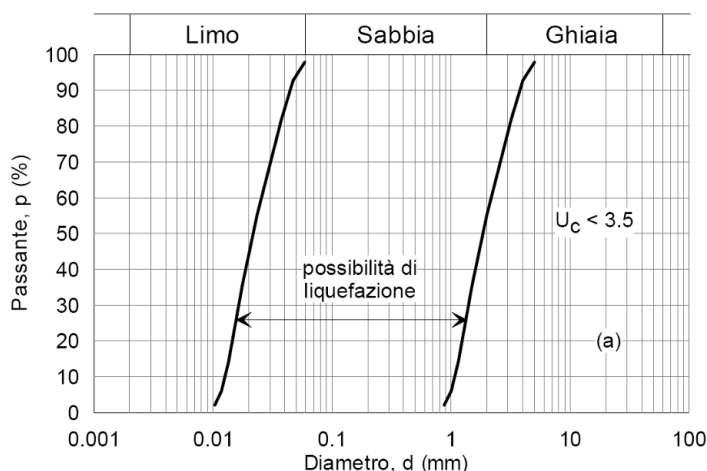


Figura 11-1: Dominio di suscettibilità alla liquefazione dei terreni ($U_c < 3.5$)

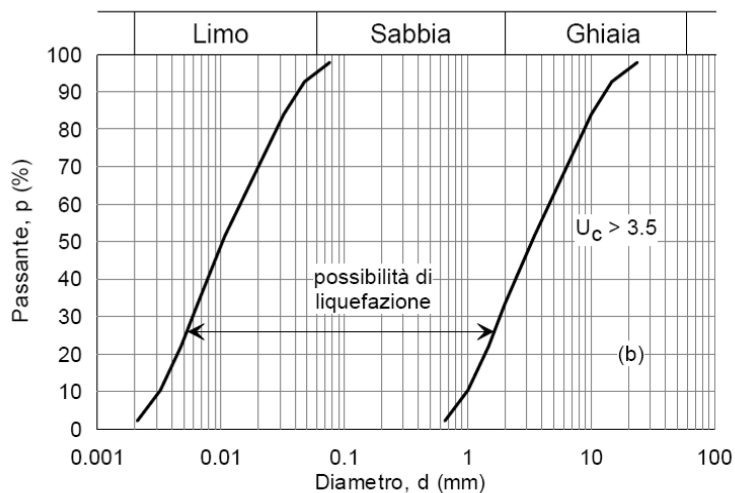


Figura 11-2: Dominio di suscettibilità alla liquefazione dei terreni ($U_c > 3.5$).

Con riferimento a quanto riportato all'interno del par. 4.2.4, 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.

12 SINTESI DEGLI ASPETTI PROGETTUALI GEOTECNICI

Le principali tematiche geotecniche analizzate, connesse alla realizzazione delle opere incluse in progetto, oltre alla valutazione sulla suscettibilità a liquefazione discussa nel precedente capitolo, sono riconducibili a:

1. Valutazione dei cedimenti e della stabilità dei rilevati e delle trincee ferroviarie e stradali (Doc.Rif.[36],[37]);
2. Predimensionamento delle fondazioni del cavalcaferrovia IV01, della nuova viabilità NV02 (Doc.Rif.[38]).

I risultati del complesso delle analisi effettuate, contenute negli elaborati di progetto di cui al par.3.3, evidenziano la compatibilità delle opere progettate sia con i limiti imposti dalla Normativa, sia con i vincoli prescritti dal Manuale di Progettazione RFI.

12.1 RILEVATI

Nel contesto del PFTE, i rilevati ferroviari e stradali sono previsti con pendenza 3H:2V. I rilevati ferroviari raggiungono altezza massima di 3.60 m, i rilevati stradali presentano un'altezza massima di 6 m circa.

Al di sotto del rilevato è previsto uno scotico per uno spessore pari a 0.5 m. Le scarpate del rilevato sono protette con una finitura a verde di spessore pari a circa 30 cm. Il rilevato si completa in sommità con la realizzazione di uno strato di super compattato di spessore pari a 30 cm, al di sopra del quale verrà realizzato uno strato di sub-ballast di spessore pari a 12 cm, sul quale verranno posizionati ballast, traversine ed armamento ferroviario. Si rimanda agli elaborati [40],[42] per quanto riguarda le sezioni tipologiche.

I cedimenti dei rilevati ferroviari e stradali sono stati stimati sulle sezioni ritenute più significative, ricorrendo a metodi semplificati considerate le buone caratteristiche meccaniche dei terreni di fondazione, nonché la natura istantanea dei cedimenti. Il requisito fissato per le verifiche impone, per i rilevati ferroviari, un valore limite per cedimento residuo pari a 10cm, con riferimento nell'arco temporale di riferimento VN=75anni, secondo quanto prescritto dal MdP RFI.

Sono state inoltre eseguite analisi di stabilità sulle scarpate dei rilevati in progetto, verificando il rispetto dei coefficienti di sicurezza per i diversi stati limite imposti dalla Normativa (SLU, SLV).

12.2 TRINCEE

Per quel che riguarda la descrizione e la verifica delle trincee di linea si rimanda alla specifica Relazione tecnico-descrittiva delle Opere di Sostegno (Doc.Rif.[43]), in quanto le stesse, nelle sezioni più gravose sono sostenute da opere quali paratie di pali e muri. Le restanti trincee lungolinea mostrano altezze inferiori ai 2.00 m, in depositi dalle buone caratteristiche meccaniche e contesti topografici pressochè pianeggianti e, pertanto, non rilevanti dal punto di vista del calcolo in questa fase progettuale. Si rimanda all'elaborato [44] per quanto riguarda le sezioni tipologiche.

12.3 FONDAZIONI DEL CAVALCAFERROVIA IV01

Le opere di fondazione in progetto riguardanti il cavalcaferrovia in esame sono di due tipi:

- per le pile del CVF, vengono realizzate fondazioni superficiali quadrate di lato pari a 11 m, al di sotto delle quali si prevede il consolidamento del terreno attraverso colonne di jet grouting di diametro D1500 ad interasse 2.20 m. Tale intervento mira al contenimento dei possibili cedimenti della fondazione stessa.

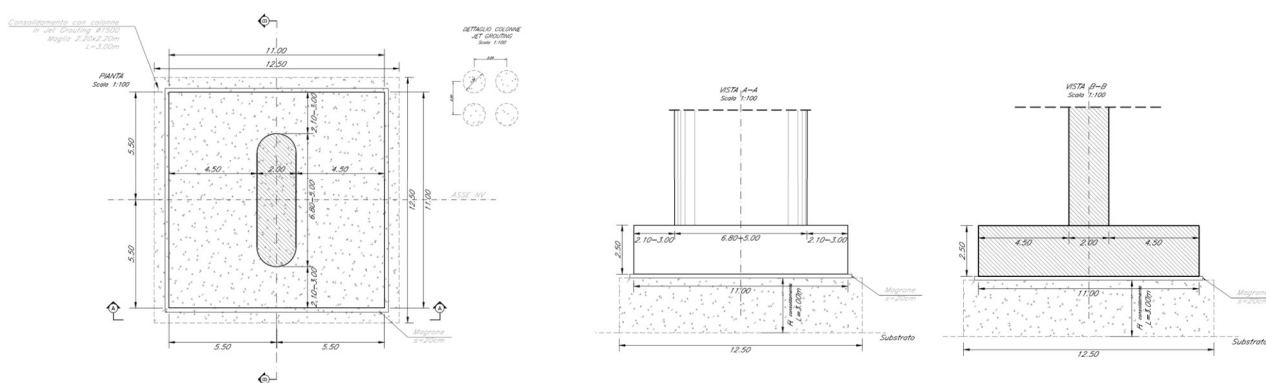


Figura 12-1: Pianta e sezioni fondazione diretta su colonne in jet grouting D1500 interasse $i=2.20$ m

- per le spalle del CVF, invece, vengono previsti pozzi di fondazione, di altezza massima pari a 6.30m, costituiti da coronelle rettangolari di pali D800 con interasse 1 m, attestati per una lunghezza pari a 1D nel substrato roccioso sottostante. All'interno di ogni singola coronella viene

consolidato il terreno in sito, al di sopra del quale verrà successivamente gettato il plinto di fondazione.

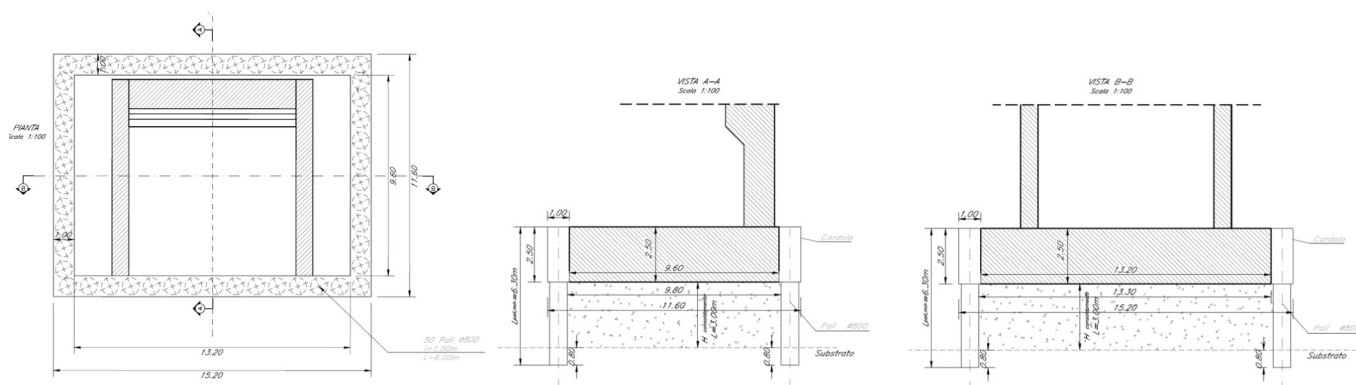


Figura 12-2: Pianta e sezioni pozzo di fondazione costituito da coronella rettangolare di pali D800 interasse $i=1.00$ m

Per quanto riguarda i dettagli delle fondazioni tipologiche si rimanda all'elaborato specifico (Doc.Rif.[39]).

Il dimensionamento delle fondazioni dirette è stato effettuato tenendo conto delle prescrizioni della Normativa vigente e delle indicazioni da Manuale di Progettazione RFI. Il calcolo della capacità portante della fondazione è stato effettuato attraverso la classica formulazione di Brinch-Hansen, considerando, date le caratteristiche del terreno in sito, un comportamento drenato dei terreni di fondazione. Dal momento in cui le colonne in jet-groutin hanno la solo funzione di contenere i cedimenti, nelle analisi SLU sono stati utilizzati, a vantaggio di sicurezza, i parametri fisico-meccanici del terreno in sito. La valutazione dei cedimenti, invece, è stata effettuata tramite un'analisi FEM, in cui il plinto di fondazione è stato modellato come un elemento piastra, poggiante su vincoli rappresentativi delle colonne in jet-grouting. Queste ultime, invece, sono state modellate mediante elementi trave aventi lo stesso comportamento di una molla non lineare reagente elasticamente solo a compressione.