

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



U.O. OPERE GEOTECNICHE

PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA

LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA
NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA
LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA
LOTTO 1A BATTIPAGLIA – ROMAGNANO
GEOTECNICA

Relazione geotecnica opere all'aperto

SCALA:

-

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

RC1E A1 R 11 GE GE0006 001 C

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione esecutiva	E.Sellari	Ott-2021	L.Giannini-G.Scasserra	Ott-2021	I.D'Amore	Ott-2021	L.Berardi Feb-2022
B	Emissione esecutiva	E.Sellari	Nov-2021	L.Giannini-G.Scasserra	Nov-2021	I.D'Amore	Nov-2021	
C	Emissione a seguito di richiesta integrazioni CSLPPP	E.Sellari	Feb-2022	L.Giannini-G.Scasserra	Feb-2022	I.D'Amore	Feb-2022	

File: RC1E.A.1.R.11.GE.GE.00.0.6.001.C

n. Elab.:

INDICE

1	PREMESSA	7
2	INTRODUZIONE.....	15
3	NORMATIVA, BIBLIOGRAFIA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	18
3.1	NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO	18
3.2	BIBLIOGRAFIA.....	18
3.3	DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO.....	20
4	INQUADRAMENTO GEOLOGICO E SISMICO	22
4.1	GEOLOGIA E GEOMORFOLOGIA.....	22
4.2	INQUADRAMENTO SISMICO	24
4.2.1	<i>Vita Nominale, Classe d'Uso, Tempo di Ritorno</i>	<i>25</i>
4.2.2	<i>Stati limite, probabilità di superamento e periodi di ritorno.....</i>	<i>26</i>
4.2.3	<i>Accelerazione di Riferimento su Suolo Rigido.....</i>	<i>27</i>
4.2.4	<i>Risposta Sismica Locale.....</i>	<i>29</i>
5	CAMPAGNE DI INDAGINE UTILIZZATE PER LO STUDIO GEOTECNICO.....	34
5.1	CAMPAGNA DI INDAGINE ITALFERR 2021.....	34
5.2	CAMPAGNE DI INDAGINE PREGRESSE.....	39
6	INDICAZIONI SULLA FALDA	40
7	UNITÀ GEOTECNICHE.....	42
8	CRITERI E CORRELAZIONI UTILIZZATI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	45
8.1	CONSIDERAZIONI GENERALI	45
8.2	TERRENI COESIVI	46
8.2.1	<i>Parametri di stato e caratteristiche fisiche.....</i>	<i>46</i>
8.2.2	<i>Parametri di resistenza</i>	<i>47</i>
8.2.2.1	<i>Condizioni non drenate.....</i>	<i>47</i>
8.2.2.1.1	<i>Coesione non drenata da prove di laboratorio.....</i>	<i>47</i>

RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC1E	A1R11	GE	GE0006001	C	3 di 189

8.2.2.1.2	Coesione non drenata da pocket penetrometer e torvane	47
8.2.2.1.3	Coesione non drenata da prove CPTU	47
8.2.2.1.4	Coesione non drenata da prove SPT	48
8.2.2.2	<i>Condizioni drenate</i>	49
8.2.2.2.1	Angolo d'attrito e coesione efficace da prove di laboratorio	49
8.2.2.2.2	Angolo d'attrito da prove CPTU	49
8.2.2.2.3	Angolo d'attrito da Indice di Plasticità	49
8.2.3	<i>Parametri di rigidezza</i>	50
8.2.3.1	<i>Parametri edometrici determinati da prove di laboratorio</i>	50
8.2.3.1.1	Coefficienti di compressibilità e modulo edometrico	50
8.2.3.1.2	Coefficiente di consolidazione primaria	51
8.2.3.1.3	Coefficiente di consolidazione secondaria	52
8.2.3.2	<i>Parametri edometrici da correlazioni</i>	54
8.2.3.2.1	Correlazioni da CPT	54
8.2.3.3	<i>Modulo elastico a basse deformazioni</i>	54
8.2.3.4	<i>Modulo elastico operativo in condizioni drenate</i>	55
8.2.3.5	<i>Modulo elastico operativo in condizioni drenate da correlazioni</i>	59
8.2.3.6	<i>Modulo elastico operativo in condizioni non drenate</i>	60
8.2.4	<i>Permeabilità</i>	61
8.3	TERRENI GRANULARI	61
8.3.1	<i>Stato iniziale e caratteristiche fisiche</i>	61
8.3.1.1	<i>Peso di volume</i>	61
8.3.2	<i>Parametri di resistenza</i>	61
8.3.2.1	<i>Angolo d'attrito da prove di laboratorio</i>	61
8.3.2.2	<i>Angolo d'attrito da correlazioni</i>	62
8.3.2.2.1	Correlazione da SPT	62
8.3.3	<i>Parametri di rigidezza</i>	64
8.3.3.1	<i>Modulo elastico operativo a basse deformazioni</i>	64
8.3.3.2	<i>Modulo elastico operativo da colpi SPT</i>	64
8.3.4	<i>Permeabilità</i>	64
9	DETERMINAZIONE DEI VALORI CARATTERISTICI DEI PARAMETRI GEOTECNICI	65
9.1	DEPOSITI DEP	65

RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC1E	A1R11	GE	GE0006001	C	4 di 189

9.1.1	Parametri di resistenza	69
9.1.2	Parametri di rigidezza	70
9.1.3	Permeabilità	72
9.2	UNITÀ BP	73
9.2.1	Parametri di stato e caratteristiche fisiche	74
9.2.2	Parametri di resistenza	80
9.2.2.1	Condizioni non drenate	80
9.2.2.2	Condizioni drenate	82
9.2.3	Parametri di rigidezza	84
9.2.3.1	Modulo elastico da prove in situ	84
9.2.3.2	Parametri edometrici determinati da prove di laboratorio	86
9.2.3.3	Modulo elastico operativo in condizioni drenate	89
9.2.4	Permeabilità	92
9.3	UNITÀ LDC	94
9.3.1	Parametri di stato e caratteristiche fisiche	94
9.3.2	Parametri di resistenza	95
9.3.2.1	Condizioni non drenate	95
9.3.2.2	Condizioni drenate	97
9.3.3	Parametri di rigidezza	98
9.4	UNITÀ TSG	99
9.4.1	Parametri di stato e caratteristiche fisiche	100
9.4.2	Parametri di resistenza	102
9.4.2.1	Condizioni non drenate	102
9.4.2.2	Condizioni drenate	103
9.4.3	Parametri di rigidezza	104
9.4.3.1	Modulo elastico da prove in situ	104

RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC1E	A1R11	GE	GE0006001	C	5 di 189

9.4.3.2	Modulo elastico operativo in condizioni drenate	106
9.4.3.3	Permeabilità	108
9.5	UNITÀ BTL-PLM	111
9.5.1	Parametri di stato e caratteristiche fisiche	114
9.5.2	Parametri di resistenza	121
9.5.2.1	Condizioni non drenate	121
9.5.2.2	Condizioni drenate	122
9.5.3	Parametri di rigidezza	126
9.5.3.1	Modulo elastico da prove in situ	126
9.5.3.2	Parametri edometrici determinati da prove di laboratorio	129
9.5.3.3	Modulo elastico operativo in condizioni drenate	131
9.5.4	Permeabilità	133
9.6	UNITÀ SGH	135
9.6.1	Parametri di stato e caratteristiche fisiche	135
9.6.2	Parametri di resistenza	136
9.6.2.1	Condizioni non drenate	136
9.6.2.2	Condizioni drenate	137
9.6.3	Parametri di rigidezza	137
9.6.3.1	Modulo elastico operativo in condizioni drenate	137
9.6.3.2	Permeabilità	139
9.7	UNITÀ FMS	140
9.7.1	Parametri di stato e caratteristiche fisiche	141
9.7.2	Parametri di resistenza	146
9.7.2.1	Condizioni non drenate	146
9.7.2.2	Condizioni drenate	147
9.7.3	Parametri di rigidezza	149

RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC1E	A1R11	GE	GE0006001	C	6 di 189

9.7.3.1	Modulo elastico da prove in situ	149
9.7.3.2	Parametri edometrici determinati da prove di laboratorio.....	149
9.7.3.3	Modulo elastico operativo in condizioni drenate.....	151
9.7.4	Permeabilità.....	153
9.8	UNITÀ ALV E AVF (ARGILLE VARICOLORI SUPERIORI ED INFERIORI).....	155
9.8.1	Parametri di stato e caratteristiche fisiche.....	156
9.8.2	Parametri di resistenza.....	162
9.8.2.1	Condizioni non drenate.....	162
9.8.2.2	Condizioni drenate.....	164
9.8.3	Parametri di rigidezza.....	165
9.8.3.1	Modulo elastico da prove in situ	165
9.8.3.2	Parametri edometrici determinati da prove di laboratorio.....	167
9.8.3.3	Modulo elastico operativo in condizioni drenate.....	170
9.8.4	Permeabilità.....	172
10	SINTESI DEI PARAMETRI GEOTECNICI E DEI LIVELLI DI FALDA.....	174
11	ANALISI DI SUSCETTIBILITÀ ALLA LIQUEFAZIONE.....	177
11.1	GENERALITÀ.....	177
11.2	CONDIZIONI DI ESCLUSIONE DA VERIFICA A LIQUEFAZIONE.....	178
11.3	VERIFICA DELLE CONDIZIONI DI ESCLUSIONE DA VERIFICA A LIQUEFAZIONE.....	179
12	SINTESI DEGLI ASPETTI PROGETTUALI GEOTECNICI.....	188

	NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1A BATTIPAGLIA – ROMAGNANO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO	COMMESSA RC1E	LOTTO A1R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. C	FOGLIO 7 di 189

1 PREMESSA

Il 19 maggio 2020 con Decreto Legge n. 34 “*Misure urgenti in materia di salute, sostegno al lavoro e all’economia, nonché di politiche sociali connesse all’emergenza epidemiologica da COVID-19*”, convertito in legge il 17 luglio 2020, con la legge n.77, all’art. 208 recante “*disposizioni per il rilancio del settore ferroviario*” al comma 3 è stato sancito che “*a valere sulle risorse attribuite a Rete Ferroviaria Italiana S.p.A. nell’ambito del riparto delle risorse del Fondo di cui all’articolo 1, comma 140, della legge 11 dicembre 2016, n.232, e non finalizzate a specifici interventi nell’ambito del Contratto di programma 2017-2021, la predetta Società è autorizzata ad utilizzare l’importo di euro 25 milioni per l’anno 2020 e di euro 15 milioni per l’anno 2021 per la realizzazione del progetto di fattibilità tecnico-economica degli interventi di potenziamento, con caratteristiche di alta velocità, delle direttrici ferroviarie Salerno-Reggio Calabria, Taranto-Metaponto-Potenza-Battipaglia e Genova-Ventimiglia.*”, dando il via libera alla progettazione di fattibilità tecnica ed economica della linea ad alta velocità per la tratta Salerno-Reggio Calabria.

L’alta velocità nel sud del paese rappresenta un’opportunità importante per le regioni meridionali per un recupero del gap infrastrutturale esistente. La nuova linea AV Salerno – Reggio Calabria costituisce la continuità di un itinerario strategico passeggeri e merci per la connessione tra il sud della penisola e il nord attraverso il corridoio dorsale, asse principale del paese. In particolare:

- a livello europeo fa parte del corridoio Scandinavo – Mediterraneo della rete TEN-T;
- a livello nazionale fa parte della rete SNIT di primo livello ed è necessaria per ridurre il gap infrastrutturale fra nord e sud del Paese;
- a livello locale rappresenta un progetto strategico per collegare le regioni interessate con la parte centro-settentrionale del paese.



Figura 1 Corridoi Europei TEN-T in Italia

Il nuovo collegamento consentirà di incrementare i livelli di accessibilità alla rete AV per diverse zone a elevata valenza territoriale quali il Cilento e il Vallo di Diano, la costa Jonica, l'alto e il basso Cosentino, l'area del Porto di Gioia Tauro e il Reggio, oltre che velocizzare anche collegamenti verso Potenza, verso la Sicilia, verso i territori della Calabria sul Mar Jonio (Sibari, Crotone) e verso Cosenza e, allo stesso tempo, contribuirà in maniera significativa al potenziamento dell'itinerario merci Gioia Tauro – Paola – Bari (corridoio Adriatico).

Questa configurazione risponde perfettamente anche al modello di servizi Lunga Percorrenza, garantendo non solo un collegamento tra i principali nodi metropolitani e i punti di adduzione dell'offerta regionale quali Praia, Paola, Lamezia, Rosarno, Gioia Tauro, Villa S. Giovanni, ma anche località ad alta valenza turistica quali Maratea, Vallo della Lucania, Scalea, Vibo Pizzo e, con opportuni interventi, anche verso la costa ionica.

La realizzazione di una nuova infrastruttura tra Salerno e Reggio Calabria avrà dei parametri di prestazione tali da poter assicurare non solo il traffico passeggeri veloce, ma anche il trasporto merci. Questo in particolare nei tratti di linea dove l'itinerario alternativo sulla storica non consente flussi di trasporto merci con le prestazioni oggi richieste dal mercato. In particolare, si fa riferimento al tratto Salerno – Battipaglia – Paola in cui la linea attuale è caratterizzata da pendenze accentuate e da sagoma P/C 32. Per questo motivo le caratteristiche della nuova linea dovrebbero consentire le prestazioni più elevate per il trasporto merci.

	NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1A BATTIPAGLIA – ROMAGNANO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO	COMMESSA RC1E	LOTTO A1R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. C

1. Studi pregressi

Il prolungamento della linea AV verso il sud del paese è stato già oggetto negli anni passati di studi di fattibilità e fasi preliminari della progettazione, in particolare:

- Per quanto riguarda la tratta Salerno – Battipaglia, nel 2003 RFI ha inviato al Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (MIT) il progetto preliminare “Quadruplicamento Salerno – Battipaglia”, avviando di fatto l’iter di approvazione in procedura Legge Obiettivo (Legge 443/01), modificato nel 2005 a seguito delle richieste, formulate nell’ambito dello svolgimento della VIA, di individuare delle possibili configurazioni alternative di tracciato tali da ridurre delle interferenze con delle aree fortemente antropizzate. Il progetto ottenne nel 2005 un parere positivo VIA con prescrizioni.
- Per la tratta Battipaglia – Reggio Calabria nel 2005 RFI ha sviluppato uno studio di fattibilità dell’opera rispondendo alla Legge Obiettivo che aveva individuato nella Linea AV/AC tra Battipaglia e Reggio Calabria elemento essenziale del “Corridoio europeo I Berlino – Palermo”, oggi corridoio Scandinavo Mediterraneo, ed elemento di completamento della rete nazionale, mirato ad aumentare capacità e prestazioni a favore dei servizi passeggeri di media e lunga percorrenza e di alcuni importanti itinerari merci.

Nello studio di fattibilità dell’opera furono individuati e studiati cinque diversi tracciati (Figura 2) in grado di mantenere le caratteristiche tecnico prestazionali delle linee AV/AC più a nord del paese, con una velocità di tracciato di 300km/h.

In particolare, furono individuati 3 corridoi principali (Figura 2) così denominati:

- *tirrenico*
- *autostradale*
- *ionico*

in cui il Corridoio Autostradale e il Corridoio Tirrenico coincidevano per il tracciato a sud di Lamezia Terme, e due ulteriori corridoi, determinati dalla combinazione dei precedenti:

- *autostradale + ionico*
- *tirrenico + ionico*



Figura 2 Nuova linea AV SA – RC. Studio corridoi tratta Battipaglia – Reggio Calabria.

La lunghezza dei tracciati individuati e studiati variava da un minimo di 343 km (Tirrenico) ad un massimo di 495 km (Alternativa Ionica) e i tempi di percorrenza tra Roma e Reggio Calabria nelle diverse alternative, erano compresi tra 3 ore e 44 minuti e 4 ore e 15 minuti; l'accessibilità ottenibile dai vari corridoi variava in modo consistente a seconda del tracciato e dei territori toccati (Figura 3).

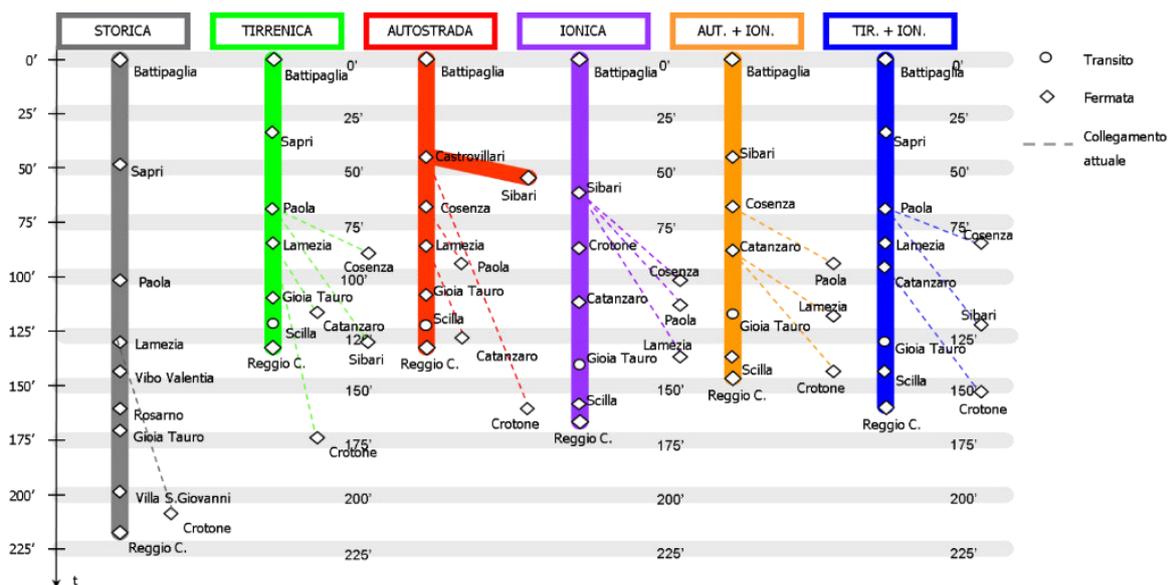


Figura 3 Nuova linea AV SA – RC. Tempi di percorrenza e accessibilità alternative di tracciato tratta Battipaglia – Reggio Calabria.

L'opera risulta particolarmente complessa dal punto di vista costruttivo, infatti la lunghezza del tracciato e la particolare orografia del territorio (prevalentemente montuoso) rendono necessaria la realizzazione di numerose opere d'arte quali viadotti e gallerie. Esprimendo la complessità come la quota del tracciato che si sviluppa in viadotto o galleria le cinque alternative studiate variavano da un minimo del 73% ad un massimo dell'84% (Figura 4).

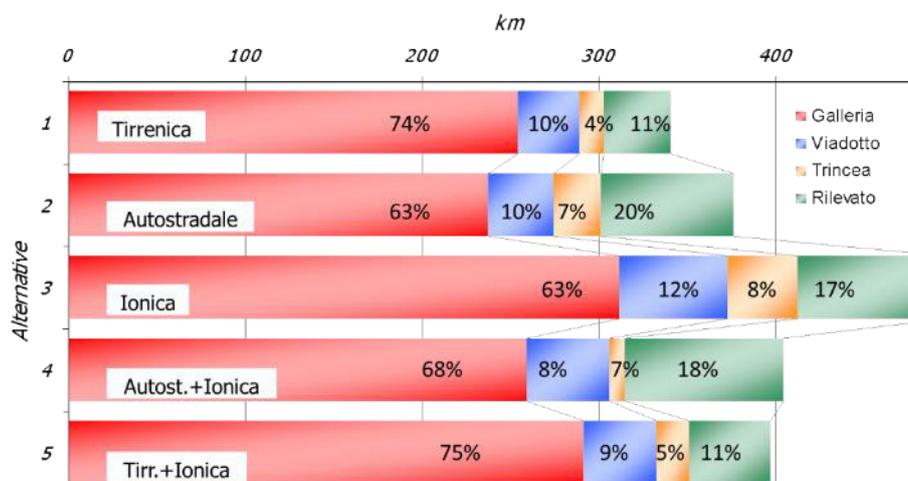


Figura 4 Nuova linea AV SA – RC. Incidenza tipologia di opere alternative di tracciato tratta Battipaglia – Reggio Calabria.

Al fine di definire l'alternativa migliore nello Studio furono valutate le singole alternative in un'analisi multi-obiettivo, individuando criteri che fossero valutabili e quantificabili e che fossero in grado di rappresentare, con diverso livello di dettaglio, l'insieme degli effetti delle diverse alternative di progetto, dal punto di vista progettuale, trasportistico, territoriale, economico-finanziario ed ambientale.

La verifica economico-finanziaria delle cinque alternative sopra richiamate indicò che nessuna di queste risultava in grado di generare una redditività sociale, mentre l'analisi multicriteria indicava come soluzione preferibile la tirrenica. Tuttavia, la molteplicità di interessi e la complessità del progetto non consentivano nemmeno a questa alternativa di soddisfare appieno tutti gli obiettivi della collettività.

2. Inquadramento generale della nuova Linea AV

L'attuale progettazione ha ridefinito gli obiettivi alla base della scelta del corridoio infrastrutturale in:

- ridurre i tempi di percorrenza tra Roma e il Sud del Paese, in particolare verso Reggio Calabria e la Sicilia, entro le 4 ore, realizzando una sorta di isocrona dalla Capitale in conformità con quanto già in essere con altre località del Nord del Paese.

- rendere il sistema ferroviario veloce più accessibile, ricercando soluzioni tali da ampliarne l'area di influenza, sia in termini di capillarità dei servizi AV offerti che di soluzioni infrastrutturali, prevedendo nuove interconnessioni, piuttosto che nuove fermate lungo linea, in un'ottica di mobilità integrata.
- ricercare degli interventi “sostenibili”, in primis dall'impatto ambientale generato, ma anche in termini di loro fattibilità (realizzativa, gestionale...) e conseguentemente economica.

Alla luce della ridefinizione degli obiettivi, **il corridoio infrastrutturale tra Salerno e Reggio Calabria definito “autostradale” è stato individuato come il miglior compromesso**, data la sua posizione baricentrica rispetto ai territori attraversati, in termini di dimensione della domanda soddisfatta e di miglioramento delle prestazioni.

La nuova Linea AV Salerno – Reggio Calabria è suddivisa nei seguenti lotti funzionali (Figura 5):

- Lotto 0: Salerno – Battipaglia
- Lotto 1: Battipaglia – Praia:
 - Lotto 1a: Battipaglia – Romagnano
 - Lotto 1b: Romagnano – Buonabitacolo
 - Lotto 1c: Buonabitacolo - Praia
- Lotto 2: Praia – Tarsia
- Lotto 3: Tarsia – Cosenza + Raddoppio Paola/S. Lucido-Cosenza (interconnessione con LS)
- Lotto 4: Cosenza – Lamezia Terme
- Lotto 5: Lamezia Terme – Gioia Tauro
- Lotto 6: Gioia Tauro – Reggio Calabria



Figura 5 Nuova linea AV Salerno – Reggio Calabria: suddivisione in lotti funzionali

Tra la realizzazione dei vari lotti, è stato individuato lo scenario prioritario costituito dagli interventi (Figura 6):

- Lotto 1: Battipaglia – Praia
- Lotto 2: Praia – Tarsia
- Lotto 3: *Raddoppio Paola/S. Lucido-Cosenza (interconnessione con LS)*



Figura 6 Nuova linea AV Salerno – Reggio Calabria: scenario prioritario in rosso

La presente progettazione di fattibilità tecnica ed economica ha ad oggetto il **lotto 1a Battipaglia – Romagnano**, individuato come prioritario e inserito all'interno del Piano Nazionale di Ripresa e Resilienza (PNRR) tra le opere da finanziare nell'ambito della missione “Infrastrutture per una Mobilità Sostenibile” che punta a completare entro il 2026 una prima e significativa tappa di un percorso di più lungo termine verso la realizzazione di un sistema infrastrutturale moderno e sostenibile dal punto di vista ambientale, tenuto conto delle specificità della orografia del territorio italiano, in grado di rispondere alle esigenze di mobilità ad un ampio bacino interregionale.

Il tracciato si sviluppa in doppio binario dalla stazione di Battipaglia (l' inizio intervento è posto al km 73+790 della linea Battipaglia – Potenza C.le) e si estende per circa 35 km con una velocità di tracciato di 300 km/h, tranne che per il tratto iniziale di circa 9 km che presenta elementi geometrici caratterizzati da velocità di tracciato pari a 180 km/h fino al km 4+4450 circa di progetto e 250 km/h fino alla pk 9+050 e il tratto finale di allaccio alla LS Battipaglia – Potenza C.le a 100 km/h.

	NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1A BATTIPAGLIA – ROMAGNANO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO					
COMMESSA RC1E	LOTTO A1R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. C	FOGLIO 15 di 189	

La linea si sviluppa a doppio binario fino al passaggio doppio/singolo in corrispondenza della pk 29+000 circa di progetto, da questo punto prosegue a singolo binario sul tracciato del futuro binario dispari e termina con l'innesto sulla LS Battipaglia – Potenza C.le al km 112+350.

Il tracciato attraversa i territori di Battipaglia, Eboli, Campagna, Contursi Terme, Sicignano degli Alburni e Buccino, tutti nella Provincia di Salerno.

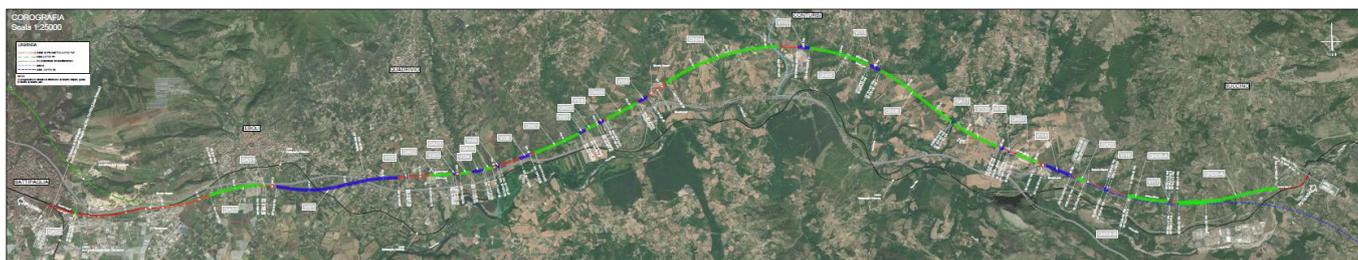


Figura 7 Lotto 1a Battipaglia – Romagnano. Corografia dell'intervento

2 INTRODUZIONE

Nella presente relazione vengono descritti i risultati dello studio geotecnico svolto nell'ambito del PFTE – Progetto di Fattibilità Tecnica ed Economica della “Linea Salerno-Reggio Calabria – Nuova Linea AV Salerno-Reggio Calabria”, con particolare riferimento al Lotto 1A della tratta Battipaglia-Praia, denominato "Battipaglia-Romagnano".

Il tracciato in esame si ubica nel settore centro-meridionale della regione Campania, con andamento E-W tra la stazione di Battipaglia e lo svincolo per Potenza; lo sviluppo complessivo è di circa 34,4 km, di cui approssimativamente la metà (15 km) si realizzeranno in sotterraneo, mediante nove gallerie naturali. La restante porzione (19,4 km) comprende le seguenti tipologie d'opere a cielo aperto: rilevati, trincee, viadotti e gallerie artificiali.

Il presente documento è focalizzato alla caratterizzazione delle unità geotecniche presenti lungo i settori interessati da opere eseguite a cielo aperto.

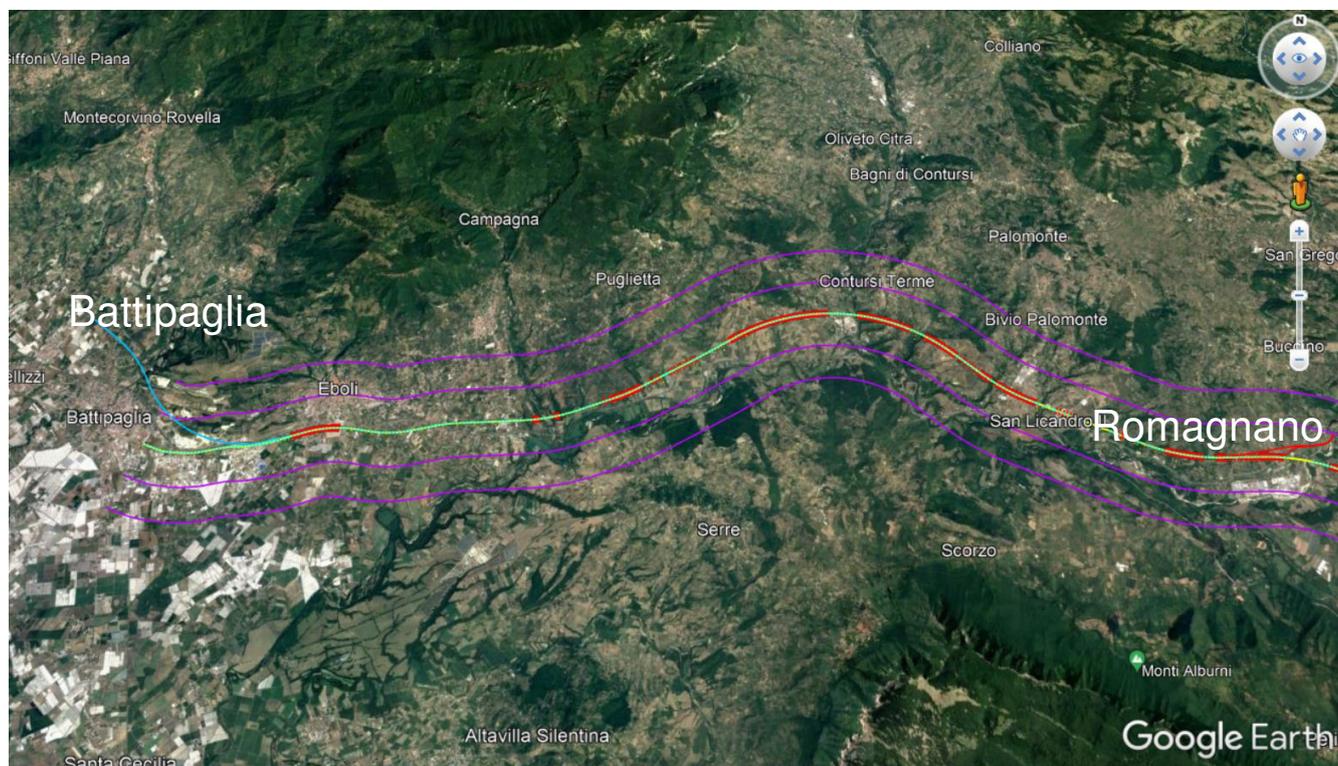


Figura 1 - 1: Planimetria del tracciato in oggetto - Google Earth

Il tracciato di progetto si sviluppa attraverso settori del territorio la cui quota varia da un minimo di 64 m a un massimo di 273 m; la livelletta di progetto si colloca a quote comprese tra circa 60 m e circa 190 m.

Dal punto di vista morfologico, l'area di studio si caratterizza per la presenza di un ampio tratto pianeggiante e sub-pianeggiante nella porzione iniziale del tracciato a cui seguono rilievi collinari con estesi versanti generalmente poco acclivi. Procedendo verso la seconda metà del tracciato, il rilievo si fa più pronunciato per quanto l'ambiente possa ritenersi sempre di tipo collinare. L'evoluzione dell'andamento topografico rispecchia necessariamente le litologie affioranti nell'area di studio: i rilievi maggiori corrispondono ai settori caratterizzati da un substrato roccioso pre-quadernario; al contrario, le aree meno rilevate sono generalmente impostate nei termini più giovani della successione stratigrafica.

Il tracciato in esame prevede soluzioni progettuali quali rilevati e trincee (analizzate e verificate nel documento rif. [32]), viadotti (le cui fondazioni profonde sono verificate all'interno del documento rif. [36]) e gallerie artificiali (incluse nel documento rif.[39]). A partire da dati bibliografici, dalle osservazioni in campo e dai risultati delle indagini eseguite, è stato inoltre possibile identificare aree caratterizzate da

	NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1A BATTIPAGLIA – ROMAGNANO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO	COMMESSA RC1E	LOTTO A1R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. C	FOGLIO 17 di 189

dinamiche gravitative di versante (frane di scivolamento rotazionale, frane per colamento veloce/lento, frane complesse, aree a franosità diffusa). Queste aree sono indicate nella “Carta geologica con elementi di geomorfologia e profilo geologico” (doc.[29] e [30]) ed i possibili dissesti in atto e/o pregressi che potrebbero riattivarsi con l’esecuzione dei lavori, sono stati debitamente trattati in elaborati specifici relativi ai dissesti (doc. [33], [34] e [35]).

Il documento si articola come segue:

- nel capitolo 2 sono elencate le normative, i riferimenti bibliografici e i documenti di riferimento;
- nel capitolo 3 è riportata una sintesi del quadro geologico di riferimento
- nel capitolo 4 è riportata una descrizione delle campagne di indagini geognostiche prese a riferimento nello studio;
- nel capitolo 5 sono riportate le caratteristiche della falda;
- nel capitolo 6 sono definite le unità geotecniche e i modelli geotecnici di riferimento;
- nel capitolo 7 sono descritti i criteri e correlazioni adottati per l’interpretazione delle indagini in sito e di laboratorio;
- nel capitolo 8 sono definiti i valori dei parametri meccanici delle unità geotecniche;
- nel capitolo 9 è riportata la sintesi dei valori dei parametri geotecnici e dei livelli di falda assunti;
- nel capitolo 10 un quadro di sintesi delle problematiche geotecniche affrontate nell’ambito della progettazione.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1A BATTIPAGLIA – ROMAGNANO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO	COMMESSA RC1E	LOTTO A1R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. C

3 NORMATIVA, BIBLIOGRAFIA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

3.1 NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO

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

3.2 BIBLIOGRAFIA

- [6] Robertson, P.K. (1990). *Soil Classification using the CPT*. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 27, 151-158.
- [7] Lambe T.W. & R. V. Whitman (1969). *Soil Mechanics*.
- [8] Koutsoftas D.C. and Ladd C.C. (1985) Design strength of an offshore clay. *JGED, ASCE*, 3,337–355.
- [9] Look Burt (2007) *Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables*.
- [10] Lunne, T., Christophersen, H.P., Tjelta, T.I. (1985). Engineering use of piezocone data in North Sea clays. *Proc. 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, San Francisco, 2. Balkema Pub, Rotterdam, pp. 907–912.
- [11] Stroud M.A. (1974) “The standard penetration test in insensitive clays and soft rocks” *Proceedings ESOPT I*.

- [12] Stroud M.A. (1988) "The Standard Penetration Test – Its application and interpretation" Penetration Testing in UK, Proceedings of the Geotechnical Conference organized by ICE, Birmingham.
- [13] Mayne, P.W., Campanella, R.G. (2005). Versatile site characterization by seismic piezocone. Proc. 16th Intl. Conf. Soil Mechanics & Geotechnical Engrg, Vol. 2 (Osaka), Millpress, Rotterdam: 721-724.
- [14] Robertson, P.K. (2009). Interpretation of cone penetration tests – a unified approach. Canadian Geotechnical Journal, 46:1337-1355.
- [15] Vucetic M., Dobry R. (1991) "Effect of soil plasticity on cyclic response" Journal of Geotechnical Engineering, vol. 117, n° 1, pp. 89-107.
- [16] Jean-Louis Briaud. The pressuremeter.
- [17] TC16 (2001) - The Flat Dilatometer Test (DMT) in Soil Investigations - A Report by the ISSMGE Committee TC16. 41 pp. Reprinted in *Proc. 2* Versione italiana: Marchetti, S., Monaco, P., Totani, G. e Calabrese, M. (2001) - Il Dilatometro Piatto. *Atti XVIII Ciclo Conferenze di Geotecnica di Torino*, 50 pp. nd *Int. Conf. on the Flat Dilatometer, Washington D.C. (USA), April 2-5, 2006, 7-48.*
- [18] Marchetti, D., Marchetti, S., Monaco, P. e Totani, G. (2008) "Indirizzi e criteri per la microzonazione sismica" - Protezione Civile - Gruppo di lavoro (2008) - *Università di L'Aquila - Dipartimento Ingegneria Strutture Acque e Terreno. Cap. 3.4.4.2.9 Prova DMT pp. 391-397; Cap. 3.4.4.2.10 Prova SDMT. pp. 397-405.*
- [19] Franch, J. (2014). Correlaciones Geotécnicas (5) y ensayos "in situ": el SPT y el módulo de deformación.
- [20] Duncan, Buchignani (1976). An Engineering Manual for Settlement Studies.
- [21] Kulhawy F.H. and Mayne P.W. (1990) Manual on estimating soil properties for foundation design. Electric Power Research Institute, EL-6800, Research Project 1493–6.
- [22] M. Devincenzi & N. Frank (2004). "In situ geotechnical tests: execution and interpretation", IGEO TEST.
- [23] Lancellotta, R (2009). Geotechnical Engineering – Second Edition. Taylor & Francis.

	NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1A BATTIPAGLIA – ROMAGNANO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO	COMMESSA RC1E	LOTTO A1R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. C

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

3.3 DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

- [25] ITALFERR – Indagini Geognostiche: Sondaggi ordinari (Doc. RC1EA1R69SGGE0005001A).
- [26] ITALFERR – Indagini Geognostiche: Prove di Laboratorio (Doc. RC1EA1R69PRGE0005001A).
- [27] ITALFERR – Indagini Geognostiche: Indagini Geofisiche (Doc. RC1EA1R69IGGE0005001A).
- [28] ITALFERR – Relazione geologica, geomorfologica, idrogeologica e sismica (Doc. RC1EA1R69RGGE0001001A).
- [29] ITALFERR – Plan-Profilo geologico-geomorfologico (Doc. RC1EA1R69N4GE0001001A a RC1EA1R69N4GE0001006A, 6 tavole)
- [30] ITALFERR – Plan-Profilo geologico-geomorfologico – Deviazione per Potenza. BD linea (Doc. RC1EA1R69N4GE0001007A, 1 tavola).
- [31] ITALFERR – Profilo geotecnico (Doc. RC1EA1R11L5GE0006001A a RC1EA1R11L5GE0006011A, 11 tavole).
- [32] ITALFERR – Relazione di calcolo rilevati e trincee ferroviarie e stradali (Doc. RC1EA1R11RHGE0006001A).
- [33] ITALFERR – Relazione tecnico descrittiva dei dissesti (Doc. RC1EA1R11RHGE0006002A).
- [34] ITALFERR – Elaborati grafici dei dissesti, Interventi di stabilizzazione (Doc. RC1EA1R11WZGE0006001A a RC1EA1R11WZGE0006012A, 12 tavole).
- [35] ITALFERR – Elaborati grafici dei dissesti, Planimetria di monitoraggio (Doc. RC1EA1R11PZGE0006001A a RC1EA1R11PZGE0006012A, 12 tavole).
- [36] ITALFERR – Relazione di predimensionamento delle fondazioni profonde (Doc. RC1EA1R11RHGE0006003A).
- [37] ITALFERR – Relazione di predimensionamento delle opere di sostegno (Doc. RC1EA1R11RHGE0006004A).

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1A BATTIPAGLIA – ROMAGNANO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA</p>												
<p>RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO</p>	<table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>RC1E</td> <td>A1R11</td> <td>GE</td> <td>GE0006001</td> <td>C</td> <td>21 di 189</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	RC1E	A1R11	GE	GE0006001	C	21 di 189
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
RC1E	A1R11	GE	GE0006001	C	21 di 189								

[38] ITALFERR – Relazione tecnica delle opere in sotterraneo (Doc. RC1EA1R07RHGN0000001A).

[39] ITALFERR - Relazione di predimensionamento delle gallerie artificiali e dei muri a U tra diaframmi (Doc. RC1EA1R11CLGA0000001A).

[40] ITALFERR – Esecuzione campagna indagini geognostiche – indagini geofisiche (Doc. RC1E1AR69SPE1650IR07A).

[41] ANAS (Aprile 2021) – “Progetto definitivo ed esecutivo dell'intervento di Adeguamento funzionale dell'esistente Svincolo di Eboli al km 30+000 e sistemazione della viabilità locale esistente” – Rapporto tecnico conclusivo dell'esecuzione di Indagini geologiche, geotecniche ed ambientali (analisi terre e rocce) costituite da perforazioni, saggi e prelievi in opera ed esecuzione di prove ed analisi di laboratorio geotecniche e chimiche.

	NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1A BATTIPAGLIA – ROMAGNANO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO	COMMESSA RC1E	LOTTO A1R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. C

4 INQUADRAMENTO GEOLOGICO E SISMICO

4.1 GEOLOGIA E GEOMORFOLOGIA

Con riferimento alla Relazione Geologica (doc. [28]) viene qui richiamato un breve inquadramento geologico e sismico dell'area oggetto di studio.

Le analisi effettuate ed i rilievi di campo condotti hanno permesso di distinguere e cartografare differenti unità geologiche, relative a successioni sedimentarie di substrato e a coperture recenti. In particolare, le perimetrazioni e le descrizioni geologico-strutturali delle unità individuate nell'area derivano da un'integrazione tra le informazioni riportate in letteratura ed i dati raccolti dal rilevamento geologico di superficie e dalle indagini geognostiche a disposizione. La sintesi del modello geologico di riferimento è riportata nelle Planimetrie e nei Profili geologici-geomorfologici (doc.[29] e [30]).

Come anticipato nel capitolo introduttivo, l'area di studio si colloca nella porzione centro-meridionale della Regione Campania, interamente all'interno della Provincia di Salerno. In particolare, il tracciato ferroviario di progetto si sviluppa con andamento circa E-W tra la stazione di Battipaglia e lo svincolo per Potenza situato nel territorio comunale di Buccino.

Il tracciato di progetto si sviluppa lungo circa 34,4 km, attraverso settori del territorio la cui quota varia da un minimo di 64 m a un massimo di 273 m; la livelletta di progetto si colloca a quote comprese tra circa 60 m e circa 190 m.

Dal punto di vista morfologico, l'area di studio si caratterizza per la presenza di un ampio tratto pianeggiante e sub-pianeggiante nella porzione iniziale del tracciato a cui seguono rilievi collinari con estesi versanti generalmente poco acclivi. Procedendo verso la seconda metà del tracciato, il rilievo si fa più pronunciato per quanto l'ambiente possa ritenersi sempre di tipo collinare. L'evoluzione dell'andamento topografico rispecchia necessariamente le litologie affioranti nell'area di studio: i rilievi maggiori corrispondono ai settori caratterizzati da un substrato roccioso pre-quadernario; al contrario, le aree meno rilevate sono generalmente impostate nei termini più giovani della successione stratigrafica.

Il locale assetto litostratigrafico è stato ricostruito integrando i dati bibliografici disponibili con le informazioni dedotte da fotointerpretazione e da rilievi geologici di terreno, oltre che attraverso il confronto con i dati delle indagini in sito, eseguite nella presente fase di progettazione e pregresse. Di

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1A BATTIPAGLIA – ROMAGNANO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO	COMMESSA RC1E	LOTTO A1R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. C

seguito vengono descritte le unità litostratigrafiche individuate nel settore d'intervento, dalla più antica alla più recente.

- Unità tettonica della Valle del Sele, tra cui si distingue il Gruppo delle Argille Variegate dentro il quale a sua volta si identificano tre diverse formazioni (**Argille Varicolori Superiori**, **Formazione di Monte S.Arcangelo** e **Argille Varicolori Inferiori**); Le tre formazioni sono caratterizzate da alternanze litologiche simili, costituite da livelli marnoso-argillosi e da bancate di calcari e calcari marnosi; generalmente nelle AVF e ALV sono predominanti i livelli di marne, marne argillose e argille marnose, mentre in FMS sono più rappresentati i calcari marnosi. Dovuto alle somiglianze dal punto di vista stratigrafico sono quindi molto simili, è difficile attribuire in maniera certa un affioramento (o un tratto di sondaggio) ad una delle formazioni, anche tenendo in conto che le formazioni sono spesso caratterizzate da struttura caotica e stratificazione indistinta.
- Unità sin-orogene del Pliocene, tra cui si distinguono le **Argille e Argille Siltose di Saginara** (SGH) che consistono in argille siltose, siltiti, marne argillose e rare sabbie, a stratificazione poco distinta.
- **Sintema di Palomonte e Bottiglieri**, nel quale sono distinguibili due litofacies, una più grossolana costituita da depositi conglomeratico-ghiaiosi alternati a sabbie, visibile in affioramento (BTL-PLMa) ed una più fine costituita da depositi limoso-sabbiosi e limoso-argillosi, osservata esclusivamente nei sondaggi (BTL-PLMb).
- Nel Sintema di Bivio si distinguono due unità: il **Travertino di S.Maria di Sperlonga** (TSG) e le **ghiaie di Cerreto** (RGC). L'unità TSG è formato da travertini bianco-giallastri fitoermali e stromatolitici alternati sia a travertini detritici a granulometria arenitica che a livelli ciottolosi decimetrici, in strati medio-spessi e banchi talora indistinti. Localmente includono anche sottili livelli limo-argillosi palustri. L'unità RGC consiste di ghiaie, brecce e conglomerati da sciolti a ben cementati, con elementi eterometrici, di natura carbonatica e di colore generalmente biancastro. Si presentano sia in intervalli caratterizzati da una stratificazione più o meno definita, sia in passaggi decisamente caotici.
- **Sintema di S.Licandro** (LDC), formato da ghiaie con livelli di sabbie, sabbie con ciottoli e lenti limose ed argillose pedogenizzate. Questi conglomerati sono caratterizzati da clasti centimetrico-decimetrici, da arrotondati a sub-arrotondati, immersi in una matrice limoso-sabbiosa.

- **Supersintema Battipaglia Persano**, costituito da alternanze di sabbie ghiaiose e limi sabbiosi di ambiente fluviale distale e di transizione al marino (BPb), e di sedimenti fluviali prossimali e di conoide alluvionale (BPa). La facies grossolana, BPa, è costituita da conglomerati e brecce calcaree a matrice sabbiosa, mal stratificati e da ghiaie sabbiose e travertinose, oltre che da livelli lenticolari di travertino detritico biancastro. La facies più fine, BPb, è costituita da alternanze di sabbie ghiaiose, sabbie poligeniche rubefatte, limi sabbiosi e limi.
- **Depositi completamente formati** non distinti in base al bacino di pertinenza, in particolare i Depositi alluvionali terrazzati (bn), costituiti da ghiaie ad elementi eterometrici, e sabbie a granulometria da grossolana a media, con grado di addensamento variabile e/o pedogenizzate.
- **Depositi in formazione** non distinti in base al bacino di pertinenza, quali i Depositi eluvio-colluviali (b2) formati da Limi e limi sabbiosi con ciottoli e blocchi, sabbie e limi argillosi di colore bruno-rossastro ed i Detriti di falda (a3) composti da depositi clastico eterometrici, a matrice argilloso-limosa, talora scarsa o assente; localmente si presentano addensati o parzialmente cementati.

4.2 INQUADRAMENTO SISMICO

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

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

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

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

- a_g accelerazione orizzontale massima per sito rigido e superficie topografica orizzontale;

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1A BATTIPAGLIA – ROMAGNANO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO	COMMESSA RC1E	LOTTO A1R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. C

- 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.

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

$$V_N = 100 \text{ anni}$$

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

- Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli. Per le quali si ha un coefficiente d'uso $C_U = 0.7$.
- Classe II: ... *omissis* ... Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o Classe d'uso IV, salvo casi particolari per i quali sia necessaria la classe d'uso III o IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza ... *omissis* Per le quali $C_U = 1.0$.

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

Nel caso in esame si assume:

Classe d'uso IV ($C_U = 2.0$)

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

$$V_R = V_N \times C_U = 100 \times 2.0 = 200 \text{ anni}$$

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 ($V_R=200$ anni), ai quattro stati limite sopra descritti corrispondono i tempi di ritorno T_R riportati in Tabella 4-1.

Tabella 4-1 Periodi di ritorno per l'azione sismica, per i diversi stati limite e relativi alla V_R assunta in progetto ($V_R = 200$ anni).

STATO LIMITE	T_R , anni
SLO	120
SLD	201
SLV	1898
SLC	2475

4.2.3 Accelerazione di Riferimento su Suolo Rigido

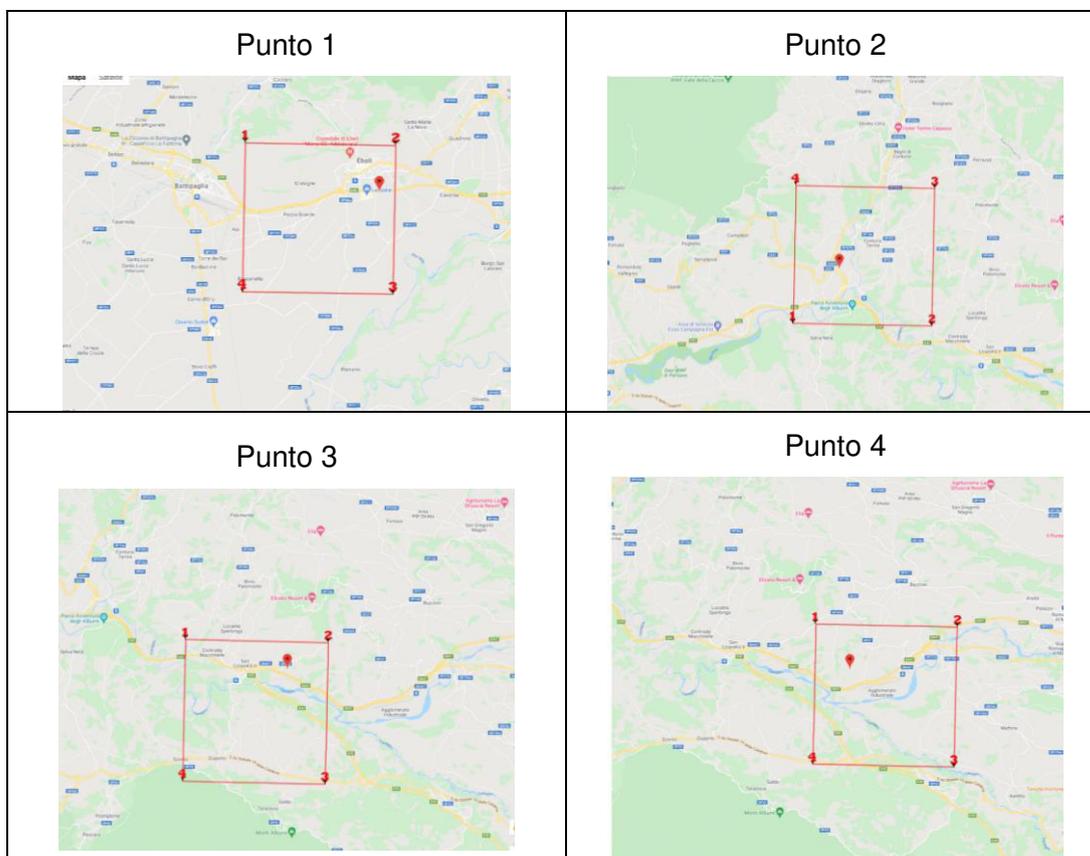
In allegato alle NTC2018, i valori a_g , F_0 e T_c^* sono forniti per ognuno dei 10751 nodi di un reticolo di riferimento che copre il territorio nazionale. I valori corrispondenti a punti intermedi ai nodi di griglia si ottengono per interpolazione sui quattro punti adiacenti. Per definire i valori della pericolosità sismica di base, in questa fase è stata selezionata l'opzione di scelta "per coordinate" sul foglio di calcolo Spettri di Risposta SPETTRI-NTC v.1.0.3b distribuito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, 2009). Il tracciato è stato suddiviso in quattro parti per tenere in conto dei differenti valori di accelerazione sismica in ogni tratta di categoria di sottosuolo (si veda Tabella 4-4):

RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC1E	A1R11	GE	GE0006001	C	28 di 189

- Per il settore iniziale pianeggiante e sub-pianeggiante (tra le progressive 0+000 e 12+700), si è tenuto in conto delle coordinate associate alla progressiva intermedia 6+000 → 40°36'25.9"N 15°03'47.2"E (40.607182, 15.063113, PUNTO 1);
- Per il settore compreso tra le progressive 12+700 e 28+100, si è tenuto in conto delle coordinate associate alla progressiva intermedia 20+400 → 40°38'26.3"N 15°13'25.6"E (40.640633, 15.223766, PUNTO 2);
- Per il settore compreso tra le progressive 28+100 e 30+600, si è tenuto in conto delle coordinate associate alla progressiva intermedia 29+000 → 40°36'33.7"N 15°18'52.5"E (40.609367, 15.314569, PUNTO 3);
- Per il settore finale compreso tra le progressive 30+600 e 34+500, si è tenuto in conto delle coordinate associate alla progressiva 32+000 → 40°36'09.2"N 15°20'57.1"E (40.602565, 15.349197, PUNTO 4).

Le coordinate sono mostrate in Figura 4-1.



 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1A BATTIPAGLIA – ROMAGNANO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO	COMMESSA RC1E	LOTTO A1R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. C

Figura 4-1 Locazione dei punti di calcolo dell'azione sismica con NTC18

Nella successiva Tabella 4-2 sono riportati i valori dei parametri a_g , F_0 e T_C^* riferiti alle quattro coordinate di riferimento per il sito in esame ed alla V_R assunta.

Tabella 4-2 Valori di a_g , F_0 e T_C^* , per le coordinate di riferimento (punti 1, 2, 3 e 4)

STATO LIMITE	PUNTO	T_R , anni	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
SLO	1	120	0.069	2.523	0.378
	2		0.088	2.454	0.353
	3		0.097	2.407	0.344
	4		0.102	2.387	0.340
SLD	1	201	0.084	2.524	0.418
	2		0.112	2.431	0.382
	3		0.125	2.407	0.361
	4		0.132	2.388	0.356
SLV	1	1898	0.180	2.671	0.505
	2		0.292	2.399	0.443
	3		0.336	2.372	0.430
	4		0.356	2.376	0.426
SLC	1	2475	0.195	2.695	0.521
	2		0.324	2.399	0.448
	3		0.371	2.388	0.435
	4		0.393	2.400	0.432

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 8 prove MASW e 10 prove Down-Hole richiamate nei Doc. Rif. [27] e [40], forniscono valori di $V_{s,30}$ riferibili alle classi di sottosuolo B e C (Tabella 4-3), per cui si è proceduto ad una suddivisione del tracciato in funzione dei risultati ottenuti, come da Tabella 4-4. In ogni caso, si suggeriscono comunque approfondimenti per la fasi progettuali successive.

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

Prova	Progressiva indicativa	Vs30 [m/s]	Categoria di suolo
MASW 1	0+680 (BPb)	332	C
DH-S3	3+900 (BPb con lente BPa)	277	C
MASW 2	4+570 (BPb)	234	C
DH-S10	8+500 (transizione BPa-BPb)	437	B
DH-S14	11+200 (BPa)	447	B
MASW 3	11+400 (BPa)	311	C
DH-S17	12+200 (AVF)	400	B
SRT_S_2	12+700 – 13+000 (AVF)	415	B
DH-S21	14+500 (SGH)	449 (1)	B
SRT_S_3	15+000 (AVF/SGH)	485	B

Prova	Progressiva indicativa	Vs30 [m/s]	Categoria di suolo
SRT_S_4	16+200 – 16+400 (FMS-bn)	565	B
MASW 4	16+620 (FMS)	461	B
DH-S28	20+700 (FMS)	511	B
DH-S32	22+950 (BTL-PLMa & b)	521	B
DH-S36	25+800 (TSG)	445	B
MASW 5	27+200 (TSG)	695	B
DH-S41	28+500 (BTL-PLMa & b)	397	B
SRT_S_7	29+300 – 29+700 (BTL-PLMb)	360	B/C
MASW 6	30+400 (BTL-PLMb)	695	B
SRT_S_11	31+650-31+800 (RGC/BTL-PLMa/ALV)	443	B
SRT_S_12	31+650-31+800 (RGC/BTL-PLMa/ALV)	413	B
DH-S47	31+950 (dissesto + ALV)	479 (2)	B
MASW 7	Deviazione per Potenza L1-S50 (AVF)	373	B
MASW 8	Deviazione per Potenza L1-S53 (AVF)	309	C

(1) Vs equivalente a una profondità equ. =28 m

(2) Vs equivalente a una profondità equ. =25 m

Tabella 4-4 Suddivisione del tracciato in funzione della categoria di sottosuolo in base ai risultati prove MASW-DH e SRT

Progressiva iniziale	Progressiva finale	Unità geo	categoria di suolo
0+000	12+700	BPb/BPa	C
12+700	13+200	AVF	B
14+400	14+700	SGH	B

Progressiva iniziale	Progressiva finale	Unità geo	categoria di suolo
15+000	15+300	AVF	B
16+150	17+110	FMS	B
20+300	21+100	FMS/ AVF	B
22+800	23+200	bn-BTL-PLMa&b	B
25+500	28+100	TSG	B
28+100	30+600	BTL-PLMa	C
31+760	32+120	ALV	B
34+000	34+500	AVF	B

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

- Lungo il settore iniziale (fino alla progressiva 12+700 circa) il tracciato corre all'interno di un sito sostanzialmente pianeggiante e viene classificato in categoria topografica 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 $S_T = 1$;
- Nella seconda parte, il tracciato si sviluppa in un settore con pendii più pronunciati e viene classificato in categoria topografica T2 (Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$, v. Tabella 3.2.III al par.3.2.2. delle NTC2018). Pertanto, il fattore di amplificazione topografica risulta $S_T = 1.2$ (essendo comunque considerato molto cautelativo). A tal proposito, si sottolinea come questa categoria topografica sia in particolar modo riferita a viadotti, rilevati e trincee, mentre per le gallerie artificiali si può assumere la categoria topografica T1. Nel contesto del Progetto Definitivo, la categoria topografica di ogni opera sarà valutata caso per caso.

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 4-5**.

Tabella 4-5 Valori dei coefficienti di sito S e dell'accelerazione di progetto a_{max}

RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC1E	A1R11	GE	GE0006001	C	33 di 189

STATO LIMITE	Punto	tratta	T _R , anni	a _g (g)	SS (-)	ST (-)	S (-)	a _{max} (g)
SLO	1	0+000 - 12+700	120	0.069	1.50	1.00	1.50	0.1035
	2	12+700 - 28+100;		0.088	1.20	1.20	1.44	0.1267
	3	28+100 - 30+600		0.097	1.50	1.20	1.80	0.1746
	4	31+760 - 32+120; 34+000 - 34+500		0.102	1.20	1.20	1.44	0.1468
SLD	1	0+000 - 12+700	201	0.084	1.50	1.00	1.50	0.1260
	2	12+700 - 28+100;		0.112	1.20	1.20	1.44	0.1613
	3	28+100 - 30+600		0.125	1.50	1.20	1.80	0.2250
	4	31+760 - 32+120; 34+000 - 34+500		0.132	1.20	1.20	1.44	0.1900
SLV	1	0+000 - 12+700	1898	0.180	1.41	1.00	1.41	0.2538
	2	12+700 - 28+100;		0.292	1.12	1.20	1.34	0.3913
	3	28+100 - 30+600		0.336	1.22	1.20	1.46	0.4919
	4	31+760 - 32+120; 34+000 - 34+500		0.356	1.06	1.20	1.27	0.4528
SLC	1	0+000 - 12+700	2475	0.195	1.39	1.00	1.39	0.2710
	2	12+700 - 28+100;		0.324	1.09	1.20	1.31	0.4238
	3	28+100 - 30+600		0.371	1.17	1.20	1.40	0.5208
	4	31+760 - 32+120; 34+000 - 34+500		0.393	1.02	1.20	1.22	0.4794

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1A BATTIPAGLIA – ROMAGNANO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO	COMMESSA RC1E	LOTTO A1R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. C

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 nella primavera-estate 2021 (Doc. Rif. [25], [26], [27]). Si nota che al momento della redazione del presente documento, alcune prove di campo ed indagini di laboratorio sono ancora in corso e per tale motivo non sono state considerate; in particolare, i dati su cui si basa la seguente relazione fanno riferimento a:

- Prove in foro o derivanti da sondaggio (Nspt, PP,..) realizzate fino alla data 31/08/2021;
- Prove in situ quali prove di permeabilità e pressiometriche/dilatometriche realizzate fino alla data 27/09/2021;
- Prove di laboratorio realizzate fino alla data 14/09/2021.

Inoltre, ove presenti, si sono consultate le indagini pregresse disponibili ed ubicate a distanza minore di 1 km ai due lati dell'asse del tracciato, come per esempio alcuni sondaggi eseguiti nel contesto di progetti ANAS, Doc.Rif. [41], ubicati nell'area di studio e riguardanti alcune delle stesse formazioni geologiche presenti lungo il tracciato in esame.

5.1 CAMPAGNA DI INDAGINE ITALFERR 2021

Alla data dell'elaborazione del presente documento, la campagna di indagini eseguita da ITALFERR è ancora in corso. Al momento della redazione del presente documento erano stati conclusi 42 sondaggi, 11 prove DPSH, 12 stendimenti di tomografia sismica a rifrazione (SRT), 8 rilievi sismici MASW e 8 HVSR.

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

- prove sismiche tipo Down-Hole (10);
- prove SPT;
- prove di permeabilità Lefranc;
- prove pressiometriche tipo Menard e prove dilatometriche.

Sono state anche eseguite tre prove penetrometriche statiche con piezocono CPTU ed alcuni fori di sondaggio sono stati attrezzati con piezometri o con inclinometri. Inoltre sulle carote di natura prevalentemente coesiva sono stati eseguiti Vane Test e/o prove con penetrometro tascabile (Pocket Penetrometer, PP). Sono stati anche prelevati campioni rimaneggiati e indisturbati su cui eseguire prove

ID Sond	Prof. [m]	Prove in situ						Campioni			Prove di laboratorio				
		SPT	Pocket Pen.	Perm. CV	Perm. CC	Press./Dilat		CI	CR	CL	TD (su CI)	TD (su CR)	CU	UU	EDOM.
MPM	DRT														
L1-S29	40	si	si	3	-										
L1-S30	65			2	-	2	-								
L1-S31	70	no	si	2	-										
L1-S32	40	si	si	3	-			1	3		1	0	0	0	0
L1-S33	30	si	si	3	-	2	0								
L1-S34	55	no	si	1	1										
L1-S35	40	no	si	2	-										
L1-S36	35	no	si	2	-										
L1-S37	30	si	si	2	-			3	1	2	3	0	0	1	0
L1-S38	30	si	si	2	-			4	0	-	3	0	1	2	0
L1-S39	50	si	si	3	-	1	2								
L1-S40	30	si	si	2	-	1	1	0	4	3	0	3	0	0	0
L1-S41	40	si	si	3	-			2	4		1	0	1	0	2
L1-S42	40					0	3								
L1-S43	30	si	si	2	-	3	0	4	0		3	0	0	3	2
L1-S44	30	si	si	3	-	1	1								
L1-S45	40														
L1-S46	65	no	no	2	-			4	0		3	0	1	2	2
L1-S47	40	si	si	3	-		3								
L1-S48	50					1	1								
L1-S49	70	no	si	2	-			0	6		0	4	0	0	0
L1-S50	30	si	si	2	-	0	3								
L1-S53		si	si	2	-	3	0	4	0		2	0	1	0	3

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.; la dicitura "CI" si riferisce invece a campioni indisturbati. Questi ultimi 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 triassiali) e rigidità (tramite prove di compressibilità edometrica). I campioni con dicitura "CL" si riferiscono a campioni di natura litoide, che rappresentano una minima parte rispetto al totale prelevato (5 su 103).

L'ubicazione dei sondaggi e delle prove CPTU, MASW (i.e. HVSR) è riportata in Figura 5-1; le indagini di sismica a rifrazione sono indicate in Figura 5-2. Per il dettaglio delle prove si rimanda agli specifici elaborati (Doc. Rif. [25] e [27]).

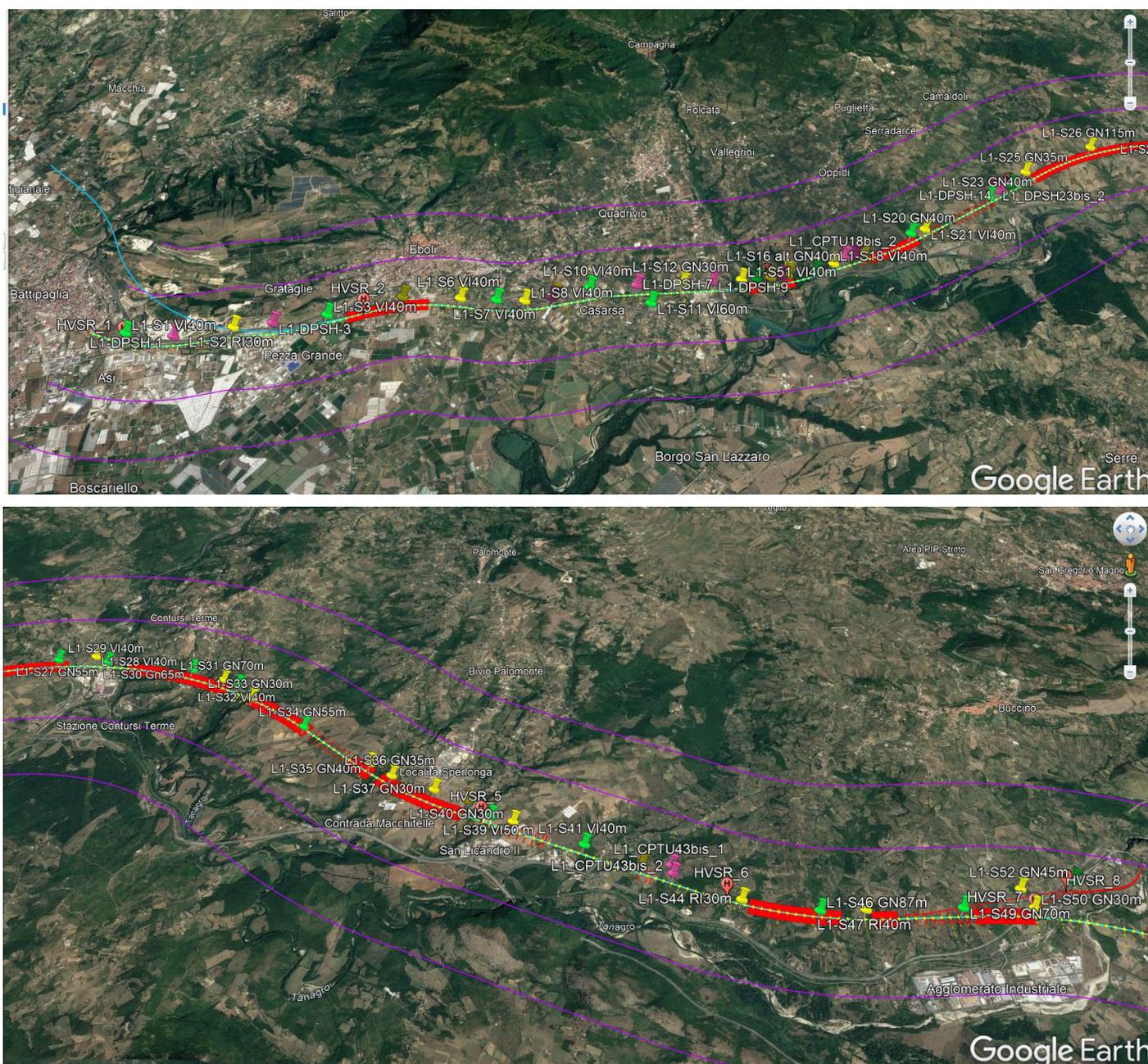


Figura 5-1 Ubicazione prove (L1-Sx = sondaggi, HVSR_x= prove MASW e HVSR, L1_CPTUx= CPTU, L1_DPSH-x=prova DPSH)- Google Earth

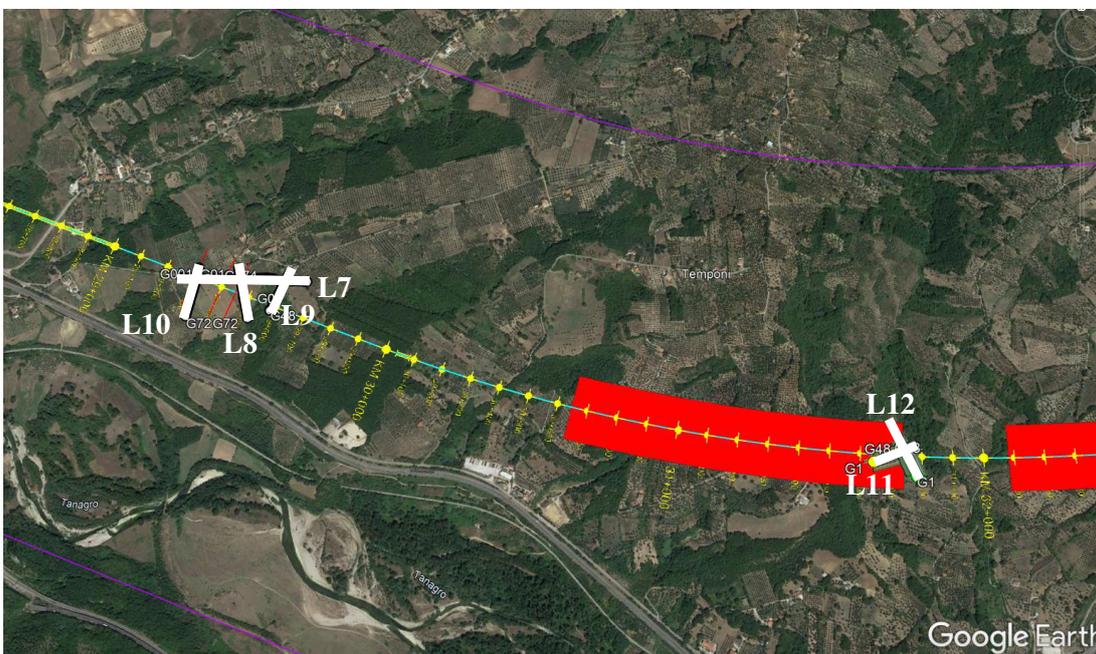
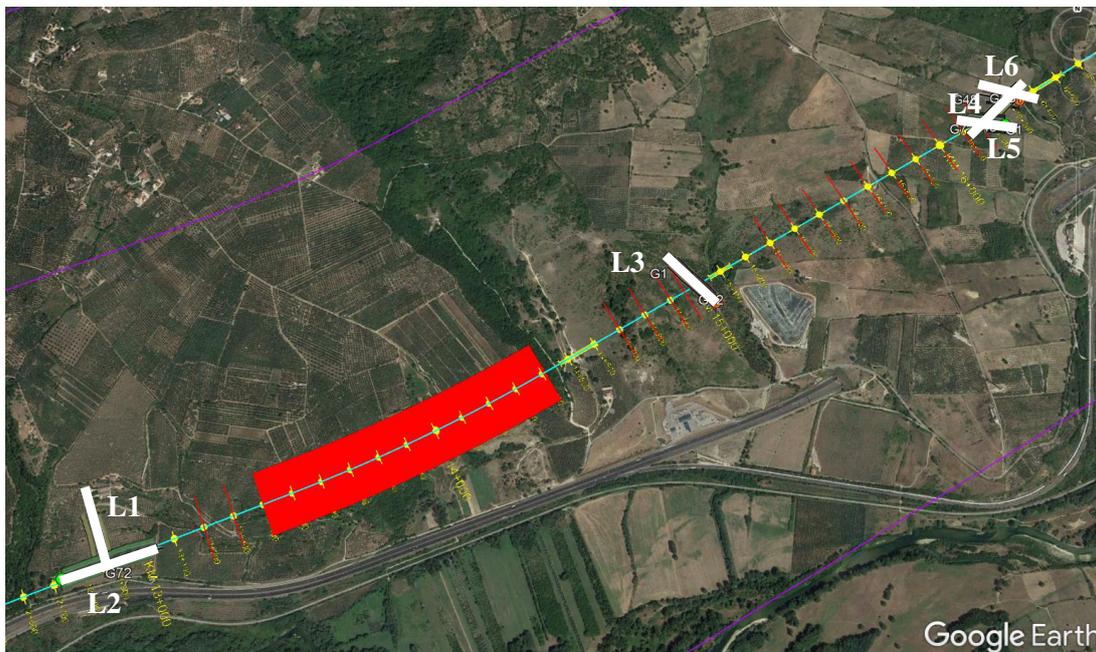


Figura 5-2 Ubicazione indagini di sismica a rifrazione- Google Earth

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1A BATTIPAGLIA – ROMAGNANO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO	COMMESSA RC1E	LOTTO A1R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. C

5.2 CAMPAGNE DI INDAGINE PREGRESSE

A seguire si riportano i sondaggi utilizzati nel presente studio ed eseguiti nelle campagne di indagine di ANAS relative al seguente progetto:

- “Progetto definitivo ed esecutivo dell'intervento di Adeguamento funzionale dell'esistente Svincolo di Eboli al km 30+000 e sistemazione della viabilità locale esistente” – anno 2021;

Tabella 5-2 Sintesi dei sondaggi geognostici disponibili dalla campagna indagini “Adeguamento Svincolo di Eboli” [41]

sigla	Coordinate WGS84		Quota [m s.l.m.]	Strumentazione	Prof. [m]
	E	N			
S1	503993,22	4495365,58	80,47	-	15
S2	503917,75	4495126,67	76,45	Piezometro-	15
S3	504018,05	4495145,50	76,12	-	15

Questi tre sondaggi interessano la unità geologica del Supersistema Battipaglia-Persano a litofacies più fine/coesiva (BPa). Per l'ubicazione di queste prove e ulteriori dettagli si rimanda alle carte geologiche / planimetria di ubicazione delle indagini (Doc. [31]).

6 INDICAZIONI SULLA FALDA

Le caratteristiche idrogeologiche generali dell'area in esame sono descritte in uno specifico capitolo della Relazione Geologica (Doc.Rif. [28]).

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 2021. In particolare, la Tabella 6-1 contiene 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.)	Giugno 2021	Luglio 2021	Agosto 2021
L1-S1	TA	7.0 - 40.0	0.0 - 7.0	-26.95	-26.82	-26.89	-26.97
L1-S2	TA	3.0 - 30.0	0.0 - 3.0	-29.83	assente	assente	assente
L1-S5	TA	3.0 - 40.0	0.0 - 3.0			-7.86	-6.96
L1-S6	TA	3.0 - 40.0	0.0 - 3.0				+0.4
L1-S7	TA	3.0 - 40.0	0.0 - 3.0	-3.58	-3.73	-4.92	-4.30
L1-S8	TA	3.0 - 40.0	0.0 - 3.0				-7.14
L1-S9	TA	3.0 - 40.0	0.0 - 3.0			-3.93	-4.19
L1-S10	TA	3.0 - 40.0	0.0 - 3.0			no accesso	-18.52
L1-S11	TA	3.0 - 60.0	0.0 - 3.0	-19.42	-21.50	-22.10	-22.28
L1-S12	TA	4.0 - 28.0	0.0 - 4.0 e 28.0 - 30.0				-27.90
L1-S15	TA	3.0 - 40.0	0.0 - 3.0				-10.34
L1-S16	TA	3.0 - 40.0	0.0 - 3.0				-31.34
L1-S18	TA	3.0 - 40.0	0.0 - 3.0				-2.28
L1-S19	TA	15.0 - 35.0	0.0 - 15.0 e 35.0 - 45.0				-17.16
L1-S20	TA	33.0 - 54.0	0.0 - 33.0 e 54.0 - 65.0	-42.89	-42.70	-47.70	-42.70
L1-S23	CC	27.0 - 35.0	0.0 - 27.0 e 35.0 - 45.0	-3.75	-3.89	-4.40	-4.52
L1-S24	TA	3.0 - 40.0	0.0 - 3.0	-5.64	-5.86	-6.14	-6.16
L1-S25	TA	6.0 - 20.0	0.0 - 6.0 e 20.0 - 30.0			-2.95	-3.06
L1-S26	TA	97.50 - 115.50	0.0 - 97.50 e 115.50 - 121.50			-4.67	-4.86

Sondaggio	Piezometro			Soggiacenza (m da p.c.)			
	Codice	Tipo*	Tratto fenestrato (m da p.c.)	Tratto cieco (m da p.c.)	Giugno 2021	Luglio 2021	Agosto 2021
L1-S27	CC	43.0 - 51.0	0.0 - 43.0 e 51.0 - 55.0	-5.90	-5.85	-5.97	-6.25
L1-S30	TA	50.0 - 62.0	0.0 - 50.0 e 62.0 - 70.0				-42.25
L1-S31	TA	51.0 - 63.0	0.0 - 51.0 e 63.0 - 70.0	-	-37.32	-39.32	-39.80
L1-S33	TA	32.0 - 48.0	0.0 - 32.0 e 48.0 - 52.60			-34.39	-33.14
L1-S34	TA	25.0 - 37.0	0.0 - 25.0 e 37.0 - 55.0			-7.85	-7.83
L1-S35	CC	22.0 - 30.0	0.0 - 22.0 e 30.0 - 55.0			assente	assente
L1-S37	TA	3.0 - 30.0	0.0 - 3.0	-	-23.95	-24.00	-24.00
L1-S38	TA	3.0 - 30.0	0.0 - 3.0	-11.27	-11.44	-12.48	-12.52
L1-S39	TA	3.0 - 48.0	0.0 - 3.0 e 48.0 - 50.5	-	-38.97	-39.27	-39.21
L1-S40	TA	9.0 - 21.0	0.0 - 9.0 e 21.0 - 30.0	-	-24.64	-25.25	-25.28
L1-S43	CC	8.0 - 16.0	0.0 - 8.0 e 16.0 - 30.0	-	-5.25	-5.00	-5.16
L1-S44						-3.88	-3.99
L1-S46	CC	71.0 - 79.0	0.0 - 71.0 e 79.0 - 88.0	-28.05	-28.25	-28.43	-28.35
L1-S47	TA	3.0 - 40.0	0.0 - 3.0			-1.48	-1.65
L1-S49	TA	46.0 - 61.0	0.0 - 46.0 e 61.0 - 71.0	-14.47	-14.63	-14.86	-14.91
L1-S50	CC	9.0 - 17.0	0.0 - 9.0 e 17.0 - 30.0			-10.53	-10.59
L1-S51	TA	26.0 - 41.0	0.0 - 26.0				-34.60
L1-S52	TA	30.0 - 42.0	0.0 - 30.0 e 42.0 - 50.0			-3.98	-4.10
L1-S53	TA	3.0 - 24.0	0.0 - 3.0 e 24.0 - 30.0	-2.56	-2.32	-2.50	-2.74

*TA = Tubo Aperto / CC = Celle di casagrande

La falda di progetto è indicata negli elaborati grafici Doc.Rif. [29] e [30] e sarà considerata valida anche per il profilo geotecnico di riferimento Doc.Rif. [31].

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1A BATTIPAGLIA – ROMAGNANO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO	COMMESSA RC1E	LOTTO A1R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. C

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 delle diverse campagne di indagine 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 2021 e le verticali relative a campagne di indagine pregresse (con riferimento al progetto Doc.Rif.[41]).

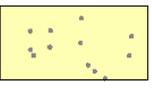
I criteri e le correlazioni utilizzate per la interpretazione delle prove geotecniche in sito e di laboratorio e la definizione dei valori caratteristici dei parametri meccanici delle singole unità geotecniche sono illustrati rispettivamente ai capitoli 7 e 8.

Sulla base di quanto disponibili si è deciso di far generalmente corrispondere le **unità geotecniche** con quelle geologiche, fatta eccezione per i depositi a3, b2 e bn, accorpati in un'unica unità geotecnica denominata DEP. Di seguito sono elencate le unità in ordine di età geologica crescente, mostrando il colore corrispondente alla legenda geologica/geotecnica utilizzata per identificarle. I rapporti stratigrafici sono illustrati nei profili geotecnici (Doc. [31]).

È opportuno ricordare che la presente relazione tratta unicamente le unità geotecniche che interessano i settori delle opere "all'aperto" (rilevati, trincee, viadotti e gallerie artificiali) del tracciato in esame, rimandando agli elaborati [38] per quanto riguarda le tratte in galleria.

Tabella 7-1: Schema riassuntivo delle unità geotecniche e relativa corrispondenza con quelle geologiche

UNITÀ GEOLOGICHE	UNITÀ GEOTECNICHE	
Depositi in formazione (a3) Depositi in formazione (b2) Depositi completamente formati (bn)	DEP 	Questa unità geotecnica comprende i depositi non distinti in base al bacino di pertinenza assimilabili tra loro dal punto di vista della granulometria generalmente grossolano. Ghiaie e sabbie a granulometria da grossolana a media (bn), sabbie, limi e limi sabbiosi con ciottoli e blocchi (b2), deposito clastico eterometrico (a3).

UNITÀ GEOLOGICHE	UNITÀ GEOTECNICHE	
Supersintema di Battipaglia-Persano (BP)	BP _a 	La facies grossolana, BP _a , è costituita da depositi prevalentemente ghiaioso-sabbiosi (conglomerati e brecce calcaree a matrice sabbiosa, mal stratificati e da ghiaie sabbiose e travertinose, oltre che da livelli lenticolari di travertino detritico biancastro).
	BP _b 	La facies più fine, BP _b , è costituita da depositi prevalentemente limoso-argillosi (alternanze di limi argillosi, limi sabbiosi e limi con localmente sabbie ghiaiose – sabbie).
Sintema di S.Licandro (LDC)	LDC 	Limi argillosi/argille limose, alternati a livelli (pluri)metrici di sabbie ghiaiose.
Sintema di Bivio – Travertino di S.Maria di Sperlonga (TSG)	TSG 	Sabbie travertinose con diversi gradi di cementazione. Localmente includono anche sottili livelli limo-argillosi.
Sintema di Palomonte e Bottiglieri (BTL-PLM)	BTL-PLM _a 	La facies più grossolana è visibile in affioramento ed è costituita da depositi conglomeratico-ghiaiosi alternati a sabbie.
	BTL-PLM _b 	La facies più fine è osservata esclusivamente nei sondaggi ed è costituita da depositi limoso-sabbiosi e limoso-argillosi.
Argille ed argille siltose di Saginara (SGH)	SGH 	Argille siltose, siltiti, marne argillose e rare sabbie, a stratificazione poco distinta
Argille Varicolori Superiori (ALV)	ALV 	Argille, argille siltose marnose a cui si intercalano calcari e calcari marnosi. Negli affioramenti maggiormente litoidi, le argille sono caratterizzate da stratificazione sottile o molto sottile e aspetto scagliettato.
Formazione di Monte S.Arcangelo (FMS)	FMS 	Alternanze irregolari di calcari marnosi e argille marnose e argilliti; in subordine sono presenti calcareniti gradate e laminate, marne siltose e areniti micacee. Gli strati calcarei più massivi, di spessore anche metrico, si intercalano alla frazione più fine costituita da livelli di argilliti e marne argillose, di spessore da centimetrico a metrico.



**NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA
 LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA
 LOTTO 1A BATTIPAGLIA – ROMAGNANO
 PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA**

RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC1E	A1R11	GE	GE0006001	C	44 di 189

UNITÀ GEOLOGICHE	UNITÀ GEOTECNICHE	
Argille Varicolori Inferiori (AVF):	AVF 	Argilliti, argilliti siltoso-marnose, argilliti quarzolitiche e argilliti scagliose solitamente molto tettonizzate con minori interstrati calcareo-marnosi. In sondaggio si presentano localmente caoticizzate.

	NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1A BATTIPAGLIA – ROMAGNANO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO	COMMESSA RC1E	LOTTO A1R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. C	FOGLIO 45 di 189

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 prettamente coesivo, sia unità a comportamento più spiccatamente granulare.

In particolare, le unità geotecniche **BPb**, **LDC**, **BTL-PLMb**, **SGH**, **ALV**, **FMS** e **AVF** sono state classificate a comportamento coesivo, mentre le unità **DEP**, **BPa**, **TSG** e **BTL-PLMa** a comportamento granulare.

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

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

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1A BATTIPAGLIA – ROMAGNANO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO	COMMESSA RC1E	LOTTO A1R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. C

8.2 TERRENI COESIVI

Di seguito si riportano i criteri e correlazioni utilizzati per caratterizzare i terreni prevalentemente coesivi.

8.2.1 Parametri di stato e caratteristiche fisiche

La valutazione dei parametri di stato e delle caratteristiche fisiche verrà fatta principalmente sulla base dell'interpretazione delle prove di laboratorio.

In particolare, verranno criticamente discussi i dati relativi ai pesi di volume, limiti di Atterberg, ecc. e sarà stimato il grado di sovraconsolidazione $OCR = \sigma_{vmax}' / \sigma_{vo}'$, essendo σ_{vmax}' la pressione di preconsolidazione desumibile dalle prove edometriche con la nota costruzione di Casagrande e σ_{vo}' la pressione verticale efficace geostatica.

Ove appropriato, l'OCR verrà valutato anche sulla base della seguente espressione (Koutsoftas and Ladd, 1985 - Doc. Rif. [8]):

$$\frac{s_u}{\sigma_{vo}'} = (0.22 \pm 0.03) \cdot OCR^{0.8}$$

dove $s_u = C_u$ = resistenza al taglio in condizioni non drenate determinata con prove di laboratorio o con l'interpretazione delle prove CPTU o SPT in accordo a quanto descritto nel paragrafo successivo.

Inoltre, il valore di OCR potrà anche essere stimato sulla base della resistenza alla punta misurata dalle prove CPTU, secondo la seguente formulazione di Robertson (2009), Doc. Rif. [6])

$$OCR = 0.25 (q_t)^{1.25}$$

La classificazione dei terreni in esame sarà altresì completata verificando la distribuzione dei dati ottenuti dalle prove di laboratorio sulla Carte di Plasticità di Casagrande e sulla Carta dell'Attività. I citati diagrammi consentiranno di individuare le classi in termini di natura (organica e inorganica), compressibilità, plasticità e attività, quest'ultima di particolare importanza per individuare terreno potenzialmente soggetti a consolidazione secondaria.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1A BATTIPAGLIA – ROMAGNANO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO	COMMESSA RC1E	LOTTO A1R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. C

8.2.2 Parametri di resistenza

8.2.2.1 Condizioni non drenate

La resistenza al taglio non drenata c_u dei terreni coesivi è stata valutata facendo riferimento ai risultati delle prove di laboratorio disponibili e sulla base delle misurazioni effettuate in sito, oppure facendo ricorso a specifiche correlazioni con prove SPT e CPTU, come qui specificato.

8.2.2.1.1 Coazione non drenata da prove di laboratorio

Le prove di laboratorio disponibili nel presente progetto per la misura della c_u sono

- n.12 triassiali TxUU,
- n.1 ELL (Espansione Libera Laterale)

Nel successivo capitolo 8 verranno confrontati e discussi i valori ottenuti dalle citate prove.

8.2.2.1.2 Coazione non drenata da pocket penetrometer e torvane

Una prima utile valutazione sull'andamento della c_u con la profondità per ogni sondaggio sarà effettuata stimandone i valori dalle resistenza misurate con il penetrometro (*pocket penetrometer*) e con lo scissometro tascabile (*pocket vane test*); nello specifico la coazione non drenata sarà considerata pari alla metà della resistenza misurata dal primo (moltiplicata per un fattore riduttivo pari a 0,8, Look (2004) Doc.Rif. [9]) e pari allo stesso valore della resistenza misurata dal secondo. I valori così ricavati, consentiranno di produrre dei profili con la profondità del parametro da comparare ai valori ottenuti con le altre procedure.

8.2.2.1.3 Coazione non drenata da prove CPTU

In caso di disponibilità di prove CPTU, la resistenza al taglio non drenata c_u , associabile a condizioni triassiali di compressione, verrà anche stimata sulla base della seguente espressione fornita da Lunne et al.,(1985) Doc. Rif. [10], valevole per terreni a grana fina ($I_c > 2.6$):

$$c_u = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{N_{kt}}$$

essendo

- σ_{v0} = pressione verticale totale;
- q_t = resistenza di punta corretta.

- N_{kt} = coefficiente adimensionale compreso tra 10 e 20. Questo coefficiente sarà esplicitato caso per caso all'interno del capitolo 9.

Gli autori evidenziano che il valore di N_{kt} tende ad aumentare all'aumentare della plasticità e a diminuire all'aumentare della sensitività, fino a raggiungere valori prossimi a 6 nei casi di terreni a grana

fina particolarmente sensitivi con $B_q = \frac{U_2 - U_o}{q_t - \sigma_{vo}} = 1$.

8.2.2.1.4 Coesione non drenata da prove SPT

La resistenza al taglio non drenata di materiali saturi sotto falda, associabile a quella di prove triassiali di compressione e carico, consolidate alle tensioni efficaci geostatiche, può essere stimata adottando la correlazione empirica proposta da Stroud (1974) Doc. Rif. [11], dalla quale risulta:

$$c_u = f_1 N_{SPT} \text{ (kPa)}$$

dove f_1 =coefficiente variabile in funzione dell'indice di plasticità come da Figura 8-1.

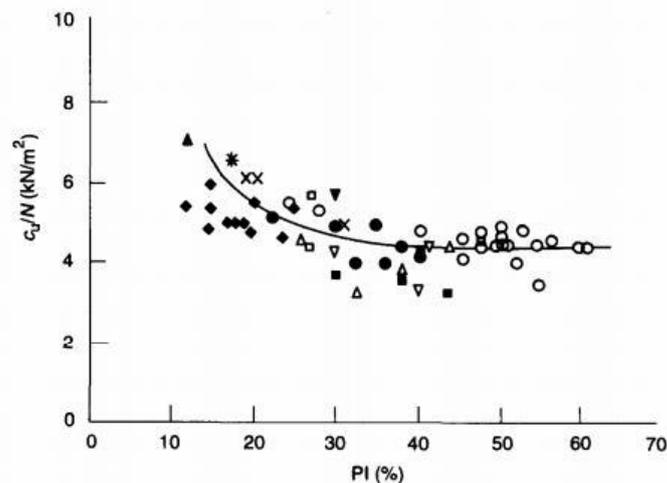


Figura 8-1: Variazione del coefficiente f_1 in funzione dell'indice di plasticità

	NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1A BATTIPAGLIA – ROMAGNANO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO	COMMESSA RC1E	LOTTO A1R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. C

8.2.2.2 Condizioni drenate

8.2.2.2.1 Angolo d'attrito e coesione efficace da prove di laboratorio

Le prove di laboratorio disponibili nel presente progetto per la misura della angolo di attrito e della coesione efficace sono:

- n.8 triassiali TxCU;
- n. 34 TD.

Nel successivo capitolo 8 verranno confrontati e discussi i valori ottenuti dalle citate prove.

8.2.2.2.2 Angolo d'attrito da prove CPTU

In caso di disponibilità di prove CPTU, gli angoli di resistenza al taglio in termini di tensioni efficaci saranno valutati dalla seguente correlazione empirica (Mayne, P.W., Campanella, R.G.,2005 Doc.Rif. [13]):

$$\phi'(^{\circ}) = 29.5^{\circ} \cdot B_q^{0,121} \cdot [0,256 + 0,336 \cdot B_q + \log(Q_t)]$$

valevole per

- terreni a grana fina normal consolidati (o leggermente sovraconsolidati) per i quali si assume $c'=0$;
- intervalli di $\phi'=20^{\circ} \div 45^{\circ}$;
- $B_q=0.1 \div 1.0$.

8.2.2.2.3 Angolo d'attrito da Indice di Plasticità

In mancanza di ulteriori dati su cui basarsi, si può ricorrere allo studio di Lambe and Whitman (1979) Doc.Rif. [7]; gli autori hanno identificato una correlazione che esprime l'angolo di attrito in funzione dell'Indice di plasticità per i materiali coesivi. Questa correlazione è riprodotta nella **Figura 8-2**, e può essere espressa dalla seguente equazione: $\phi' = 50 - 14\log(PI)$

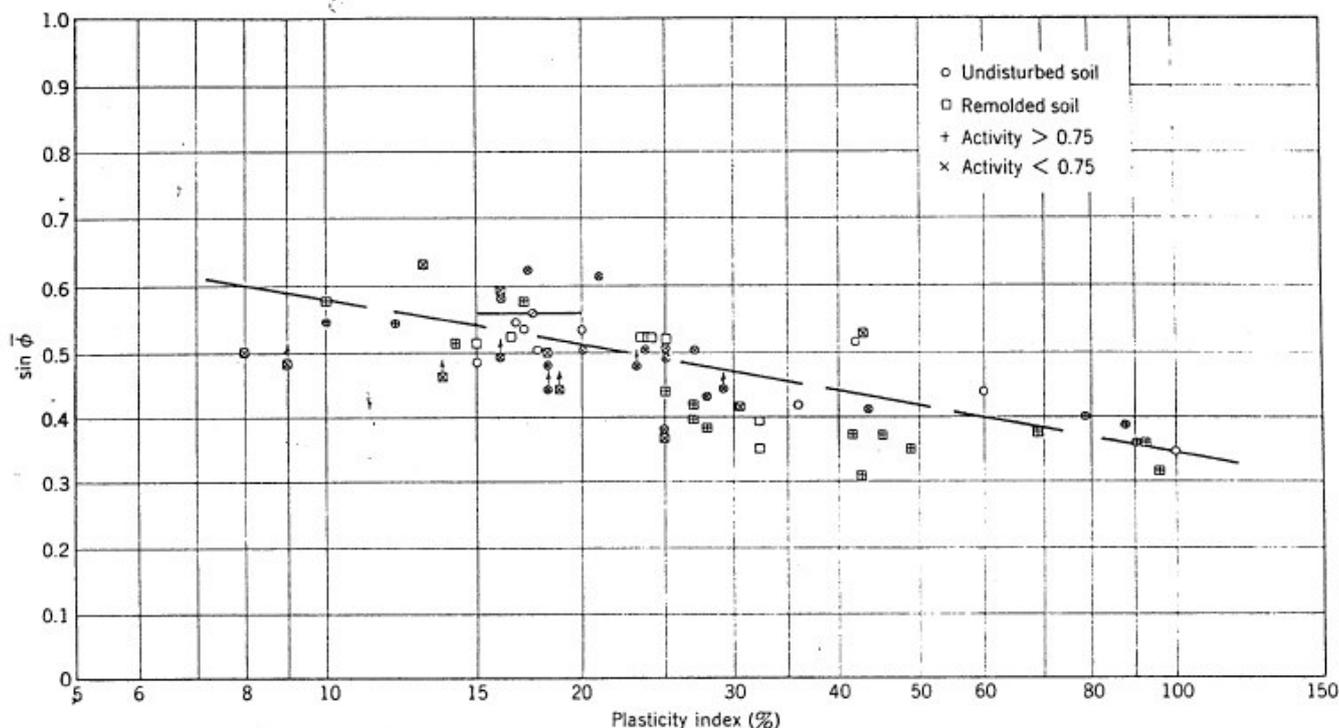


Figura 8-2: Dipendenza dell'angolo di attrito con l'Indice di Plasticità (Kenney, 1959) [7]

8.2.3 Parametri di rigidità

In questo paragrafo verranno brevemente descritte le procedure che saranno utilizzate per assegnare alle unità coesive i valori dei moduli di rigidità.

8.2.3.1 Parametri edometrici determinati da prove di laboratorio

In prima istanza saranno valutati i principali parametri ricavabili dalle prove edometriche disponibili, che per il caso in esame risultano in numero di 19. A seguire si riportano definizioni e descrizioni sintetiche dei citati parametri.

8.2.3.1.1 Coefficienti di compressibilità e modulo edometrico

A partire dai risultati delle prove edometriche, sarà possibile valutare i parametri di compressibilità C_c (indice di compressione) e C_s (indice di rigonfiamento), ovvero rispettivamente le pendenze della curva di compressione vergine e della curva di scarico ricostruite nel piano $\log \sigma'_v - e$.

Sarà poi calcolato il Modulo Edometrico ($E_{ed}=M$) applicando la seguente espressione valevole per il tratto di compressione vergine

	NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1A BATTIPAGLIA – ROMAGNANO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO	COMMESSA RC1E	LOTTO A1R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. C

$$M = 2,3 \cdot \frac{(1 + e_0)}{C_c} \cdot \sigma'_v$$

Nel caso di condizione di sovraconsolidazione (i.e. condizione di scarico), nella precedente espressione può essere sostituito C_c con C_s per ottenere il valore del modulo nel tratto di rigonfiamento.

8.2.3.1.2 Coefficiente di consolidazione primaria

I coefficienti di consolidazione primaria c_v , applicabili a problemi di flusso in direzione verticale, saranno ricavati dalla seguente relazione:

$$\frac{k}{\gamma_w \cdot m_v} = c_v$$

dove

- $m_v = 1/E_{ed}$;
- $k^1 =$ coefficiente di permeabilità ottenuto da prova edometrica.

¹ Ai fini applicativi il valore di c_v potrà essere anche ricavato a partire da dati di permeabilità e moduli ottenuti da prove in sito che, solitamente, risultano maggiormente rappresentative per questioni di scala e per il frequente disturbo dei campioni sotto posti a prove edometriche.

	NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1A BATTIPAGLIA – ROMAGNANO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO	COMMESSA RC1E	LOTTO A1R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. C

8.2.3.1.3 Coefficiente di consolidazione secondaria

Per i terreni coesivi in grado di sviluppare fenomeni di consolidazione secondaria (i.e. argille attive) è necessario stimare il coefficiente di consolidazione secondaria $C_{\alpha\varepsilon}$, al fine di calcolare i cedimenti dovuti alle deformazioni viscosse dello scheletro solido del terreno.

La scelta dei terreni a cui attribuire un comportamento viscoso rilevante sarà basata sulla valutazione delle carte di plasticità e di attività.

Il calcolo del coefficiente $C_{\alpha\varepsilon}$ sarà effettuato a partire dai risultati delle prove edometriche, confrontando i valori ottenuti con quelli disponibili in letteratura per terreni simili. Per ogni prova edometrica disponibile, saranno estratti i valori

$$C_{\alpha\varepsilon} = \Delta\varepsilon / \Delta\log[t] = (\varepsilon_2 - \varepsilon_1) / (\log[t_1] - \log[t_2])$$

come rapporto tra la variazione di deformazione tra due istanti di tempo t_1 e t_2 e la variazione logaritmica di tali tempi, prendendo a riferimento la porzione terminale dei diagrammi “deformazione-tempo”, cioè la pendenza della retta della consolidazione secondaria individuata nel piano semilogaritmico $\varepsilon - \log t$ (vedi esempio in Figura 8-3).

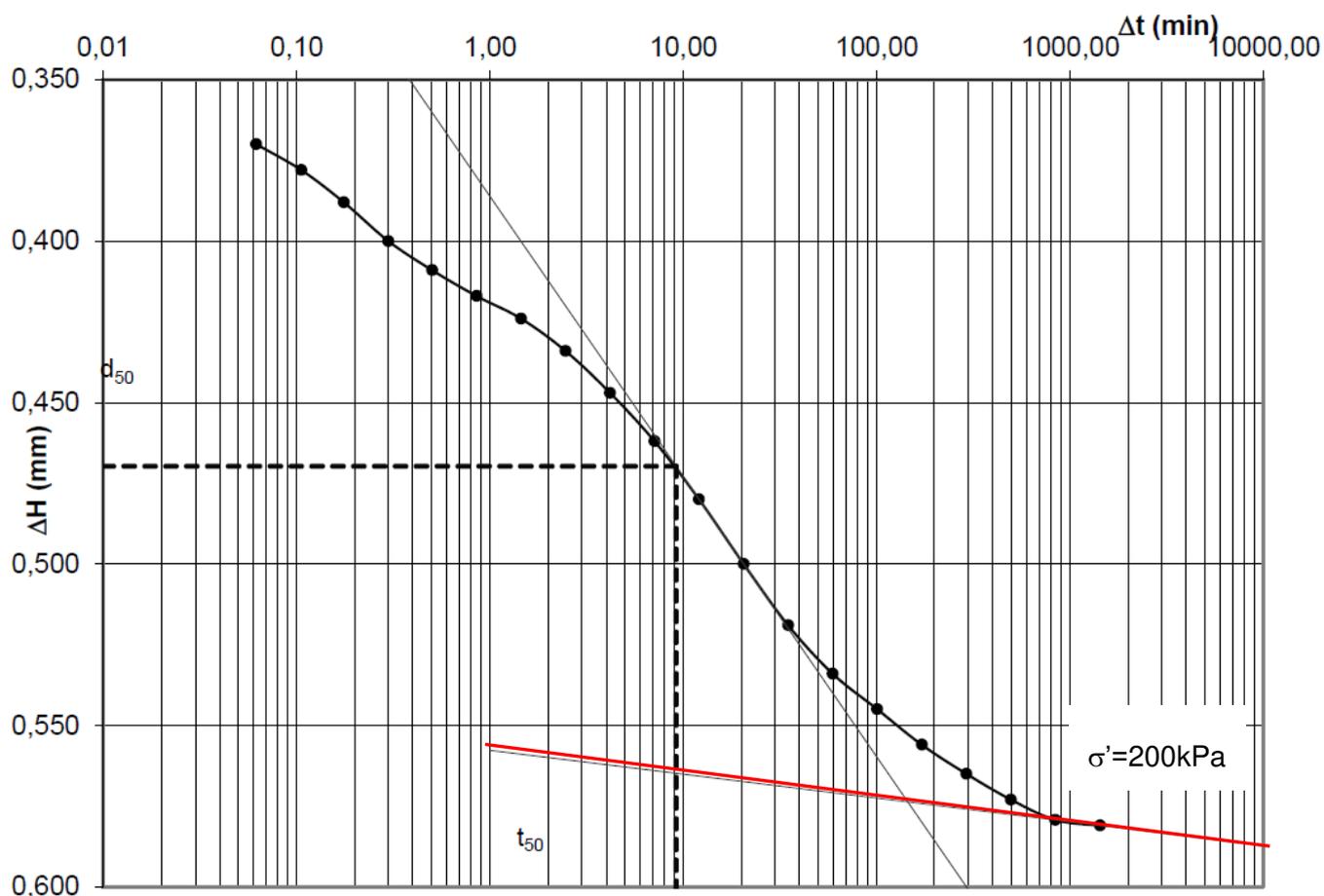


Figura 8-3: Esempio di costruzione per la valutazione del coefficiente di consolidazione secondaria (retta rossa per la valutazione del coefficiente $c_{\alpha\varepsilon}$), da L1-S3- CI2.

Si sottolinea infine che, nell'ambito del presente studio, il coefficiente di consolidazione secondaria è $C_{\alpha\varepsilon}$, cioè è riferito ad una curva $\varepsilon - \log t$ (ovvero, non è il coefficiente C_{α} valutato su una curva $e - \log t$).

8.2.3.2 Parametri edometrici da correlazioni

8.2.3.2.1 Correlazioni da CPT

Per i terreni a grana fina intercettati dalle CPTU verrà valutato il modulo edometrico $M=E_{ed}$ anche applicando la correlazione di Robertson (2009), Doc.Rif. [14], per terreni a comportamento a grana fina (valevole per $I_c > 2.2$):

$$M = \alpha_M (Q_t - \sigma_{v0})$$

in cui

$$\alpha_M = Q_t \quad \text{when } Q_t < 14$$

$$\alpha_M = 14 \quad \text{when } Q_t > 14$$

8.2.3.3 Modulo elastico a basse deformazioni

I moduli elastici di taglio (G_0) e di Young (E_0) a basse deformazioni possono essere ricavati dai valori delle velocità delle onde di taglio V_s utilizzando le seguenti equazioni:

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

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

essendo

- γ_t = peso di volume naturale del terreno in kN/m^3 ;
- ν' = rapporto di Poisson del terreno;
- V_s = velocità di propagazione delle onde di taglio in m/s .

La velocità di propagazione delle onde di taglio V_s può essere invece ottenuta da misure dirette tramite prove geofisiche *Down-Hole*, *Cross-Hole*, *S-CPTU*, ecc. o eventualmente estratte da correlazioni con altre prove in sito tipo SPT e CPT.

8.2.3.4 Modulo elastico operativo in condizioni drenate

Da Prove Pressiometriche e Dilatometriche in foro

Nell'ambito della campagna di indagini geognostiche, fino alla data 27/09, sono state effettuate n°. 48 prove Pressiometriche di tipo Menard per la caratterizzazione geotecnica dei materiali e n° 22 prove Dilatometriche per la caratterizzazione geomeccanica.

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

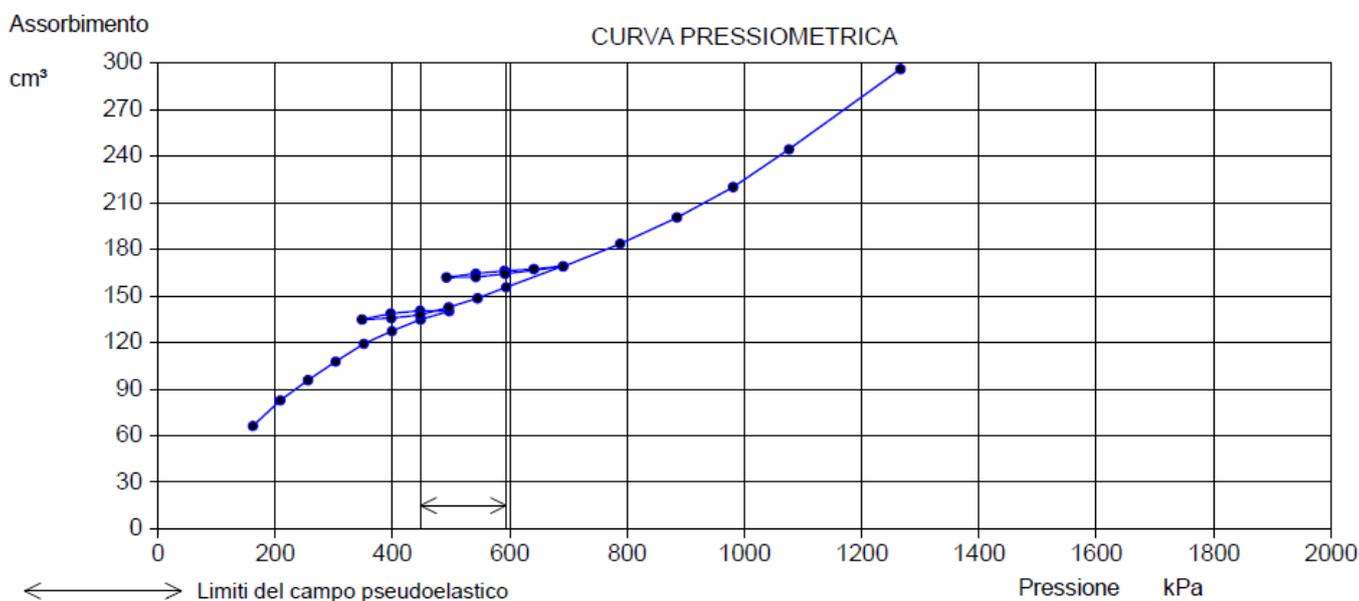


Figura 8-4: Esempio di curva pressiométrica con identificazione del campo elastico (prova P1 in L1-S1)

In base a questa curva è possibile, si calcola la pressione di scorrimento (P_F , ovvero la pressione alla quale il materiale cessa di comportarsi elasticamente), e la pressione limite (P_L , che rappresenta la

pressione alla quale avviene la rottura del terreno. Infine si ottiene il modulo di deformazione pressiometrico E_p , in base alla seguente espressione:

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

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

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

Tabella 8-1: Fattori reologici di Menard, Doc.Rif. [16]

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

Per la descrizione della prova dilatometrica (DMT) si rimanda agli appositi elaborati (Doc.Rif.[25]) e documenti bibliografici (Doc.Rif.[17] e [18]). Al fine di descrivere la modalità di interpretazione di questa prova, si ricorda che ad ogni profondità investigata, vengono rilevati due valori di pressione:

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

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

Le formule base per l'elaborazione dei dati DMT e le principali correlazioni sono riassunte in **Tabella 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, Doc.Rif.[17]), 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, Doc.Rif. [17]&[18])

SIMBOLO	DESCRIZIONE	FORMULE BASE DI ELABORAZIONE DMT	
p_0	Prima Lettura Corretta	$p_0 = 1.05 (A - Z_M + \Delta A) - 0.05 (B - Z_M - \Delta B)$	
p_1	Seconda Lettura Corretta	$p_1 = B - Z_M - \Delta B$	
I_D	Indice di Materiale	$I_D = (p_1 - p_0) / (p_0 - u_0)$	
K_D	Indice di Spinta Orizzontale	$K_D = (p_0 - u_0) / \sigma'_{v0}$	
E_D	Modulo Dilatometrico	$E_D = 34.7 (p_1 - p_0)$	
		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)	
		u_0 = pressione neutra pre-inserimento	
		σ'_{v0} = tensione geostatica pre-inserimento	
		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 $R_M = 0.85$	

Modulo operativo ricavato da E_0

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

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

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

- I moduli elastici iniziali di cui al paragrafo 8.2.3.3.
- 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 Figura 8-5.

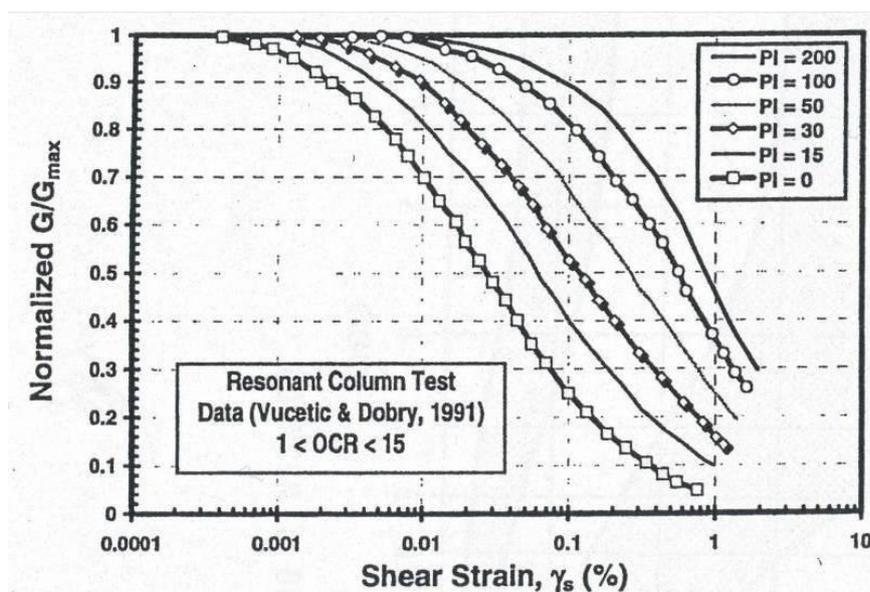


Figura 8-5: Curve sperimentali del rapporto G/G_{max} da prove di colonna risonante ciclica (Vucetic & Dobry, 1991), Doc.Rif.[15]

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:

- ○ 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);
- ○ 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.

8.2.3.5 Modulo elastico operativo in condizioni drenate da correlazioni

Come citato da Franch (2014) Doc.Rif. [19], in termini generali, si può considerare in prima approssimazione la correlazione proposta da Stroud (1974) che relazione l'Indice di Plasticità (IP) con il rapporto $E[kPa]/N_{spt}$.

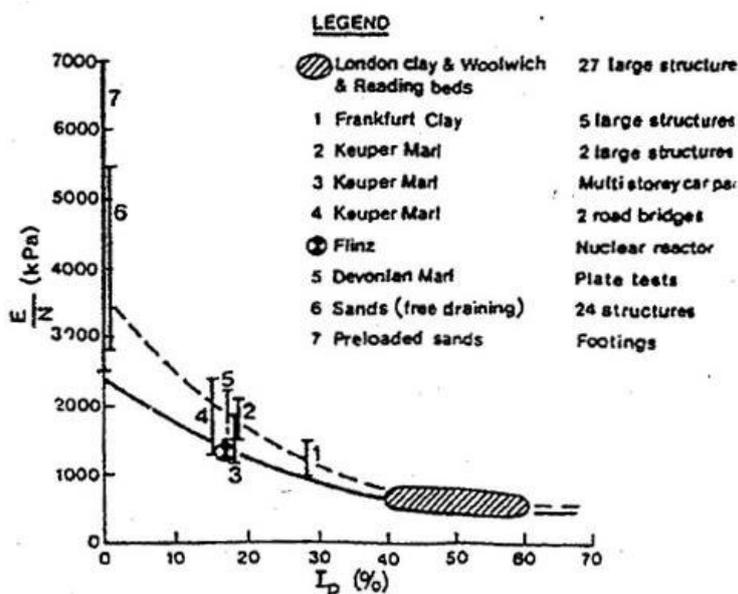


Figura 8-6: Risultati sperimentali di Stroud (1974), Doc.Rif.[19]

L'intervallo ottenuto da questa correlazione pu+o essere approssimato dalle seguenti equazioni:

Limite superiore, $E[kPa] = N_{spt} \cdot (-0.008 \cdot IP^3 + 1.732 \cdot IP^2 - 127.2 \cdot IP + 3703)$

Limite inferiore, $E[kPa] = N_{spt} \cdot (-0.003 \cdot IP^3 + 0.859 \cdot IP^2 - 72.04 \cdot IP + 2410)$

8.2.3.6 Modulo elastico operativo in condizioni non drenate

Per il modulo elastico in condizioni non drenate, potrà essere fatto riferimento a quanto indicato dal lavoro di Duncan e Buchignani (1976), nel quale il modulo E_u è fornito in relazione alla coesione non drenata ($c_u = s_u$) e del grado di sovraconsolidazione OCR, in dipendenza dall'indice di plasticità (vedi Figura 8-7).

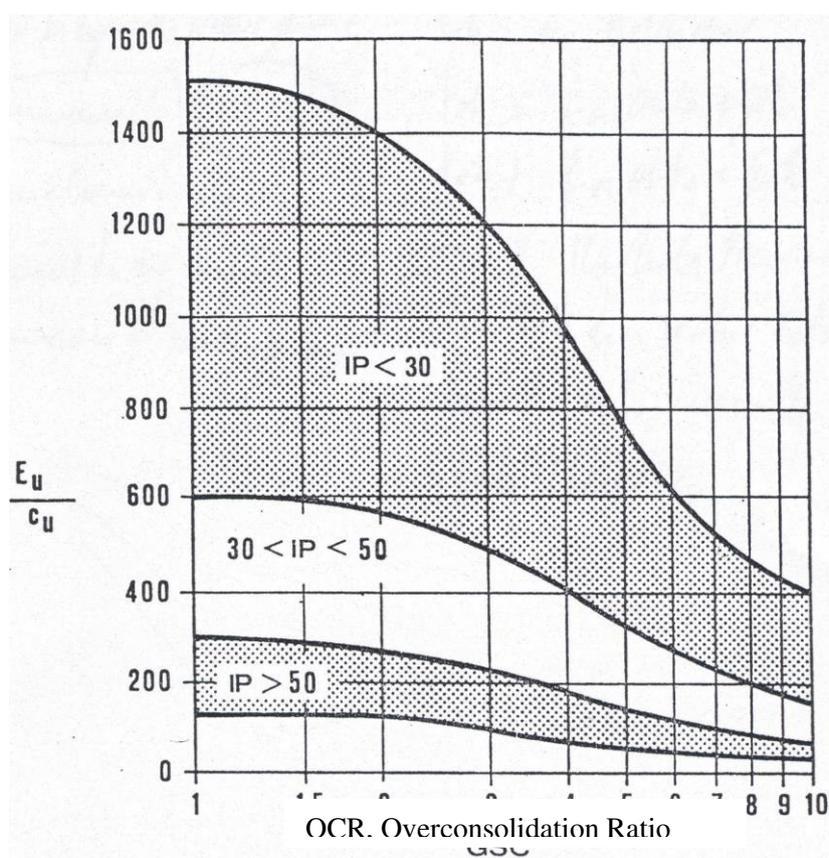


Figura 8-7: Modulo di Young operativo in condizioni non drenate, Doc.Rif.[20]

Il grado di sovraconsolidazione (OCR) indicato nella figura è inteso essere il rapporto tra la pressione di preconsolidazione σ_p' e la pressione verticale efficace geostatica σ_{vo}' .

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1A BATTIPAGLIA – ROMAGNANO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO	COMMESSA RC1E	LOTTO A1R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. C

8.2.4 Permeabilità

I dati relativi alla permeabilità dei terreni in esame potranno essere ricavati secondo diverse procedure, nella fattispecie si sono principalmente consultati i risultati delle prove di permeabilità in foro (es: *LeFranc*).

8.3 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 situ (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.

8.3.1 Stato iniziale e caratteristiche fisiche

8.3.1.1 Peso di volume

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

8.3.2 Parametri di resistenza

8.3.2.1 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.

8.3.2.2 Angolo d'attrito da correlazioni

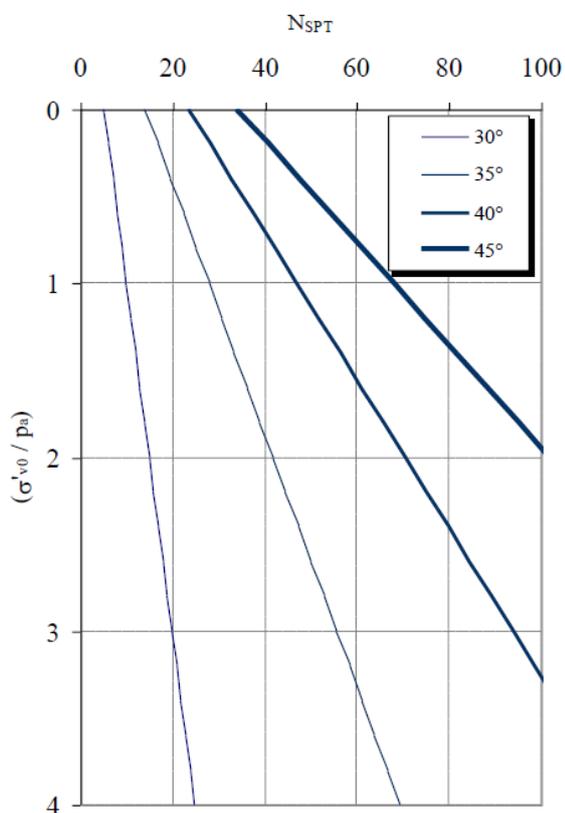
8.3.2.2.1 Correlazione da SPT

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

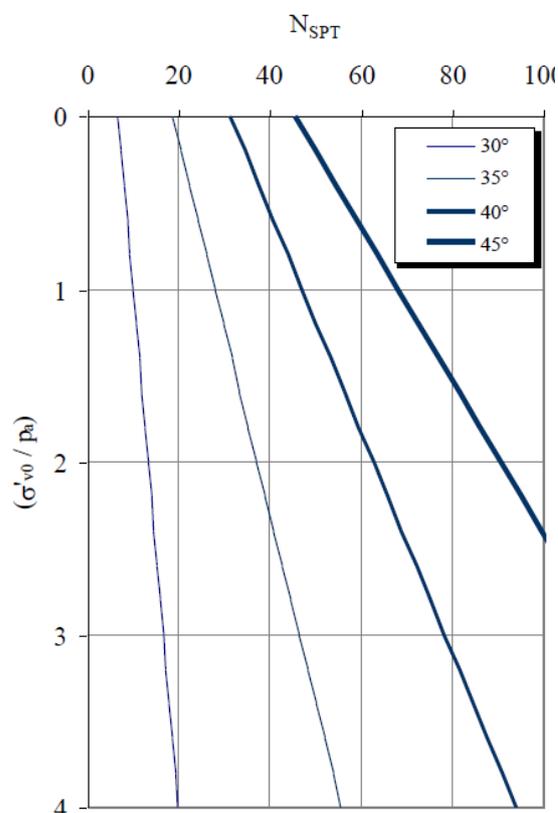
$$\varphi'(^{\circ}) = 27,1 + 0,3 \cdot C_N \cdot N_{SPT} - 0,00054 \cdot (C_N \cdot N_{SPT})^2$$

$$C_N = \frac{2}{1 + \frac{\sigma'_{v0}}{P_a}} \quad \text{per sabbie fini}$$

$$C_N = \frac{3}{2 + \frac{\sigma'_{v0}}{P_a}} \quad \text{per sabbie grosse}$$



Sabbie fini



Sabbie grosse

Figura 8-8: Stima di f' 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. [21], i quali propongono:

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

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1A BATTIPAGLIA – ROMAGNANO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO	COMMESSA RC1E	LOTTO A1R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. C

8.3.3 Parametri di rigidezza

8.3.3.1 Modulo elastico operativo a basse deformazioni

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

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

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

Si rimanda al paragrafo 8.2.3.3 per il dettaglio relativo all'ottenimento dei necessari valori di velocità a partire da indagini geofisiche o da correlazioni con CPT e SPT.

8.3.3.2 Modulo elastico operativo da colpi SPT

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

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

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

Tabella 8-3 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

8.3.4 Permeabilità

I coefficienti di permeabilità k sono determinabili sulla base dei risultati delle prove di permeabilità *Lefranc* in foro di sondaggio; in alternativa o per conferma essi possono essere stimati sulla base della letteratura disponibile.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1A BATTIPAGLIA – ROMAGNANO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO	COMMESSA RC1E	LOTTO A1R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. C

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 coesiva o incoerente 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.

Le unità geotecniche sono analizzate seguendo un ordine crescente di età geologica, dalle unità più recenti a quelle più antiche.

9.1 DEPOSITI DEP

In questo paragrafo si analizzano i dati a disposizione per caratterizzare i depositi in formazione (a3, b2) e quelli completamente formati (bn), non distinti in base al bacino di appartenenza. Si tratta di materiali a grana grossa, che nella relazione geologica vengono descritti come segue:

- a3: Detrito di falda, depositi grossolani, eterometrici, con frammenti angolosi o appena smussati, riferibili ad antiche falde detritiche e coni detritico-alluvionali.
- b2: Coltre detritico-alluvionale, coltre detritica incoerente, a supporto di matrice limoso-argillosa, con clasti eterometrici, a spigoli vivi derivanti da processi di alterazione in situ e paleosuoli con fenomeni di pedogenesi ancora in atto
- bn: Depositati alluvionali terrazzati, ghiaie e sabbie addensate e/o pedogenizzate, poste fino a 15-20 m al di sopra del letto fluviale, depositati alluvionali incisi o terrazzati, depositati di conoide torrentizi inattivo e inciso.

Come già anticipato nel capitolo 7, ai fini della caratterizzazione geomeccanica, questi tre gruppi geologici saranno accorpati in un'unica unità geotecnica, identificata come DEP (depositi), associando un intervallo di parametri di resistenza e deformabilità medio rispetto a quelli di seguito discussi. La caratterizzazione proposta per l'unità DEP verrà poi riassunta nella **Tabella 10-1** del capitolo successivo.

Per le unità a3 e bn, i dati Nspt registrati in situ si limitano a 5 valori, rappresentati nel grafico sottostante.

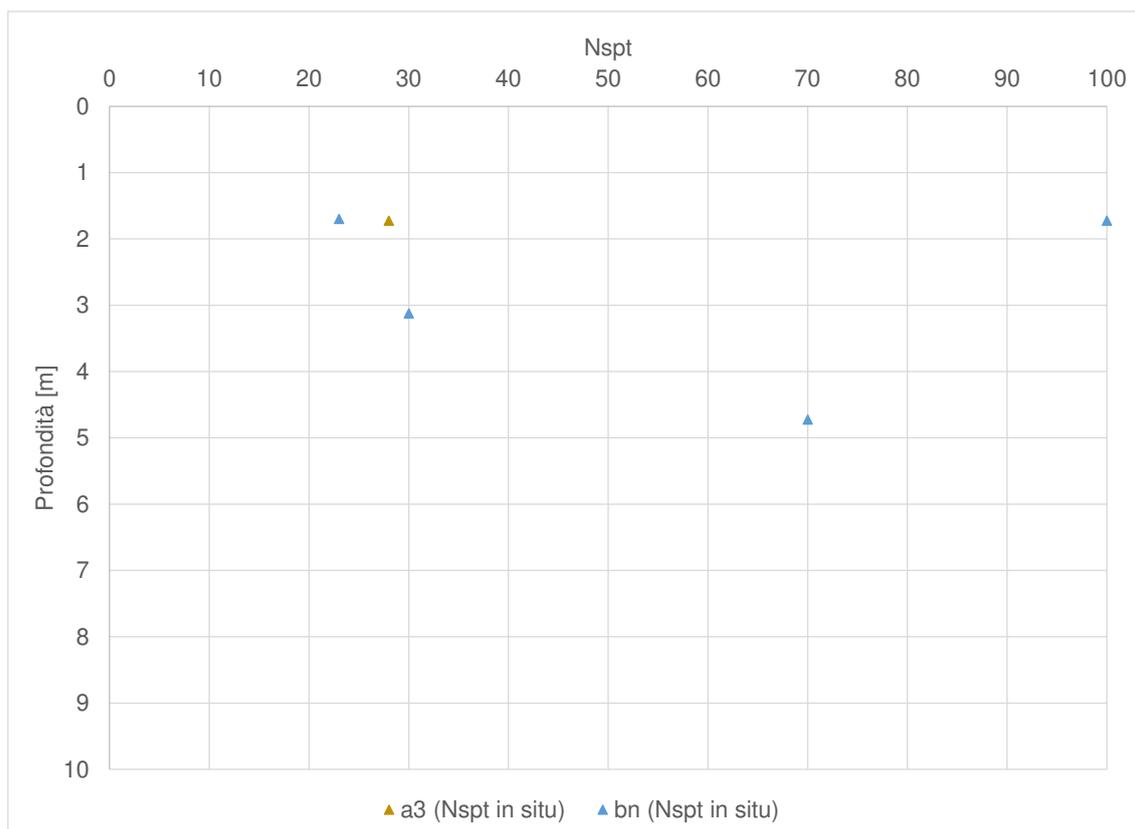


Figura 9-1: Valori Nspt registrati in situ per le unità dei Depositi

Inoltre, nei depositi a3 e b2, sono state eseguite tre prove penetrometriche dinamiche continue: DPSH-1, DPSH-3 e DPSH-7 (rappresentate dalle linee continue in **Figura 9-2**). Poichè le correlazioni empiriche esistenti in letteratura per la stima dei parametri geotecnici fanno principalmente riferimento alle prove SPT, si è proceduto ad applicare una correzione dei risultati delle prove continue per tenere in conto le diverse modalità esecutive. Il criterio utilizzato è stato quello di confrontare le diverse energie specifiche di infissione delle prove SPT e delle prove continue, e quindi applicare il relativo coefficiente ai risultati della prova.

L'energia specifica per colpo viene calcolata come segue:

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

in cui

			PROVA SPT	PROVA DPSH
M	kg	peso massa battente	63,5	63,5
H	cm	altezza di caduta	76,2	75
A	cm ²	Area base punta conica	20,4	20,0
δ	cm	passo di avanzamento	30	20
M'	kg/m	peso aste	6,5	6,3

Considerando le proprietà del penetrometro utilizzato nelle indagini del progetto PFTE (tipo DPSH), si ottiene un rapporto di energia rispetto alle SPT $Q_{DPSH}/Q_{SPT}=1,5$; si è quindi applicato questo fattore per convertire le N20 del DPSH nelle N30 delle prove SPT.

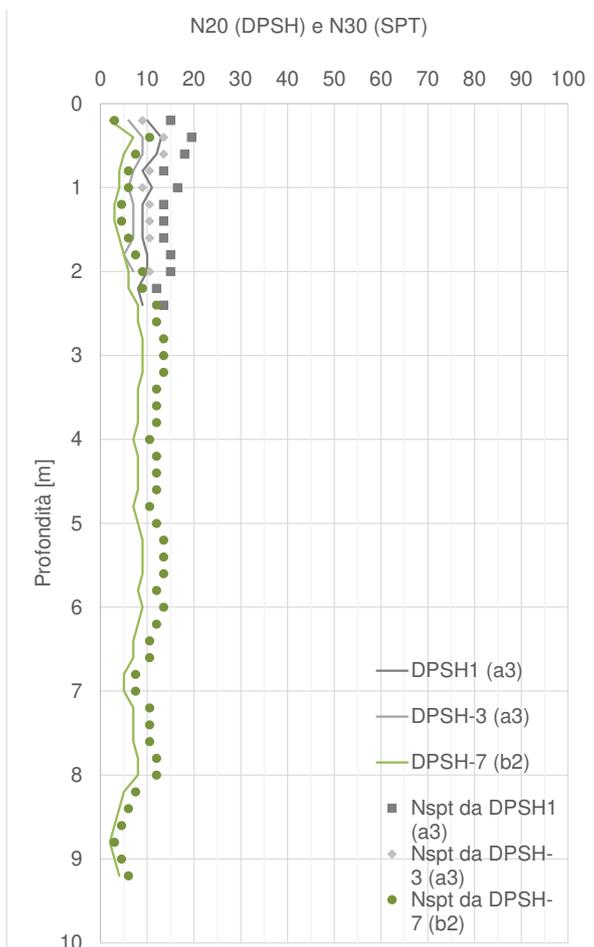


Figura 9-2: Valori N20 registrati dalle DPSH e corrispettivi valori Nspt stimati tramite il coefficiente correttivo che tiene in conto le diverse energie specifiche delle prove.

Riassumendo, unendo i risultati in termine di Nspt – in situ, si ottiene il seguente andamento di Nspt con la profondità:

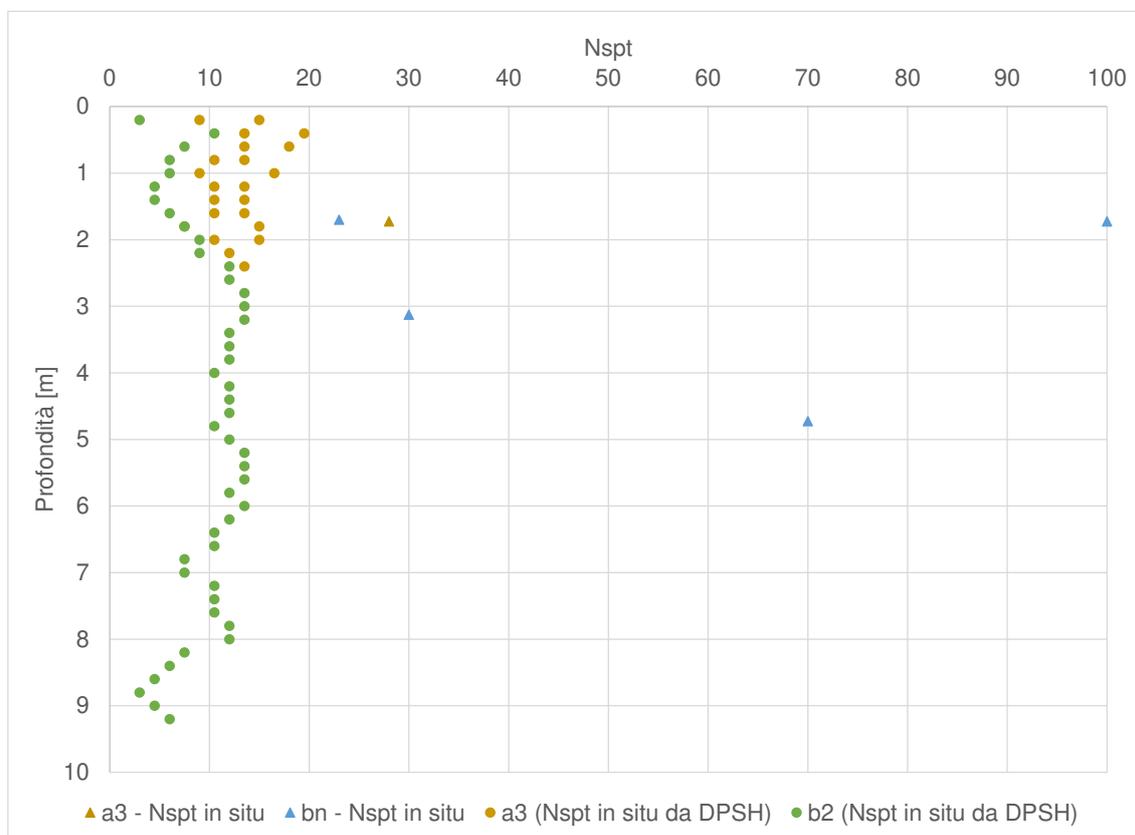


Figura 9-3: Valori Nspt in situ per le unità dei Depositi

9.1.1 Parametri di resistenza

Per stimare l'angolo di attrito interno si propone utilizzare la correlazione di Wolff (CN per sabbie grosse, si veda paragrafo 8.3.2.2.1), ottenendo il seguente andamento.

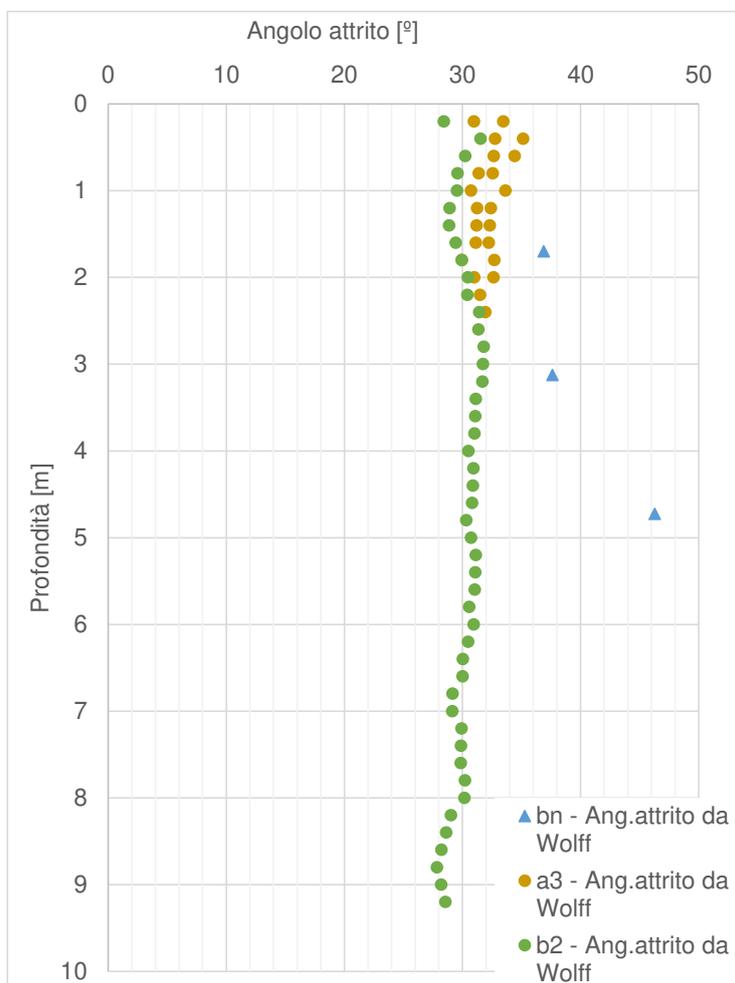


Figura 9-4: Andamento con la profondità dell'angolo di attrito per i depositi (corr.di Wolff, 1989)

Tabella 9-1 Stima angolo di attrito per i depositi (correlazione di Wolff)

	a3	b2	bn
Valore medio	32	30	39
Valore minimo	30	28	37

9.1.2 Parametri di rigidezza

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, come in **Tabella 8-3**. Applicando i parametri $S_1=0,756$ e $S_2=18,75$, si ottiene:

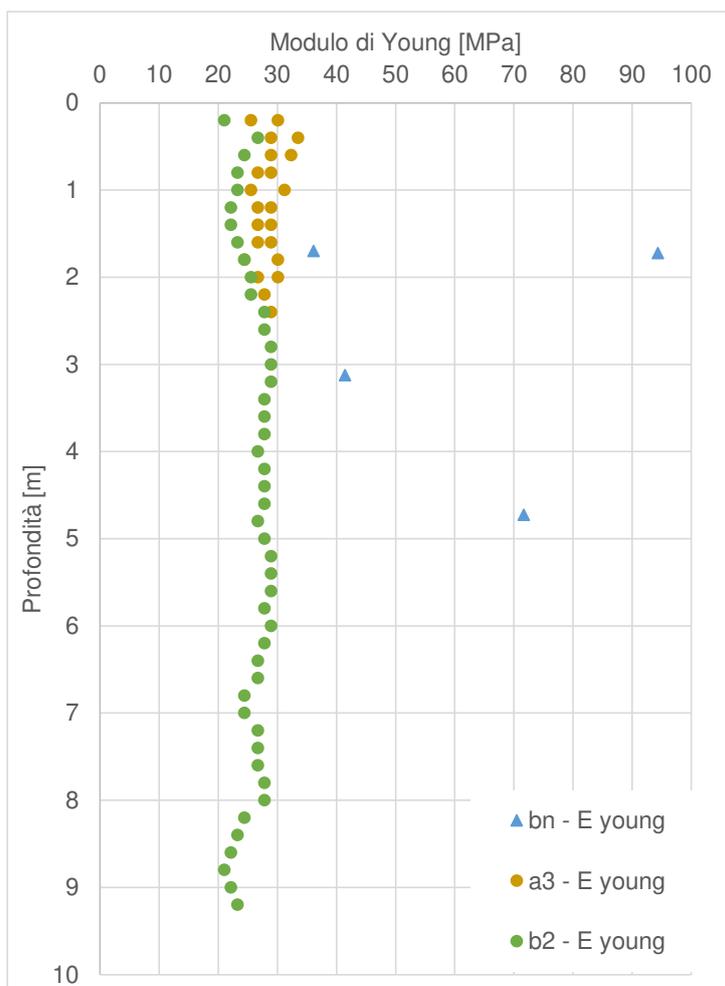


Figura 9-5: Andamento con la profondità del modulo di deformazione per i depositi (corr.di Denver)

Tabella 9-2 Stima Modulo di deformazione

	a3	b2	bn
Valore medio	30	25	60
Valore minimo	25	20	35

9.1.3 Permeabilità

I depositi della coltre eluvio-colluviale (b2) ed i depositi alluvionali terrazzati (bn) sono compresi nel complesso limoso-sabbioso, fortemente eterogeneo ed anisotropo dal punto di vista idrogeologico, a cui è stata associata una conducibilità idraulica media tra $5 \cdot 10^{-7}$ e $5 \cdot 10^{-5}$ m/s. Invece, il detrito di falda (a3) è considerato appartenente al complesso ghiaioso-sabbioso, che consiste in prevalenza di ghiaie poligeniche ed eterometriche, prevalentemente a clasti arrotondati o sub-arrotondati, in matrice sabbiosa e sabbioso-limosa da scarsa ad abbondante; la conducibilità idraulica media associata a questo complesso è superiore, variando tra $1 \cdot 10^{-7}$ e $5 \cdot 10^{-4}$ m/s.

9.2 UNITÀ BP

All'interno di questa unità si possono distinguere due sotto-gruppi geotecnici in funzione delle caratteristiche granulometriche dei depositi:

- **BP_a** si riferisce a depositi con facies più grossolara (Figura 9-6 – a sinistra), costituiti da conglomerati e brecce calcaree a matrice sabbiosa, mal stratificati e da ghiaie sabbiose. Il comportamento geotecnico dell'unità BP_a verrà associato a quello di un terreno granulare;
- **BP_b** sono depositi più fini (Figura 9-6 – a destra), formati da alternanze di sabbie ghiaiose, sabbie poligeniche, limi sabbiosi e limi. Il comportamento geotecnico dell'unità BP_b verrà associato a quello di un terreno coesivo per la prevalente presenza di materiale fine riscontrata.

L'assunzione di associare il tipo di comportamento geotecnico a ciascun sotto-gruppo (granulare per BP_a e coesivo per BP_b) è giustificata anche in base alle granulometrie riportate in Tabella 9-3 e rappresentate in Figura 9-7.

Le figure sottostanti mostrano i materiali appartenenti a queste due sub-unità geotecniche, come rinvenuti in affioramento così come si presentano estratti dai carotaggi.





L 1-S 14: Cassetta n. 5 da 20.0 a 25.0 m: Ghiaie sabbiose e sabbie con ghiaia deb. limose, a matrice avana, con alcune sottili intercalazioni a matrice limoso-sabbiosa marrone.



L 1-S 1: Cassetta n. 2 da 5.0 a 10.0 m: Limo con argilla sabbioso, di colore da marrone chiaro a scuro, con dispersi scarsi inclusi litici di natura carbonatica. Struttura assente/omogenea; asciutto. Da molto a estremamente consistente, a consistenza crescente con la profondità.

Figura 9-6: Fotografie rappresentative dell'unità BPa (a sinistra) e BPb (a destra)

La caratterizzazione dell'unità BP si basa sui dati ricavati dai seguenti sondaggi: L1-S1, L1-S2, L1-S3, L1-S7, L1-S11, L1-S14 e L1-S20.

9.2.1 Parametri di stato e caratteristiche fisiche

I principali parametri inerenti alle caratteristiche fisiche e le relative proprietà indice dei due sottogruppi che formano l'Unità BP sono riassunti nella Tabella 9-3, suddivisi per campioni e profondità di prelievo. Nella **Figura 9-8** successiva, invece, i valori degli stessi parametri sono riportati graficamente.

Tabella 9-3 Riassunto caratteristiche fisiche – BP

Sondaggio	Unità	Campione	Prof.media	γ	G	S	L	A	Wn	WL	Ip	lc	e_0
			[m]	[kN/m ³]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	-	-
L1-S11	BPa	CR2	12,15	-	62	25	12	1	-	non det.	NP	-	-
L1-S11	BPa	CR4	36,75	-	2	23	71	4	25,3	31	22	0,6	-
L1-S11	BPa	CR5	55,175	-	23	18	58	1	19,2	29	18	0,9	-
L1-S14	BPa	CR1	5,05	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
L1-S14	BPa	CR3	20,7	-	53	27	15	5	-	non det.	NP	-	-
L1-S14	BPa	CR4	24,725	-	51	25	20	4	-	non det.	NP	-	-
L1-S14	BPa	CR5	27,775	-	39	34	21	6	-	21	15	-	-
L1-S14	BPa	CR6	39,55	-	40	27	29	4	-	non det.	NP	-	-

Sondaggio	Unità	Campione	Prof.media	γ	G	S	L	A	Wn	WL	Ip	Ic	e ₀
			[m]	[kN/m ³]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	-	-
L1-S20	BPa	CR1	28,45	-	63	24	10	3	-	non det.	NP	-	-
L1-S20	BPa	CR2	39,75	-	39	41	13	7		24	13	-	-
L1-S1	BPb	CI1	5,25	18,44	0	5	91	4	27,2	62	33	1,2	0,739
L1-S1	BPb	CI2	14,25	17,66	46	12	41	1	34,7	61	31	0,9	0,867
L1-S1	BPb	CR3	19,3	-	7	55	36	2	-	non det.	NP	-	-
L1-S1	BPb	CI4	28,28	18,84	23	51	26	0	33	non det.	NP	-	-
L1-S1	BPb	CR5	36,225	-	34	38	25	3	-	non det.	NP	-	-
L1-S3	BPb	CI1	5,75	18,93	0	5	90	5	25,4	31	20	0,5	0,708
L1-S3	BPb	CI2	12,75	18,15	0	6	90	4	32	75	32	1,0	0,859
L1-S3	BPb	CI3	20,55	19,13	0	21	76	3	25,5	49	20	0,8	-
L1-S3	BPb	CI4	28,25	19,42	0	46	52	2	23,8	29	17	0,4	-
L1-S7	BPb	CI1	5,35	19,42	21	24	31	24	25,6	39	16	0,6	0,617
L1-S7	BPb	CR2	12,2	-	71	7	11	11	-	66	29	-	-
L1-S7	BPb	CI3	19,75	19,52	2	19	60	19	25,1	45	24	0,9	-
L1-S7	BPb	CR4	28,2		42	19	27	12	-	40	20	-	-
L1-S7	BPb	CR5	36,9	-	0	10	85	5	-	29	NP	-	-
L1-S11	BPb	CI1	7,75	19,33	2	22	75	1	24,4	31	18	0,5	-
L1-S11	BPb	CI3	21,75	20,11	6	7	72	15	21,9	43	17	0,8	-
L1-S14	BPb	CI2	13,25	20,70	49,0	16,0	35,0	0,0	18,2	non det.	NP	-	0,495
L1-S2	BPb	CR1	4,225		1	30	60	9		non det.	NP	-	
L1-S2	BPb	CI2	10	17,66	11	12	56	21	32,4	57	30	0,8	0,804
L1-S2	Bpa	CR3	17,275		37	20	35	8		31	10	-	
L1-S2	BPb	CR4	25,25		35	27	30	8		48	23	-	

La tabella precedente riassume la caratterizzazione fisica riferita ad entrambe le sub-unità BPa (granulare) e BPb (coesiva). Nei seguenti grafici si mostrano i valori di contenuto "ghiaia + sabbia" e

“limo + argilla” sulla base dei quali è stato individuato il tipo di comportamento assunto (granulare per BPa e coesivo per BPb), che verrà anche confermato dai risultati dei limiti di Atterberg e carta di plasticità corrispondente (si veda Figura 9-10). In base alla Figura 9-7, si può notare come la maggior parte dei dati associati a BPa mostra un contenuto grana grossa generalmente maggiore al 60%, mentre d'altra parte la maggior parte dei dati associati a BPb mostra un contenuto a grana fine prevalentemente maggiore al 50%.

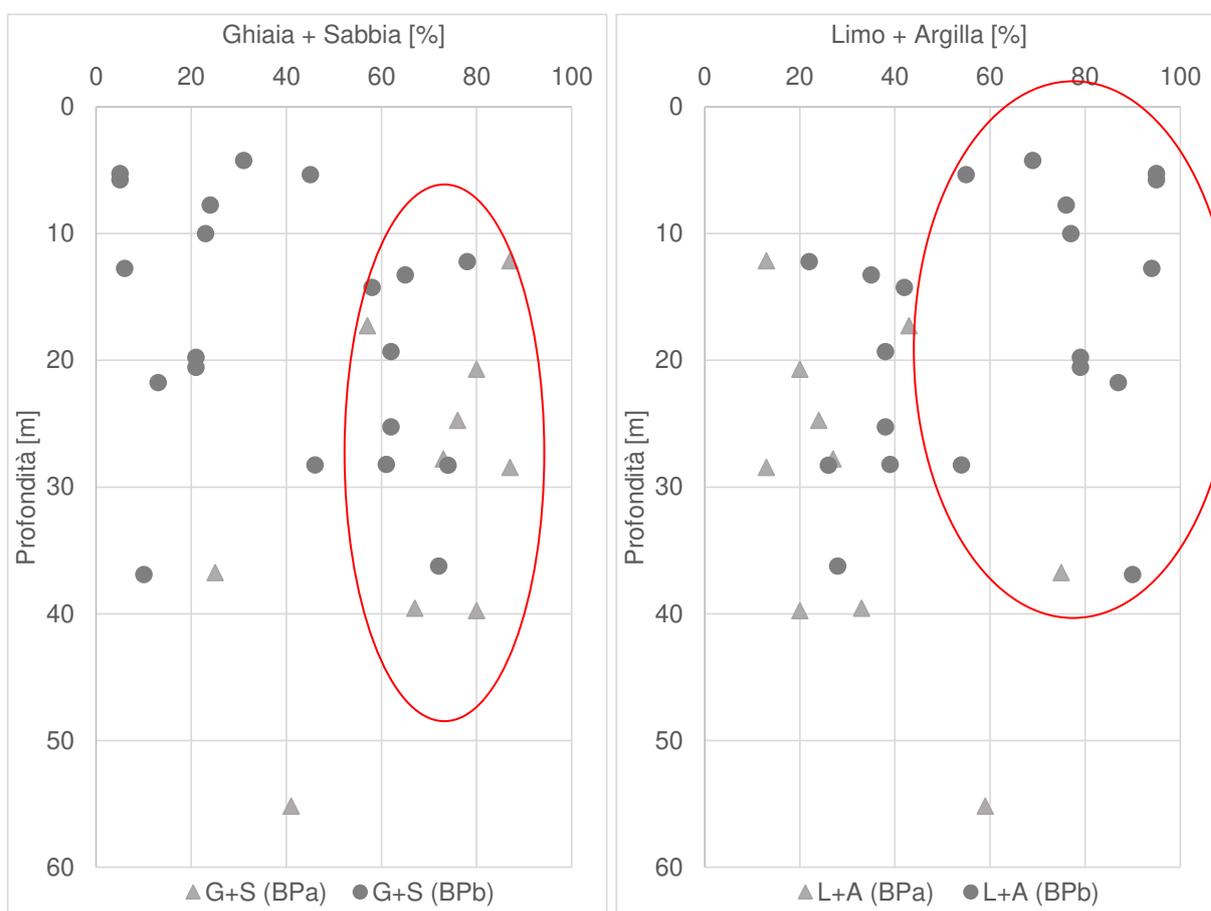


Figura 9-7: Contenuto di Ghiaia+Sabbia e Limo+Argilla per le due sub-unità BPa e BPb

Da qui in avanti, i grafici saranno riferiti alla sola unità BPb a cui sono riconducibili i campioni indisturbati sui quali è stata eseguita la caratterizzazione fisica completa.

Con riferimento ai grafici di Figura 9-8, i pesi dell'unità di volume presentano una ridotta variabilità essendo i valori compresi tra 17.7 e 20.7 kN/m³. L'indice dei vuoti assume valori compresi tra 0.5-0.9, ed il valore rappresentativo può essere assunto pari a 0.8.

L'andamento dell'indice di plasticità di Figura 9-9 indica una condizione tra POCO PLASTICA ($5 < I_p < 15$) e PLASTICA ($15 < I_p < 40$), mentre a profondità intorno a 30 m l' I_p diminuisce fino ad una condizione POCO PLASTICA ($5 < I_p < 15$).

La consistenza è generalmente PLASTICA ($0.5 < I_c < 0.75$) e SOLIDO-PLASTICA ($0.75 < I_c < 1$), come riscontrabile dai valori dell'indice di consistenza riportati nel grafico della stessa figura.

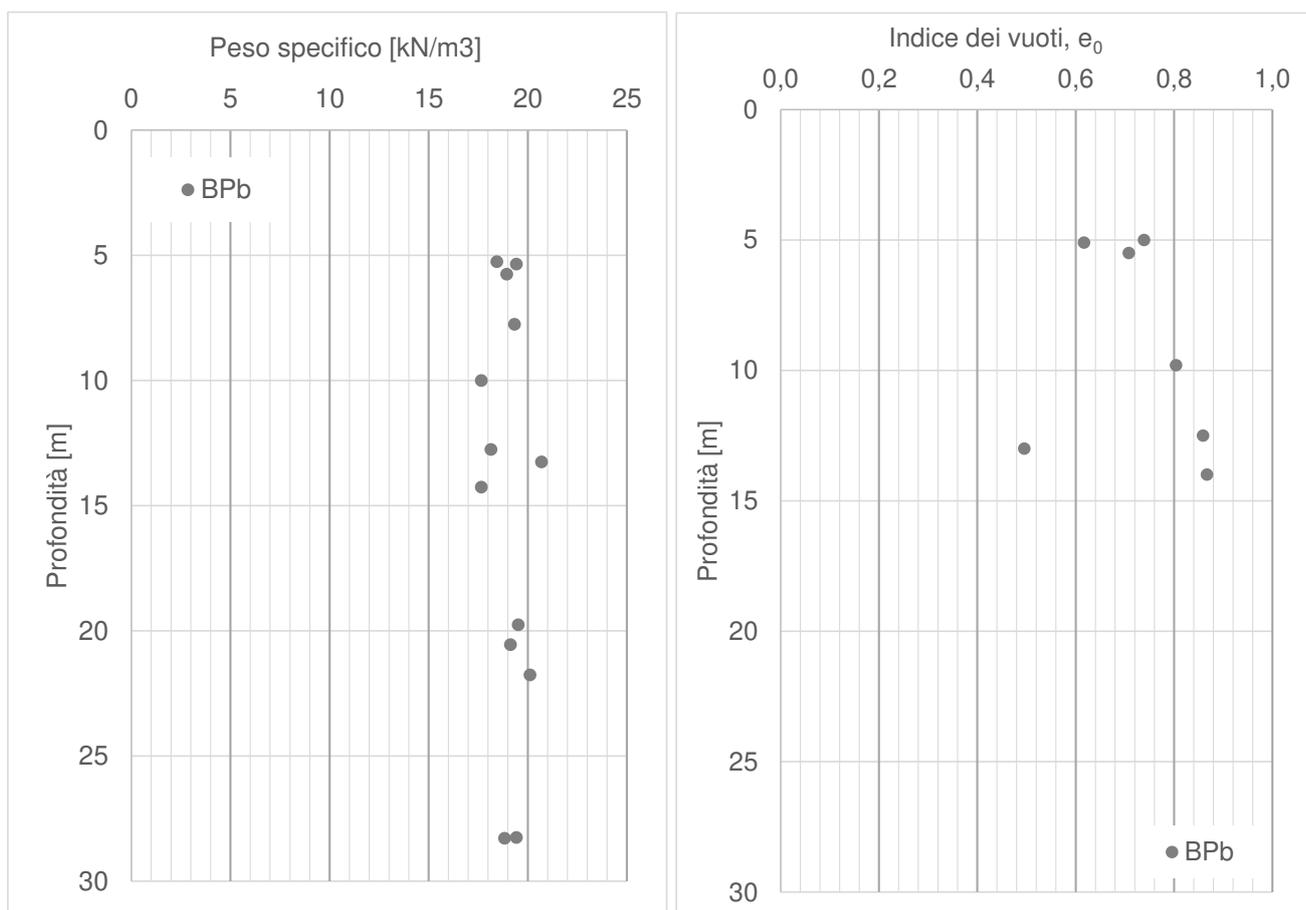


Figura 9-8: Andamenti con la profondità dei pesi dell'unità di volume e dell'indice dei vuoti

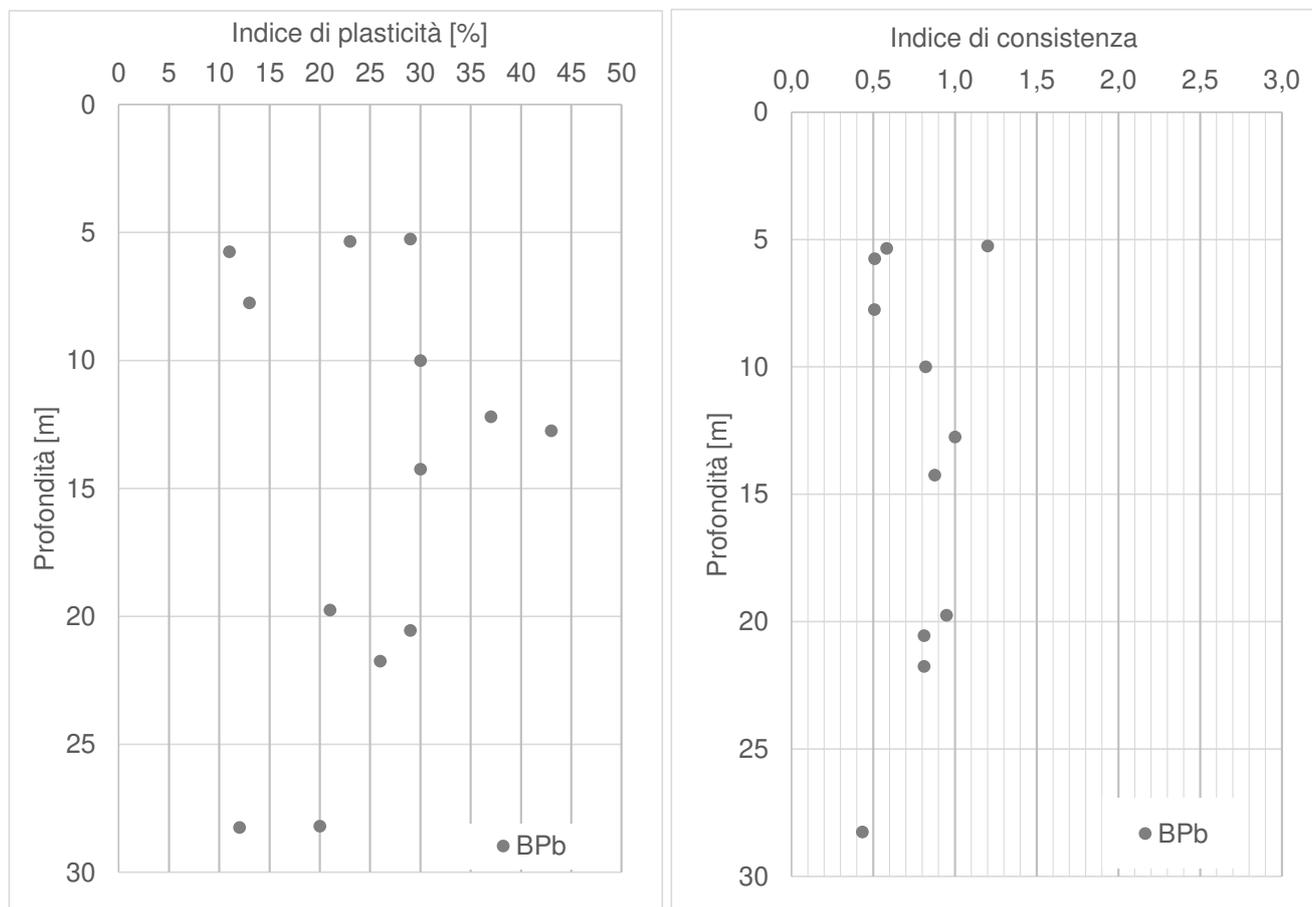


Figura 9-9: Andamenti con la profondità degli indici di Plasticità e di Consistenza

La distribuzione dei dati nella Carta di Plasticità di Casagrande (Figura 9-10) classifica i terreni generalmente come argillosi inorganici, anche se molto prossimi alla retta A, a conferma della grande percentuale di limo presente. L'unità BPb risulta caratterizzata da plasticità variabile (da bassa ad alta); per quanto riguarda la carta di Attività i terreni BPb sono classificabili come ATTIVI e NORMALI. Essendo definiti maggiormente come attivi, in ogni caso, si procederà anche alla caratterizzazione del coefficiente di consolidazione secondaria $C_{\alpha\varepsilon}$.

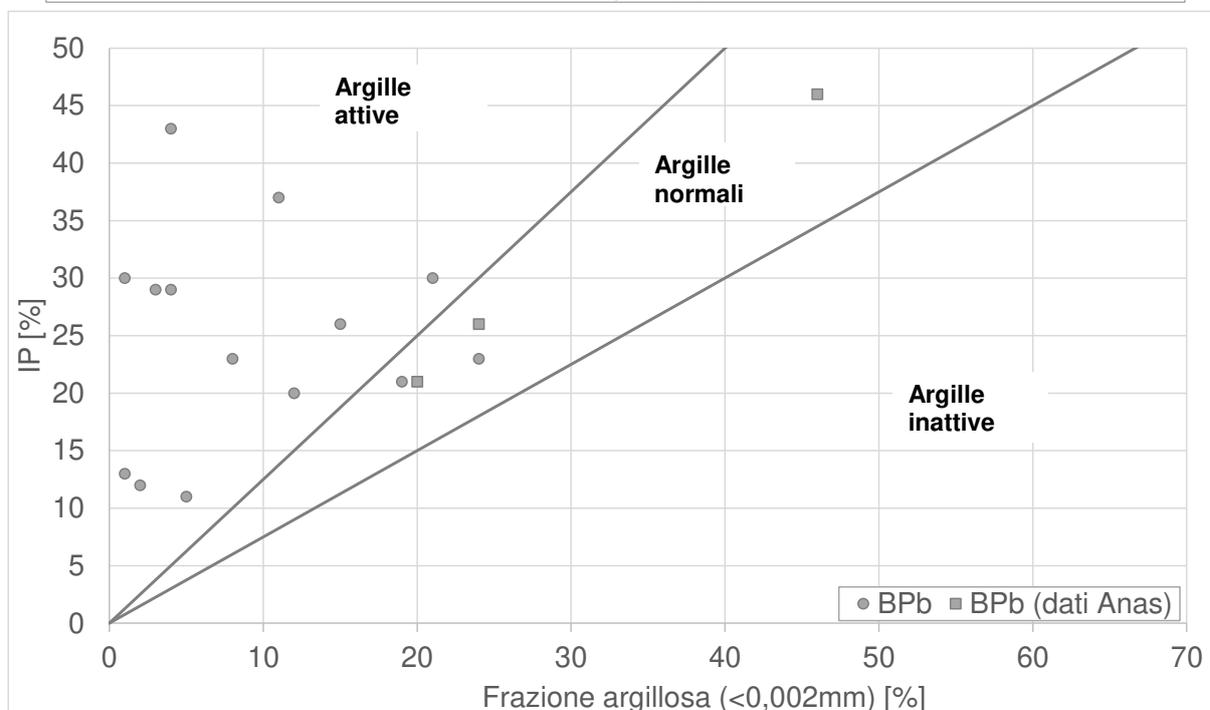
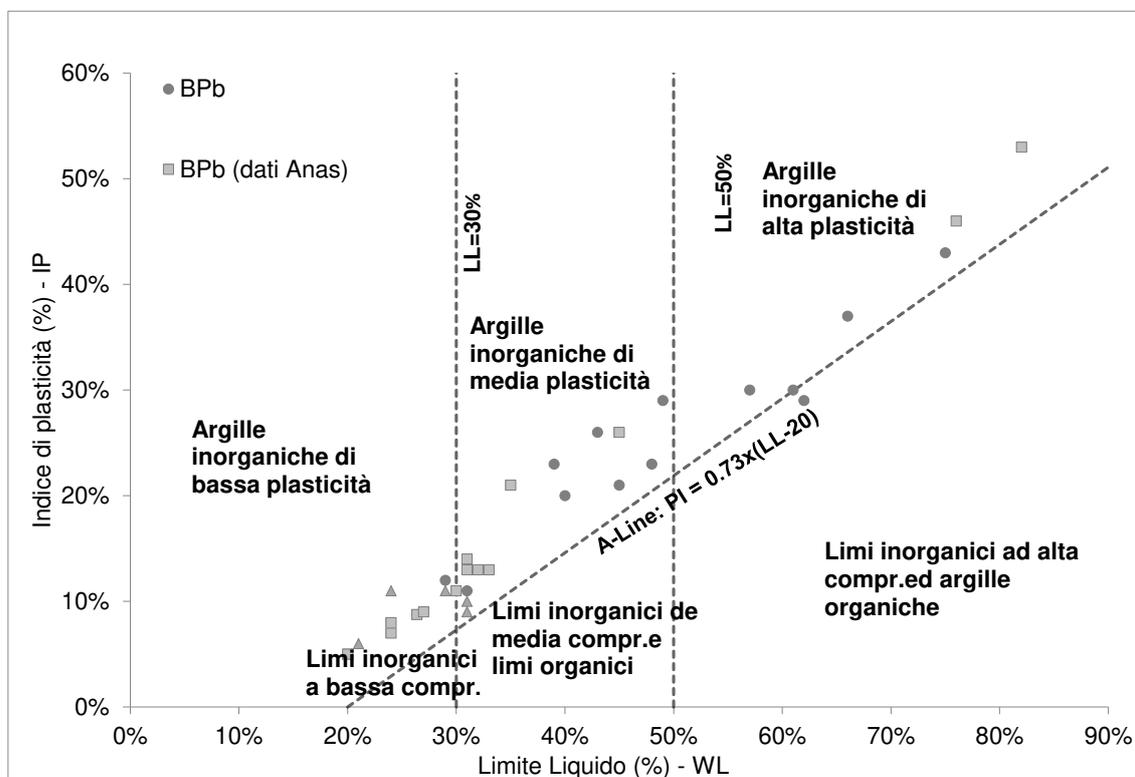


Figura 9-10: Carta di Plasticità (in alto) e Carta di attività (in basso)

	NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1A BATTIPAGLIA – ROMAGNANO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO	COMMESSA RC1E	LOTTO A1R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. C

A partire dalle prove edometriche effettuate, si è ottenuto il seguente andamento del grado di sovraconsolidazione: si può considerare un OCR pari a 2,5 nei primi 10 m superficiali, che a maggiori profondità tende a ridursi.

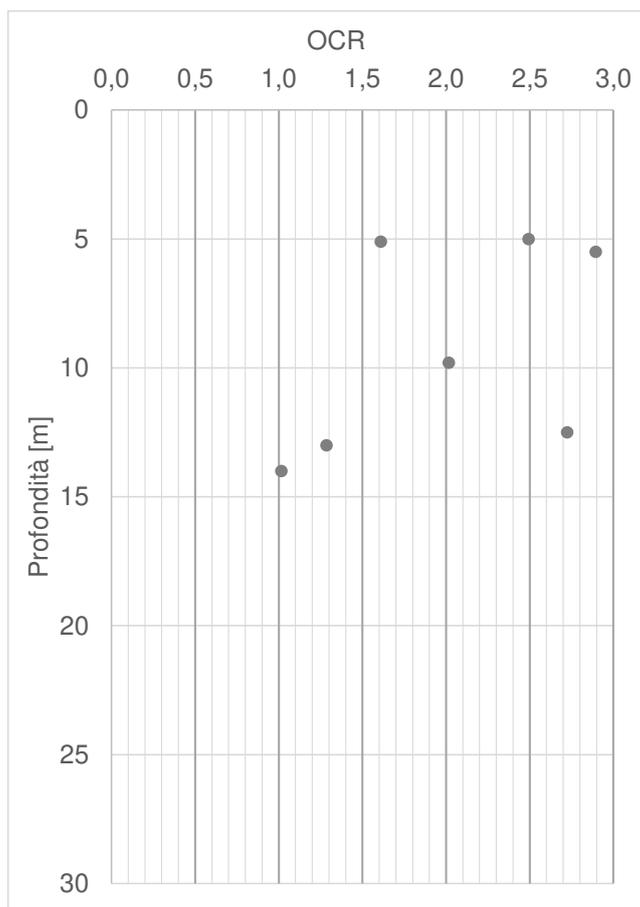


Figura 9-11: Andamenti con la profondità dell'indice di sovra-consolidazione OCR

9.2.2 Parametri di resistenza

9.2.2.1 Condizioni non drenate

In Figura 9-12 si riportano gli andamenti della coesione non drenata c_u con la profondità, ottenuti dalle prove in situ (nello specifico da prove con penetrometri tascabili), dalle correlazioni con N_{SPT} (si veda paragrafo 8.2.2.1.4, considerando $f_1=4,5$) e, dove disponibili, confrontati con i risultati scaturiti dalle prove di laboratorio triassiali di tipo non consolidato non drenato (Tabella 9-4). Inoltre nel grafico è stata aggiunta la correlazione della legge lineare di Koutsoftas and Ladd (1985) con $OCR=2,5$ (per i primi 10 m) e $OCR=1,5$ (oltre i 10 m); si può dedurre che il grado di sovraconsolidazione associato allo strato

superficiale ($OCR=2,5$) sia leggermente sottostimato rispetto ai dati di coesione non drenata rappresentati, mentre il grado di sovraconsolidazione associato agli strati profondi ($OCR=1,5$) ben si approssima ai dati raccolti.

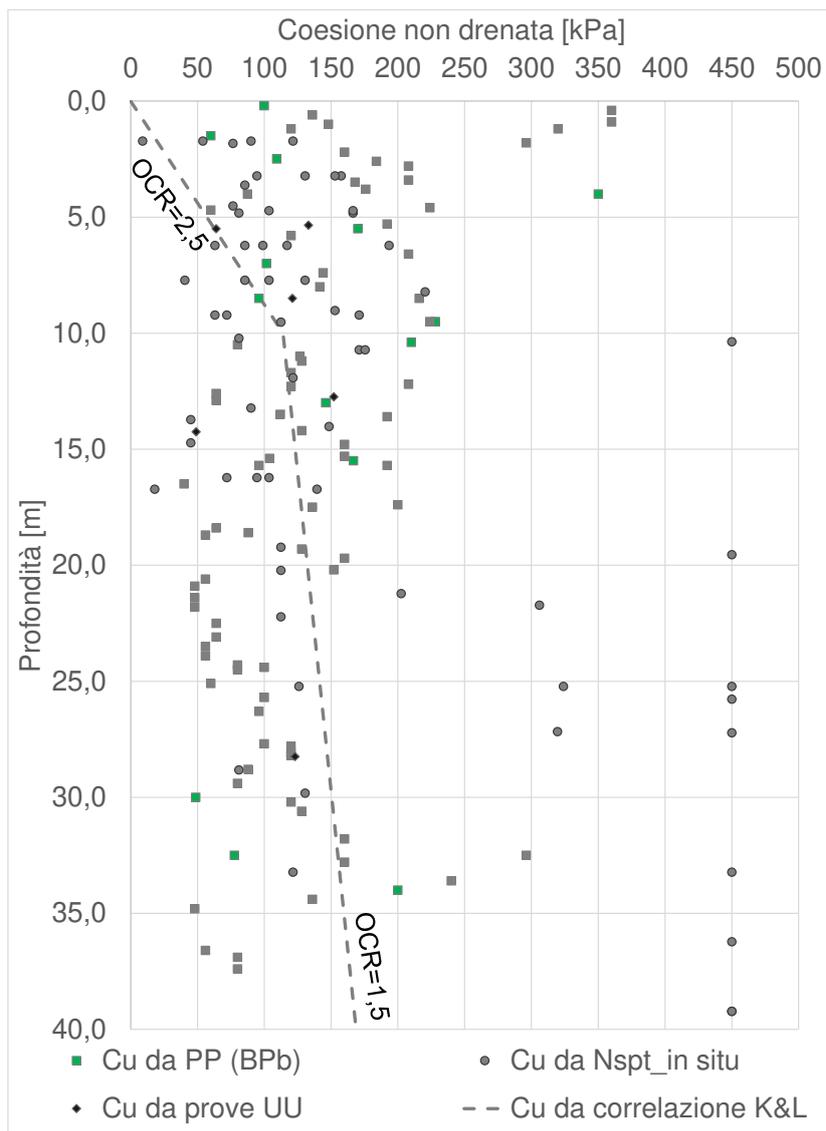


Figura 9-12: Andamento di c_u con la profondità per l'unità BPb

Per completezza nella seguente tabella si riportano i risultati (in termini medi) relativi alle prove triassiali non consolidate non drenate realizzate.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1A BATTIPAGLIA – ROMAGNANO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO	COMMESSA RC1E	LOTTO A1R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. C

Tabella 9-4 Risultati delle prove triassiali non consolidate non drenate (UU)

Sondaggio	Unità	Campione	Prof.media	C _u (valore medio)
			[m]	[kPa]
L1-S1	BPb	CI2	14,25	49
L1-S3	BPb	CI2	12,75	152
L1-S3	BPb	CI4	28,25	123
L1-S7	BPb	CI1	5,35	133
S1 (Anas)	BPb	CI1	5,5	64
S2 (Anas)	BPb	CI2	8,5	121

Come già anticipato, i valori di coesione non drenata relativi all'unità di interesse sono stati estratti da prove in situ, prove di laboratorio e correlazioni con SPT. Facendo riferimento al precedente grafico di Figura 9-12, la coesione non drenata può essere ben rappresentata dalla formulazione lineare con la profondità $c_u=0.22*\sigma'_v*OCR^{0.8}$ che, nel caso dell'unità BPb diviene:

- Per i primi 10 m superficiali: $c_u=0.22*\sigma'_v*2,5^{0.8}$
- Per profondità maggiori ai 10 m : $c_u=0.22*\sigma'_v*1,5^{0.8}$

Osservando il grafico in Figura 9-12 e dando particolare importanza ai risultati delle prove triassiali eseguite, si propone considerare un intervallo di valori pari a $C_u=50-200\text{kPa}$.

9.2.2.2 Condizioni drenate

In questo paragrafo vengono riassunti i risultati derivanti dalle prove di taglio diretto disponibili per l'unità coesiva BPb. I dati sono stati cumulati in modo da ottenere una regressione su più prove (Figura 9-13). Come riscontrabile dalla Figura 9-13 per l'unità BPb, i dati riportati nel grafico restituiscono i seguenti intervalli: $\phi'=22.5-28.0^\circ$ – $c'=5-15\text{ kPa}$.

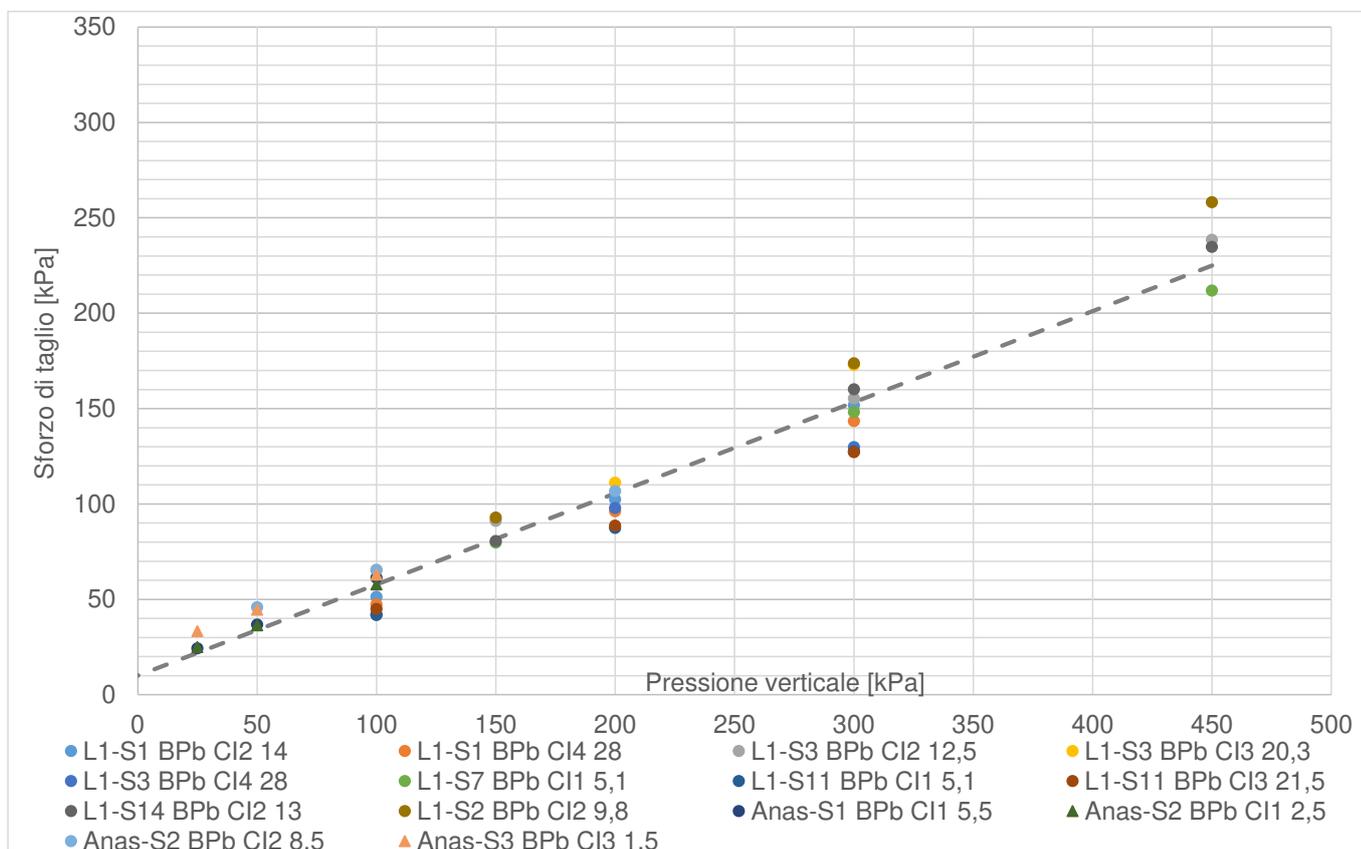


Figura 9-13 – Unità BPb - interpretazione delle prove di taglio diretto

Sono state inoltre eseguite 2 prove triassiali consolidate non drenate su campioni indisturbati, ottenendo valori perfettamente in linea con quelli ottenuti dalle prove di taglio diretto.

Tabella 9-5 Risultati delle prove triassiali consolidate non drenate (CU)

Sondaggio	Unità	Campione	Prof.media	Angolo di attrito	coesione
			[m]	[°]	[kPa]
L1-S1	BPb	CI1	5,25	28	5
L1-S3	BPb	CI1	5,75	28	12

Per caratterizzare la resistenza in termini di angolo di attrito per la facies grossolana BP_a, si utilizzeranno correlazioni basate da N_{spt}, come visto nel paragrafo 8.3.2.2.1. Il seguente grafico mostra i risultati della correlazione di Wolff (1989) – considerando CN per sabbie fini, al fine di ottenere risultati leggermente più cautelativi – e di quella proposta da Kulhawy & Maine (1980). Il rango proposto per questo parametro è pari a $\phi' = 30-40^\circ$.

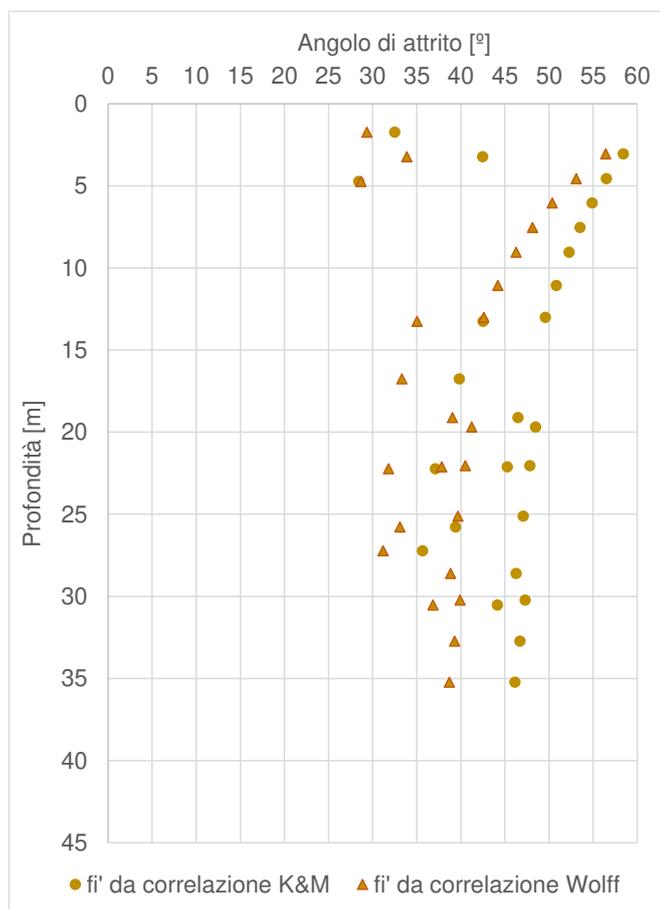


Figura 9-14 – Unità BPa – stima angolo di attrito tramite correlazioni da Nspt

9.2.3 Parametri di rigidezza

9.2.3.1 Modulo elastico da prove in situ

Con riferimento ai dati disponibili al momento della redazione del presente documento, nei sondaggi S1, S2, S3, S7, S11 e S14 sono state eseguite 12 prove pressiometriche di tipo Menard, i cui risultati sono indicati nel grafico di **Figura 9-15**. A partire dai moduli pressiometrici si possono ricavare i moduli di Young (E_{def}) applicando il coefficiente reologico α , in funzione del terreno e del grado di consolidazione.

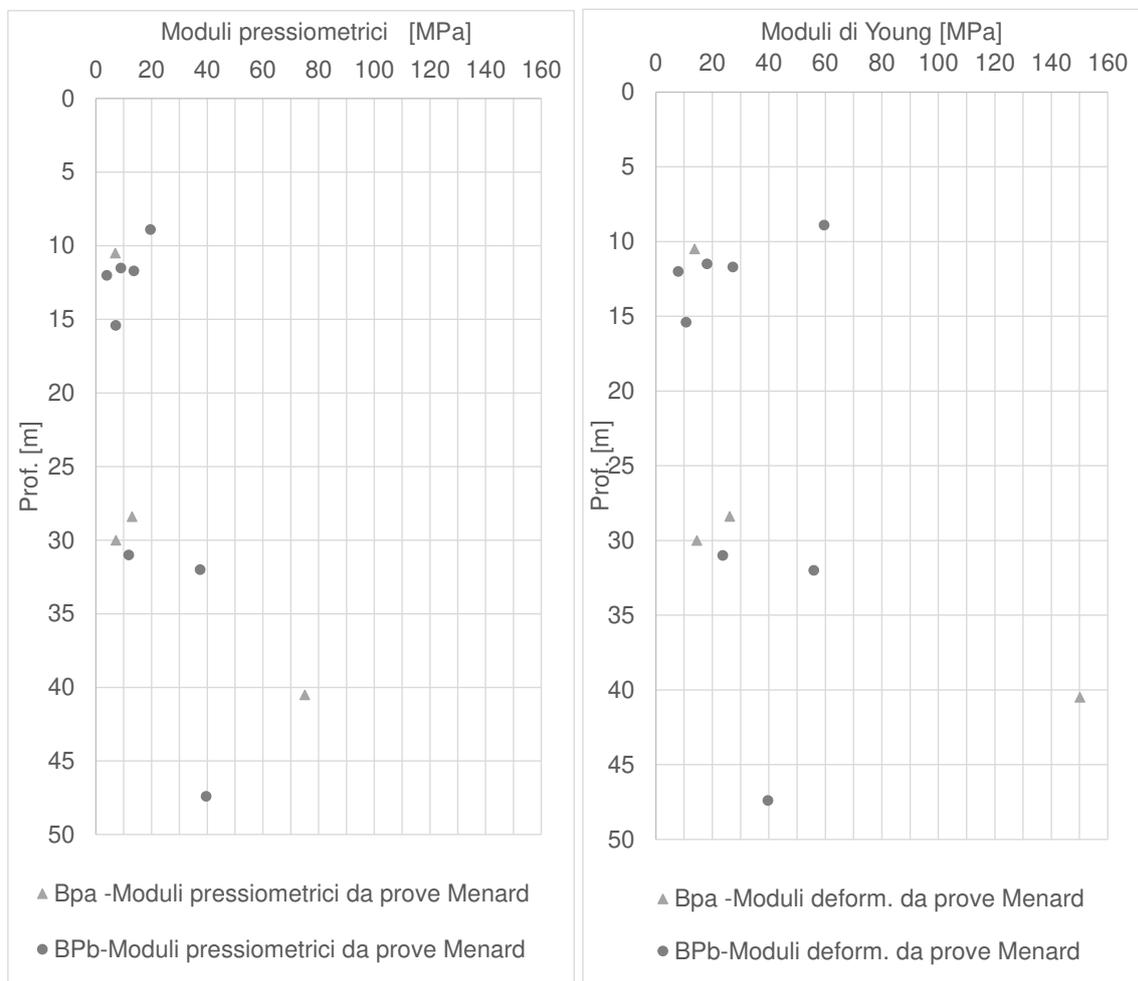


Figura 9-15: Unità BP – Moduli di deformazione ricavati da prove in-situ

Il coefficiente reologico α considerato è stato preso in coerenza dai certificati delle prove di laboratorio; per completezza viene indicato nella seguente tabella con riferimento a ciascuna prova.

Tabella 9-6: Tabella di conversione da moduli pressiometrici a moduli di Young tramite coeff.reologico α

			profondità centro della cella	modulo pressiometrico	α	Modulo di Young
			[m]	[MPa]		[MPa]
L1S1	BPb	P1	11,7	13,6	1/2	27,3
L1S1	BPb	P2	32	37,4	2/3	55,9
L1S2	BPb	P1	8,9	19,6	2/3	59,5
L1S3	BPb	P1	11,5	9,03	1/2	18,1
L1S3	BPb	P2	31	11,8	1/2	23,6

			profondità centro della cella	modulo pressiometrico	α	Modulo di Young
			[m]	[MPa]		[MPa]
L1S7	BPb	P1	15,4	7,1	2/3	10,7
L1S11	BPb	P3	47,4	39,6	1	39,6
L1S14	BPb	P1	12	3,9	1/2	7,9
L1S11	Bpa	P2	28,4	13,0	1/2	26,1
L1S7	Bpa	P2	30	7,2	1/2	14,5
L1S11	Bpa	P1	10,5	7,0	1/2	13,7
L1S14	BPa	P2	40,5	75,0	1/2	150,1

9.2.3.2 Parametri edometrici determinati da prove di laboratorio

I principali parametri edometrici ricavati dalle prove di laboratorio sono riassunti nella Tabella 9-7.

Tabella 9-7: Sommario dei parametri ottenuti dalla elaborazione di tutte le prove edometriche disponibili

Sondaggio	campione	Prof. [m]	e_0	OCR	Cr	RR	Cc	CR	Cs	SR	Cs/cc
L1-S1	CI1	5	0,739	2,5	0,010	0,006	0,22	0,13	0,067	0,039	30%
L1-S1	CI2	14	0,867	1,0	0,020	0,009	0,22	0,12	0,050	0,027	23%
L1-S2	CI2	9,8	0,804	2,0	0,015	0,008	0,19	0,11	0,035	0,018	18%
L1-S3	CI1	5,5	0,708	2,9	0,009	0,005	0,22	0,13	0,068	0,039	31%
L1-S3	CI2	12,5	0,859	2,7	0,017	0,009	0,24	0,13	0,072	0,039	30%
L1-S7	CI1	5,1	0,617	1,6	0,022	0,013	0,15	0,09	0,070	0,043	46%
L1-S14	CI2	13	0,495	1,3	0,027	0,017	0,10	0,07	0,015	0,010	15%

Per ciascuna prova sono state effettuate le ricostruzioni di Casagrande per la determinazione della tensione di preconsolidazione; ne è derivato che i terreni risultano leggermente sovra-consolidati, con OCR decrescente con la profondità (**Figura 9-11**).

A partire dal valore di e_0 e Cc ricavati dalle prove edometriche, è possibile stimare il modulo edometrico per un certo stato tensionale. Il grafico di **Figura 9-16** mostra i moduli edometrici stimati per lo stato tensionale corrispondente alla profondità di prelievo dei campioni ($90\text{kPa} < \sigma'_v < 250\text{kPa}$); i valori sono estremamente bassi (1-3 MPa). Per una pressione pari a 400 KPa si sono stimati moduli di deformazione edometrica di circa 8-10 MPa.

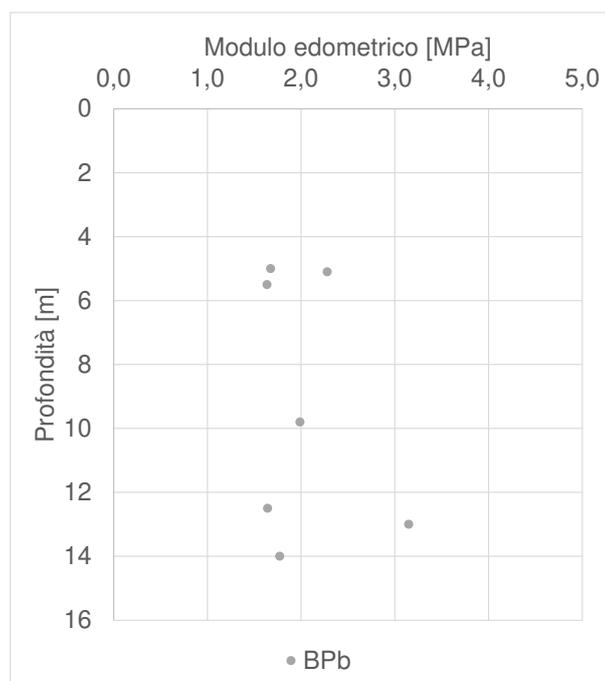


Figura 9-16: Unità BP – Moduli edometrici ottenuti dalle prove edometriche

Si ritiene che i moduli edometrici che si ricavano dai parametri e_0 , C_c ottenuti dalle prove edometriche rappresentino una sensibile sottostima dei moduli rispetto a quelli misurati da prove in situ; questo può essere dovuto a fattori di disturbo durante il campionamento e/o all'effettiva rappresentatività dei provini sottoposti a prova rispetto al generale comportamento atteso in sito.

I coefficienti di compressione C_c calcolati sono stati posti a confronto, nella Figura 9-17, con tipici intervalli di variazione indicati dalla letteratura (vedi Lancellotta, 2009), in dipendenza dall'indice dei vuoti iniziale e_0 ; ne deriva una più che soddisfacente coerenza.

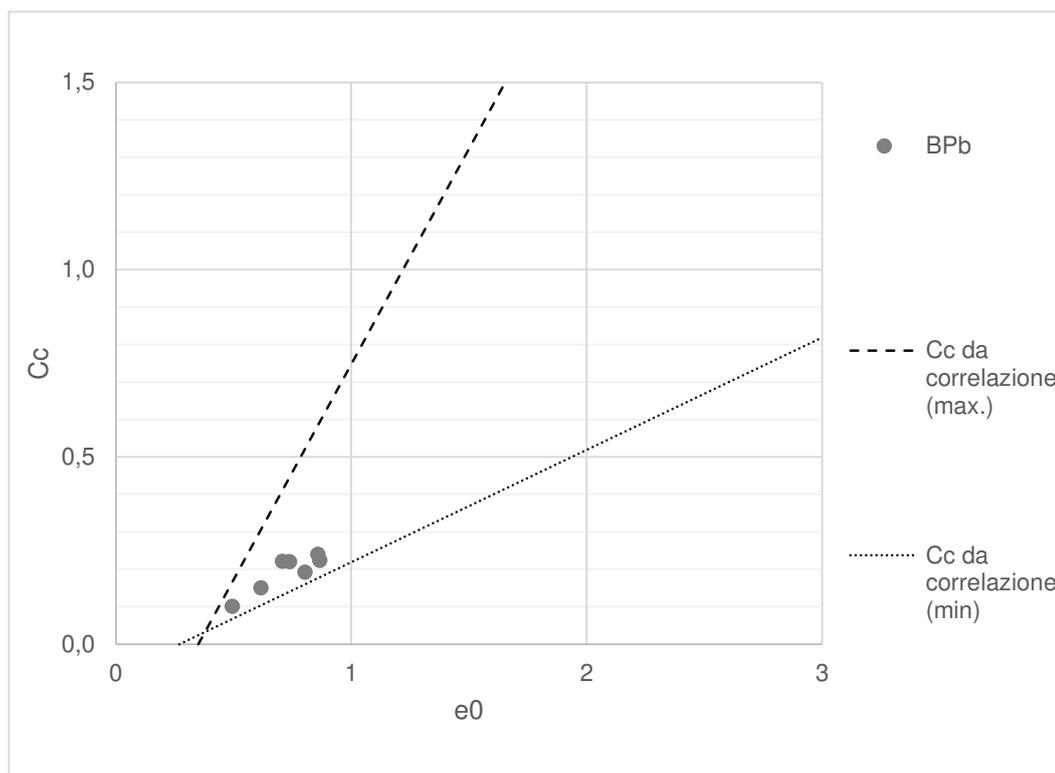


Figura 9-17: Valori di Cc calcolati per le diverse unità e confronto con indicazioni di letteratura (Lancellotta,2009)

Dalle prove edometriche sono stati anche ricavati i coefficienti di consolidazione secondaria, come già riportato nello specifico paragrafo. Partendo dalle prove edometriche disponibili sui campioni S2-C1, S3-C2 e S14-C2 (dove è stato applicato metodo di Casagrande), è stato ricavato il coefficiente di consolidazione come rapporto tra la variazione di deformazione tra due istanti di tempo t_1 e t_2 e la variazione logaritmica di tali tempi, prendendo a riferimento la porzione terminale dei diagrammi "deformazione-tempo", cioè la pendenza dell'asintoto inclinato nel piano semilogaritmico ε -logt. Il coefficiente è stimato dunque come

$$C_{\alpha\varepsilon} = \Delta\varepsilon/\Delta\log t$$

ottenendone l'andamento riportato nel grafico di Figura 9-18, in relazione dalla pressione di prova.

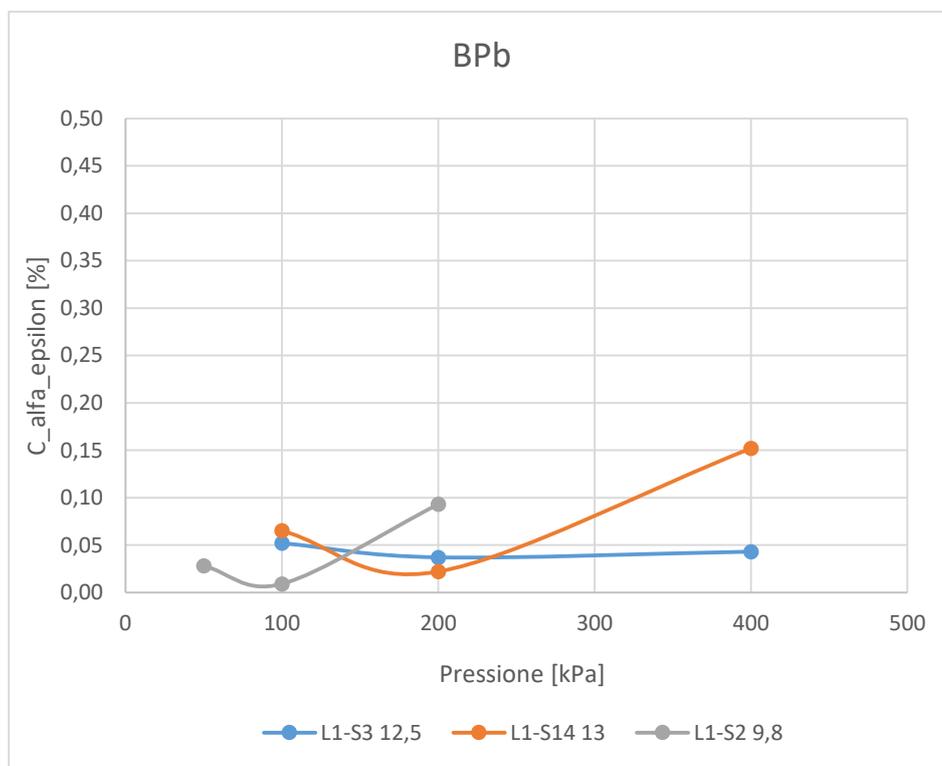


Figura 9-18: Andamento di $C_{\alpha\varepsilon}$ in relazione alla pressione di prova

Considerando le basse pressioni di prova (50-400 kPa), si è considerato il valor medio delle prove, ottenendo un valore di $C_{\alpha\varepsilon}$ operativo pari a 0,058%.

9.2.3.3 Modulo elastico operativo in condizioni drenate

I valori dei moduli operativi sono stati estratti a partire dai moduli a basse deformazioni ottenuti dai valori di G_0 , derivanti dai valori di V_s , a loro volta ricavati da prove Down Hole e MASW.

Nella Figura 9-19 si rappresentano i valori di V_s misurati nelle prove geofisiche ed in **Figura 9-20** si diagrammano i moduli E_0 stimati sulla base dei risultati di queste prove. Si nota come in genere, le prove MASW danno come risultati valori di V_s (e quindi di E_0) più cautelativi rispetto alle prove DH.

RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC1E	A1R11	GE	GE0006001	C	90 di 189

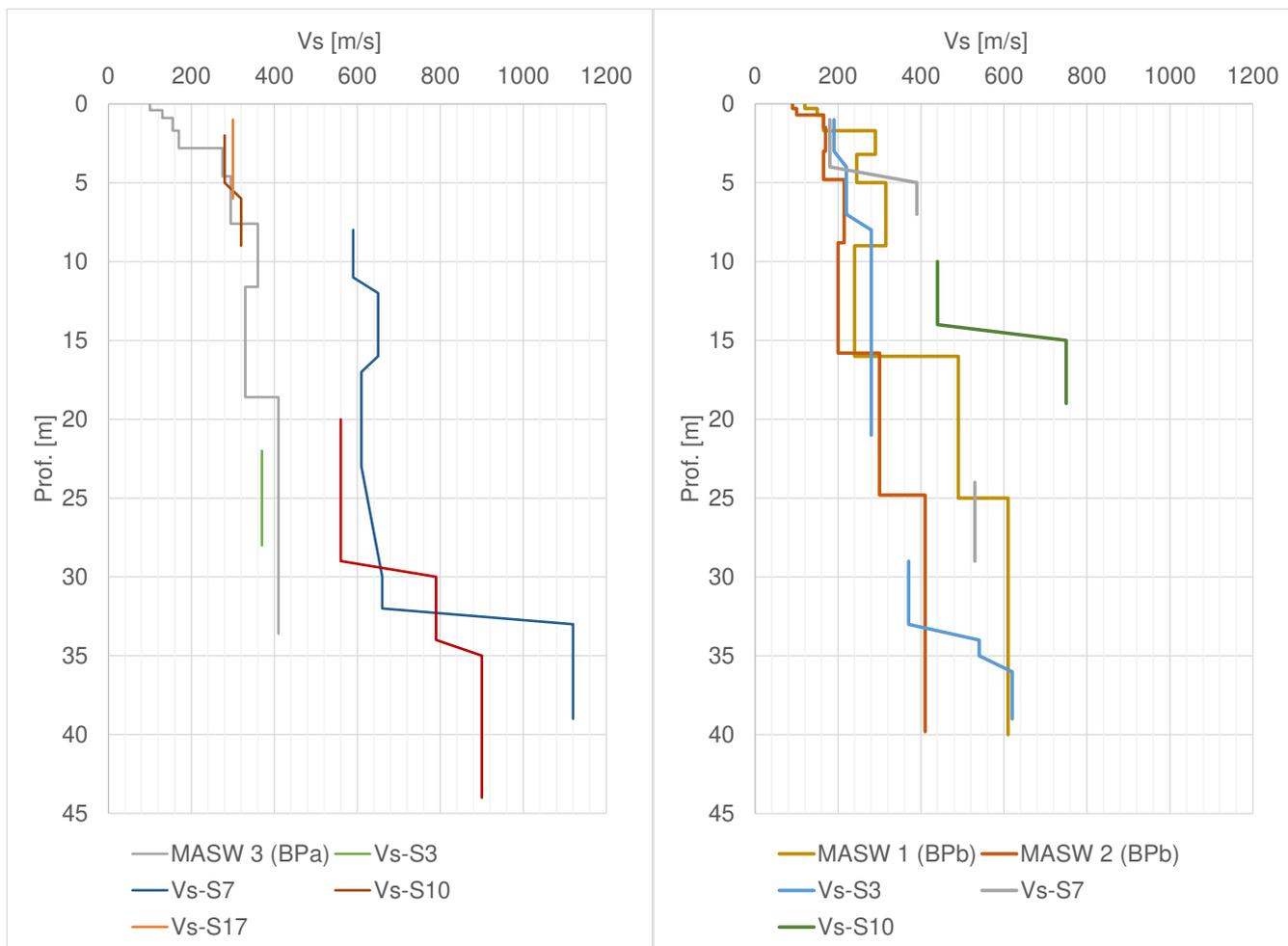


Figura 9-19: Andamento di Vs registrata nelle sub-unità BPa (a sinistra) e BPb (a destra).

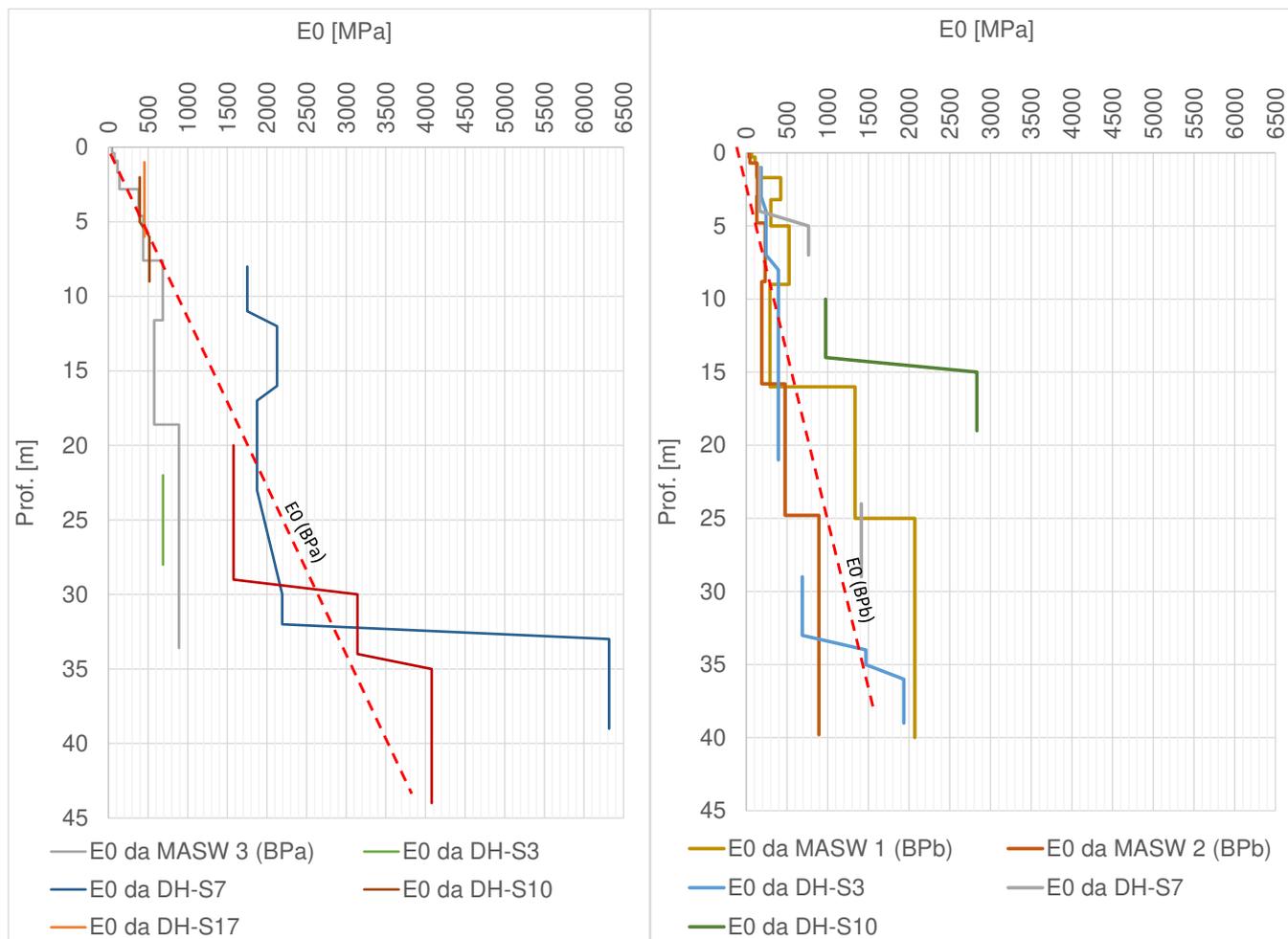


Figura 9-20: Andamento del modulo E_0 con la profondità nelle sub-unità BPa (a sinistra) e BPb (a destra).

Dai precedenti grafici si nota come E_0 mostra valori crescenti con la profondità in entrambe le sub-unità; per le unità BPa e BPb si possono assumere i seguenti intervalli.

Tabella 9-8: Sommario dei moduli E_0 ed Eoperativo a partire da prove DH - BP

unità		<10m	10-30m	>30m
BPa	E_0 [MPa]	400-500	600-1500	2000-4000
	E_{op} [MPa]	40-50	60-150	200-400
BPb	E_0 [MPa]	150-250	400-700	700-1400
	E_{op} [MPa]	15-25	40-70	70-140

E_{op} è stato calcolato come $1/10 E_0$ nel caso di problemi di “primo carico” (esempio fondazioni dirette, profonde e rilevati).

9.2.4 Permeabilità

Nell'ambito della campagna d'indagine sono state eseguite 17 prove di permeabilità tipo Lefranc a carico variabile sull'unità BP. In Tabella 9-9 sono riportati i valori dei coefficienti di permeabilità ottenuti dalle prove e riferibili alle varie unità indagate, con indicazione dei valori ritenuti rappresentativi per entrambe le sub-unità.

Tabella 9-9 Risultati delle prove Lefranc - BP

sondaggio	Unità	Prof. Prova (m)		k (m/s)
L1-S2	BP _a	16	16,5	2,20E-04
L1-S11		14	15	1,07E-05
L1-S11		30	30,5	1,03E-04
L1-S14		5,5	6	7,30E-06
L1-S14		31,4	32	1,72E-05
L1-S17		5,5	6	8,94E-04
L1-S20		35,7	36	1,17E-04
L1-S18		1,7	6,4	2,19E-06
L1-S19		10,1	11	4,87E-08
L1-S1		BP _b	5,77	7,5
L1-S1	16,27		18	2,29E-06
L1-S1	31,5		33	3,30E-06
L1-S2	4,7		6	3,27E-07
L1-S3	6		6,5	4,97E-08
L1-S3	16		16,5	6,90E-09
L1-S3	31,5		32	7,52E-08
L1-S5	5,8		9	3,04E-07
L1-S5	14,7		16,5	3,40E-07
L1-S5	31,2		33,4	2,76E-08

sondaggio	Unità	Prof. Prova (m)		k (m/s)
L1-S9	BPb	4,4	6,4	1,24E-06
L1-S9		14,8	16	4,08E-08
L1-S9		29,8	31,3	7,89E-08
L1-S10		4,2	5,9	2,48E-07
L1-S10		14,7	16,5	3,32E-08
L1-S10		28,2	30	2,89E-08
L1-S7		5,7	6,9	4,49E-07
L1-S7		16,2	17,9	8,68E-09
L1-S7		29,8	32,5	1,33E-07
L1-S11		6	7,5	3,79E-06
L1-S14		16	16,5	4,96E-07
L1-S12		11,5	15,85	6,76E-07
L1-S12		4,1	5,5	Assorbimento nullo

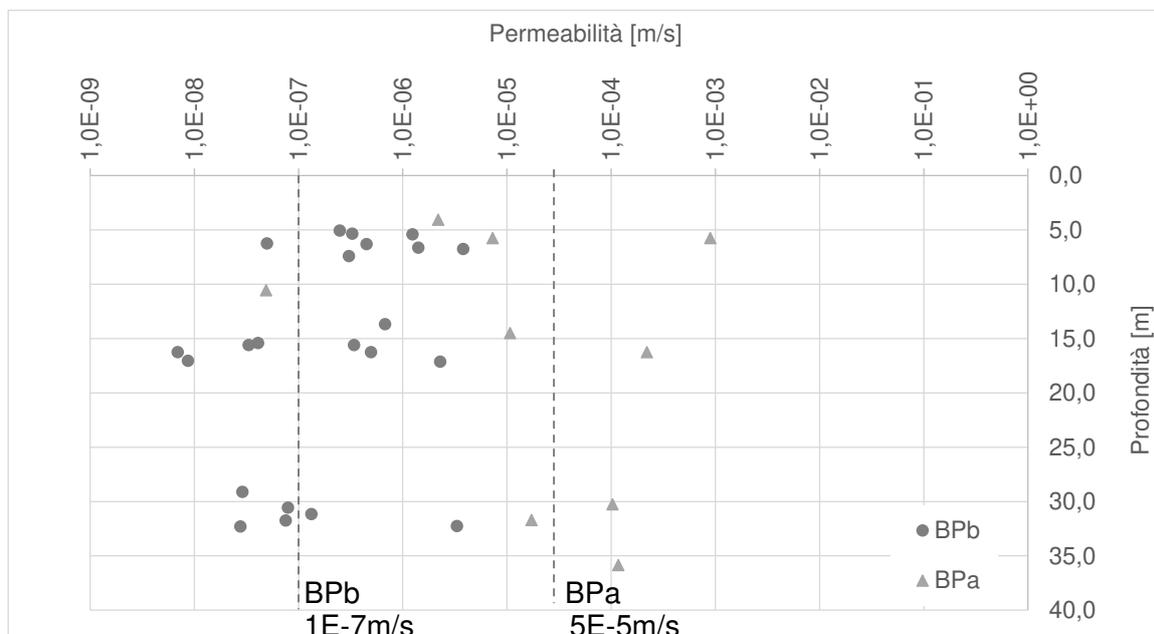


Figura 9-21: Valori di permeabilità registrati nelle prove Lefranc - BP

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1A BATTIPAGLIA – ROMAGNANO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO	COMMESSA RC1E	LOTTO A1R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. C

9.3 UNITÀ LDC

Dalla relazione geologica, si tratta di ghiaie con livelli di sabbie, sabbie con ciottoli e lenti limose pedogenizzate; presentano una tessitura da *matrix-* a *clast-supported*, e sono caratterizzati da clasti centimetrico-decimetrici, da arrotondati a sub-arrotondati, immersi in una matrice limoso-sabbiosa.



Figura 9-22: Parete sub-verticale costituita dai conglomerati LDC

9.3.1 Parametri di stato e caratteristiche fisiche

Dal punto di vista della caratterizzazione fisica, si hanno a disposizione i seguenti dati:

Tabella 9-10 Riassunto caratteristiche fisiche – LDC

Sondaggio	Unità	Campione	Prof.media	Peso specifico	G	S	L	A	Wn	WL	Ip	Ic	e ₀
			[m]	[kN/m ³]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	-
L1-S37	LDC	CI1	2,9	17,8	0	5	20	75	36,3	82	41	1,1	0,921
L1-S37	LDC	CR2	7,7	-	5	34	48	13	-	Non det.	NP	-	-

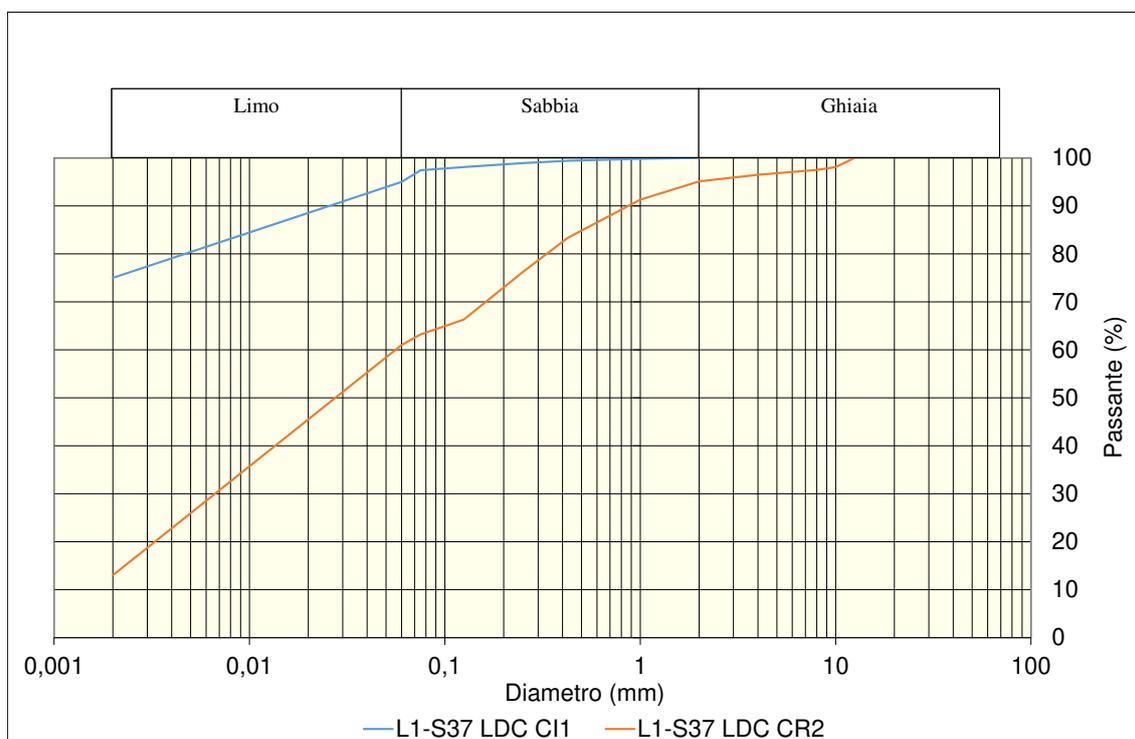


Figura 9-23: Analisi granulometriche su campioni estratti da L1-S37

I campioni dal punto di vista granulometrico si descrivono come “argilla limosa debolmente sabbiosa” e “limo con sabbia argilloso”. Il peso specifico del materiale è pari a 18kN/m³ (un'unica prova su CI1-S37).

9.3.2 Parametri di resistenza

9.3.2.1 Condizioni non drenate

Si hanno a disposizione 5 prove N_{spt}, eseguite nel foro L1-S37, i cui valori sono riportati nella figura seguente

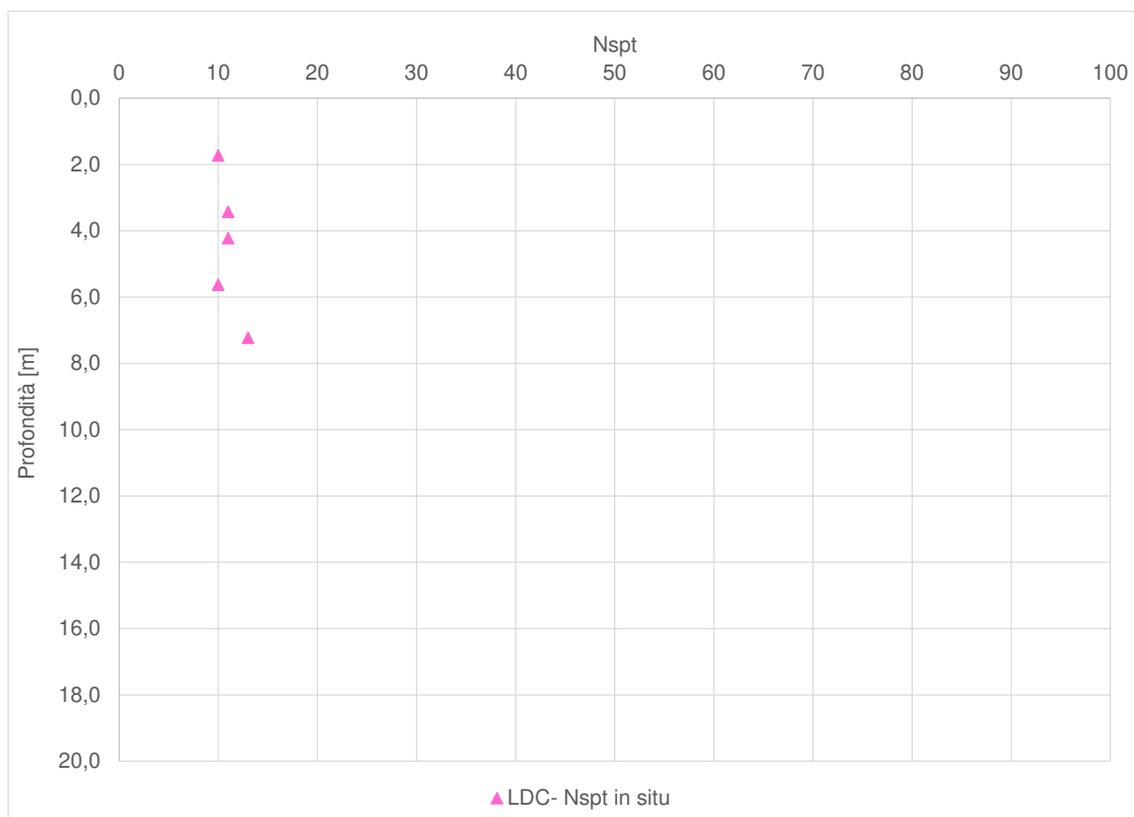


Figura 9-24: Risultati di Nspt per unità LDC

L'unità è geologicamente descritta come "ghiaie con sabbie, sabbie con ciottoli e lenti limose", però dalla descrizione del materiale del sondaggio L1-S37 l'unità LDC, presente fino a 10 m di profondità, è identificata come "limo e argilla" e "alternanza di prevalenti argille sabbiose e limi argilloso-sabbiosi".

Per quanto sopra detto, si applicano le correlazioni basate su Nspt tenendo conto della natura prevalentemente coesiva del materiale individuato in L1-S37.

Tabella 9-11 Stima coesione non drenata per LDC

	$c_u=4.5 \cdot Nspt$ (PI=41%)
Valore medio	50
Valore minimo	45

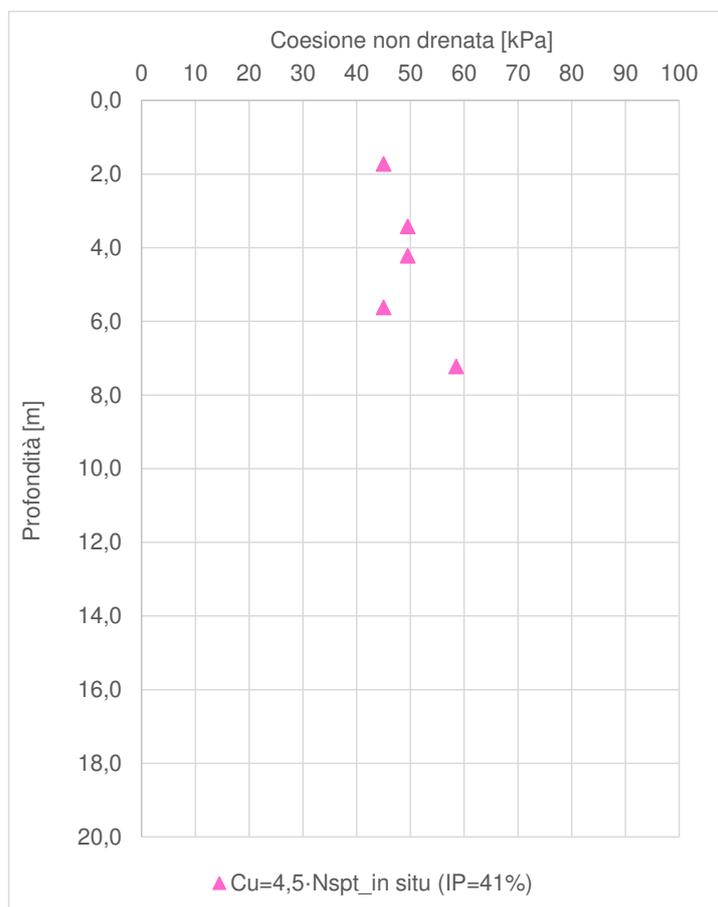


Figura 9-25: Stima coesione non drenata per LDC

9.3.2.2 Condizioni drenate

Per stimare angolo di attrito si utilizza la correlazione in funzione dell'Indice di Plasticità come visto nel paragrafo 8.2.2.2.3:

$\varphi' = 50 - 14\log(IP)$	IP	Angolo di attrito
	41%	27,4°



**NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA
 LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA
 LOTTO 1A BATTIPAGLIA – ROMAGNANO
 PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA**

RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC1E	A1R11	GE	GE0006001	C	98 di 189

9.3.3 Parametri di rigidezza

In mancanza di ulteriori dati, per avere una stima delle caratteristiche di deformabilità di questa unità, si è deciso di applicare le correlazioni proposte da Stroud (si rimanda al paragrafo 8.2.3.5) secondo le quali l'intervallo assunto dal modulo di Young E' può essere calcolato come:

$E[\text{kPa}] = N_{\text{spt}} \cdot (-0.003 \cdot IP^3 + 0.859 \cdot IP^2 - 72.04 \cdot IP + 2410)$	Limite inferiore: 8 MPa (7-9 MPa)
$E[\text{kPa}] = N_{\text{spt}} \cdot (-0.008 \cdot IP^3 + 1.732 \cdot IP^2 - 127.2 \cdot IP + 3703)$	Limite superiore: 9 MPa (8-11 MPa)

Per quanto riguarda il modulo elastico in condizioni non drenate, si può assumere che per l'unità LDC $E_u = 400 \cdot C_u$ (si rimanda al paragrafo 8.2.3.6), quindi $E_u = 18000 \text{ kPa} = 18 \text{ MPa}$.

Volendo stimare un valore del modulo drenato si può quindi applicare il rapporto $E' \approx E_u / 1.15$ che conduce a $E' = 15 \text{ MPa}$

9.4 UNITÀ TSG

Questa unità geotecnica appartiene al Sintema di Bivio e si riferisce ai cosiddetti Travertini di S.Maria di Sperlonga che consistono in travertini bianco-giallastri e travertini detritici in strati medio-spessi e spessi. All'interno si possono rinvenire sottili livelli limo-argillosi palustri.

Di seguito si mostrano alcune fotografie per rendere l'idea dell'aspetto che può avere questo materiale, in affioramento e così come si estrae dai sondaggi.



Figura 9-26: Affioramenti sub-verticali di TSG

Il materiale è stato considerato con comportamento di materiale granulare/incoerente, anche se in alcuni sondaggi sono stati prelevati carote di materiali limoso/argillosi. Per tenere in conto della osservata cementazione, e considerando le pareti sub-verticali che mostrano gli affioramenti in questa unità si è quindi associato ad essa una coesione, confermata come si vedrà anche dalle prove geofisiche.



Sabbie travertinose da deb. limose a limose a prevalente granulometria medio-grossa (di tipo fitoclastico), giallastre e/o ocracee, con dispersi frammenti e noduli fitoclastici/travertinosi mm.



Limo e argilla marrone-ocraceo con deb. sfumature e bande oca bruno e grigiastro, con sparsi litici travertinosi sub-mm÷mm; alcune punteggiature nerastre; reazione media a HCl. Struttura massiva. Molto consistente.

L 1-S 37: Cassetta n. 3 da 10.0 a 15.0 m

L 1-S 34: Cassetta n. 4 da 15.0 a 20.0 m

In questa unità, in maniera molto puntuale, sono state estratte carote con aspetto litoide ed alle quali è stato assegnato un valore di RQD. Considerando i limitati dati a disposizione in termini di ammasso roccioso, non si è proceduto ad eseguire la caratterizzazione con approccio della meccanica delle rocce per questa unità.



Travertini litoidi variamente cementati di aspetto da fitoclastico a fitoermale, con sporadiche sottili intercalazioni semi-coerenti (deb. cementate) di sabbie calcaree/fitoclastiche simili e di sabbie limose molto fini e/o limi sabbiosi.

L 1-S 39: Cassetta n. 5 da 20.0 a 25.0 m

La TSG in genere si può descrivere come “Successione travertinosa semi-coerente, rappresentata da prevalenti sabbie fini limose calcaree intercalate da passaggi poco differenziabili da cm a dm di sabbie e sabbie limose a grana media e medio-fine, raramente a grana medio-grossa, a tratti con diffusi granuli fitoermali mm; rare e sottili intercalazioni (3÷10cm) di travertini litoidi biancastri, bianco-ocra e avana, da vacuolari a compatti, da poco a mediamente cementati (quelli compatti e/o poco vacuolari)”.

La caratterizzazione inclusa nei seguenti paragrafi si basa sui dati ottenuti dai sondaggi L1-S31, L1-S34, L1-S37, L1-S38, L1-S39 e L1-S40.

9.4.1 Parametri di stato e caratteristiche fisiche

I principali parametri inerenti alle caratteristiche fisiche e le relative proprietà indice dell'Unità TSG sono riassunti nella Tabella 9-12, suddivisi per campioni e profondità di prelievo. Nelle figure seguenti, invece, i valori degli stessi parametri sono riportati graficamente.

Tabella 9-12 Riassunto caratteristiche fisiche - TSG

Sondaggio	Unità	Campione	Prof.media	Peso specifico	G	S	L	A	Wn	WL	Ip	Ic
			[m]	[kN/m ³]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]
L1-S38	TSG	CI1	3,3	20,31	6	19	45	30	17,5	45	17	1,6
L1-S38	TSG	CI2	7,75	19,03	9	42	38	11	19,8	32	-	-
L1-S38	TSG	CI3	13,8	19,82	8	39	40	13	23,3	33	-	-
L1-S40	TSG	CR1	6,25	-	35	34	30	1	-	non det.	-	-
L1-S40	TSG	CR2	12,2	-	16	43	39	2	-	non det.	-	-
L1-S40	TSG	CR3	16,8	-	26	44	25	5	-	non det.	-	-
L1-S40	TSG	CR7	26,22	-	21	50	20	9	-	non det.	-	-
L1-S39	TSG	CR1	5,25	-	21	41	34	4	-	non det.	-	-
L1-S39	TSG	CI2	12,31	16,19	67	30	3	0	27,2	non det.	-	-
L1-S39	TSG	CI3	20,75	15,70	51	39	10	0	29,2	non det.	-	-

Oltre ai campioni elencati nella tabella anteriore, si sono estratti 5 campioni litoidi (CL4, CL5 e CL6 di L1-S40 e CI4, CI5 di L1-S39); si è eseguita una sola prova per determinare il peso specifico (su CI4-S39 a 28 m di profondità) ottenendo un valore di 24.4 kN/m³.

Si osserva che solamente i primi 3 campioni elencati in Tabella 9-12 presentano un contenuto di argilla >10%; questo dato conferma la validità della scelta di trattare questo materiale con comportamento granulare piuttosto che coesivo.

Con riferimento al grafico di Figura 9-27, i pesi dell'unità di volume presentano una certa variabilità mostrando valori compresi tra 16 e 20 kN/m³. Mediamente si può individuare un promedio di 18 kN/m³.

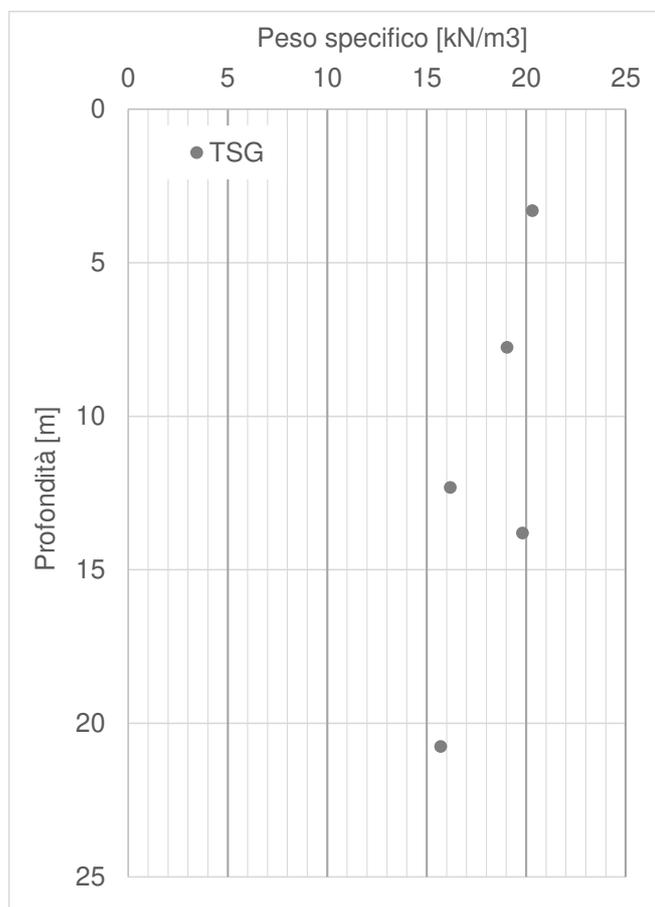


Figura 9-27: Andamenti con la profondità dei pesi dell'unità di volume

9.4.2 Parametri di resistenza

9.4.2.1 Condizioni non drenate

Per completezza di informazione si riportano i risultati delle prove triassiali non consolidate non drenate eseguite sui campioni con contenuto di argilla >10% (CI2 e CI3 prelevati da L1-S38); come già anticipato, essendo l'unità TSG caratterizzata come materiale con comportamento granulare, queste prove non si considerano rappresentative.

Tabella 9-13 Risultati delle prove triassiali non consolidate non drenate (UU)

Sondaggio	Unità	Campione	Prof.media	Cu (valore medio)
			[m]	[kPa]
L1-S38	TSG	CI2	7,75	440
L1-S38	TSG	CI3	13,80	115

9.4.2.2 Condizioni drenate

In questo paragrafo vengono riassunti i risultati derivanti dalle prove di taglio diretto disponibili per l'unità in esame. I dati sono stati cumulati in modo da ottenere un rango di valori riferiti a più prove (Figura 9-28). Come riscontrabile dalla figura sottostante per TSG, i dati riportati nel grafico restituiscono i seguenti intervalli: $\varphi'=27-34^\circ$ – $c'=15-20$ kPa. Le rette indicate in figura si associano alla componente più granulare ($\varphi'=34^\circ$ – $c'=15$ kPa) e a quella più coesiva ($\varphi'=27^\circ$ – $c'=20$ kPa).

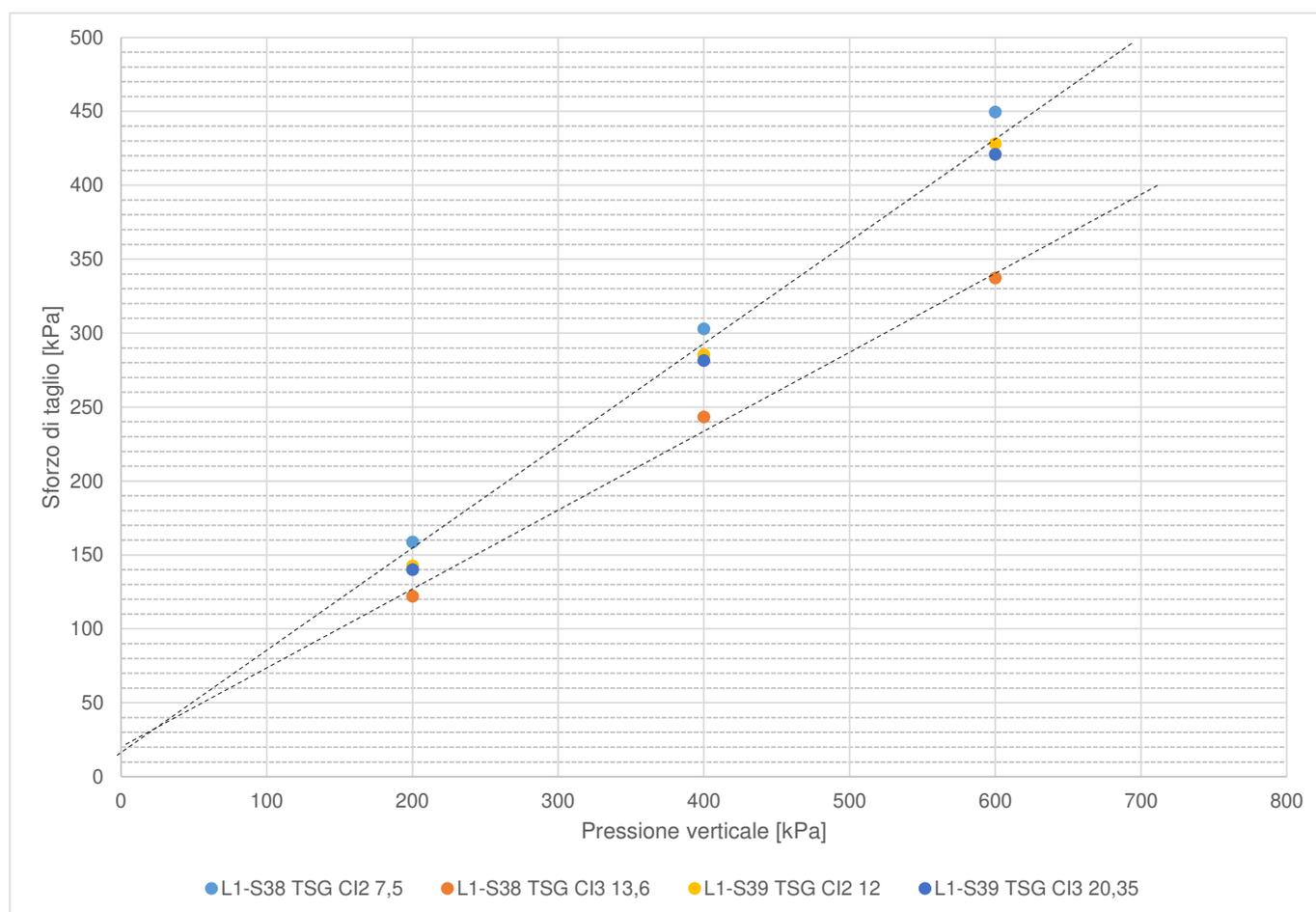


Figura 9-28: Unità TSG - interpretazione delle prove di taglio diretto

Su una porzione limoso-argillosa superiore (profondità media 3,3 m), si è realizzato una prova triassiale consolidata non drenata ottenendo:

Tabella 9-14 Risultati delle prove triassiali consolidate non drenate (CU)

Sondaggio	Unità	Campione	Prof.media	Angolo di attrito	coesione
			[m]	[°]	[kPa]
L1-S38	TSG	CI1	3,30	27	0

Anche questo dato viene indicato per completezza di informazione, ma non se ne terrà in conto per la caratterizzazione geotecnica dell'unità TSG, definita come granulare.

9.4.3 Parametri di rigidezza

9.4.3.1 Modulo elastico da prove in situ

Si sono considerate le prove disponibili al momento della redazione della presente relazione: 13 prove pressiometriche di tipo Menard e 4 prove dilatometriche, eseguite nei sondaggi S31, S35, S37, S38, S39 ed S-40. I risultati sono rappresentati nel grafico di Figura 9-29.

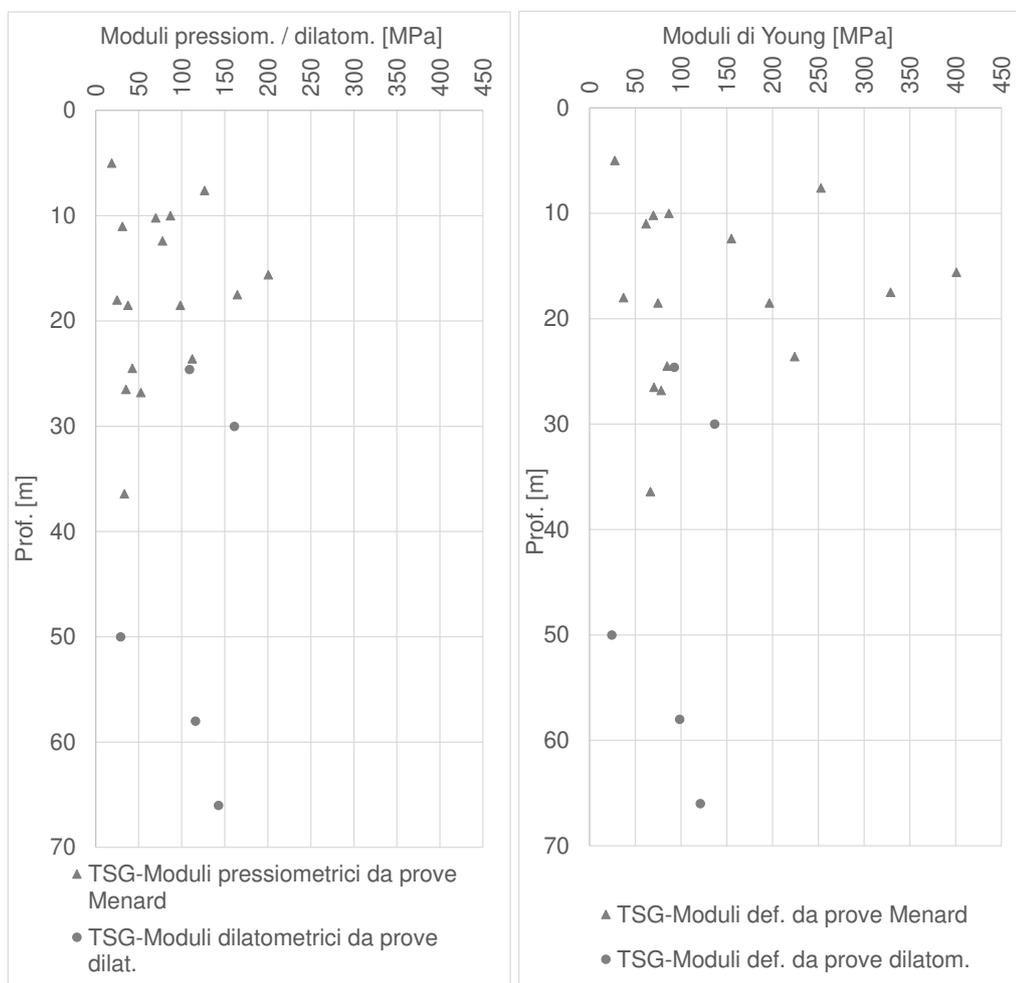


Figura 9-29: Unità TSG – Moduli di deformazione ricavati da prove in-situ

Il coefficiente reologico α considerato è stato preso in coerenza dai certificati delle prove di laboratorio; per completezza viene indicato nella seguente tabella in relazione a ciascuna prova.

Tabella 9-15: Tabella di conversione da moduli pressiom. a moduli di Young tramite coeff.reologico α

			profondità centro della cella	modulo pressiom.etrico	α	Modulo di Young
			[m]	[MPa]		[MPa]
L1S37	TSG	P1	11	30,9	1/2	61,8
L1S37	TSG	P2	17,5	164,4	1/2	328,9
L1S35	TSG	P1	18,5	37,4	1/2	74,8
L1S35	TSG	P2	26,5	35,2	1/2	70,5
L1S35	TSG	P3	36,4	33,3	1/2	66,6

			profondità centro della cella	modulo pressiometrico	α	Modulo di Young
			[m]	[MPa]		[MPa]
L1S36	TSG	P1	12,4	77,5	1/2	154,9
L1S36	TSG	P2	18,5	98,3	1/2	196,5
L1S36	TSG	P3	26,8	52,5	2/3	78,3
L1S37	TSG	P3	24,5	42,5	1/2	84,9
L1S38	TSG	P1	5	18,5	2/3	27,6
L1S38	TSG	P2	10,2	69,7	1	69,7
L1S38	TSG	P3	18	24,9	2/3	37,1
L1S39	TSG	P1	10	86,8	1	86,8
L1S40	TSG	P1	7,6	126,4	1/2	252,9
L1S40	TSG	P2	15,6	200,5	1/2	400,9
L1S40	TSG	P3	23,6	112,1	1/2	224,1

9.4.3.2 Modulo elastico operativo in condizioni drenate

Nella Figura 9-30 si rappresentano i valori di Vs misurati nelle prove geofisiche ed in Figura 9-31 si diagrammano i moduli E_0 stimati sulla base dei risultati di queste prove. Si nota come in questo caso, le prove MASW danno come risultati valori di Vs (e quindi di E_0) meno cautelativi rispetto alle prove DH.

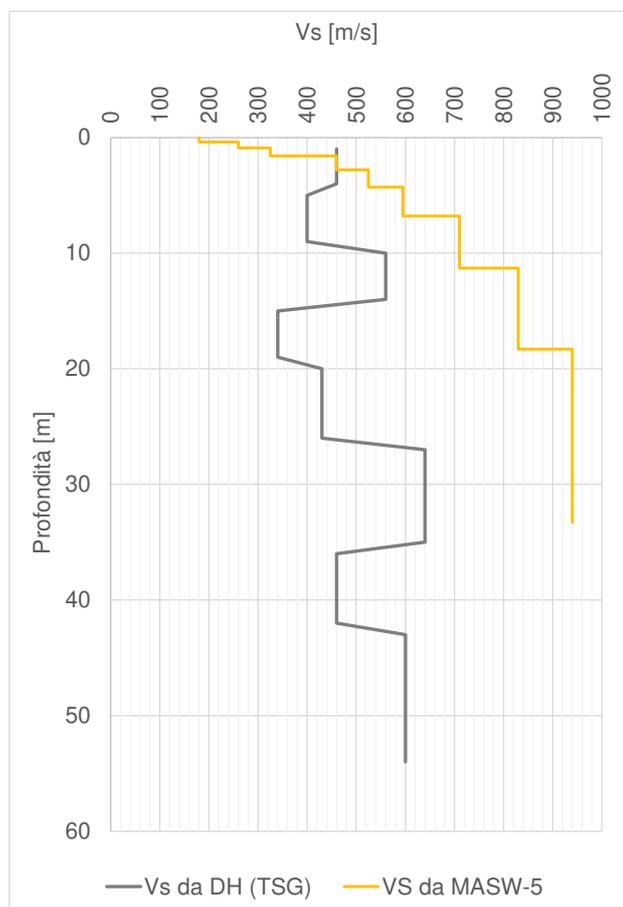


Figura 9-30: Andamento di Vs registrata nelle prove DH in L1-S36 e MASW-5.

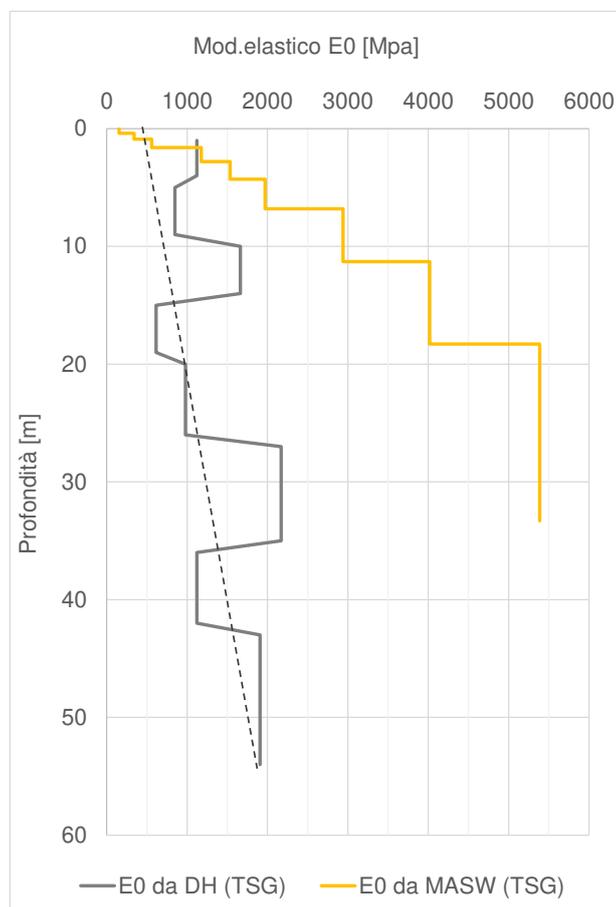


Figura 9-31: Andamento di E_0 stimato a partire da prove Down-Hole e MASW.

Basandosi sui risultati delle prove Down-Hole, si individuano i seguenti intervalli di valore di E_0 e di $E_{op}=1/10E_0$, crescenti con la profondità.

Tabella 9-16: Sommario dei moduli E_0 ed $E_{operativi}$ a partire da prove DH – TSG

	<20m	>20m
E_0 [MPa]	600-1100	1100-2000
E_{op} [MPa]	60-110	110-200

9.4.3.3 Permeabilità

Si sono considerate le prove di permeabilità disponibili al momento della redazione della presente relazione: 17 prove di tipo Lefranc a carico variabile. In **Tabella 9-31** sono riportati i valori dei coefficienti di permeabilità ottenuti dalle prove e riferibili all'unità indagata, TSG.

Tabella 9-17 Risultati delle prove Lefranc sull'unità TSG

Sondaggio	Prof. Prova (m)		k (m/s)
L1-S31	50,3	52,1	3,48E-08
L1-S31	62,8	65	9,91E-08
L1-S37	11,5	13	2,91E-07
L1-S37	21,8	23,5	6,82E-08
L1-S38	4,2	6	1,39E-06
L1-S38	14,7	17,5	2,01E-07
L1-S39	4,2	5,6	2,97E-07
L1-S39	14,7	17,3	2,35E-07
L1-S39	30,75	32,2	2,42E-07
L1-S40	9	10,5	2,78E-07
L1-S40	19	20,5	7,76E-08
L1-S33	6,2	7,3	3,46E-06
L1-S34	25	26,5	5,62E-05
L1-S36	13,2	15,2	6,39E-08
L1-S36	23,7	26	1,08E-06

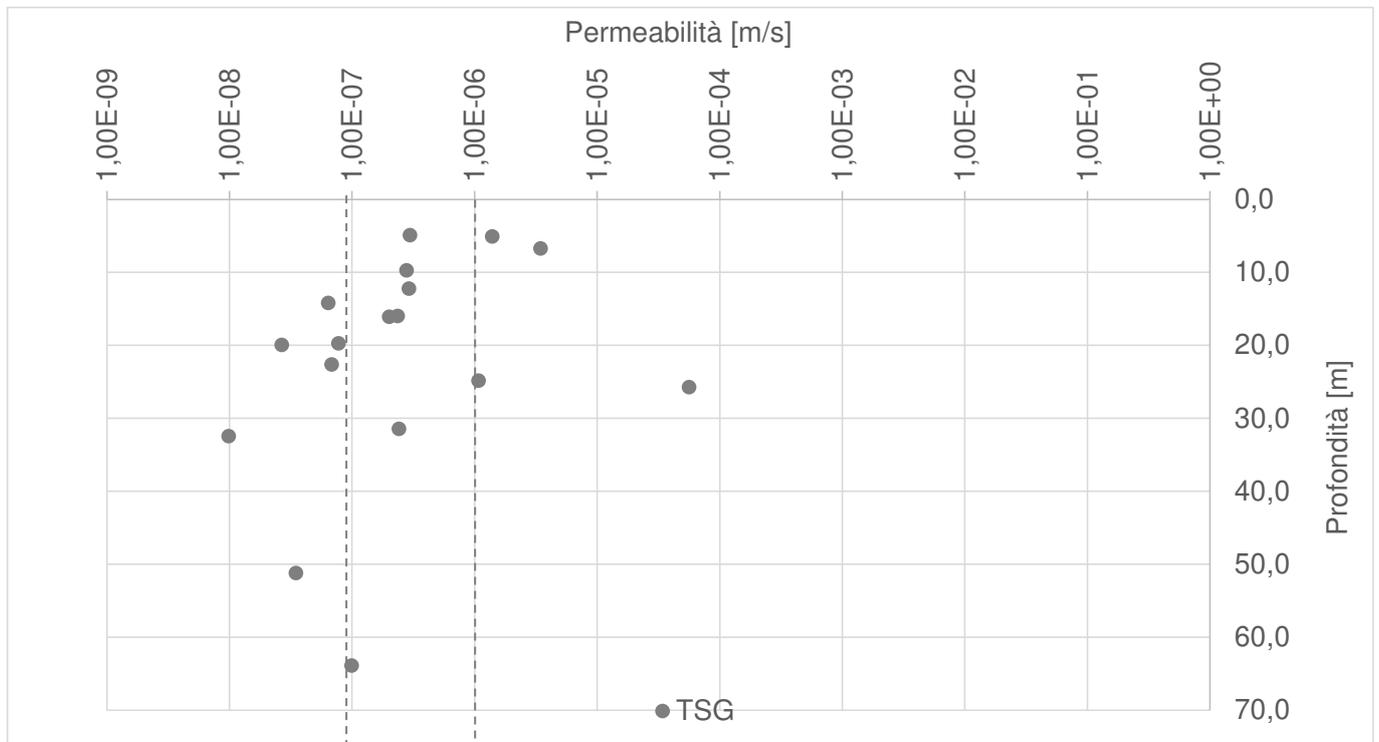


Figura 9-32: Valori di permeabilità dell'unità TSG

Si propone associare all'unità TSG, una permeabilità compresa tra $1E-6$ e $1E-7$ m/s.

	NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1A BATTIPAGLIA – ROMAGNANO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO	COMMESSA RC1E	LOTTO A1R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. C

9.5 UNITÀ BTL-PLM

Il sintema di Palomonte-Bottiglieri è formato da conglomerati e breccie poligenici, localmente con intervalli caotici e stratodii (Sintema di Palomonte, PLM) ed alternanze di conglomerati poligenici, sabbie laminate e argille (Sintema di Bottiglieri, BTL). In affioramento appare la facies grossolana di questa unità caratterizzata da una certa cementazione (BTL-PLMa), mentre i livelli più fini (BTL-PLMb), sono quelli maggiormente identificati nelle cassette geologiche e che sono i più rappresentativi lungo il profilo geologico considerato. Di seguito una foto che rappresenta uno scavo aperto in questo materiale.



Figura 9-33: Scavo aperto in BTL-PLMa

Quindi, come fatto per l'unità BP, anche nell'unità BTL-PLM, si procede a distinguere due sub-unità, basandosi sulla visione del materiale estratto (si veda Figura 9-34) e confermato dalle analisi granulometriche eseguite, come si può osservare da Tabella 9-18:

- BTL-PLMa, depositi conglomeratico-ghiaiosi con elementi eterometrici e poligenici, da cementati a sciolti, alternati a sabbie giallastre con stratificazione parallela e rare argille grigie. La matrice,

laddove presente, è limoso-sabbiosa mentre gli intervalli privi di matrice fine sono caratterizzati da clasti centimetrico-decimetrici ben arrotondati immersi in una matrice grossolana ghiaiosa;

- BTL-PLMb, depositi limoso-sabbiosi e limoso-argillosi grigi, alternati a lenti sabbioso-ghiaiose, prive di stratificazione.



Figura 9-34: Foto rappresentative delle due sub-unità BPa (a sinistra) e BPb (a destra).

A conferma del fatto che l'unità del Sistema Palomonte-Bottiglieri abbia una componente coesiva, si mostrano i risultati delle prove penetrometriche CPTU43bis_1 e CPTU43bis_2. Come si può notare la maggior parte della profondità investigata può essere classificata come limi argillosi-argille limose.

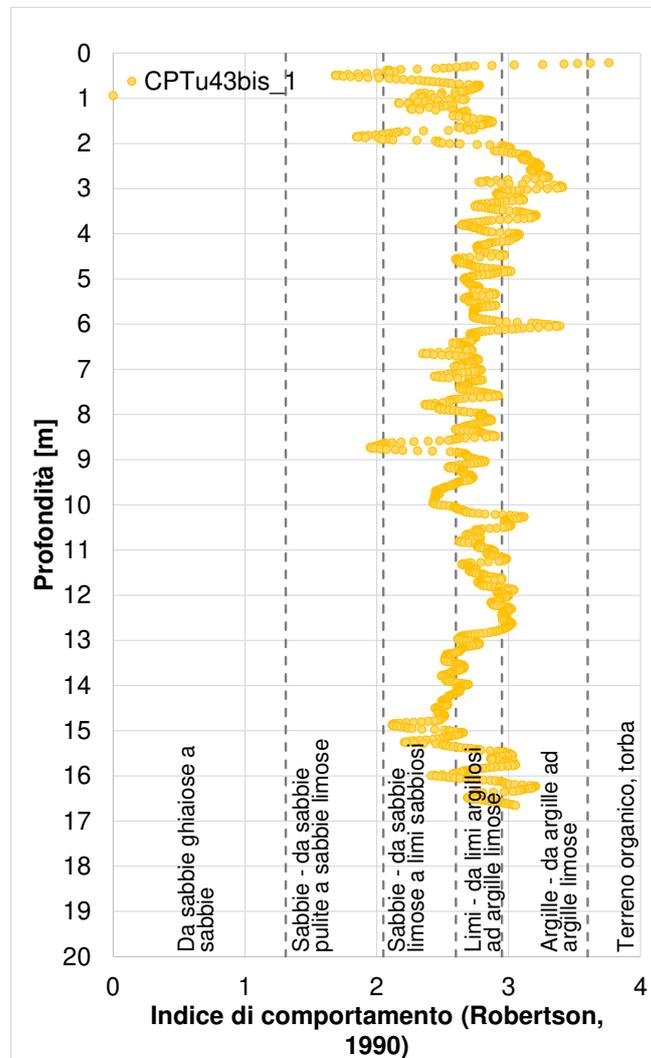


Figura 9-35 Analisi dell'Indice di comportamento per la prova CPTu43bis_1 (BTL-PLMb)

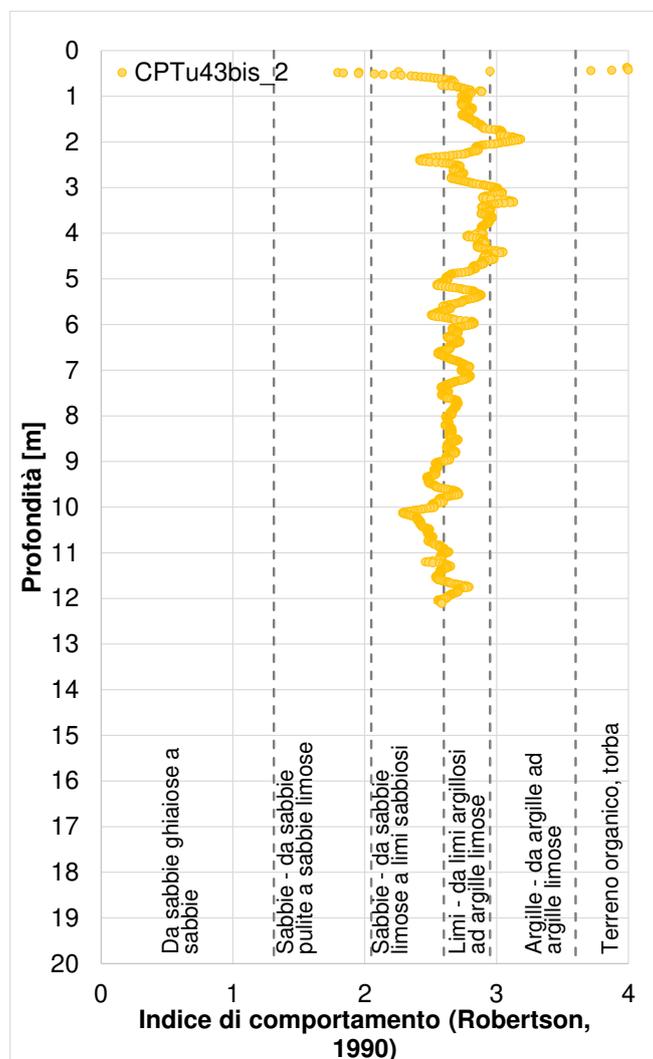


Figura 9-36 Analisi dell'Indice di comportamento per la prova CPTu43bis_2 (BTL-PLMb)

La caratterizzazione inclusa nei seguenti paragrafi si basa sui dati ottenuti dai sondaggi L1-S32, L1-S39, L1-S41, L1-S43 e L1-S46 (oltre che dalle prove CPTU mostarte nelle figure precedenti), disponibili al momento della redazione del presente documento.

9.5.1 Parametri di stato e caratteristiche fisiche

I principali parametri inerenti alle caratteristiche fisiche e le relative proprietà indice dell'Unità BTL-PLM sono riassunti nella Tabella 9-18, suddivisi per campioni e profondità di prelievo, distinguendo tra le

due facies (BTL-PLMa e BTL-PLMb). Nelle figure , invece, i valori degli stessi parametri sono riportati graficamente.

Tabella 9-18 Riassunto caratteristiche fisiche – BTL-PLM

Sondaggio	Unità	Campione	Prof.media	Peso specifico	G	S	L	A	Wn	WL	Ip	lc	e ₀
			[m]	[kN/m ³]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	-	-
L1-S32	BTL-PLMa	CI2	12,25	21,19	32	19	30	19	15,3	36	19	-	-
L1-S32	BTL-PLMa	CR3	21,2		57	19	14	10	-	32	13	-	-
L1-S41	BTL-PLMa	CR3	20,2		66	29	4	1	-	31	14	-	-
L1-S41	BTL-PLMa	CR4	27,85		49	28	14	9	-	31	13	-	-
L1-S41	BTL-PLMa	CR5	31,8		13	25	42	20	-	43	18	-	-
L1-S41	BTL-PLMa	CR6	38,5		1	16	51	32	-	44	20	-	-
L1-S32	BTL-PLMb	CR4	27,775		26	20	31	23	-	40	18	-	-
L1-S32	BTL-PLMb	CR5	29,75		11	12	46	31	-	39	17	-	-
L1-S38	BTL-PLMb	CI4	23,0	18,34	1	7	67	25	29,1	73	28	1,6	-
L1-S41	BTL-PLMb	CI1	6,25	19,52	2	16	48	34	24,2	48	25	1,0	0,602
L1-S41	BTL-PLMb	CI2	13,25	20,21	0	6	56	38	20,7	47	21	1,3	0,602
L1-S43	BTL-PLMb	CI1	3,425	19,23	0	5	43	52	26,2	64	39	1,0	0,695
L1-S43	BTL-PLMb	CI2	8,3	19,52	0	3	44	53	23,6	66	41	1,0	0,632
L1-S43	BTL-PLMb	CI3	14,7	19,62	0	4	48	48	22,9	56	27	1,2	-
L1-S43	BTL-PLMb	CI4	25,1	18,84	0	3	44	53	28,6	61	34	1,0	-

Per maggiore chiarezza, mi mostrano i dati granulometrici in formato grafico, a conferma della distinzione in due sub-unità: la più grossolana BTL-PLMa, caratterizzata da una predominanza di sabbie e ghiaie, e la più fine BTL-PLMb dove predominano argille e limi.

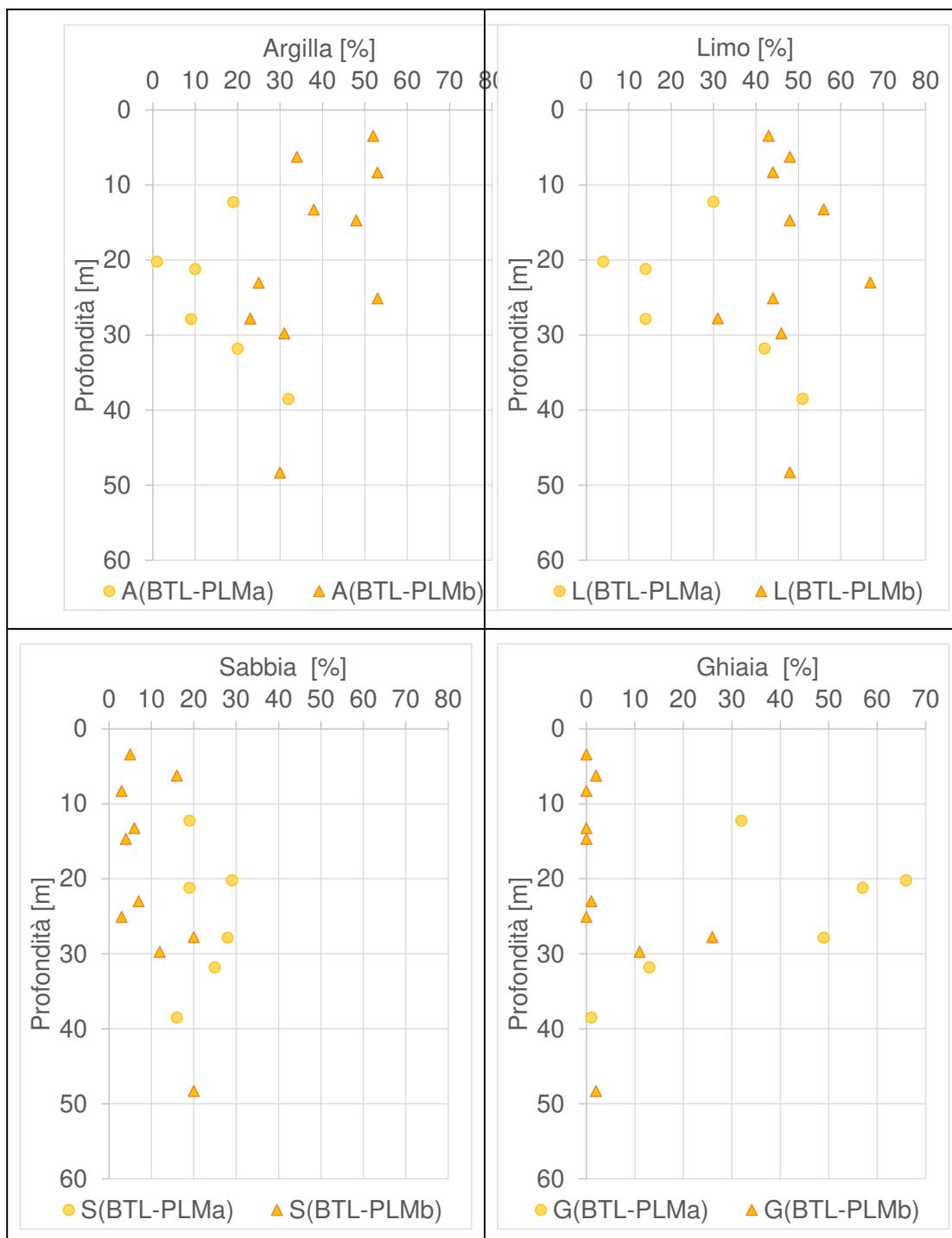


Figura 9-37: Composizione granulometrica delle due sub-unità BPa e BPb.

Nel seguito i grafici si riferiranno esclusivamente alla sub-unità coesiva BTL-PLMb, ad eccezione di quello dei pesi dell'unità di volume che include i risultati disponibili sul entrambe sub-unità.

Con riferimento ai grafici di Figura 9-38, i pesi dell'unità di volume presentano una certa variabilità mostrando valori compresi tra 18.3 e 21.2 kN/m³. Per le due sub-unità si assumono i seguenti valori medi: 21 kN/m³ per BTL-PLMa e 19 kN/m³ per BTL-PLMb. L'indice dei vuoti ottenuto nelle prove edometriche effettuate sui campioni appartenenti alla sub-unità BTL-PLMb è compreso tra 0.6-0.7 e può essere assunto mediamente pari a 0.65.

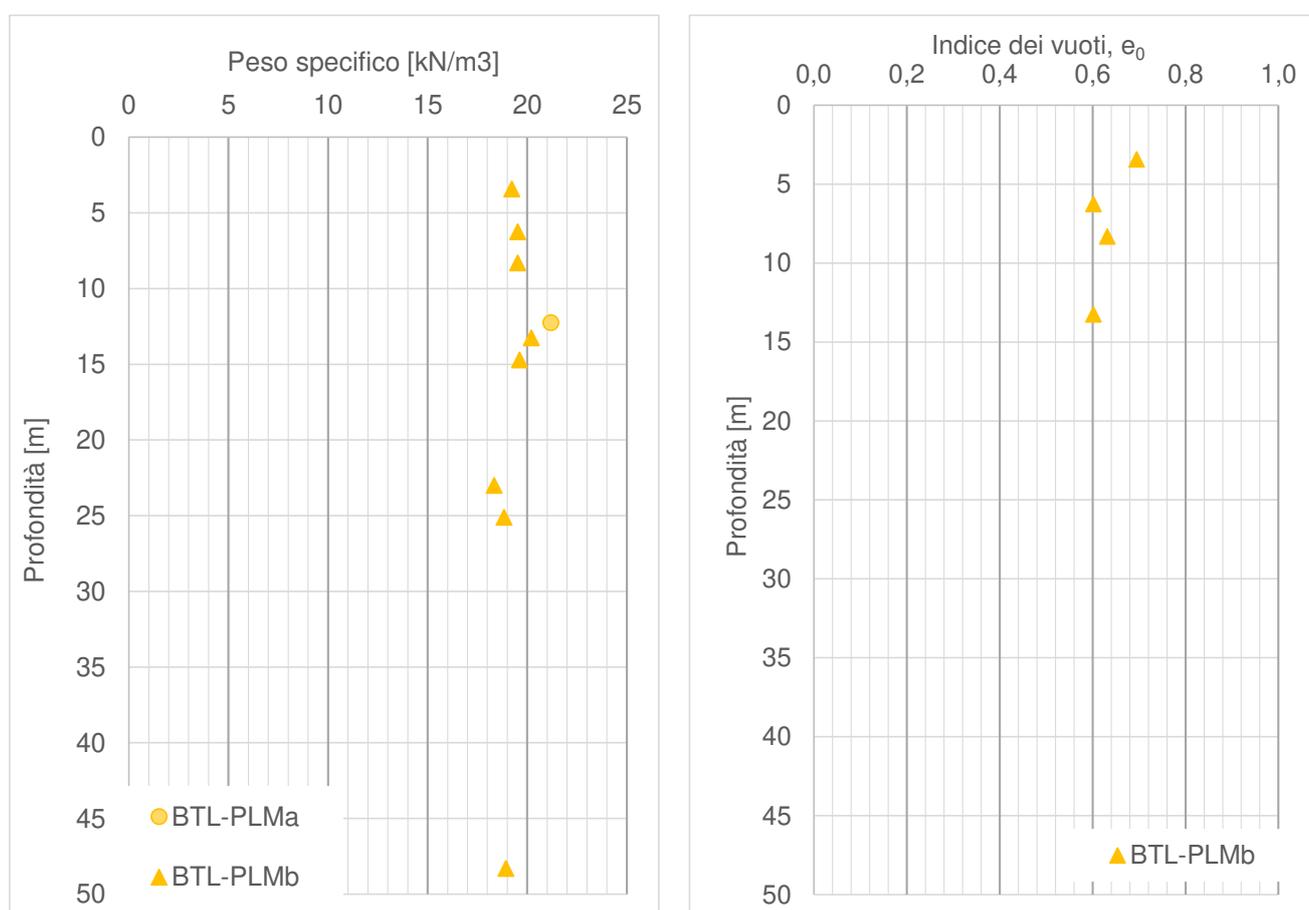


Figura 9-38: Andamenti con la profondità dei pesi dell'unità di volume (per BTL-PLMa e BTL-PLMb) e dell'indice dei vuoti (solo per BTL-PLMb).

Per la sub-unità di natura coesiva BTL-PLMb, l'andamento dell'indice di plasticità di **Figura 9-39** indica una condizione PLASTICA ($15 < I_p < 40$) confermando la componente argillosa nel materiale; si può osservare che l'indice di Plasticità nei primi 25 m è compreso in un intervallo di valori leggermente superiori ($20 < I_p < 40$), rispetto a profondità maggiori ($15 < I_p < 30$).

La consistenza è generalmente SEMISOLIDA-SOLIDA come riscontrabile dai valori dell'indice di consistenza ($I_c \geq 1$) riportati nel grafico della stessa figura. L'indice di consistenza minore (0,8, corrispondente a consistenza SOLIDO-PLASTICA) è associata al campione più profondo (estratto a 48 m).

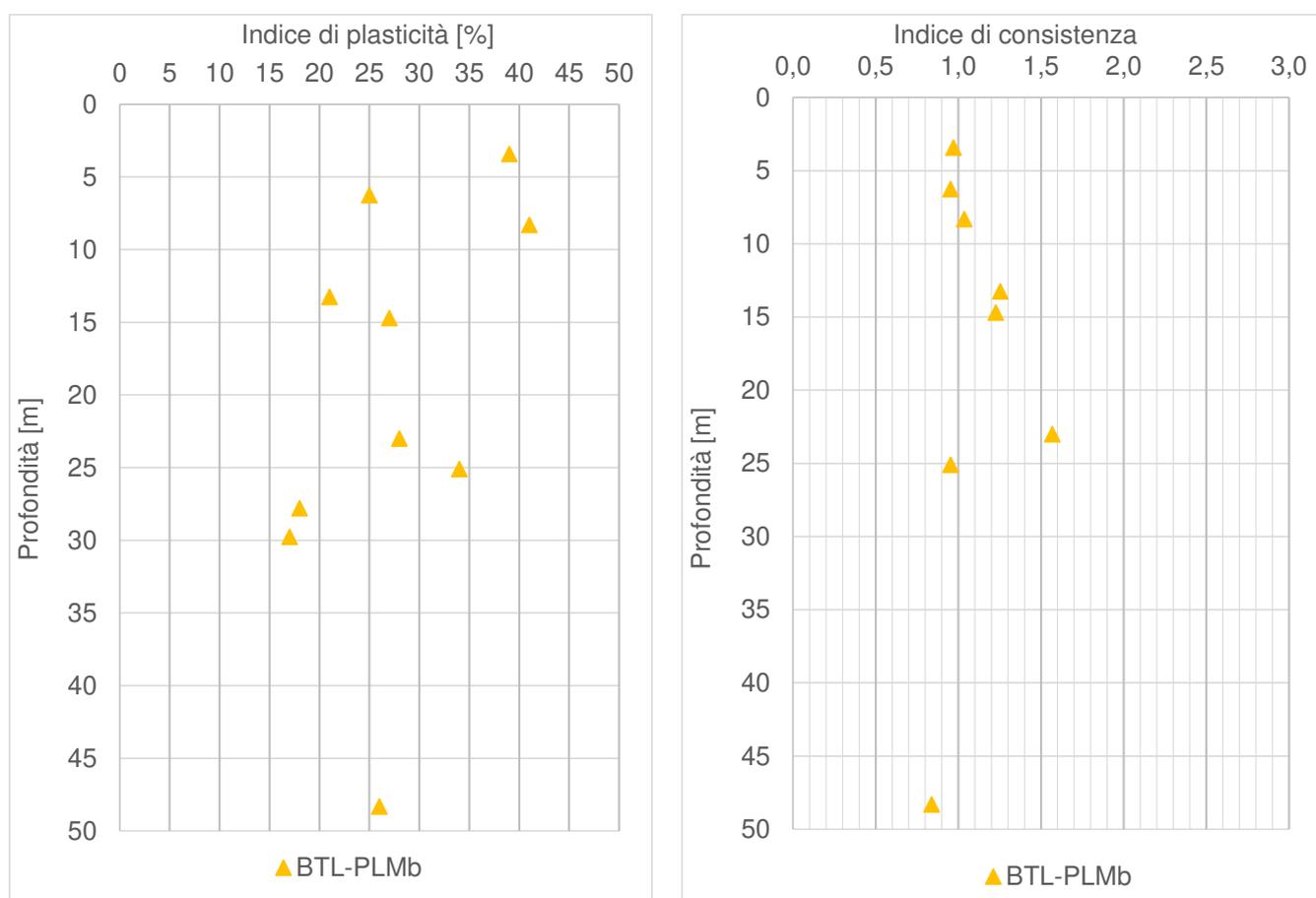


Figura 9-39: Andamenti con la profondità degli indici di Plasticità e di Consistenza (BTL-PLMb)

La distribuzione dei dati nella Carta di Plasticità di Casagrande (Figura 9-40) classifica i terreni generalmente come argillosi inorganici, di media-alta plasticità. Per quanto riguarda la carta di Attività, i terreni possono essere classificati come INATTIVI-NORMALI. Non essendo presenti Argille Attive, non ci si attende effetti importanti dovuti a consolidazione secondaria.

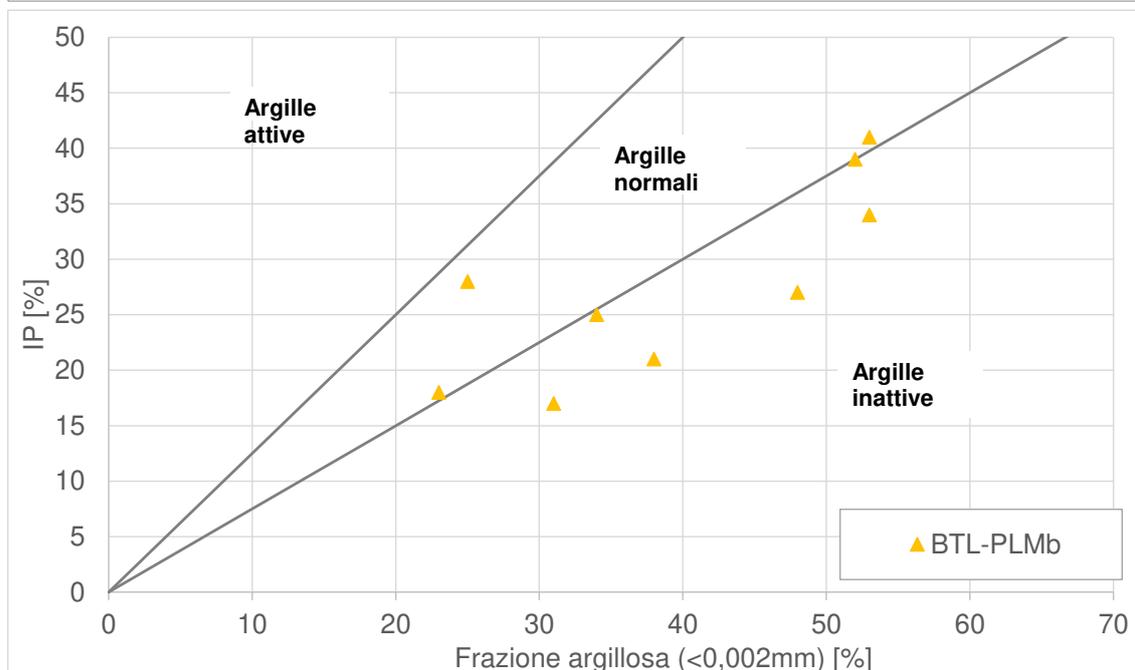
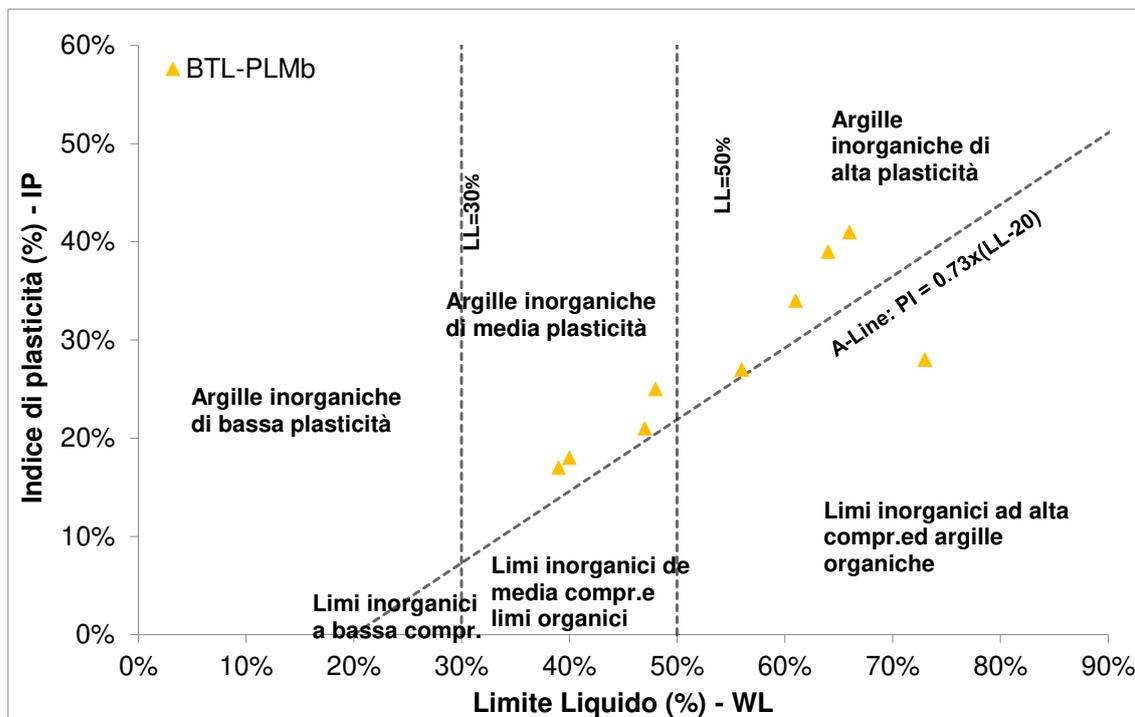


Figura 9-40 Carta di Plasticità (in alto) e Carta di attività (in basso) per la sub-unità BTL-PLMb

Il seguente grafico mostra l'indice di sovraconsolidazione (OCR) stimato a partire da 4 prove edometriche e quello ottenuto nelle due prove CPTu eseguite su questo materiale. In base alle edometriche si osserva che questo materiale si trova in condizioni di sovra-consolidazione, decrescente con la profondità (OCR=4 fino a 10 m e OCR=2,5 oltre i 10 m); invece le prove CPTu identificano valori di OCR minore (in genere $1 < OCR < 2$) e con un leggero andamento crescente con la profondità. Sulla base di queste osservazioni, si propone assegnare maggior rilievo all'interpretazione delle prove edometriche e l'OCR considerato sarà pari a 3 fino a 10 m e a 2 oltre i 10 m.

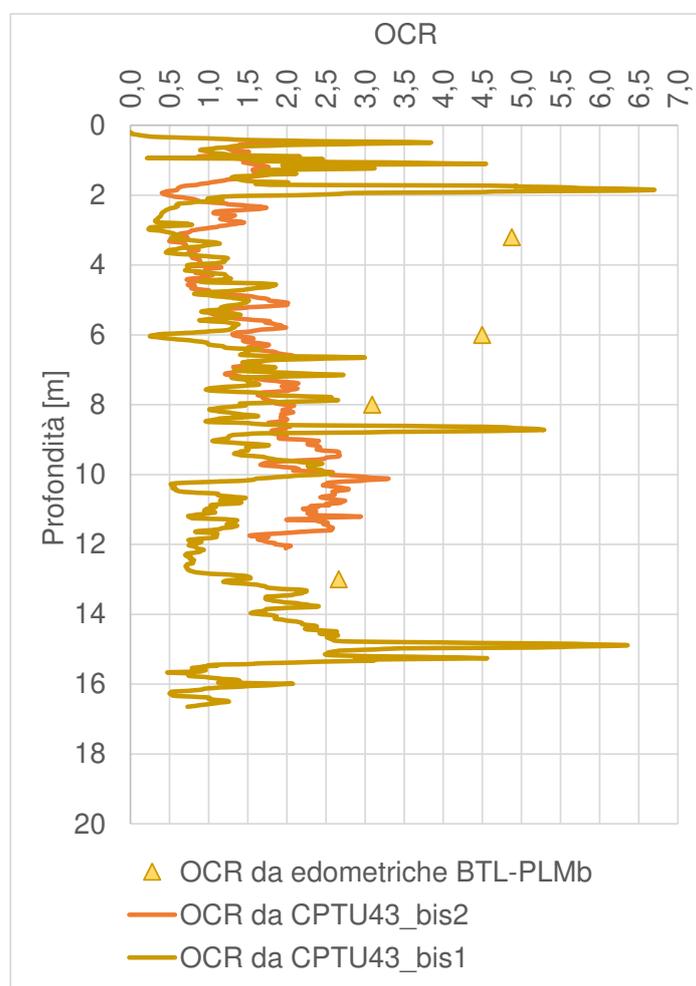


Figura 9-41: Andamento dell'indice OCR con la profondità (BTL_PLMb)

9.5.2 Parametri di resistenza

9.5.2.1 Condizioni non drenate

In Figura 9-42 si riportano gli andamenti della coesione non drenata c_u con la profondità, ottenuti dalle prove in situ (nello specifico da prove con penetrometri tascabili), dalle correlazioni con N_{SPT} (si veda paragrafo 8.2.2.1.4, considerando $f_1=4,5$) e, dove disponibili, confrontati con i risultati scaturiti dalle prove di laboratorio triassiali di tipo non consolidato non drenato (Tabella 9-19).

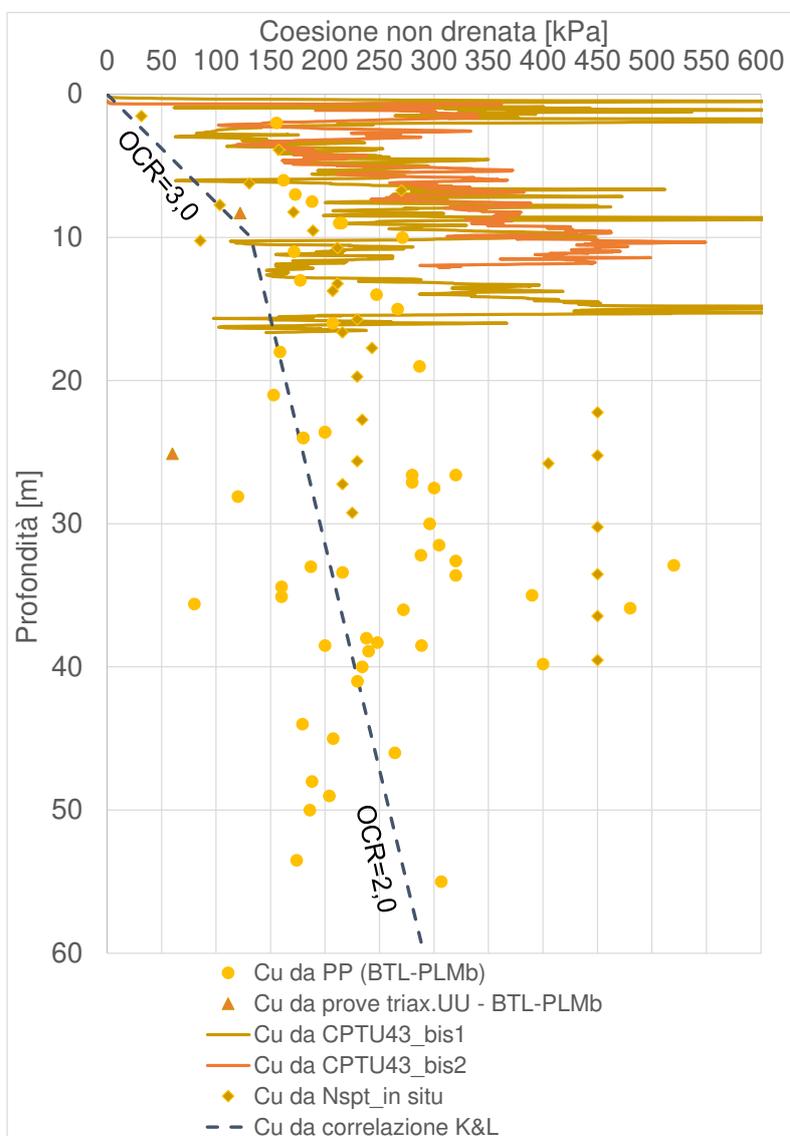


Figura 9-42: Andamenti di c_u con la profondità per l'unità BTL-PLMb

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1A BATTIPAGLIA – ROMAGNANO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO	COMMESSA RC1E	LOTTO A1R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. C

Nell'unità BTL-PLMb sono state eseguite 2 prove CPTu sulla cui base si sono ricavati valori di c_u generalmente maggiori di quelli stimati con altri metodi. Inoltre nel grafico è stata aggiunta la correlazione della legge lineare di Koutsoftas and Ladd (1985) con $OCR=3$ (per i primi 10 m) e $OCR=2$ (oltre i 10 m); si può dedurre che il grado di sovraconsolidazione associato allo strato superficiale ($OCR=3$) sia leggermente sottostimato rispetto ai dati di coesione non drenata rappresentati, mentre il grado di sovraconsolidazione associato agli strati profondi ($OCR=2$) ben si approssima ai dati raccolti.

Per completezza nella seguente tabella si riportano i risultati (in termini medi) relativi alle prove triassiali non consolidate non drenate realizzate.

Tabella 9-19 Risultati delle prove triassiali non consolidate non drenate (UU)

Sondaggio	Unità	Campione	Prof.media	c_u (valore medio)
			[m]	[kPa]
L1-S43	BTL-PLMb	CI2	8,30	122
L1-S43	BTL-PLMb	CI4	25,10	60

Come già anticipato, i valori di coesione non drenata relativi all'unità di interesse sono stati estratti da prove in situ, prove di laboratorio e correlazioni con SPT. Facendo riferimento al precedente grafico di Figura 9-42, la coesione non drenata può essere ben rappresentata dalla formulazione lineare con la profondità $c_u=0.22*\sigma'_v*OCR^{0.8}$ che, nel caso dell'unità BTL-PLMb diviene:

- Per i primi 10 m superficiali: $c_u=0.22*\sigma'_v*3^{0.8}$
- Per profondità maggiori ai 10 m : $c_u=0.22*\sigma'_v*2^{0.8}$

Osservando il grafico in Figura 9-42 con particolare riferimento ai risultati delle prove triassiali eseguite, si propone considerare un intervallo di valori pari a $c_u=60-200\text{kPa}$.

9.5.2.2 Condizioni drenate

In questo paragrafo vengono riassunti i risultati derivanti dalle prove di taglio diretto disponibili per la facies fino di questa unità (BTL-PLMb). I dati sono stati cumulati in modo da ottenere un *range* di valori riferiti a più prove (Figura 9-43). Come riscontrabile dalla figura sottostante per BTL-PLMb, i dati riportati nel grafico restituiscono i seguenti intervalli: $\varphi'=19-27^\circ$ – $c'=5-25\text{ kPa}$.

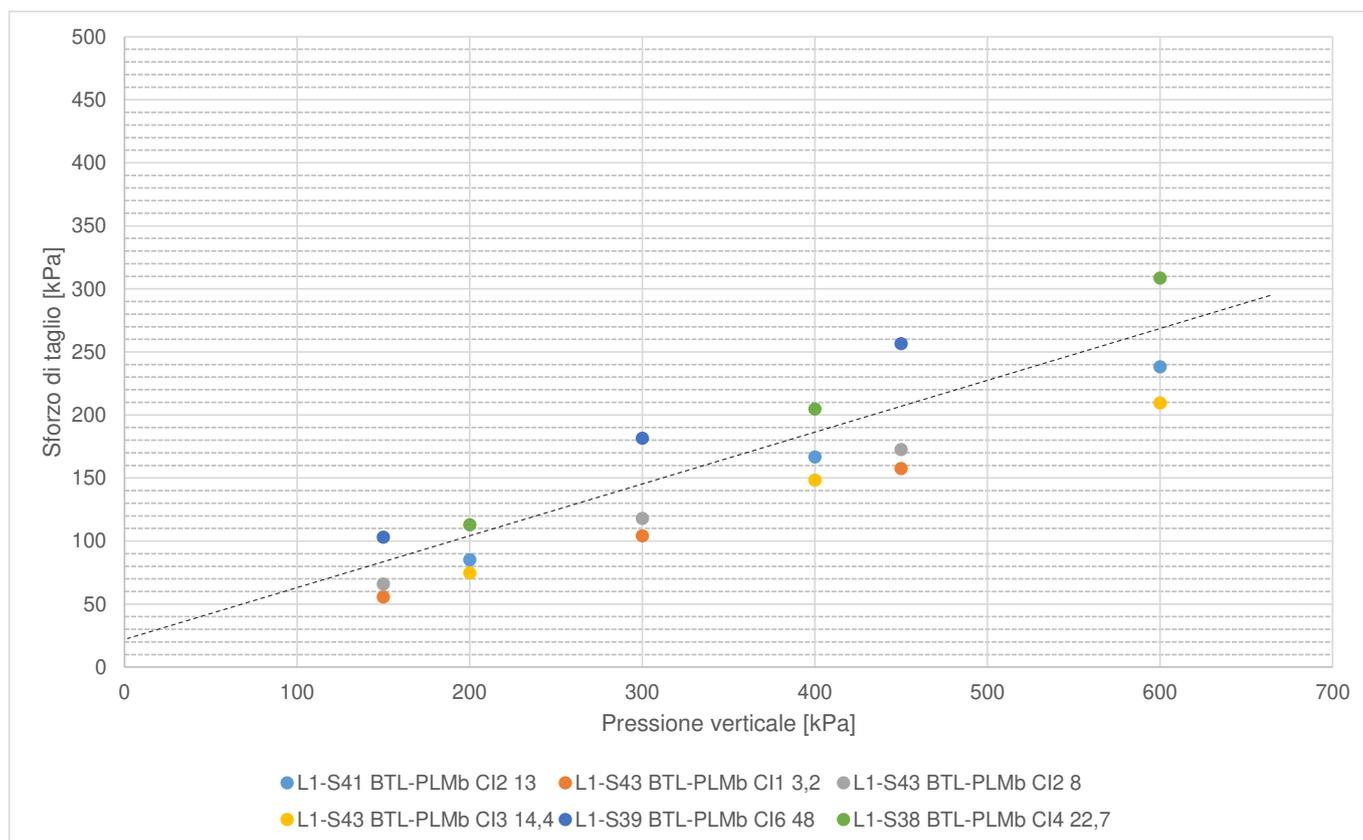


Figura 9-43: Unità BTL-PLMb - interpretazione delle prove di taglio diretto

Si sono realizzate due prove triassiali consolidata non drenata ottenendo valori in linea con quelli provenienti dalle prove di taglio diretto.

Tabella 9-20 Risultati delle prove triassiali consolidate non drenate (CU)

Sondaggio	Unità	Campione	Prof.media	Angolo di attrito	coesione
			[m]	[°]	[kPa]
L1-S41	BTL-PLMb	CI1	6,25	27	16
L1-S43	BTL-PLMb	CI4	25,10	21	33

Inoltre, si sono eseguite 2 prove di taglio residuo, ottenendo i valori rappresentati nel grafico sottostante.

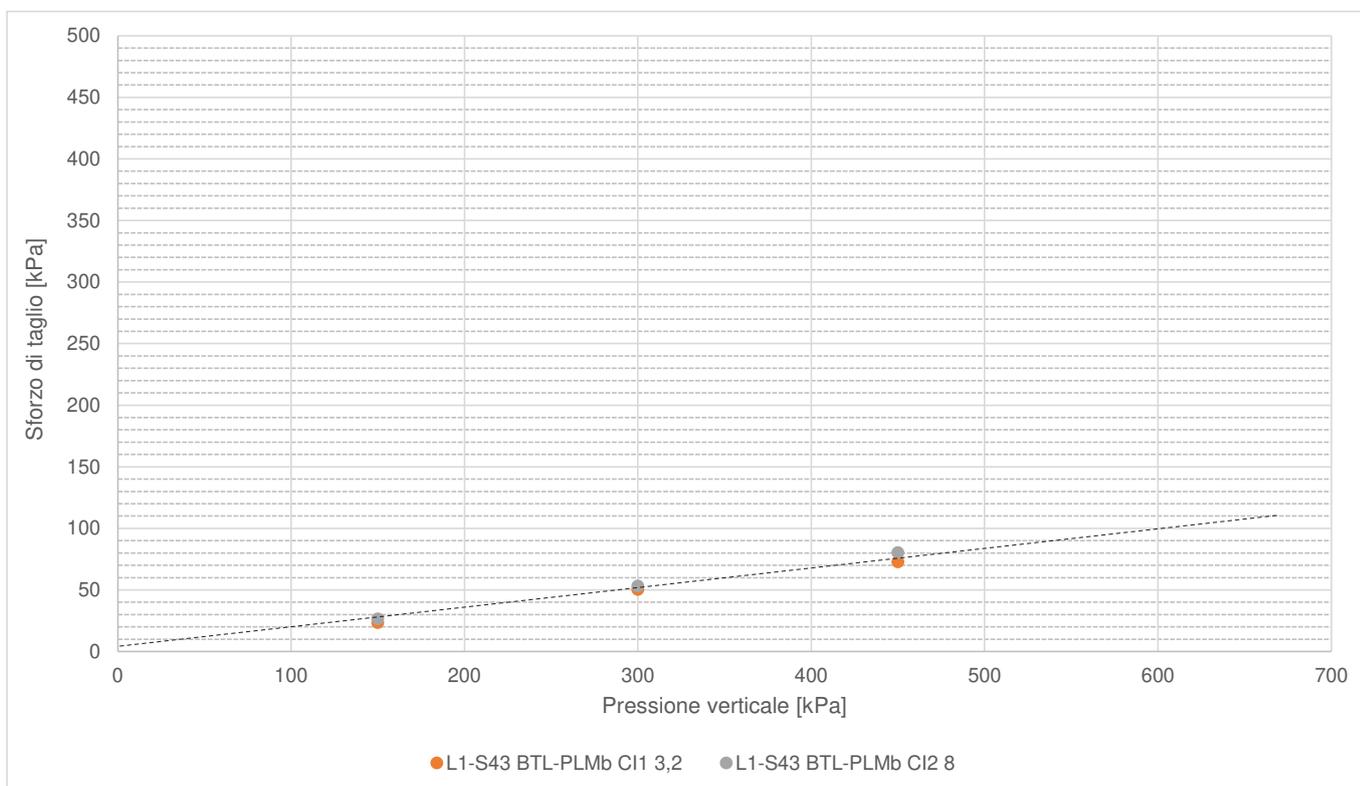


Figura 9-44: Unità BTL-PLMb - interpretazione delle prove di taglio residuo → ($\phi_{\text{residuo}}=9,5^\circ$; $c'=0\text{kPa}$)

A partire dall'analisi delle prove CPTU43bis_1 e CPTU43bis_2, applicando la correlazione descritta al paragrafo 8.2.2.2.2, si è stimato un angolo di attrito medio intorno a 30° ; si reputa che questa correlazione offra una sovrastima di ϕ' per l'unità BTL-PLMb.

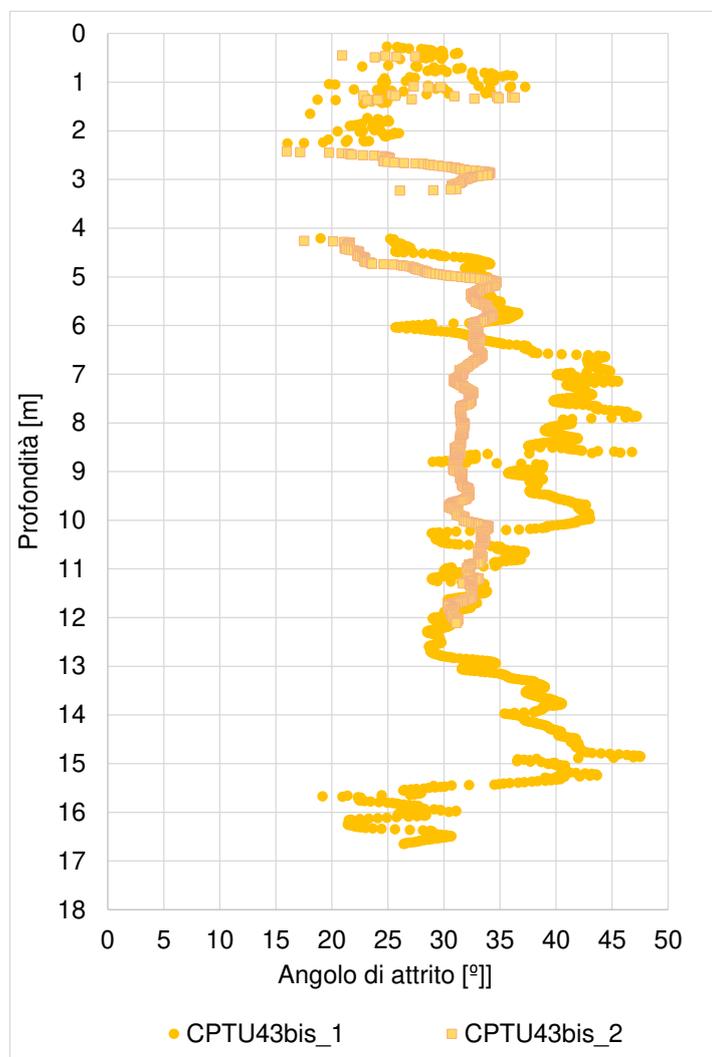


Figura 9-45: Stima dell'angolo di attrito a partire dalle prove CPTU su BTL-PLMb.

Per caratterizzare la resistenza in termini di angolo di attrito per la facies grossolana BTL-PLMa, si utilizzeranno correlazioni basate da N_{spt} , come visto nel paragrafo 8.3.2.2.1. Il seguente grafico mostra i risultati della correlazione di Wolff (1989) – considerando CN per sabbie fini, al fine di ottenere risultati leggermente più cautelativi – e di quella proposta da Kulhawy & Maine (1980). Il rango proposto per questo parametro è pari a $\phi' = 35-40^\circ$.

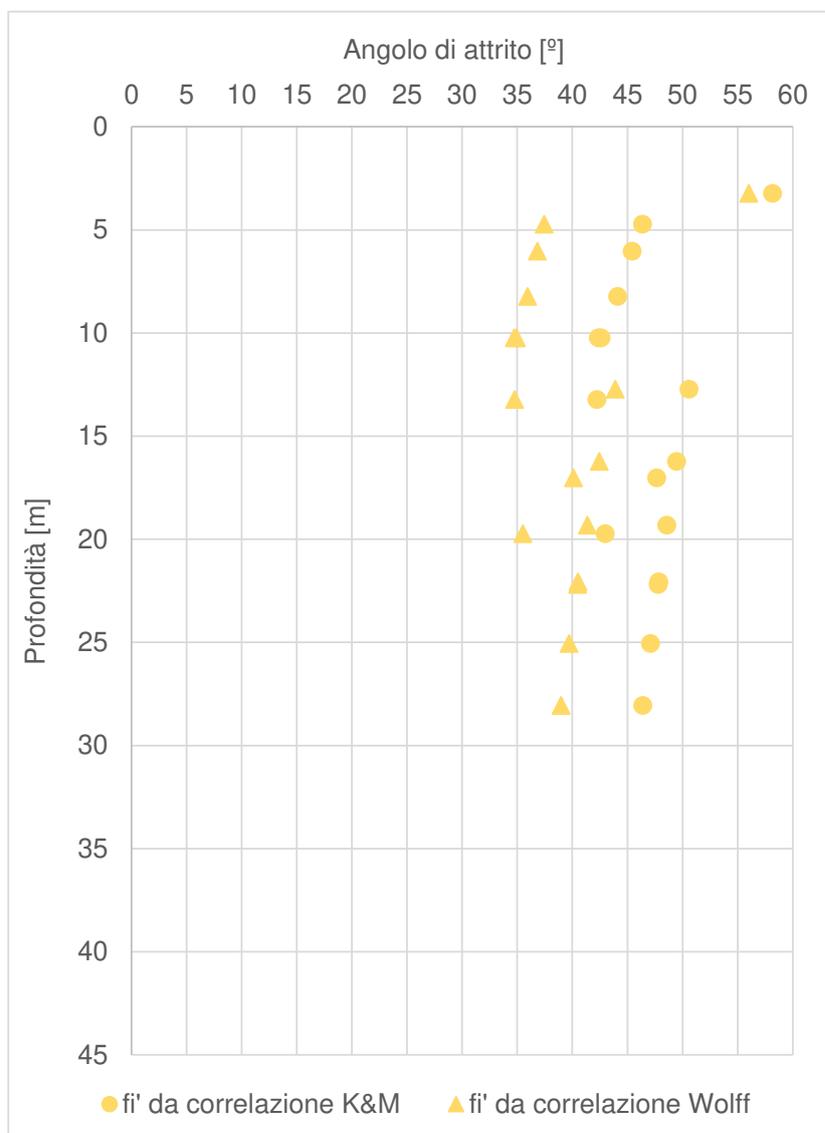


Figura 9-46 – Unità BTL-PLMa – stima angolo di attrito tramite correlazioni da Nspt

9.5.3 Parametri di rigidezza

9.5.3.1 Modulo elastico da prove in situ

Sono state considerate le prove disponibili al momento della redazione della presente relazione: 5 prove pressiometriche di tipo Menard e 3 prove dilatometriche, eseguite nei sondaggi S32, S34, S41 e S43. I risultati sono rappresentati nel grafico di **Figura 9-47**.

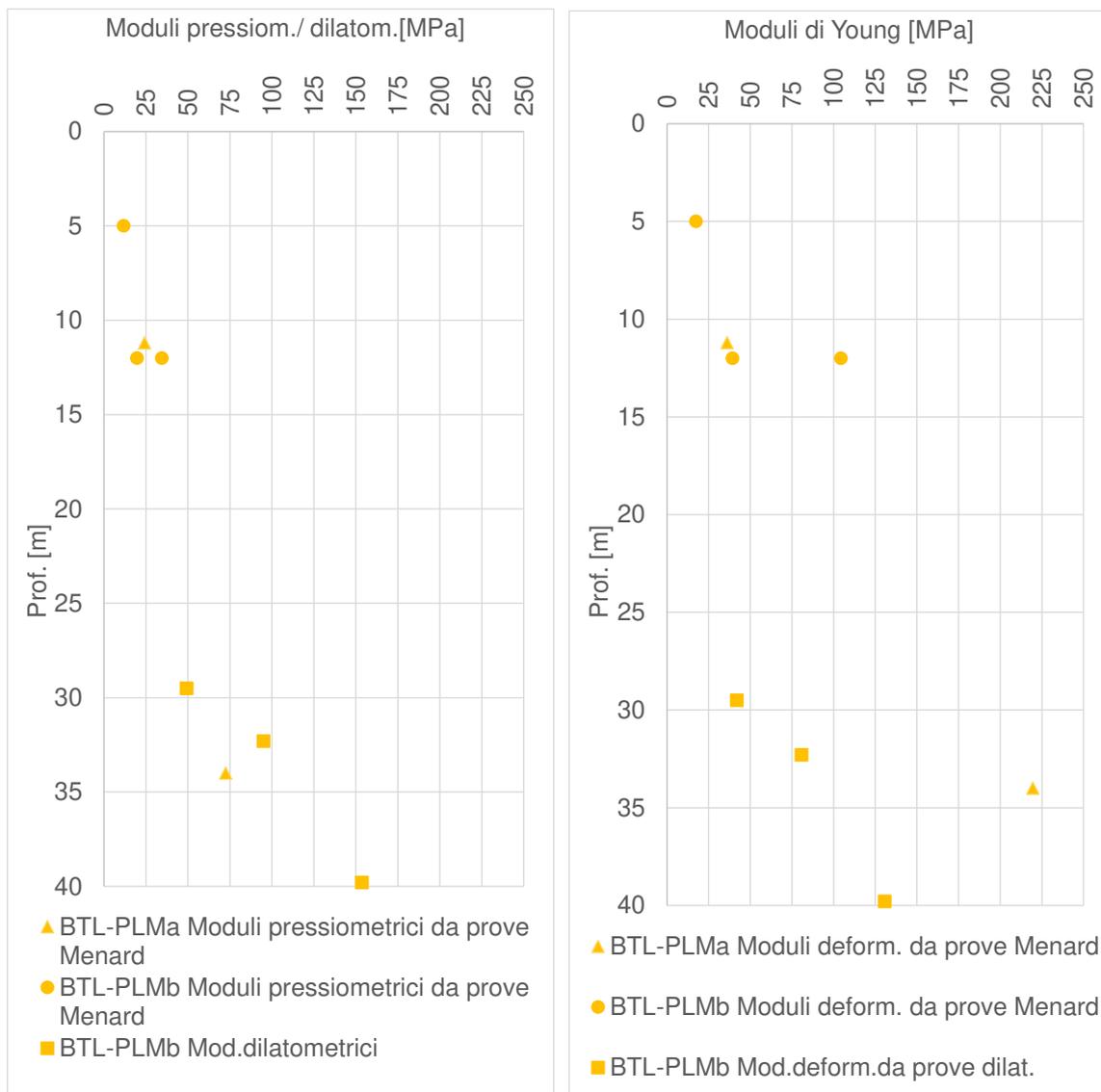


Figura 9-47: Unità FMS – Moduli di deformazione ricavati da prove in-situ

Il coefficiente reologico α considerato è stato assunto in coerenza dai certificati delle prove di laboratorio; per completezza viene indicato nella seguente tabella.

Tabella 9-21: Tabella di conversione da moduli pressiometrici a moduli di Young tramite coeff.reologico α

			profondità centro della cella [m]	modulo pressiometrico [MPa]	α	Modulo di Young [MPa]
L1S32	BTL-PLMa	P1	11,2	24,2	2/3	36,1
L1S41	BTL-PLMa	P2	34	72,4	1/3	219,5

			profondità centro della cella	modulo pressiometrico	α	Modulo di Young
			[m]	[MPa]		[MPa]
L1S41	BTL-PLMb	P1	12	34,4	1/3	104,3
L1S43	BTL-PLMb	P1	5	11,6	2/3	17,4
L1S43	BTL-PLMb	P2	12	19,6	1/2	39,3

Nel seguente grafico si mostrano i valori di modulo di deformazione associati alla sub-unità BTL-PLMb, ottenuti tramite la correlazione basata sui risultati delle prove CPTu (si veda paragrafo 8.2.3.2.1); l'intervallo assunto da questa parametro è 20-60 MPa, in linea con i risultati delle prove pressiometriche e pressiometriche eseguite.

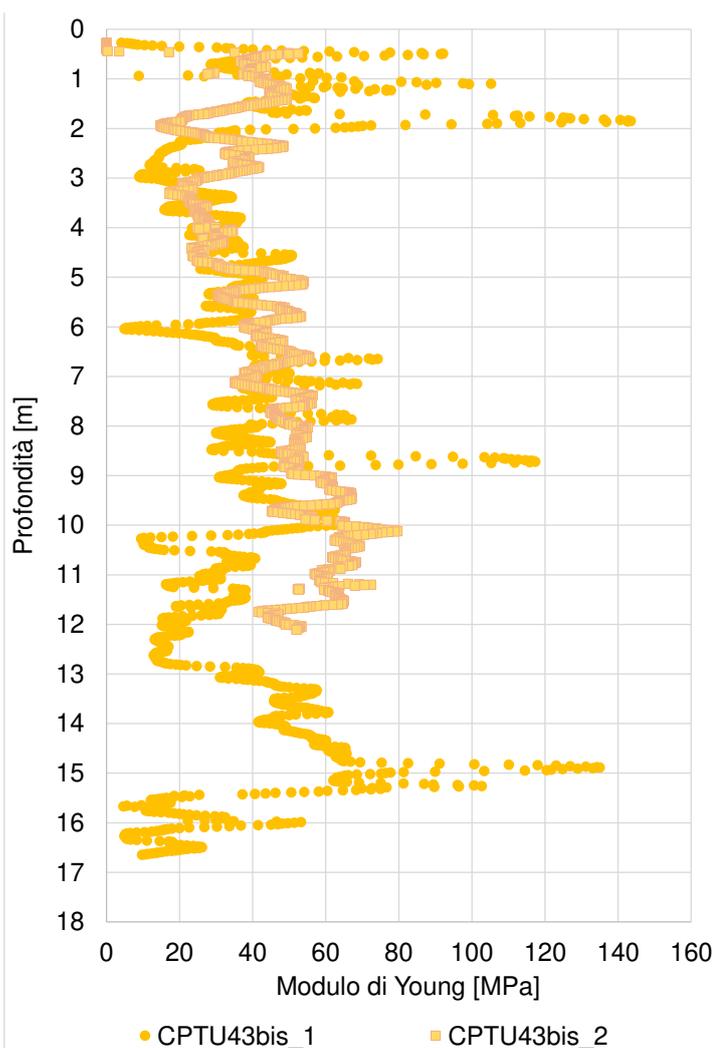


Figura 9-48: Unità BTL-PLMb – Mod.Young a partire da CPTu

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1A BATTIPAGLIA – ROMAGNANO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO	COMMESSA RC1E	LOTTO A1R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. C

9.5.3.2 Parametri edometrici determinati da prove di laboratorio

I principali parametri edometrici ricavati dalle prove di laboratorio sono riassunti nella Tabella 9-22.

Tabella 9-22: Sommario dei parametri ottenuti dalla elaborazione delle prove edometriche su BTL-PLMb

Sondaggio	campione	Prof. [m]	e_0	OCR	C_r	RR	C_c	CR	C_s	SR	Cs/cc
L1-S41	CI1	6	0,602	4,5	0,004	0,003	0,13	0,08	0,061	0,038	13%
L1-S41	CI2	13	0,602	2,7	0,010	0,005	0,20	0,123	0,055	0,034	20%
L1-S43	CI1	3,2	0,695	4,9	0,010	0,005	0,22	0,132	0,091	0,054	22%
L1-S43	CI2	8	0,632	3,1	0,006	0,004	0,20	0,123	0,080	0,049	20%

Per ciascuna prova sono state effettuate le ricostruzioni di Casagrande per la determinazione della tensione di preconsolidazione; ne è derivato che i terreni risultano sovra-consolidati, per lo meno fino a 10m di profondità.

I coefficienti di compressione C_c calcolati sono stati posti a confronto, nella Figura 9-49, con tipici intervalli di variazione indicati dalla letteratura (vedi Lancellotta, 2009), in dipendenza dall'indice dei vuoti iniziale e_0 ; i dati disponibili rientrano nell'intervallo individuato dalle due rette della correlazione.

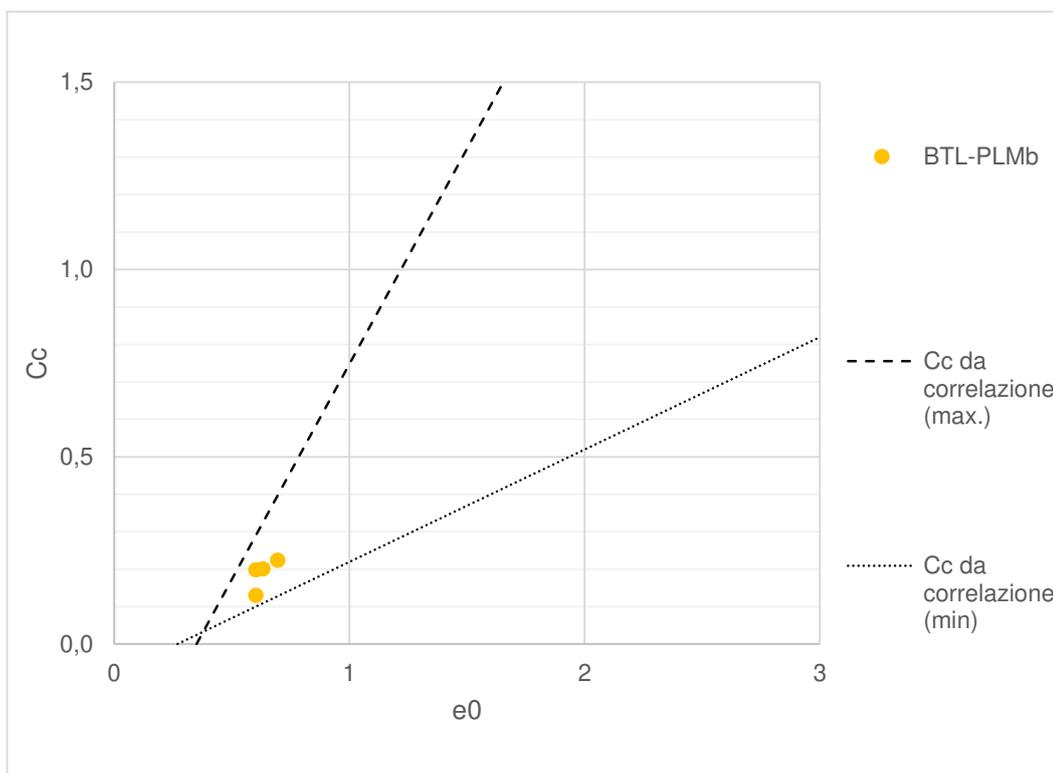


Figura 9-49: Valori di Cc calcolati per unità BTL-PLMb e confronto con indicazioni di letteratura (Lancellotta, 2009)

A partire dal valore di e_0 e C_c ricavati dalle prove edometriche è possibile stimare il modulo edometrico per una certo stato tensionale. Per una pressione pari a 400 KPa si sono stimati moduli di deformazione edometrica di circa 7-12 MPa.

$$M = 2,3 \cdot \frac{(1 + e_0)}{C_c} \cdot \sigma'_v$$

È opportuno evidenziare che i moduli edometrici che si ricavano dai parametri ottenuti dalle specifiche prove sono risultati sempre nettamente inferiori (di circa un ordine di grandezza) di quelli ottenuti da prove in situ, quali le prove pressiometriche. Questo non è da considerarsi sorprendente dal momento che non è inusuale che le prove edometriche forniscano una sensibile sottostima dei moduli, spesso dovuta a fattori di disturbo durante il campionamento e/o all'effettiva rappresentatività dei provini sottoposti a prova rispetto al generale comportamento atteso in situ.

9.5.3.3 Modulo elastico operativo in condizioni drenate

I valori dei moduli operativi sono stati estratti a partire dai moduli a basse deformazioni ottenuti dai valori di G_0 , derivanti dai valori di V_s , a loro volta ricavati da prove in situ quali MASW e Down-Hole.

Nella Figura 9-50 si rappresentano i valori di V_s misurati nelle prove geofisiche ed in Figura 9-51 si diagrammano i moduli E_0 stimati sulla base dei risultati di queste prove. Si nota come in questo caso la prova MASW-6 eseguita per i primi 10m sul materiale BTL-PLMb e per i seguenti su BTL-PLMa, restituisca risultati valori di V_s (e quindi di E_0) in linea rispetto alle prove DH.

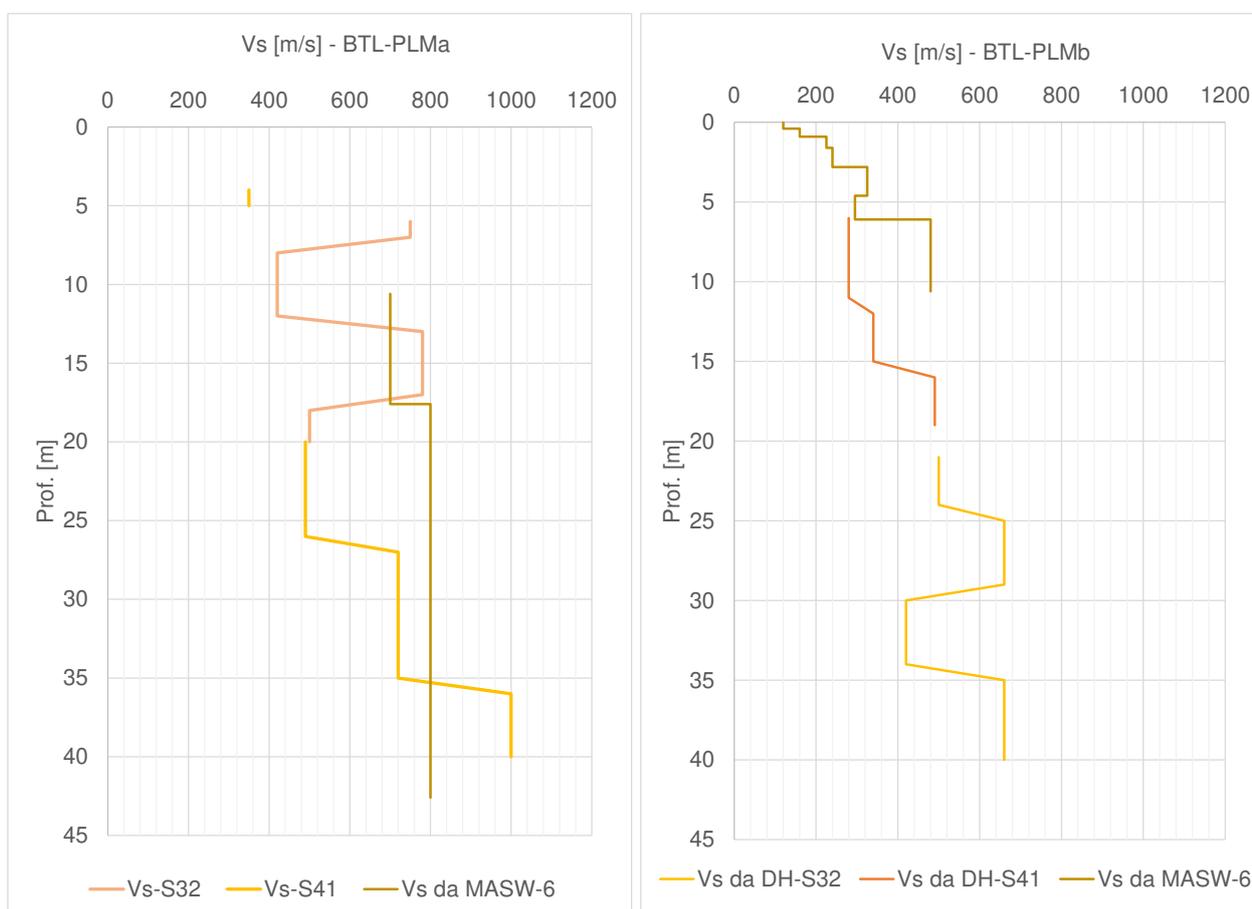


Figura 9-50: Andamento di V_s registrata nelle prove DH e MASW per le sub-unità BTL-PLMa (a sinistra) e BTL-PLMb (a destra)

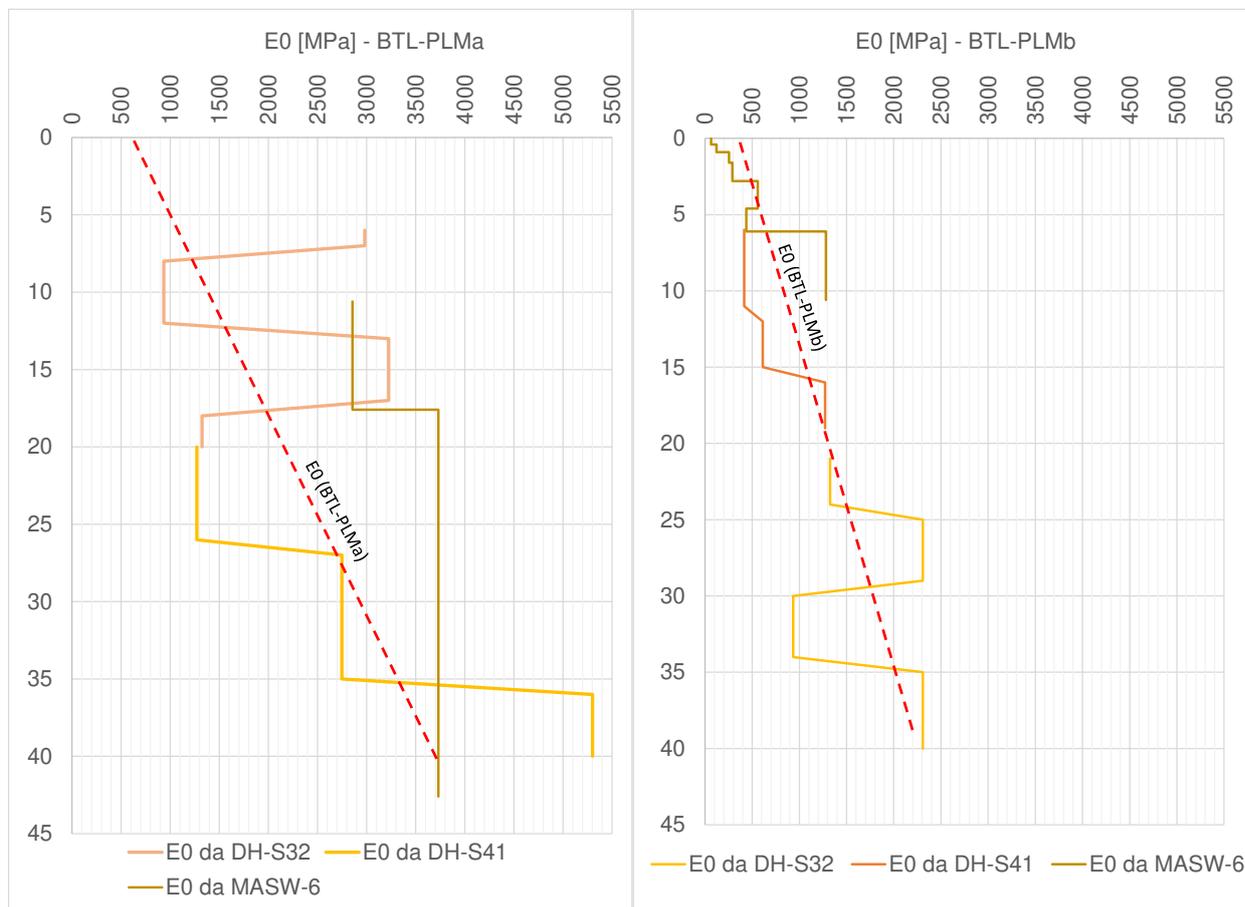


Figura 9-51: Andamento di E_0 stimato a partire da prove Down-Hole e MASW – BTL-PLM

Dai precedenti grafici si nota come E_0 mostra valori crescenti con la profondità in entrambe le sub-unità; per le unità BPa e BPb si possono assumere i seguenti intervalli.

Tabella 9-23: Sommario dei moduli E_0 ed Eoperativi a partire da prove DH – BTL-PLM

unità		<10m	10-30m	>30m
BTL-PLMa	E_0 [MPa]	650-1800		2700-4000
	E_{op} [MPa]	65-180		270-400
BTL-PLMb	E_0 [MPa]	400-600	600-1300	900-1700
	E_{op} [MPa]	40-60	60-130	90-170

Sull'unità BTL-PLMb sono state eseguite 4 Linee di sismica a rifrazione (SRT_S_7-8-9-10) da cui si sono ottenuti valori di velocità di propagazione delle onde di taglio V_s in linea con quelle ottenuti da

DH e MASW (si veda Figura 9-50), per esempio a partire dall'analisi della SRT_S_7 si è stimato un V_{s30} paria 360 m/s.

9.5.4 Permeabilità

Nell'ambito della campagna d'indagine, fino al momento di redazione del presente documento, sono state eseguite 16 prove di permeabilità tipo Lefranc a carico variabile sull'unità in studio. In **Tabella 9-24** sono riportati i valori dei coefficienti di permeabilità ottenuti dalle prove e riferibili alle varie unità indagate.

Tabella 9-24 Risultati delle prove Lefranc sull'unità BTL-PLM

Sondaggio	Unità	Prof. prova (m)		k (m/s)
L1-S32	BTL-PLMa	6,7 (1)	8	1,19E-07
L1-S32		14,7 (2)	16	3,39E-08
L1-S41		34,5 (3)	36	9,82E-08
L1-S44		20,9 (4)	23	5,07E-08
L1-S32	BTL-PLMb	31,2	33	2,30E-08
L1-S41		6,5	8	6,97E-10
L1-S41		16	17,5	3,21E-08
L1-S43		4,35	6	1,84E-07
L1-S43		11,8	13	1,80E-08
L1-S30		50	50,5	1,19E-07
L1-S30		62	62,5	9,92E-08
L1-S33		34	34,5	4,93E-07
L1-S33		45	46,8	8,18E-05
L1-S34		25	26,5	5,62E-05
L1-S44		4,25	5,7	7,29E-07
L1-S44		10,5	13	1,96E-07

Si nota che le 3 prove Lefranc eseguite in BTL-PLMa danno valori di permeabilità bassi, considerando la natura granulare di questa sub-unità; controllando la descrizione stratigrafica, infatti si osserva che queste prove sono state eseguite a profondità dove la permeabilità è influenzata dalla presenza di materiale fine, in particolare:

- (1) Ghiaia media-grossa con limo debolmente sabbioso
- (2) Ghiaia da fine a grossa, limosa debolmente argillosa
- (3) Alternanza di livelli da sottili a medi di limi sabbiosi da deb. argillosi ad argillosi e argille limoso-sabbiose, complessivamente con ghiaia carbonatica da dispersa a diffusa, intercalati da livelli con spessore simile di sabbie argillose ghiaiose.
- (4) sabbia limosa ghiaiosa, intercalata da livelli a matrice limoso-sabbiosa deb. Argillosa.

In base a questa considerazione, le prove di permeabilità eseguite su BTL-PLMa non si reputano rappresentative, e si propone assegnare a questa sub-unità un intervallo di permeabilità pari a $1E-5$ e $1E-7$.

La permeabilità associata a BTL-PLMb può essere dedotta in maniera grafica in **Figura 9-52**.

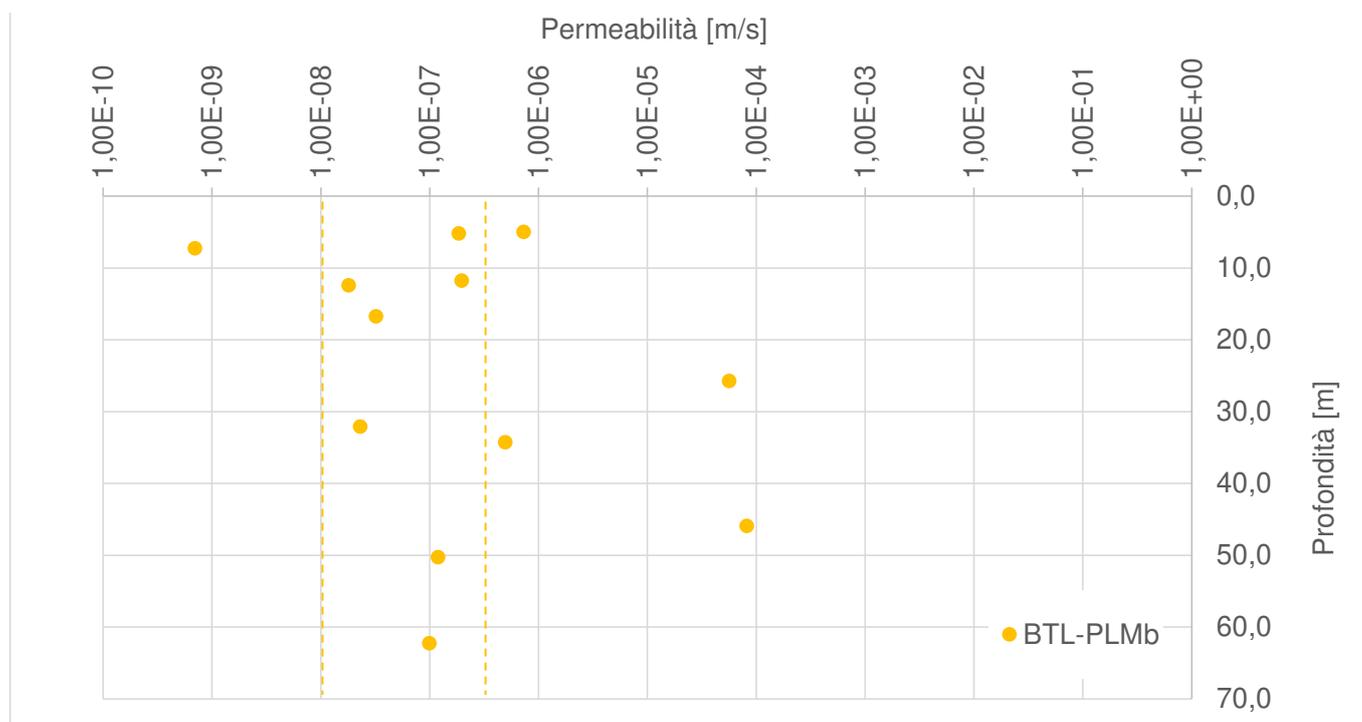


Figura 9-52: Valori di permeabilità dell'unità BTL-PLMb

9.6 UNITÀ SGH

Le argille e argille siltose di Saginara consistono in una successione di argille siltose, siltiti, marne argillose e rare sabbie. In affioramento possono mostrarsi come arenarie massive intercalate alle argille (foto a sinistra) o come argille siltose con stratificazione mal definita (foto di destra).



Figura 9-53: Aspetto degli affioramenti delle Argilliti di Saginara

Lungo il tracciato in esame, questa unità si rinviene nei pressi del VI05 ed i sondaggi che l'hanno intercettata sono S-20 e S-21.

Dalla descrizione stratigrafica riferita a S-21: nel complesso, materiale estremamente consistente, con livelli marnosi duri a resistenza estremamente/molto debole, spesso allentato da carotaggio. a manipolazione, tendenziale rottura a scaglie da minute a grossolane dei livelli a laminazione più sottile; i livelli siltoso-argillosi nella parte inferiore della successione denotano maggiore fragilità relativa, con conseguente accentuazione del comportamento pseudo-scaglioso.

9.6.1 Parametri di stato e caratteristiche fisiche

I dati a disposizione su questa unità sono raccolti nella seguente tabella:

Tabella 9-25 Riassunto caratteristiche fisiche – SGH

Sondaggio	Unità	Campione	Prof.media	Peso specifico	G	S	L	A	Wn	WL	Ip	lc	e ₀
			[m]	[kN/m ³]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	-	-
L1-S20	SGH	CR3a	47,275		0	6	63	31		40	18	22	-
L1-S20	SGH	CR3b	47,54		0	12	58	30		41	18	23	-
L1-S20	SGH	CI4	52,7	21,19	0	12	58	30	12,8	40	19	21	-

9.6.2 Parametri di resistenza

9.6.2.1 Condizioni non drenate

In base alle prove con penetrometro tascabile si è ottenuto il seguente andamento di coesione non drenata c_u :

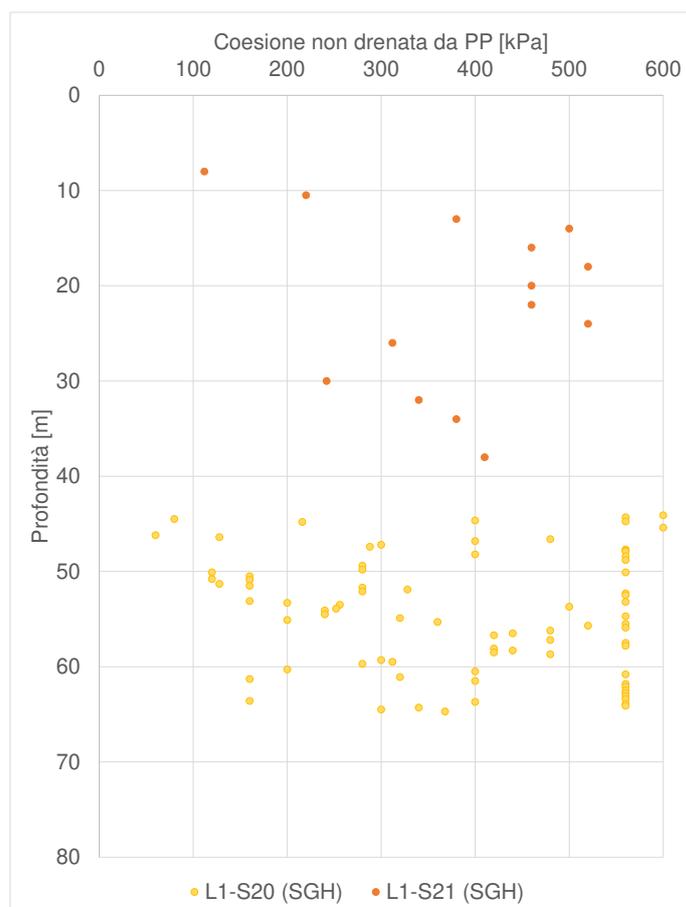


Figura 9-54: Andamenti di c_u con la profondità per l'unità SGH

Il rango di valori assunto da questo parametro è molto variabile ($100 \text{ kPa} < c_u < 600 \text{ kPa}$).

9.6.2.2 Condizioni drenate

Inoltre si sono eseguite 3 prove di taglio dirette di cui solo una su un campione indisturbato CI4 di L1 S20 in cui si ottiene $\phi=30^\circ$ e $c'=37^\circ$:

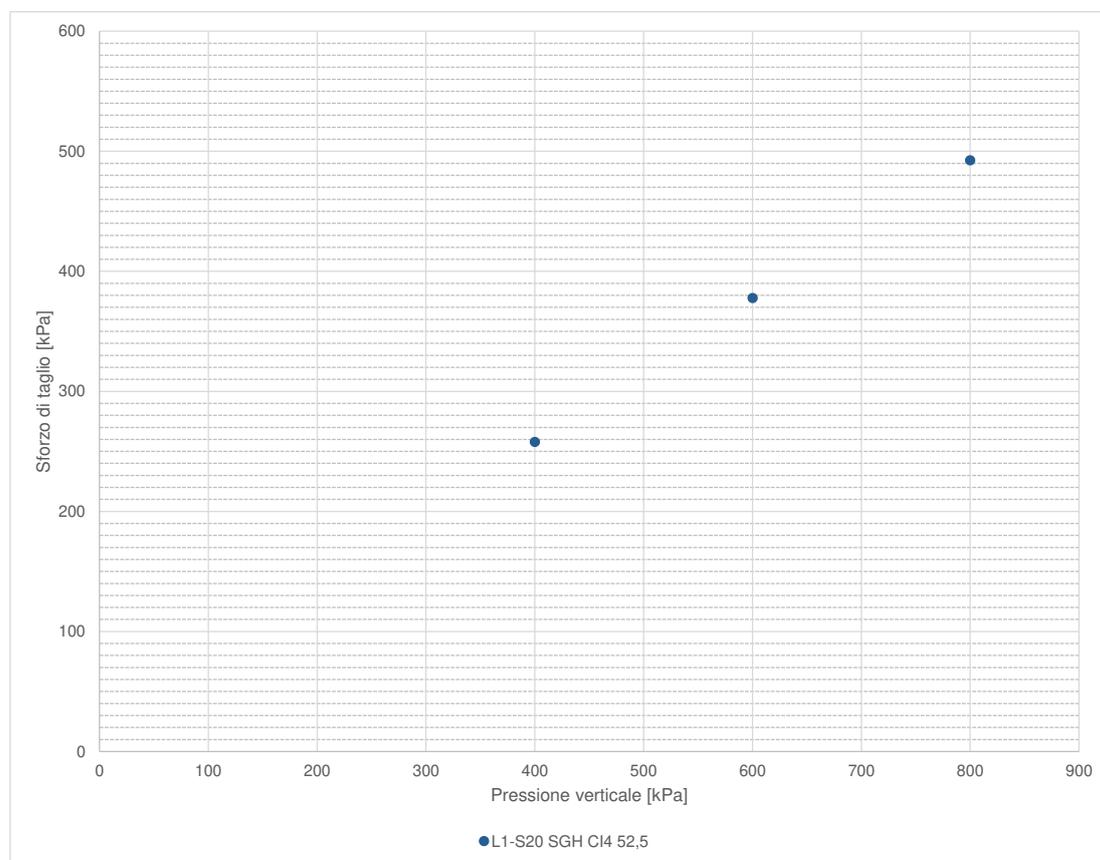


Figura 9-55 – Unità SGH - interpretazione delle prove di taglio diretto

9.6.3 Parametri di rigidità

9.6.3.1 Modulo elastico operativo in condizioni drenate

I valori dei moduli operativi sono stati estratti a partire dai moduli a basse deformazioni ottenuti dai valori di G_0 , derivanti dai valori di V_s , a loro volta ricavati da prove Down Hole.

Nella Figura 9-56 si rappresentano i valori di V_s misurati nelle prove geofisiche (a sinistra) e si diagrammano i moduli E_0 stimati sulla base dei risultati di queste prove (a destra).

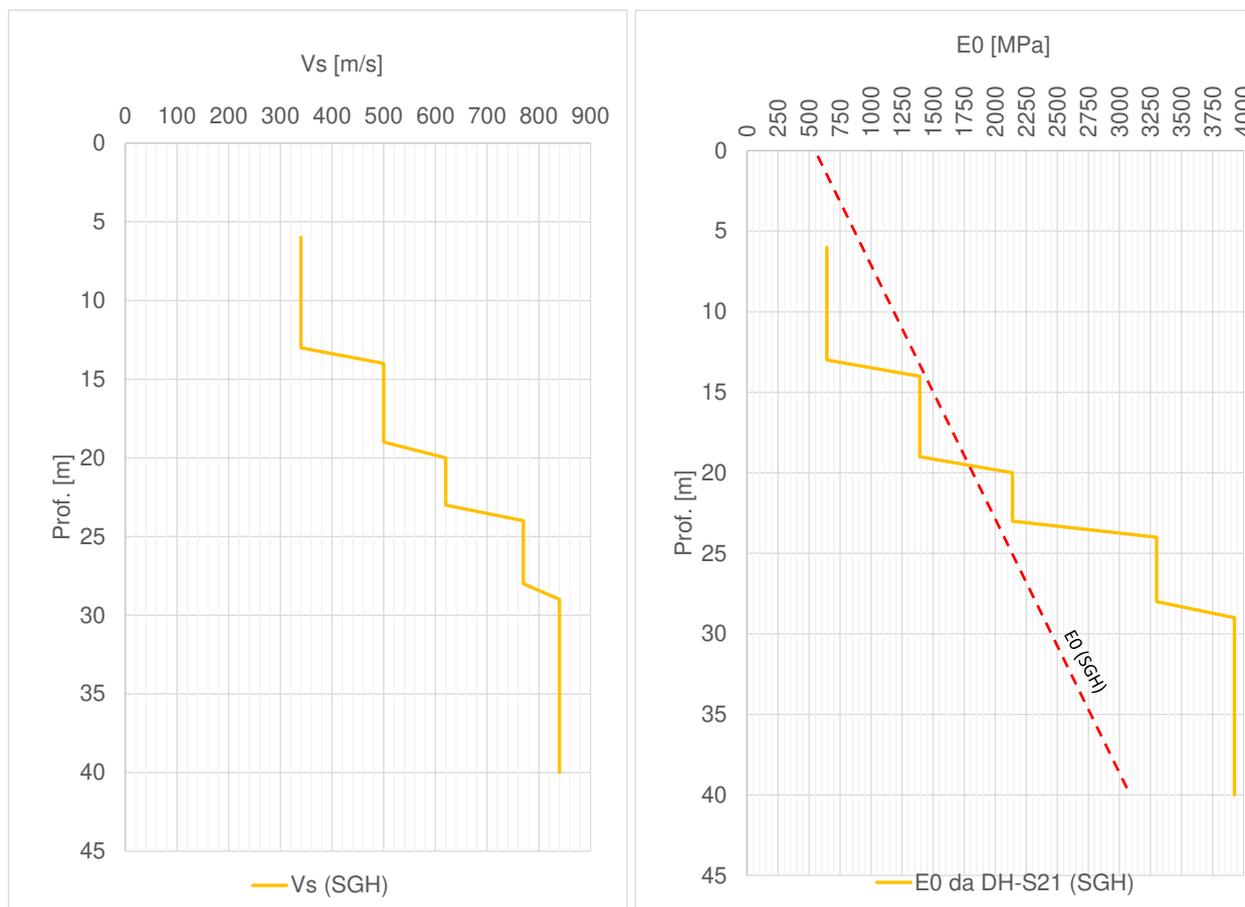


Figura 9-56: Andamento di Vs registrata nella prova DH in L1-S21 (a sinistra) e corrispondenti valori di E₀ (a destra)

Si apprezza un andamento di E₀ crescente con la profondità, che può essere riassunto come segue:

Tabella 9-26: Sommario dei moduli E₀ ed Eoperativi a partire da prove DH – SGH

unità	<10m	10-30m	>30m
E ₀ [MPa]	650	650-2000	2000-3000
E _{op} [MPa]	65	65-200	200-300

Non sono state eseguite MASW nè prove sismiche di rifrazione in questa unità.

9.6.3.2 Permeabilità

Si sono considerate le prove di permeabilità disponibili al momento della redazione della presente relazione: 4 prove di tipo Lefranc di cui 3 a carico variabile ed 1 a carico costante, In **Tabella 9-27** sono riportati i valori dei coefficienti di permeabilità ottenuti dalle prove e riferibili all'unità indagata, SGH.

Tabella 9-27 Risultati delle prove Lefranc sull'unità SGH

Sondaggio	Prof. Prova (m)		k (m/s)
L1-S21	5,7	7,5	4,53E-05*
L1-S21	14,7	16	6,88E-07
L1-S21	29,7	31	1,14E-07
L1-S20	46,3	48	1,34E-10

*questo risultato ottenuto dalla prova a CV non viene considerato rappresentativo dell'unità in esame, essendo stato eseguito in "Limo sabbioso con ghiaia e alcuni ciottoli, a tratti argilloso, con brevi passaggi di sabbia limosa con ghiaia"

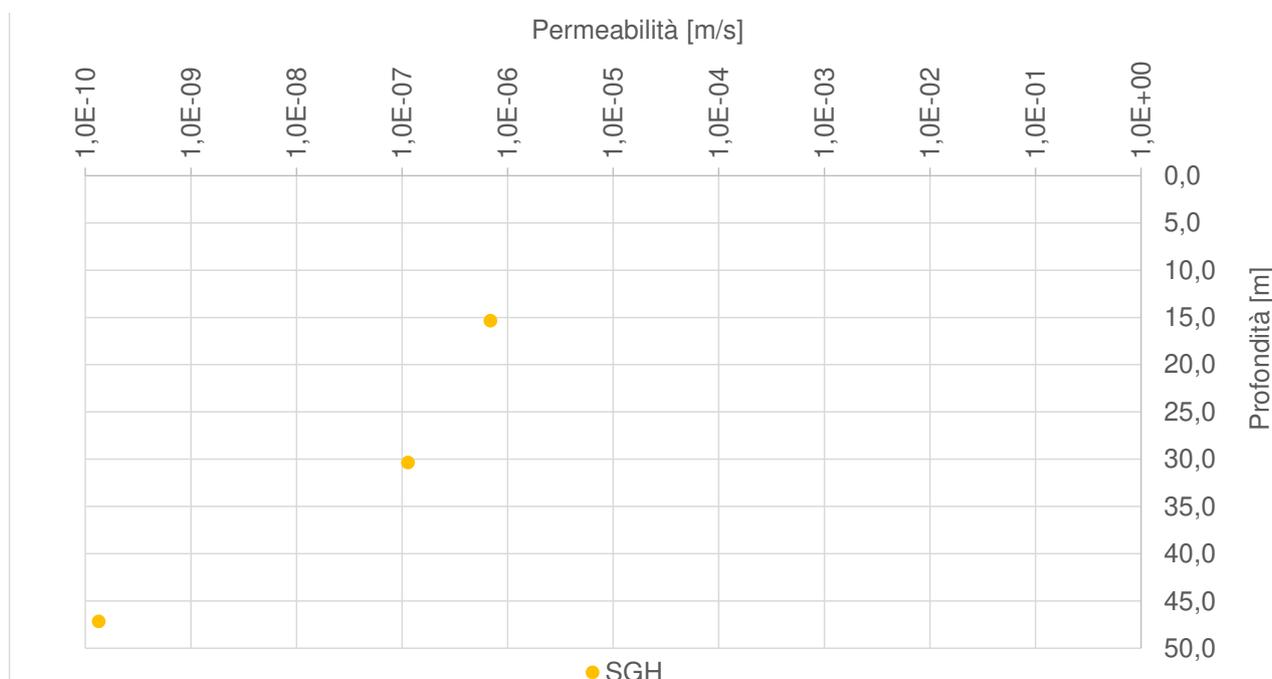


Figura 9-57: Valori di permeabilità dell'unità SGH

Si propone associare all'unità SGH, una permeabilità media di 1E-7 m/s.

9.7 UNITÀ FMS

La Formazione di Monte S.Arcangelo (FMS), dalla visione del materiale estratto dai sondaggi, si identifica come materiale fortemente coesivo, predominantemente formato da limi con argilla. Puntualmente si rinvencono strati debolmente sabbiosi-ghiaiosi.



L 1-S 23: Cassetta n. 7 da 30.0 a 35.0 m



L 1-S 24: Cassetta n. 5 da 20.0 a 25.0 m

Per completezza si mostra l'indice di comportamento del materiale, ottenuto a partire dalla prova CPTU18bis_2: come si nota il comportamento del materiale è al limite tra limi ed argille.

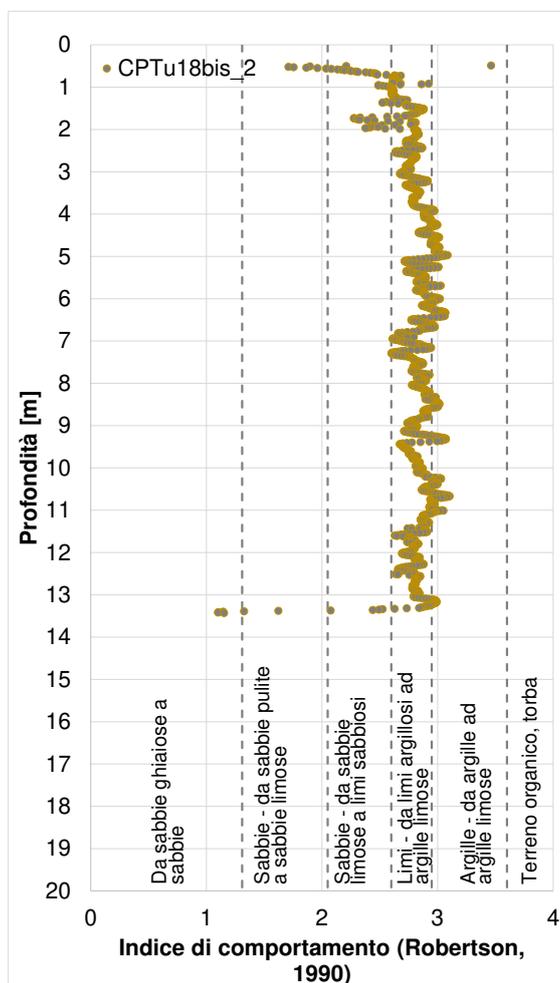


Figura 9-58 Analisi dell'Indice di comportamento per la prova CPTu18bis_2

La caratterizzazione inclusa nei seguenti paragrafi si basa sui dati ottenuti dai sondaggi L1-S23, L1-S24 e L1-S27, disponibili al momento della redazione del presente documento.

9.7.1 Parametri di stato e caratteristiche fisiche

I principali parametri inerenti alle caratteristiche fisiche e alle relative proprietà indice dell'Unità FMS sono riassunti nella Tabella 9-28, suddivisi per campioni e profondità di prelievo. Nelle figure seguenti, invece, i valori degli stessi parametri sono riportati graficamente.

Tabella 9-28 Riassunto caratteristiche fisiche – FMS

Sondaggio	Unità	Campione	Prof.media	Peso specifico	G	S	L	A	Wn	WL	Ip	Ic	e ₀
			[m]	[kN/m ³]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	-	-
L1-S23	FMS	CI1	22,25	20,11	0	2	66	32	16,3	50	21	1,2	--
L1-S23	FMS	CI2	29,725	20,40	0	2	70	28	19,4	40	19	1,0	0,565
L1-S23	FMS	CI3	36,235	21,39	0	2	53	45	12,8	48	19	1,2	--
L1-S23	FMS	CI4	42,125	18,54	0	11	59	30	8,3	39	19	1,5	-
L1-S23	FMS	CR5	24,275		0	2	56	42	-	52	19		-
L1-S24	FMS	CR1	5,175		3	7	43	47	-	51	22		-
L1-S24	FMS	CI2	14,15	21,97	0	2	64	34	11,2	50	21	1,3	-
L1-S24	FMS	CI3	22,25	20,50	0	3	54	43	14,2	50	19	1,2	-
L1-S24	FMS	CI4	28,25	20,50	0	1	55	44	18,1	49	20	1,1	-
L1-S24	FMS	CR5	36,4		0	4	60	36	-	44	24		-
L1-S24	FMS	CR6	37,75		17	7	50	26	-	51	20		-
L1-S27	FMS	CR1	28,75		41	23	25	11	-	26	15		-
L1-S27	FMS	CI2	33,75	16,38	2	11	61	26	17,5	42	24	1,4	-
L1-S27	FMS	CI3	36,3	19,33	5	7	62	26	24,7	58	23	1,0	0,612
L1-S27	FMS	CI4	40,25	19,03	0	3	69	28	21,4	49	36	2,1	-
L1-S27	FMS	CI5	47,25	19,91	0	17	59	24	14,5	48	35	2,6	0,390
L1-S24	FMS	CI4	28,25	20,50	0	1	55	44	18,1	49	20	1,2	-
L1-S24	FMS	CR5	36,4		0	4	60	36	-	44	24	1,0	-
L1-S24	FMS	CR6	37,75		17	7	50	26	-	51	20	1,2	-
L1-S27	FMS	CR1	28,75		41	23	25	11	-	26	15	1,5	-
L1-S27	FMS	CI2	33,75	16,38	2	11	61	26	17,5	42	24		-

Con riferimento ai grafici di Figura 9-59, i pesi dell'unità di volume presentano una certa variabilità mostrando valori compresi tra 16.5 e 21.5 kN/m³. Mediamente si può individuare un valore di 20 kN/m³. L'indice dei vuoti è compreso tra 0.4-0.6 e può essere assunto mediamente pari a 0.5.

L'andamento dell'indice di plasticità di Figura 9-60 indica una condizione PLASTICA ($15 < I_p < 40$) confermando la componente argillosa nell'unità.

La consistenza è generalmente SEMISOLIDA-SOLIDA come riscontrabile dai valori dell'indice di consistenza ($I_c > 1$) riportati nel grafico della stessa figura.

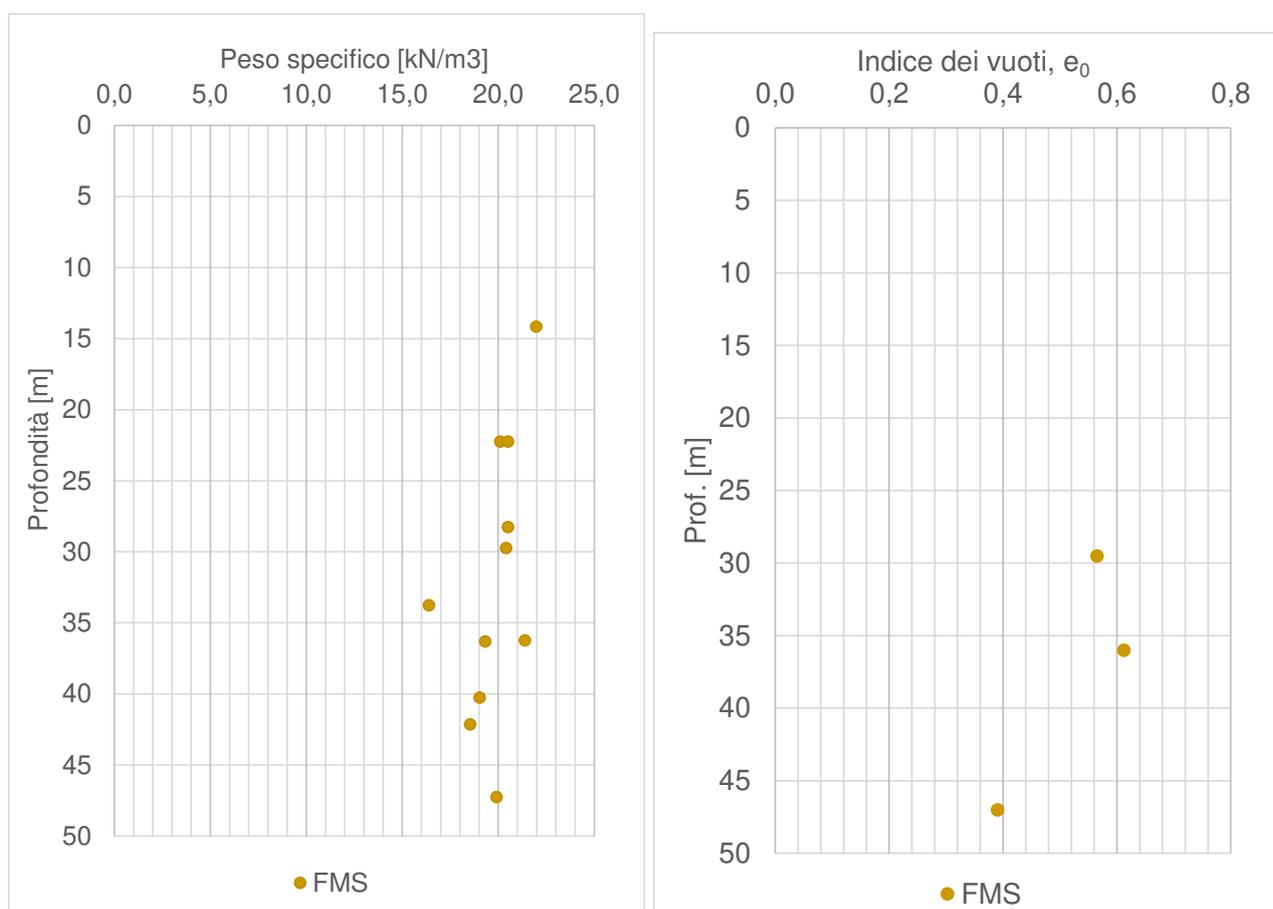


Figura 9-59: Andamenti con la profondità dei pesi dell'unità di volume e dell'indice dei vuoti

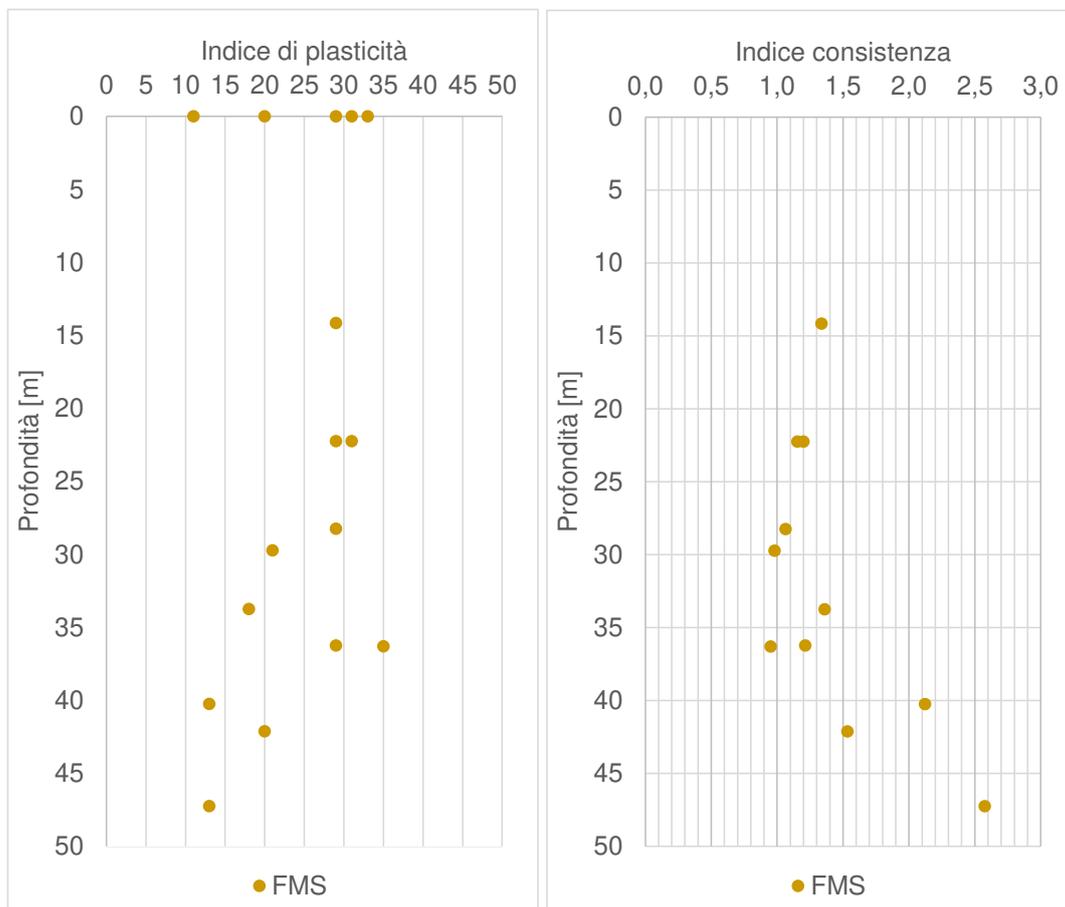


Figura 9-60: Andamenti con la profondità degli indici di Plasticità e di Consistenza

La distribuzione dei dati nella Carta di Plasticità di Casagrande (Figura 9-61) classifica i terreni generalmente come argillosi inorganici, di media-alta plasticità. Per quanto riguarda la carta di Attività, i terreni sono classificabili come INATTIVI-NORMALI, ricadendo un unico dato nel settore di Argille Attive; per questa ragione nel paragrafo 9.7.3.2 non verrà studiato il coefficiente di consolidazione secondaria.

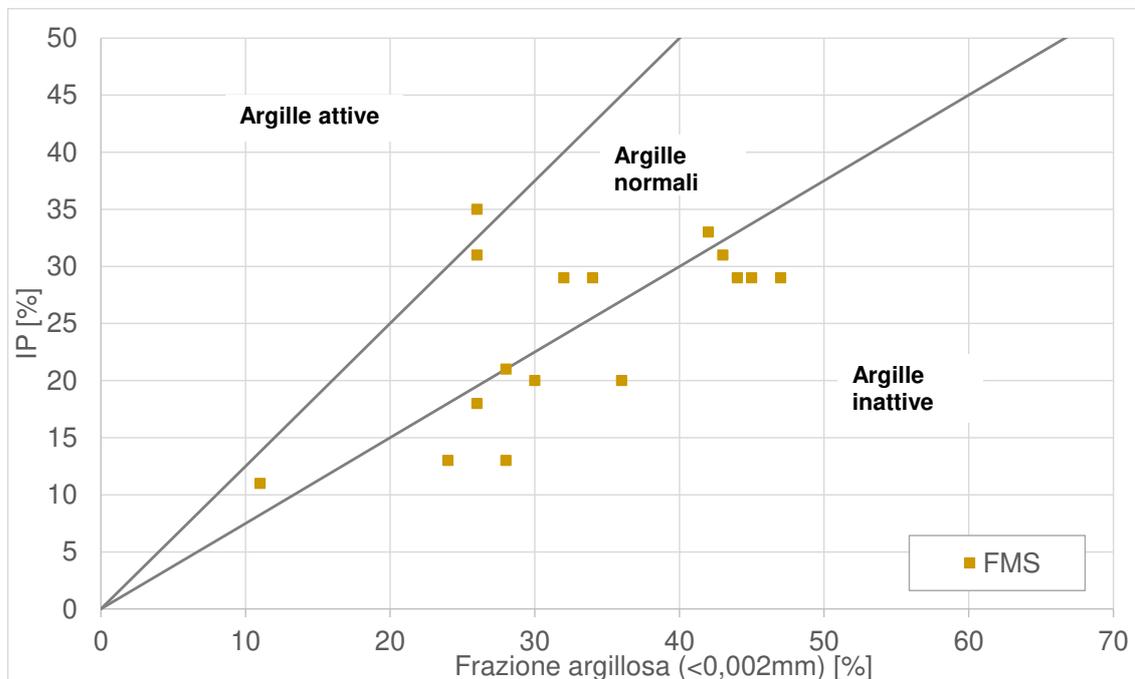
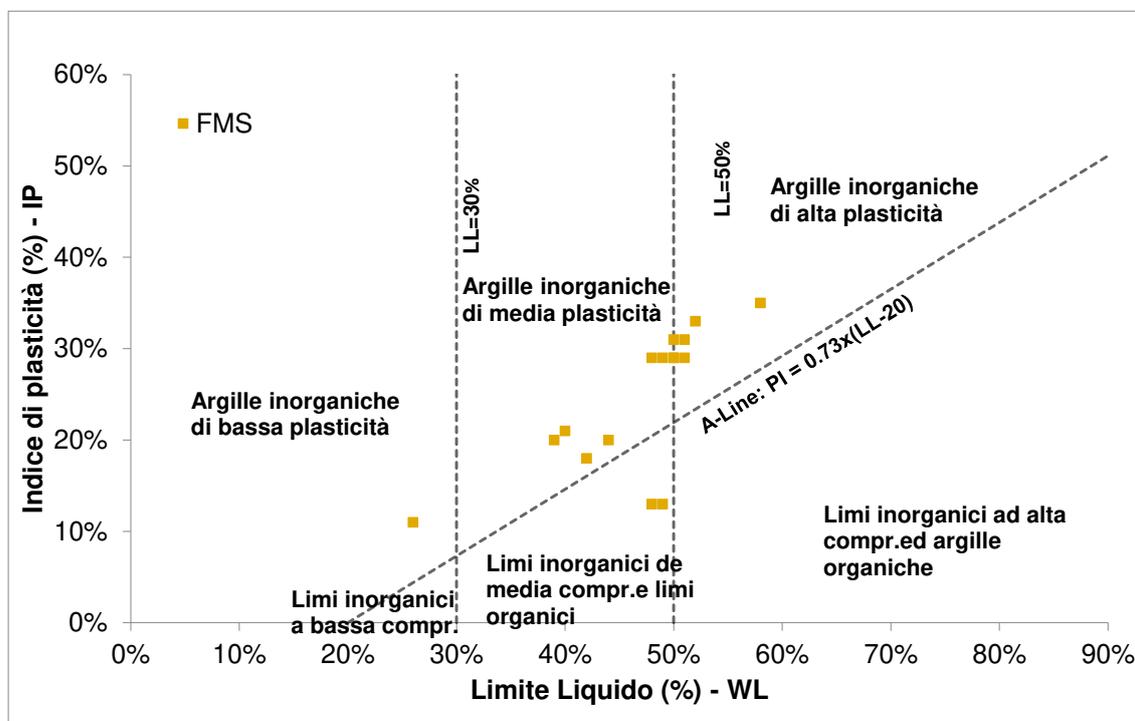


Figura 9-61: Carta di Plasticità (in alto) e Carta di attività (in basso)

Si sono eseguite 3 prove edometriche, su 2 delle quali si è potuto stimare l'indice di sovraconsolidazione (OCR) – si veda spiegazione al paragrafo 9.7.3.2; nel seguente grafico sono mostrati i valori di OCR stimati dalle due prove edometriche così come quelli ottenuti da correlazione con la prova CPTu 18bis_2. Come si osserva dal grafico seguente, per profondità <15 m il materiale ha un OCR compreso tra 1 e 2, mentre che a partire da 30 m di profondità, dalle prove edometriche risulterebbe che questa unità si trova in condizioni di normal-consolidazione. Come si farà notare più avanti, confrontando i valori di coesione non drenata ottenuti sia da prove in situ così come da correlazioni da N_{spt} con la linea di correlazione proposta da Koutsoftas and Ladd (1985) - Doc. Rif. [8]-, questo basso valore di OCR non sembra essere rappresentativo dello stato in situ di questo materiale.

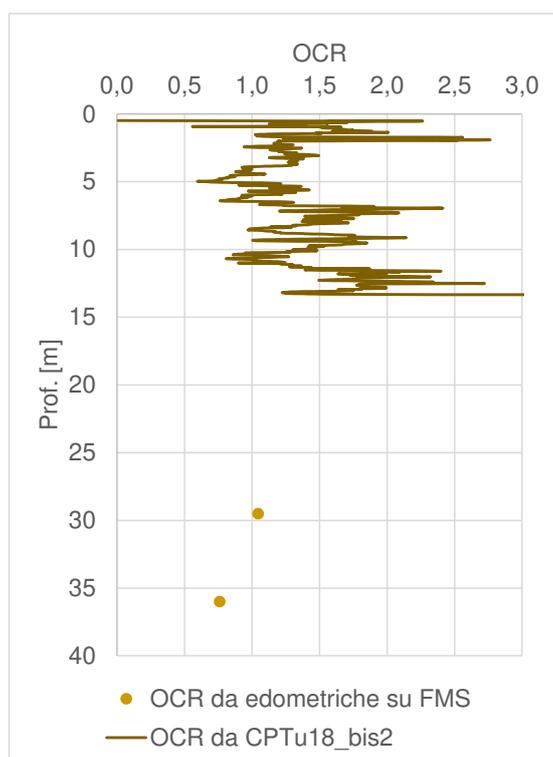


Figura 9-62: Andamento dell'indice OCR con la profondità (da prove edometriche e da CPTu)

9.7.2 Parametri di resistenza

9.7.2.1 Condizioni non drenate

In Figura 9-63 si riportano gli andamenti della coesione non drenata c_u con la profondità, ottenuti dalle correlazioni con N_{spt} e confrontati con i risultati scaturiti dalle prove in situ tipo PP, CPTu e prove pressiometriche. A titolo di confronto, è stata anche rappresentata la legge lineare di Koutsoftas and

Ladd (1985) con OCR=1: si può notare che in generale i valori di c_u si collocano ben al di sopra della citata retta di normal-consolidazione.

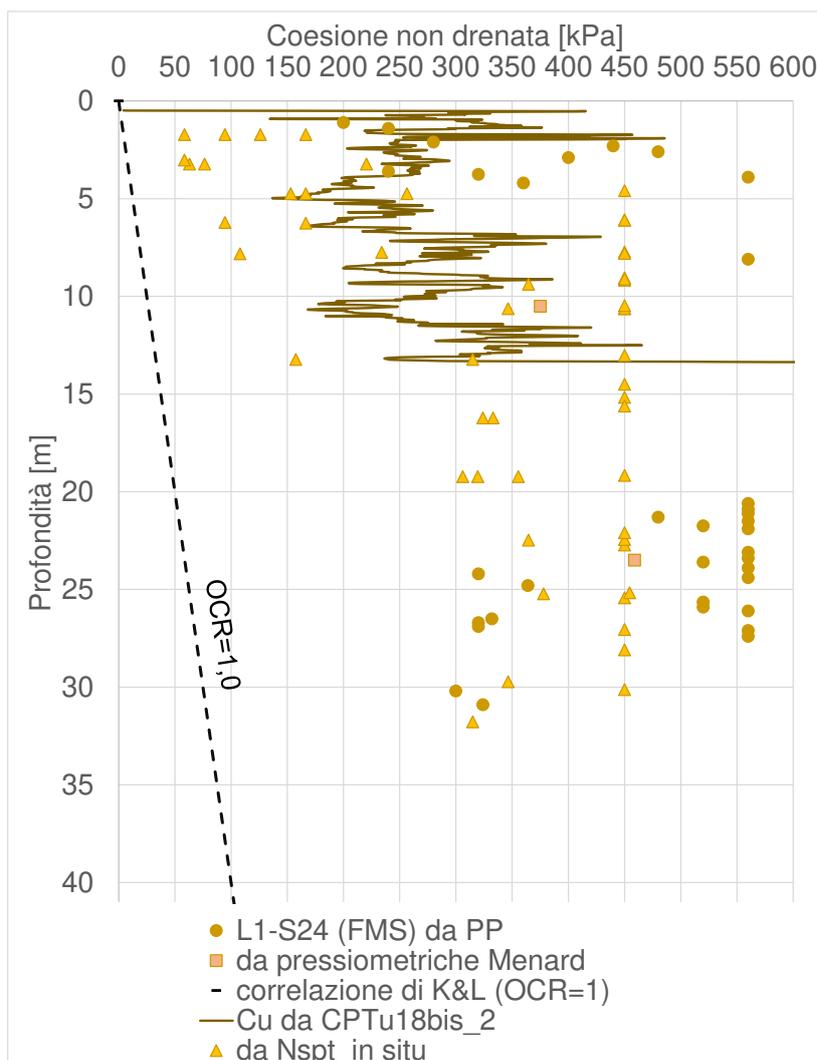


Figura 9-63: Andamenti di c_u con la profondità per l'unità FMS

Sulla base del grafico precedente, si ritiene di assegnare un valor di coesione non drenata crescente con la profondità:

- 200-300 kPa tra 0-15 m;
- 300-400 kPa tra 15-30 m.

9.7.2.2 Condizioni drenate

In questo paragrafo vengono riassunti i risultati derivanti dalle prove di taglio diretto disponibili per l'unità in esame. I dati sono stati cumulati in modo da ottenere un rango di valori riferiti a più prove

(Figura 9-64). Come riscontrabile dalla figura sottostante per le argille FMS, i dati riportati nel grafico restituiscono i seguenti intervalli: $\varphi' = 23-30^\circ$ – $c' = 20-40$ kPa.

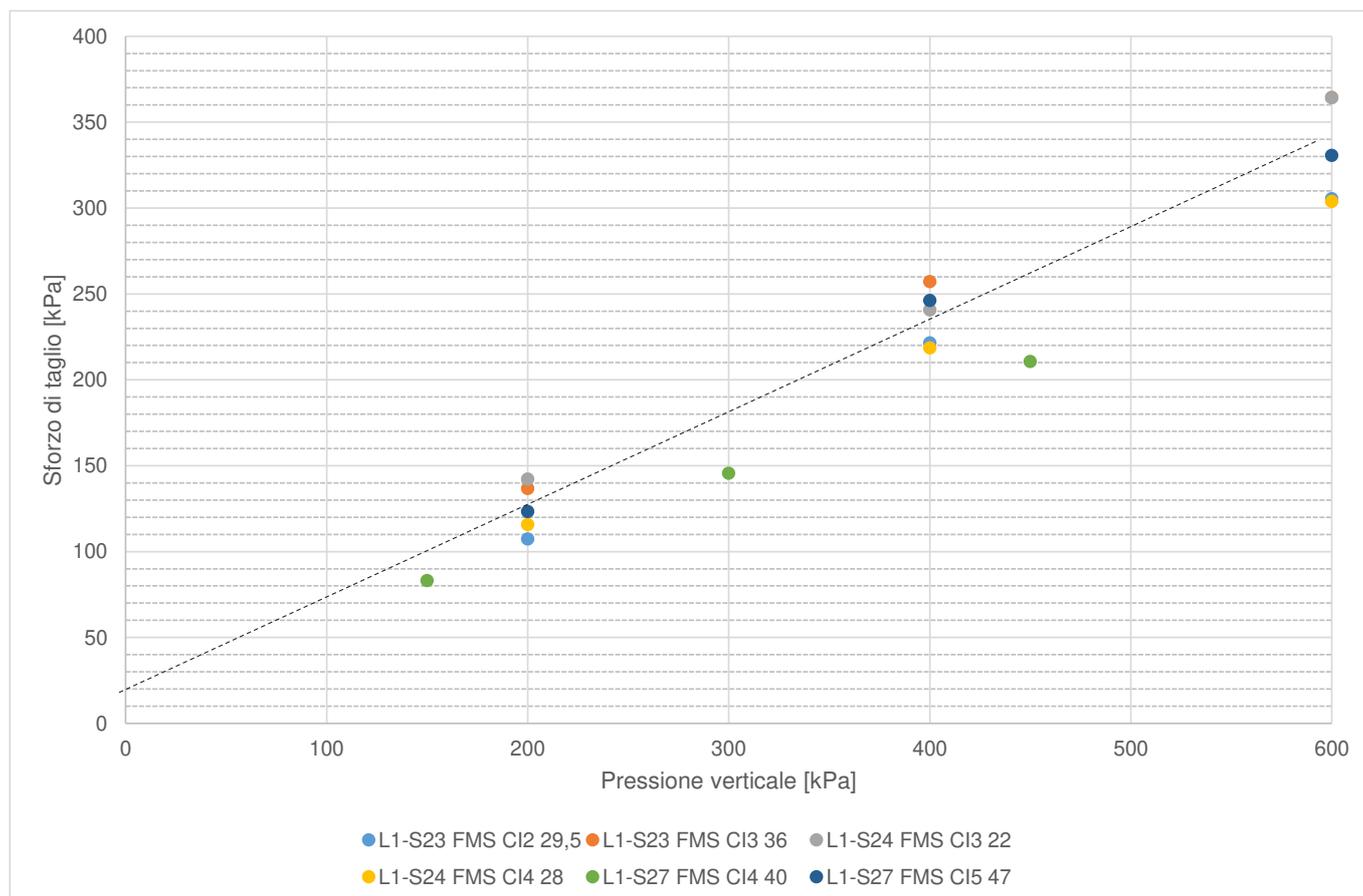


Figura 9-64: Unità FMS - interpretazione delle prove di taglio diretto

Si sono omessi i dati relativi alla prova su campione CI3 del sondaggio S27 considerandoli non rappresentativi ($\varphi' = 20^\circ$ – $c' = 0$ kPa).

A partire dall'analisi della prova CPTU18_bis, applicando la correlazione descritta al paragrafo 8.2.2.2.2, si è stimato un angolo di attrito compreso tra $22-25^\circ$.

9.7.3 Parametri di rigidezza

9.7.3.1 Modulo elastico da prove in situ

Sono state considerate le prove disponibili al momento della redazione della presente relazione: 3 prove pressiometriche di tipo Menard e 6 prove dilatometriche eseguite nei sondaggi S23, S24, S27 e S28. I risultati sono indicati nel grafico di **Figura 9-65**.

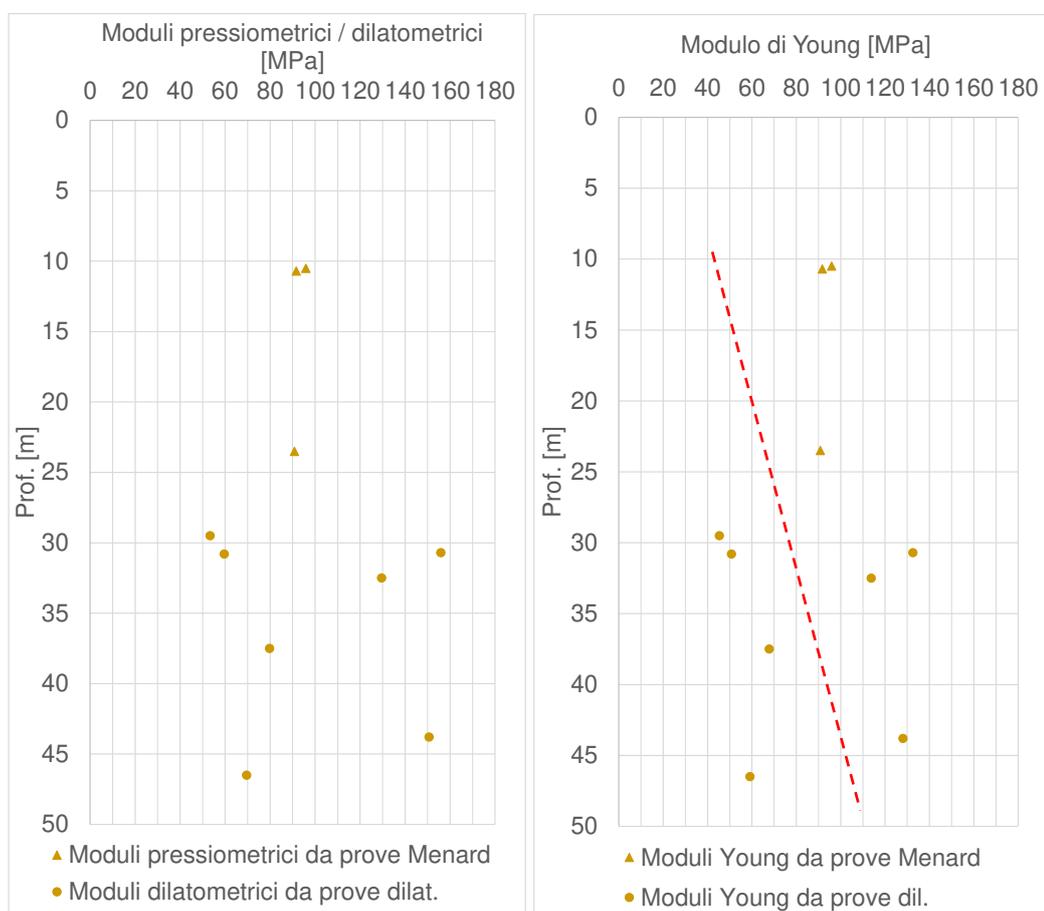


Figura 9-65: Unità FMS – Moduli di deformazione ricavati da prove in-situ

Per quanto riguarda le prove Menard, i moduli sono stati ricavati applicando un fattore reologico dipendente dal tipo di suolo ($\alpha=1$), come da certificati di laboratorio).

9.7.3.2 Parametri edometrici determinati da prove di laboratorio

I principali parametri edometrici ricavati dalle prove di laboratorio sono riassunti nella Tabella 9-29.

Tabella 9-29: Sommario dei parametri ottenuti dalla elaborazione delle prove edometriche su FMS

Sondaggio	campione	Prof. [m]	e_0	OCR	Cr	RR	Cc	CR	Cs	SR	Cs/cc
L1-S23	CI2	29,5	0,565	1,0	0,017	0,010	0,18	0,118	0,050	0,032	27%
L1-S27	CI3	36	0,612	0,8	0,028	0,017	0,19	0,117	0,057	0,035	30%
L1-S27	CI5	47	0,39	1,0	0,018	0,013	0,13	0,092	0,086	0,062	68%

I risultati inerenti al campione CI5 del sondaggio S27 sono stati trascurati, non considerandoli rappresentativi per la forma della curva in cui i rami di compressione e scarico si intercettano (vedi figura sottostante).

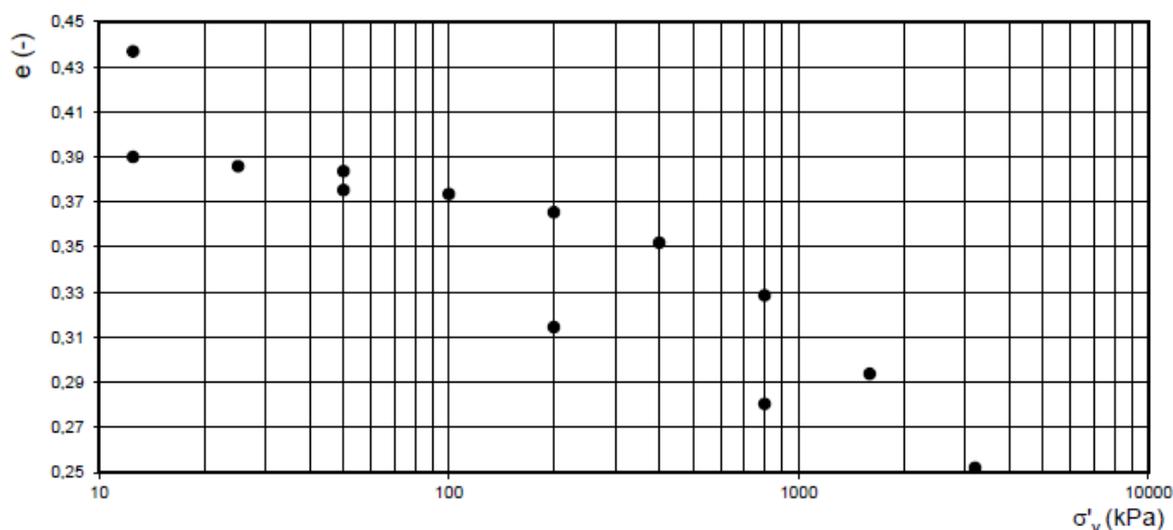


Figura 9-66: Diagramma “indice dei vuoti - carico applicato” per la prova edom. su S27-CI5-

Per ciascuna prova sono state effettuate le ricostruzioni di Casagrande per la determinazione della tensione di preconsolidazione; ne è derivato che i terreni a partire da 30 m di profondità risultano generalmente normal-consolidati, con OCR prossimo all'unità. Come già fatto notare, questo basso valore di indice di sovraconsolidazione, in forte dissonanza con gli andamenti di coesione non drenata ottenuti da prove in situ e stimati da correlazioni da N_{spt} (si veda Figura 9-63), farebbero concludere che i risultati delle prove edometriche eseguiti su FMS non sono rappresentativi del comportamento di questa unità.

I coefficienti di compressione C_c calcolati sono stati posti a confronto, nella Figura 9-67, con tipici intervalli di variazione indicati dalla letteratura (vedi Lancellotta, 2009), in dipendenza dall'indice dei vuoti iniziale e_0 ; i dati disponibili sono limitati per apprezzare la coerenza.

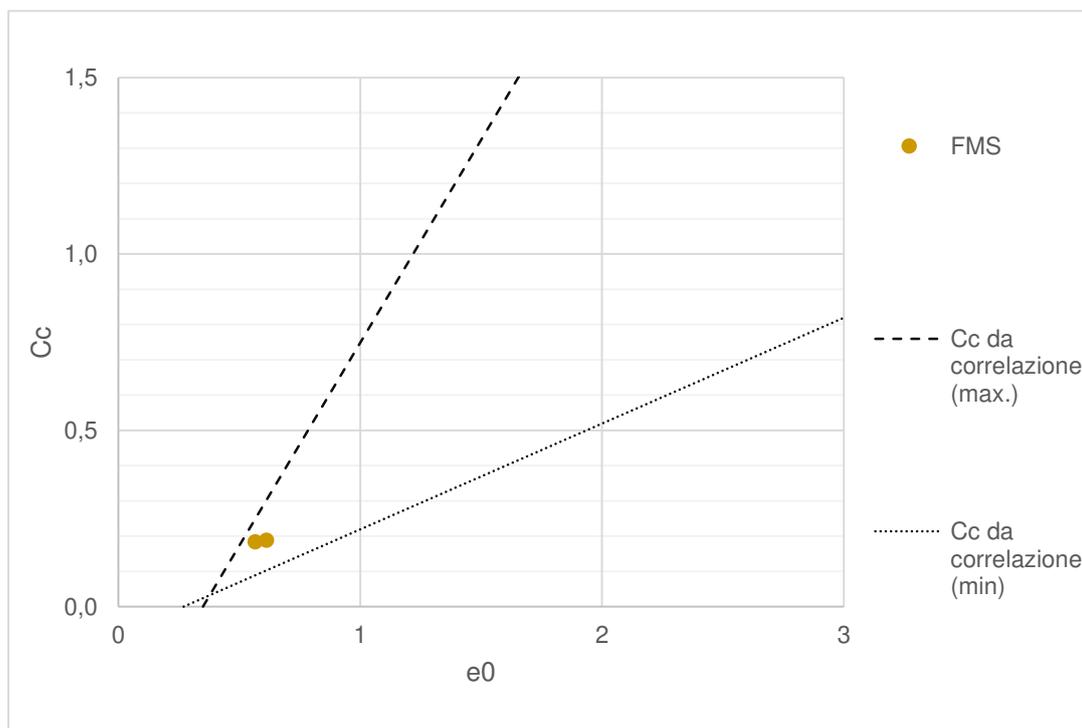


Figura 9-67: Valori di C_c calcolati per unità FMS e confronto con indicazioni di letteratura (Lancellotta, 2009)

A partire dal valore di e_0 e C_c ricavati dalle prove edometriche è possibile stimare il modulo edometrico per una certo stato tensionale. Per una pressione pari a 400 KPa si sono stimati moduli di deformazione edometrica di circa 8-10 MPa.

Come anticipato per le altre unità coesive, anche per questo caso valgono, quindi, le considerazioni sulla rappresentatività generale delle prove edometriche.

9.7.3.3 Modulo elastico operativo in condizioni drenate

I valori dei moduli operativi sono stati estratti a partire dai moduli a basse deformazioni ottenuti dai valori di G_0 , derivanti dai valori di V_s , a loro volta ricavati da prove in situ quali MASW e Down-Hole.

Nella **Figura 9-68** si rappresentano i valori di V_s misurati nelle prove geofisiche (a sinistra) ed i valori dei moduli E_0 stimati sulla base dei risultati di queste prove (a destra). Si nota come in questo caso la prova MASW-4 eseguita su FMS restituisca risultati valori di V_s (e quindi di E_0) in linea rispetto alle prove DH.

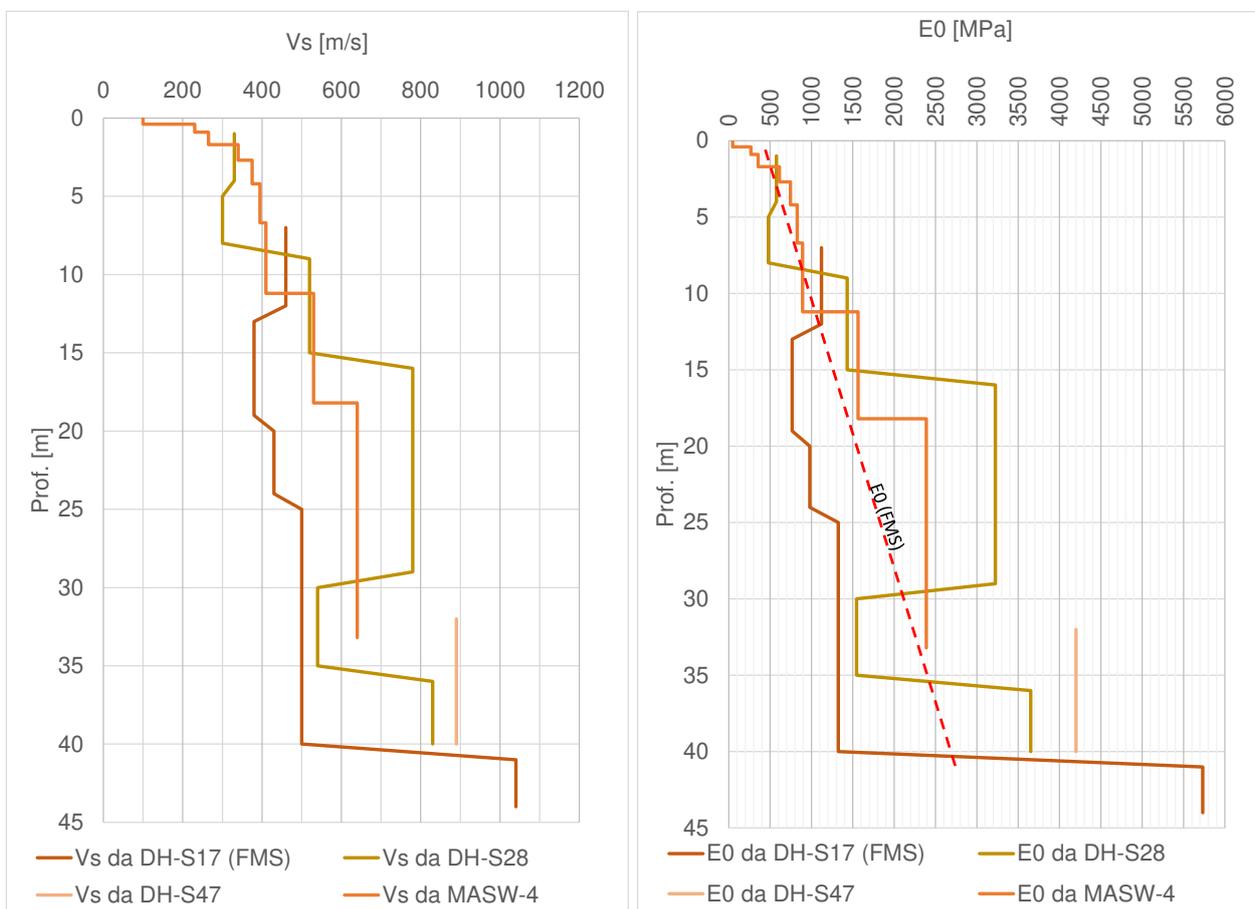


Figura 9-68: Andamento di Vs registrata nelle prove DH e MASW (a sinistra) e corrispondenti valori di E0 (a destra)

Dal precedente grafico si nota come E_0 mostra valori crescenti con la profondità per cui si propongono i seguenti intervalli.

Tabella 9-30: Sommario dei moduli E_0 e E_{op} a partire da prove DH – FMS

	<10m	10-30m	>30m
E_0 [MPa]	500-750	750-1300	1300-3000
E_{op} [MPa]	50-75	75-130	130-300

Sull'unità FMS sono state eseguite 3 Linee di sismica a rifrazione (SRT_S_4-5-6) da cui si sono ottenuti valori di velocità di propagazione delle onde di taglio Vs in linea con quelle ottenuti da DH e

MASW (si veda Figura 9-68), per esempio a partire dall'analisi della SRT_S_4 si è stimato un V_{s30} paria 565 m/s.

9.7.4 Permeabilità

Nell'ambito della campagna d'indagine, fino al momento di redazione del presente documento, sono state eseguite 15 prove di permeabilità tipo Lefranc a carico variabile. In **Tabella 9-31** sono riportati i valori dei coefficienti di permeabilità ottenuti dalle prove e riferibili alla unità in esame.

Tabella 9-31 Risultati delle prove Lefranc sull'unità FMS

Sondaggio	Prof.prova (m)		k (m/s)
L1-S23	25,4	26,5	1,57E-08
L1-S23	37,35	39	1,64E-09
L1-S24	5,8	7,5	7,14E-07
L1-S24	19,1	22,5	4,58E-07
L1-S24	28,4	30	4,57E-08
L1-S28	5,8	7	2,21E-07
L1-S28	14,8	16	1,43E-07
L1-S28	31,1	32,15	7,29E-08
L1-S27	30	31,5	2,43E-09
L1-S27	42	43	7,09E-07
L1-S19	18,1	22,0	1,84E-07
LI-S25	6	7	3,18E-09
LI-S25	16	16,5	3,19E-08
L1-S29	16	16,5	2,75E-08
L1-S29	31	31,5	7,87E-08

RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC1E	A1R11	GE	GE0006001	C	154 di 189

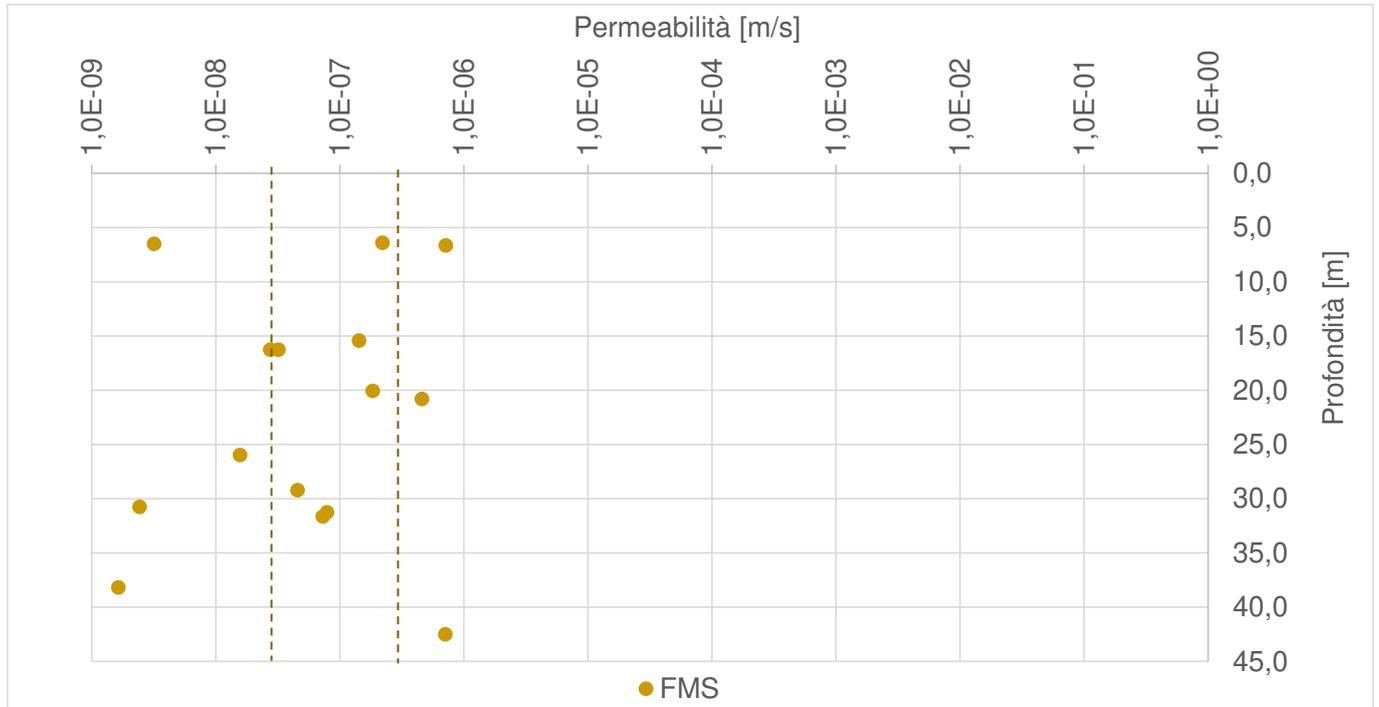


Figura 9-69: Valori di permeabilità dell'unità FMS

	NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1A BATTIPAGLIA – ROMAGNANO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO	COMMESSA RC1E	LOTTO A1R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. C

9.8 UNITÀ ALV E AVF (ARGILLE VARICOLORI SUPERIORI ED INFERIORI)

Le due unità Argille Varicolori Superiori (ALV) e Argille Varicolori Inferiori (AVF) formano insieme all'unità FMS (formazione di Monte S. Arcangelo) analizzata nel paragrafo precedente, il Gruppo delle Argille Variegate. Generalmente nelle AVF e ALV sono predominanti i livelli di marne, marne argillose e argille marnose; in questo paragrafo si analizzano le proprietà geotecniche delle unità in prevalenza argillosa ALV e AVF:

- le ALV consistono in argille caratterizzate da stratificazione sottile o molto sottile e aspetto scagliettato, in cui possono essere presenti clasti e blocchi di calcari (non rinvenuti nei sondaggi);
- le AVF identificate nelle indagini consistono principalmente di argille siltose e marnose ed argilliti siltoso-marnose, con scarsi o praticamente senza intercalazioni di calcari e calcari marnosi.



Figura 9-70: Aspetto in superficie delle unità ALV (a sinistra) e AVF (a destra)

Il materiale estratto si presenta come nelle foto riprodotte di seguito. È evidente che entrambe le unità saranno caratterizzate con comportamento coesivo (terreni a grana fina).



ALV

L 1-S 46: Cassetta n. 12 da 55.0 a 60.0 m. Argilliti siltoso marnose debolmente sabbiose bruno rossastre a tratti livelli cangianti dall'azzurro al verde, consistenti con pocket >6 (rifiuto)



AVF

L 1-S 50: Cassetta n. 4 da 15.0 a 20.0 m Argilla limoso-sabbiosa grigio-verde scuro con lamine sabbiose grigie lentiformi. Stratificazione orizzontale molto sottile o laminata, variabile tra parallela mal definita e lenticolare. Molto consistente.

La caratterizzazione inclusa nei seguenti paragrafi si basa sui dati ottenuti dai sondaggi L1-S17, L1-S46, L1-S49, L1-S50, L1-S52 e L1-S53. Si è preferito mantenere separate queste due unità che seppur presentando notevoli aspetti in comune, possiedono differenze di comportamento geotecnico, come si analizzerà di seguito.

9.8.1 Parametri di stato e caratteristiche fisiche

I principali parametri inerenti alle caratteristiche fisiche e alle relative proprietà indice delle Unità ALV e AVF sono riassunti nella Tabella 9-32, suddivisi per campioni e profondità di prelievo. Nelle figure seguenti, invece, i valori degli stessi parametri sono riportati graficamente.

Tabella 9-32 Riassunto caratteristiche fisiche – Argille Variegate

Sondaggio	Unità	Campione	Prof.media	Peso specifico	G	S	L	A	Wn	WL	Ip	lc	e ₀
			[m]	[kN/m ³]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	-
L1-S46	ALV	CI1	48,25	19,13	1	4	48	47	24,6	58	33	1,3	-
L1-S46	ALV	CI2	66,25	20,11	0	1	56	43	15,3	56	33	1,8	0,465
L1-S46	ALV	CI3	74,25	20,80	0	1	55	44	16,5	55	31	1,6	-
L1-S46	ALV	CI4	85,3	20,80	11	10	47	32	16,5	46	29	1,7	0,446
L1-S17	AVF	CR1	14,25		21	31	29	19	-	42	18		-
L1-S17	AVF	CR2	23,55		45	20	24	11	-	36	19		-
L1-S17	AVF	CI3	33,25	19,42	1	1	56	42	23,1	67	32	1,3	-

Sondaggio	Unità	Campione	Prof.media	Peso specifico	G	S	L	A	Wn	WL	Ip	Ic	e ₀
			[m]	[kN/m ³]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	-	-
L1-S49	AVF	CR1	39,2		31	8	39	22	-	33	14	-	-
L1-S49	AVF	CR2	47,45		32	25	27	16	-	20	12	-	-
L1-S49	AVF	CR3	53,8		21	20	37	22	-	21	12	-	-
L1-S49	AVF	CR4	58,75		13	13	50	24	-	36	17	-	-
L1-S49	AVF	CR5	60,75		21	15	37	27	-	36	17	-	-
L1-S49	AVF	CR6	64,75		19	12	41	28	-	60	30	-	-
L1-S53	AVF	CI1	4,75	19,23	4	4	58	34	25,8	58	32	1,2	0,741
L1-S53	AVF	CI2	12,25	19,52	2	24	58	16	23,4	31	22	0,8	0,665
L1-S53	AVF	CI3	21,25	20,70	0	4	73	23	18,5	non det.	NP	-	0,464
L1-S53	AVF	CR4	28,75		0	4	94	2	-	42	28	-	-

Con riferimento ai grafici di Figura 9-71, il valor medio dei pesi dell'unità di volume per entrambe le unità ALV e AVF si attesta sui 20 kN/m³. Per quanto riguarda l'indice dei vuoti, questo è compreso tra 0.46-0.74 per AVF (valor medio 0.62) mentre assume valore costante 0.45 per ALV. Si sottolinea la differente profondità a cui sono stati estratti i campioni analizzati (superficiali <25 m per AVF e profondi >65 m per ALV).

L'andamento dell'indice di plasticità di Figura 9-72 indica principalmente una condizione PLASTICA (15<I_p<40) per entrambe le unità; si nota che puntualmente l'unità AVF può mostrare condizioni POCO-PLASTICHE (5<I_p<15) e che l'unità ALV presenta 15<I_p<25.

La consistenza è generalmente SEMISOLIDA-SOLIDA come riscontrabile dai valori dell'indice di consistenza (I_c>1) riportati nel grafico della stessa figura (un unico valore corrisponde a consistenza SOLIDO-PLASTICA, I_c=0,8).

RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC1E	A1R11	GE	GE0006001	C	158 di 189

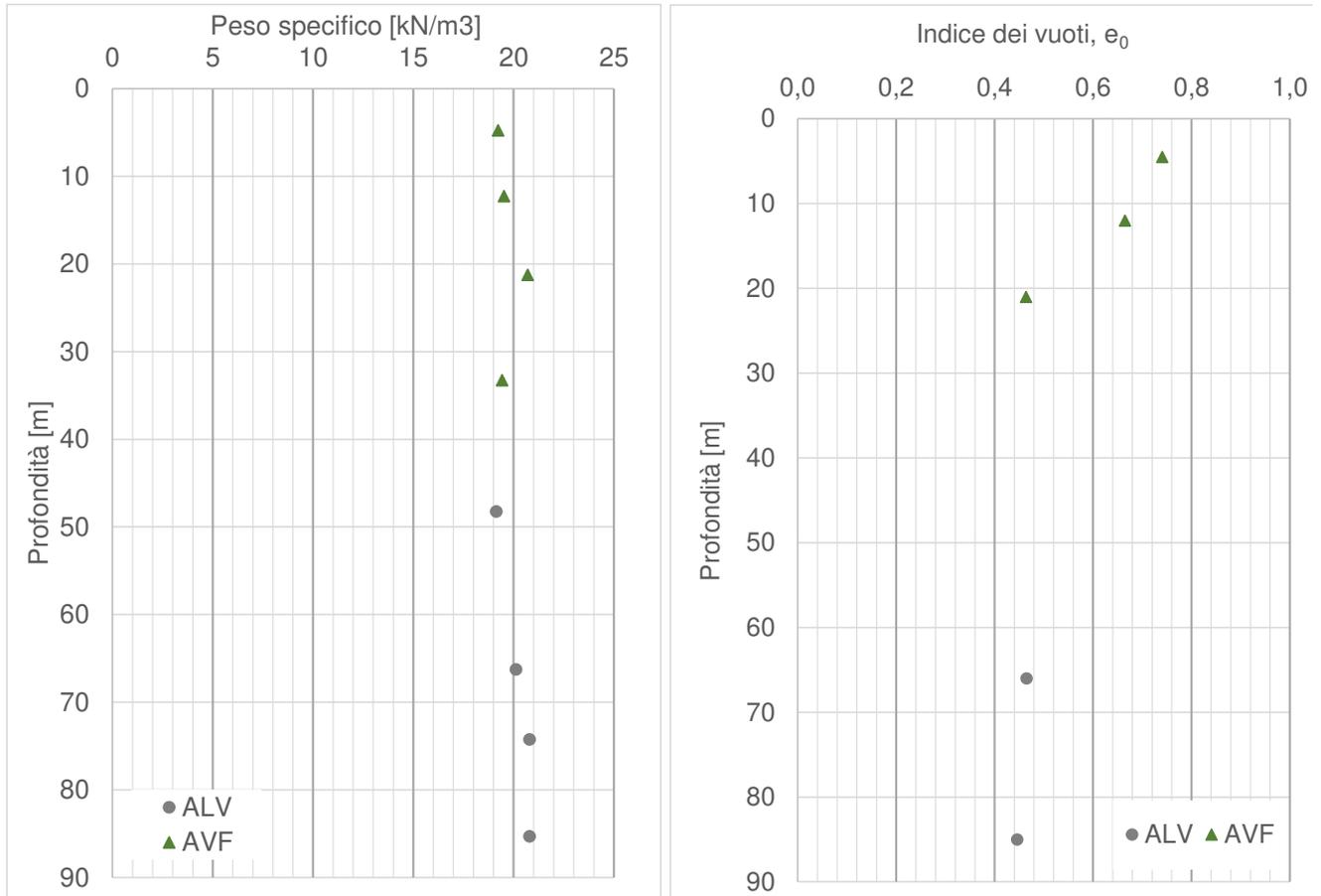


Figura 9-71: Andamenti con la profondità dei pesi dell'unità di volume e dell'indice dei vuoti

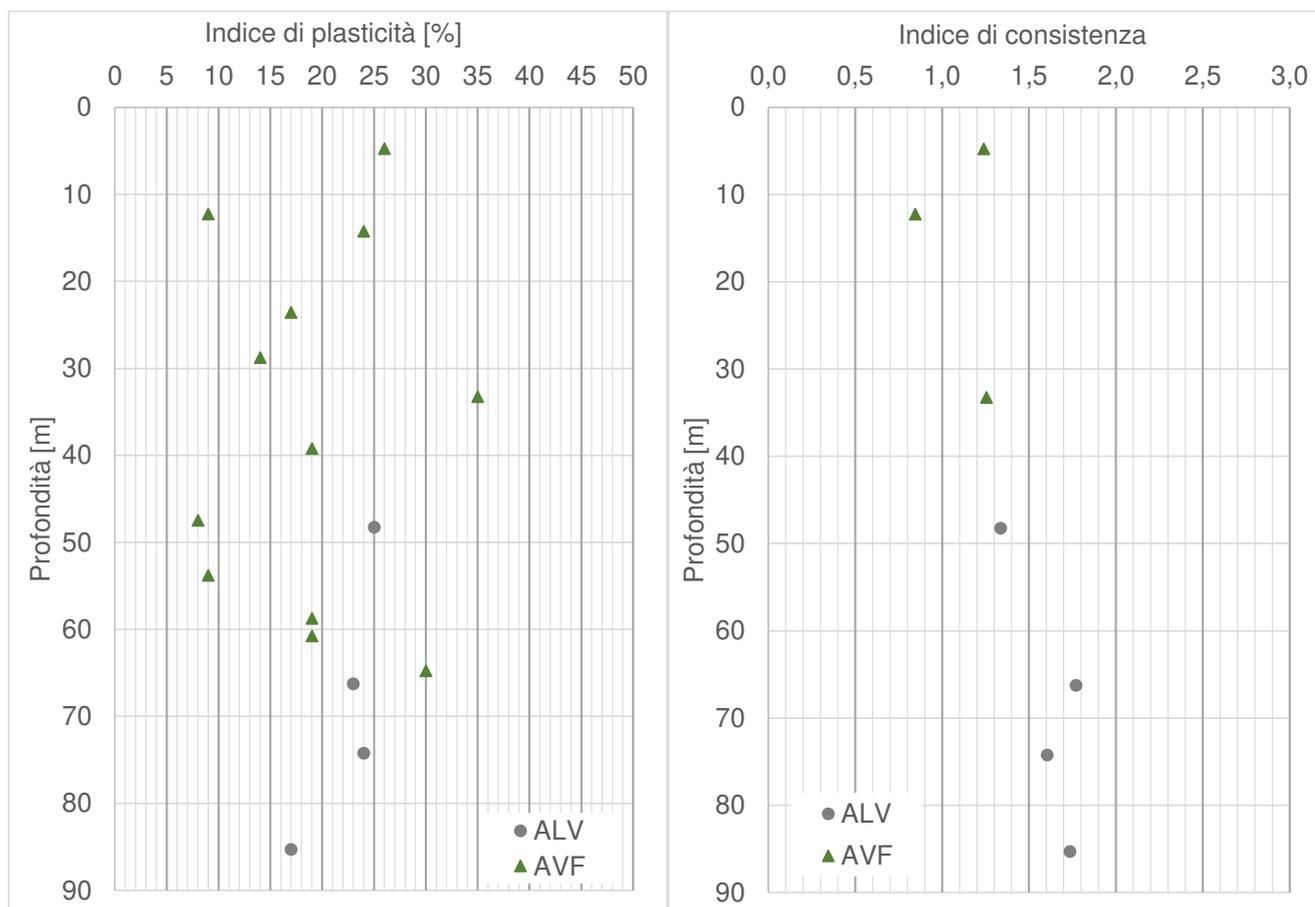


Figura 9-72: Andamenti con la profondità degli indici di Plasticità e di Consistenza

Nei seguenti grafici si denotano leggere differenze tra le due unità dal punto di vista della caratterizzazione geotecnica:

- La distribuzione dei dati nella Carta di Plasticità di Casagrande (Figura 9-73) classifica i terreni generalmente come argillosi inorganici (AVF) o come limoso-argillosi organici (ALV). La plasticità associata ad entrambe le unità mostrano può essere definita media-alta.
- Per quanto riguarda la carta di Attività, i terreni sono classificabili come NORMALI – ATTIVI (AVF) e INATTIVI (ALV). Per questa ragione il coefficiente di consolidazione secondaria sarà stimato solo per l'unità AVF.

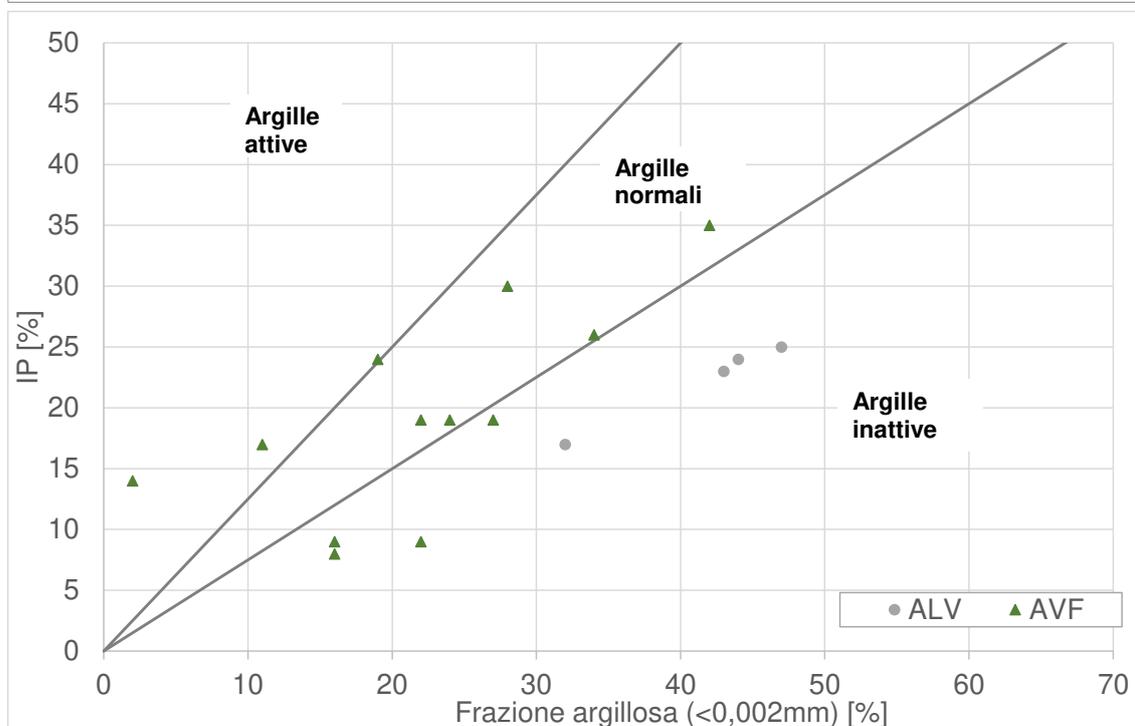
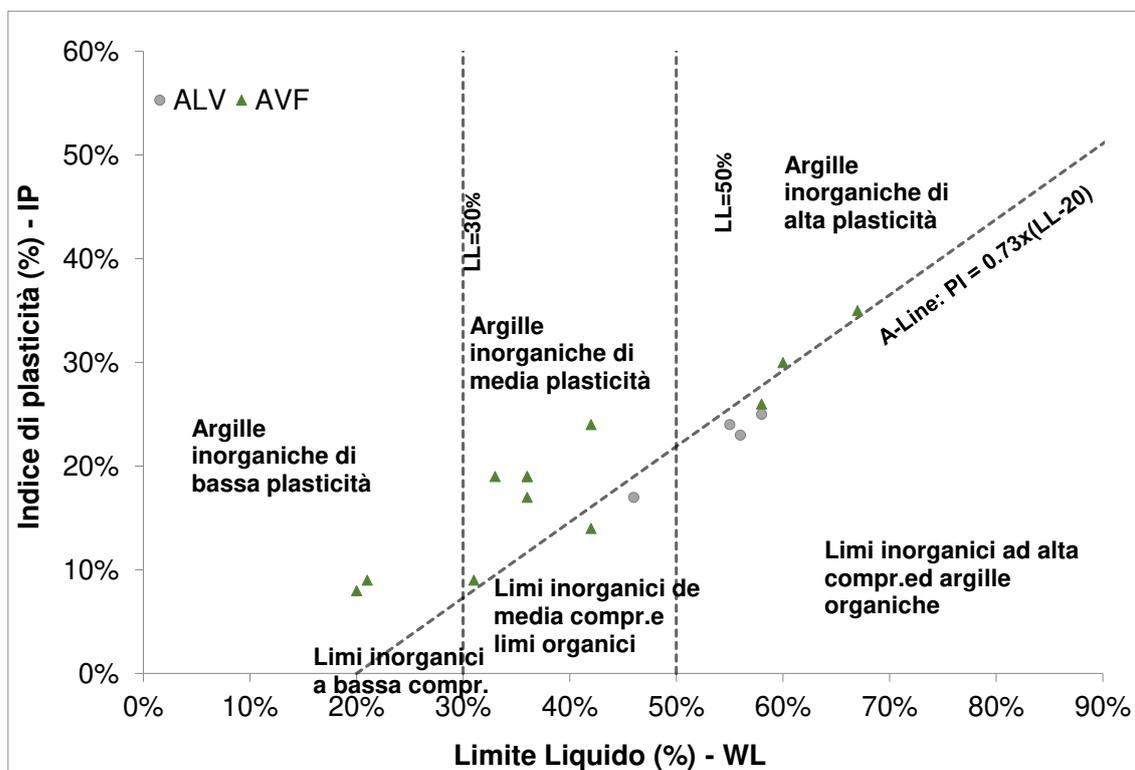


Figura 9-73: Carta di Plasticità (in alto) e Carta di attività (in basso)

Si è eseguito un totale di 5 prove edometriche (3 su AVF per profondità <20 m e 2 su ALV per profondità > 45 m), dalle quali si è potuto stimare l'indice di sovraconsolidazione (OCR); nel grafico sottostante si mostrano graficamente i valori di OCR stimati dalle prove edometriche (per chiarezza grafica l'OCR valutato per L1-S53 a 4,5 m e pari a 7,5 non è stato riportato). Si osserva che gli strati superficiali (<15 m) di AVF mostrano un certo grado di sovraconsolidazione (tra 2 e 2,5) mentre a profondità maggiori per ALV, non si nota questa sovraconsolidazione. Quanto osservato appare anomalo considerando le caratteristiche di questo materiale e potrebbe essere dovuto a due ragioni: 1) elevata profondità alla quale sono stati estratti i campioni di ALV; 2) dubbia rappresentatività delle prove edometriche su ALV.

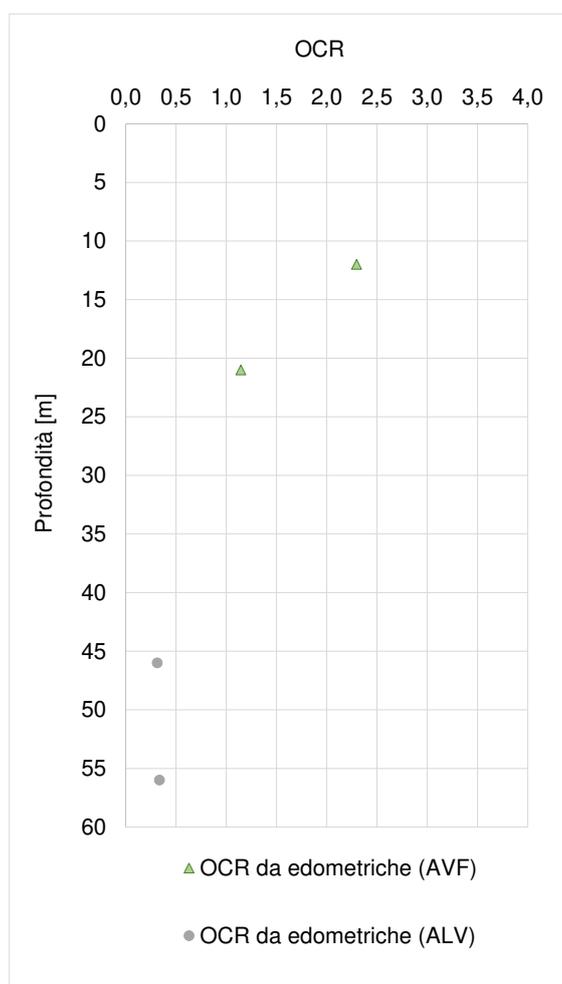


Figura 9-74: Andamento dell'indice OCR con la profondità

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1A BATTIPAGLIA – ROMAGNANO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO	COMMESSA RC1E	LOTTO A1R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. C

9.8.2 Parametri di resistenza

9.8.2.1 Condizioni non drenate

In Figura 9-75, si riportano gli andamenti della coesione non drenata c_u con la profondità, ottenuti dalle prove in situ (nello specifico da prove con penetrometri tascabili), dalle correlazioni con N_{SPT} (si veda paragrafo 8.2.2.1.4, considerando $f_1=4,5$) e, dove disponibili, confrontati con i risultati scaturiti dalle prove di laboratorio triassiali di tipo non consolidato non drenato. Per completezza nella seguente tabella si riportano i risultati (in termini medi) relativi alle prove triassiali non consolidate non drenate realizzate.

Tabella 9-33 Risultati delle prove triassiali non consolidate non drenate (UU)

Sondaggio	Unità	Campione	Prof.media	c_u (valore medio)
			[m]	[kPa]
L1-S46	ALV	C11	48,25	60
L1-S46	ALV	C13	74,25	488
L1-S47	AVF	C13	33,25	223

Inoltre nel grafico è stata aggiunta la correlazione della legge lineare di Koutsoftas and Ladd (1985) con $OCR=1,5$; si può dedurre che il grado di sovraconsolidazione considerato ($OCR=1,5$) sia leggermente sottostimato rispetto ai dati di coesione non drenata rappresentati per gli strati superficiali (<15 m), mentre si può notare una migliore approssimazione per gli strati profondi.

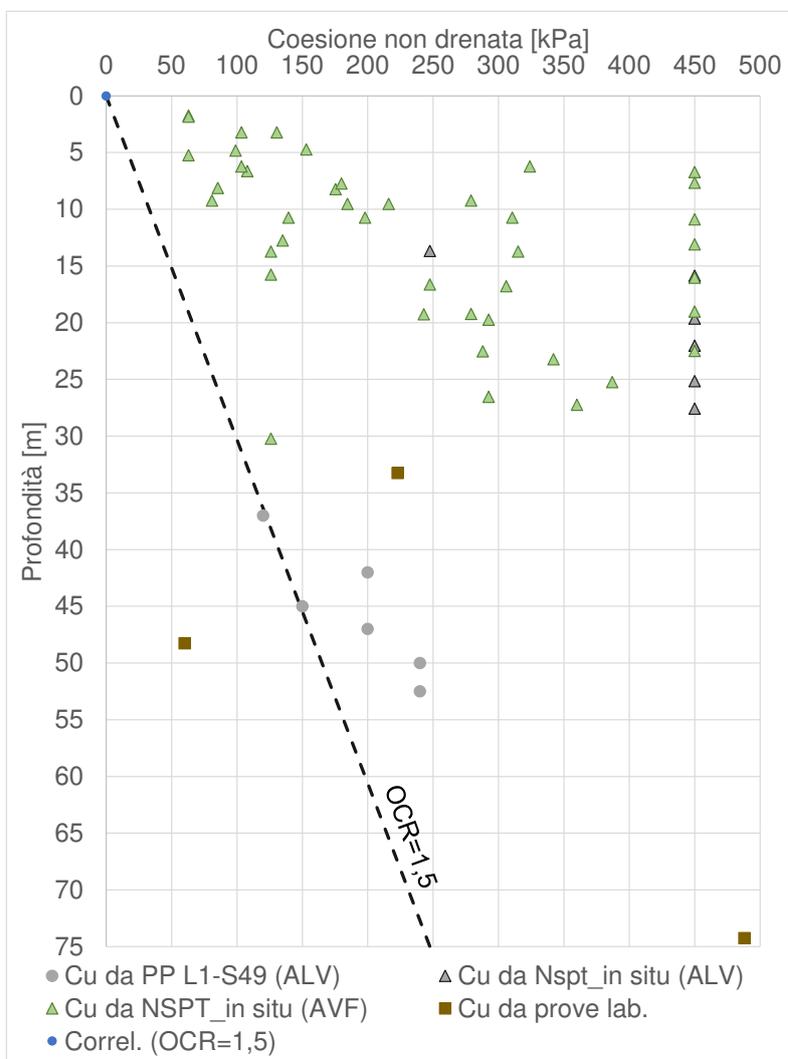


Figura 9-75: Andamento di c_u con la profondità per le unità ALV e AVF

Per completezza nella seguente tabella si riportano i risultati (in termini medi) relativi alle prove triassiali non consolidate non drenate realizzate.

Tabella 9-34 Risultati delle prove triassiali non consolidate non drenate (UU)

Sondaggio	Unità	Campione	Prof.media	c_u (valore medio)
			[m]	[%]
L1-S46	ALV	C11	48,25	60
L1-S46	ALV	C13	74,25	488
L1-S17	AVF	C13	33,25	223

9.8.2.2 Condizioni drenate

In questo paragrafo vengono riassunti i risultati derivanti dalle prove di taglio diretto disponibili per l'unità in esame. I dati sono stati cumulati in modo da ottenere un *range* di valori riferiti a più prove (Figura 9-64). Come riscontrabile dalla figura sottostante per le argille ALV e AVF, i dati riportati nel grafico restituiscono i seguenti valori medi: $\varphi' = 23-27^\circ$ – $c' = 10-20$ kPa per ALV e $\varphi' = 25-30^\circ$ – $c' = 10-20$ kPa per AVF.

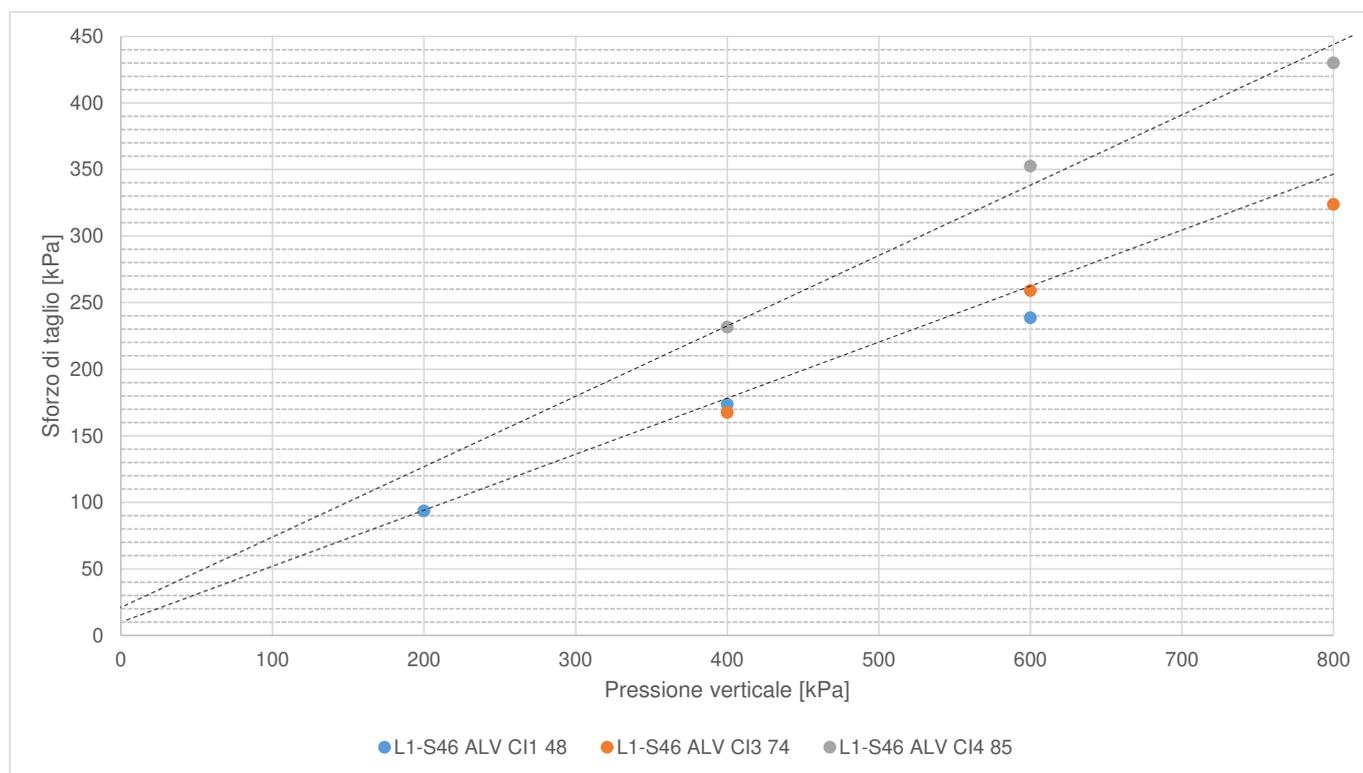


Figura 9-76: Unità ALV - interpretazione delle prove di taglio diretto

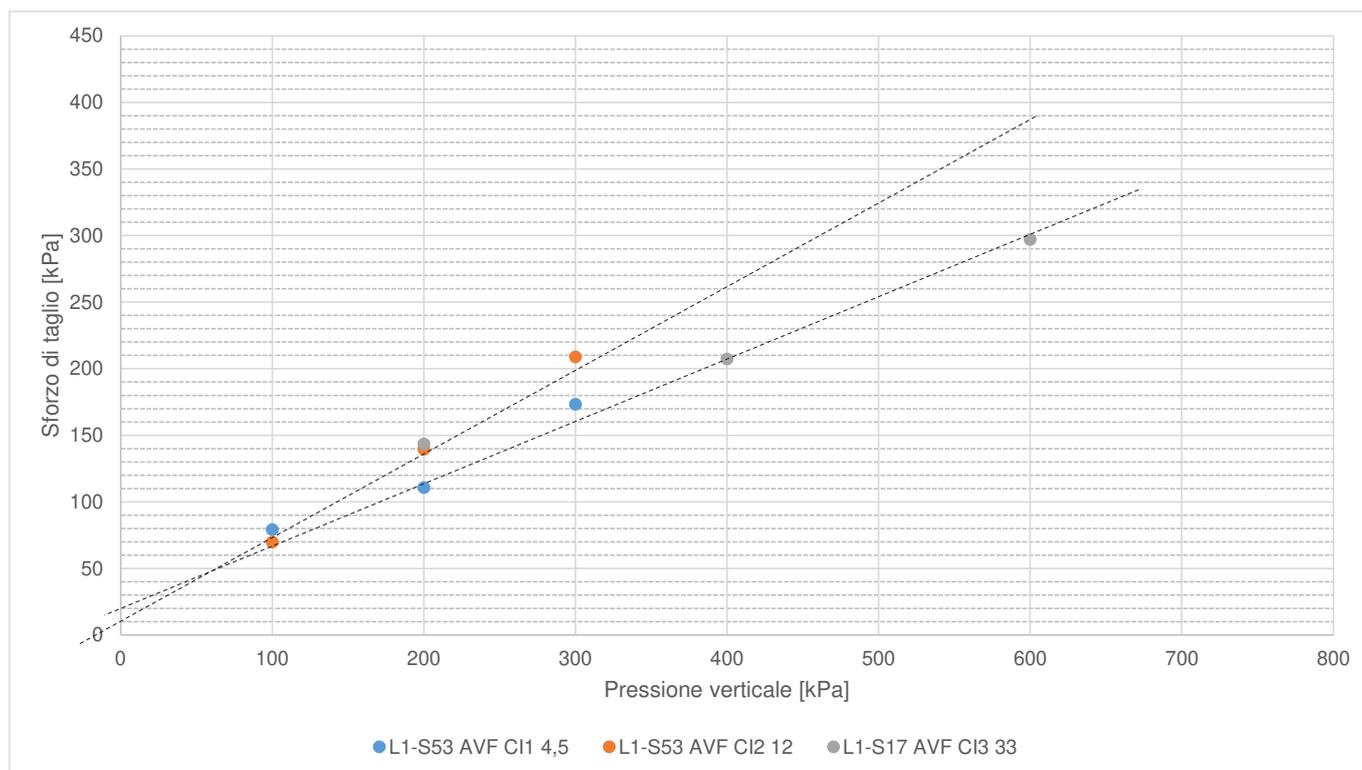


Figura 9-77: Unità AVF - interpretazione delle prove di taglio diretto

Si sono realizzate 2 prove triassiali consolidate non drenate ottenendo:

Tabella 9-35 Risultati delle prove triassiali consolidate non drenate (CU)

Sondaggio	Unità	Campione	Prof.media	Angolo di attrito	coesione
			[m]	[°]	[kPa]
L1-S46	ALV	CI2	66,25	22	37
L1-S53	AVF	CI3	21,25	27	20

9.8.3 Parametri di rigidezza

9.8.3.1 Modulo elastico da prove in situ

Con riferimento ai dati disponibili al momento della redazione del presente documento, nei sondaggi S17, S46, S49, S50 e S53 si sono eseguite 6 prove pressiometriche di tipo Menard 8 prove dilatometriche, i cui risultati sono indicati nel grafico di **Figura 9-78**. Il risultato della prova P3 eseguita in S26 non è stato tenuto in conto dovuto all'elevata profondità a cui è stato fatto (111 m).

A partire dai moduli pressiometrici si possono ricavare i moduli di Young (E_{def}) applicando il coefficiente reologico α , in funzione del terreno e del grado di consolidazione.

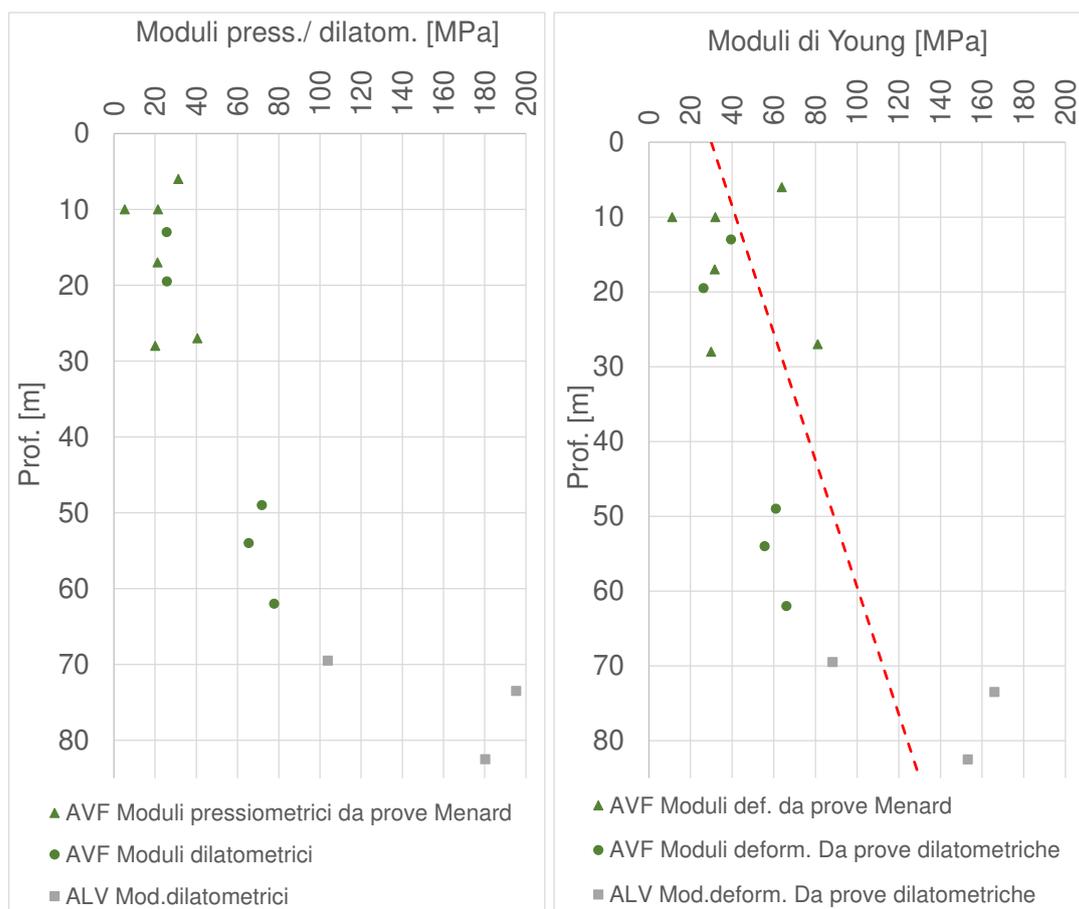


Figura 9-78: Unità ALV-AVF – Moduli di deformazione ricavati da prove in-situ

Il coefficiente reologico α considerato è stato preso in coerenza dai certificati delle prove di laboratorio; per completezza viene indicato nella seguente tabella.

Tabella 9-36: Tabella di conversione da moduli pressiometrici a moduli di Young tramite coeff.reologico α

			profondità centro della cella	modulo pressiometrico	α	Modulo di Young
			[m]	[MPa]		[MPa]
L1S17	AVF	P1	10	5,3	1/2	11,2
L1S17	AVF	P2	28	20,0	2/3	29,9
L1S53	AVF	P1	10	21,4	2/3	31,9
L1S53	AVF	P2	17	21,2	2/3	31,7

			profondità centro della cella	modulo pressiometrico	α	Modulo di Young
			[m]	[MPa]		[MPa]
L1S53	AVF	P3	27	40,6	1/2	81,1
L1S50	AVF	P1	6	31,3	1/2	63,9

A partire dalla **Figura 9-78**, si può apprezzare un andamento del Modulo di Young crescente con la profondità; questo stesso andamento per profondità minori a 15 m, è confermato dai risultati della prova CPTu18bis_2, utilizzando la correlazione descritta al paragrafo 8.2.3.2.1.

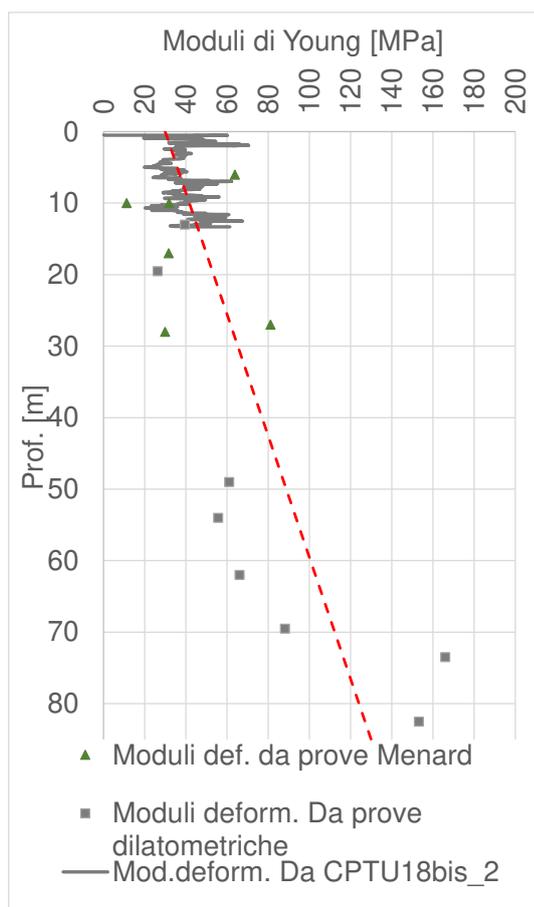


Figura 9-79: Unità AVF – Mod.Young a partire da CPTu

9.8.3.2 Parametri edometrici determinati da prove di laboratorio

I principali parametri edometrici ricavati dalle prove di laboratorio sono riassunti nella Tabella 9-37.

Tabella 9-37: Sommario dei parametri ottenuti dalla elaborazione delle prove edometriche su ALV e AVF

Sondaggio	campione	Prof. [m]	e_0	OCR	C_r	RR	C_c	CR	C_s	SR	Cs/cc
L1-S53 (AVF)	CI1	4,5	0,741	7,6	0,016	0,009	0,25	0,145	0,101	0,058	40%
L1-S53 (AVF)	CI2	12	0,665	2,3	0,030	0,017	0,13	0,079	0,020	0,012	15%
L1-S53 (AVF)	CI3	21	0,464	1,1	0,015	0,011	0,09	0,065	0,018	0,012	19%
L1-S46 (ALV)	CI2	66	0,465	<1	0,003	0,003	0,14	0,095	0,070	0,048	50%
L1-S46 (ALV)	CI4	85	0,446	<1	0,003	0,003	0,15	0,102	0,064	0,044	43%

Per ciascuna prova sono state effettuate le ricostruzioni di Casagrande per la determinazione della tensione di preconsolidazione; ne è derivato che i terreni risultano leggermente sovra-consolidati, con OCR pari a 1,5 (fino a 15 m).

I coefficienti di compressione C_c calcolati sono stati posti a confronto, nella Figura 9-80, con tipici intervalli di variazione indicati dalla letteratura (vedi Lancellotta, 2009), in dipendenza dall'indice dei vuoti iniziale e_0 ; i dati disponibili sono limitati per apprezzare la coerenza.

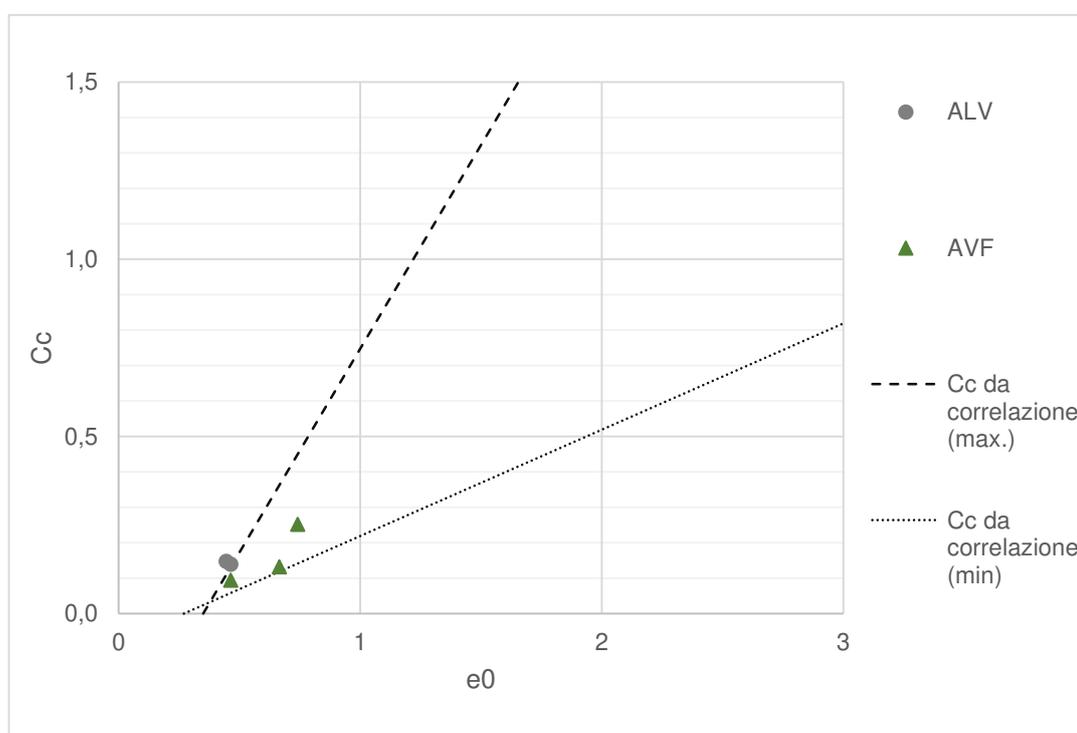


Figura 9-80: Valori di C_c calcolati per unità ALV-AVF e confronto con indicazioni di letteratura (Lancellotta, 2009)

A partire dal valore di e_0 e C_c ricavati dalle prove edometriche è possibile stimare il modulo edometrico per un certo stato tensionale. Per una pressione pari a 400 KPa si sono stimati moduli di deformazione edometrica di circa 8-10 MPa.

Dalle prove edometriche sono stati anche ricavati i coefficienti di consolidazione secondaria per l'unità AVF (risultando potenzialmente Argille Attive, si veda Figura 9-73), come già riportato nello specifico paragrafo. Partendo dalle prove edometriche disponibili sul campione S53-C11, è stato ricavato il coefficiente di consolidazione come rapporto tra la variazione di deformazione tra due istanti di tempo t_1 e t_2 e la variazione logaritmica di tali tempi, prendendo a riferimento la porzione terminale dei diagrammi "deformazione-tempo", cioè la pendenza dell'asintoto inclinato nel piano semilogaritmico $\varepsilon - \log t$. Il coefficiente è stimato dunque come

$$C_{\alpha\varepsilon} = \Delta\varepsilon / \Delta \log t$$

ottenendone l'andamento riportato nel grafico di Figura 9-81, in relazione dalla pressione di prova.

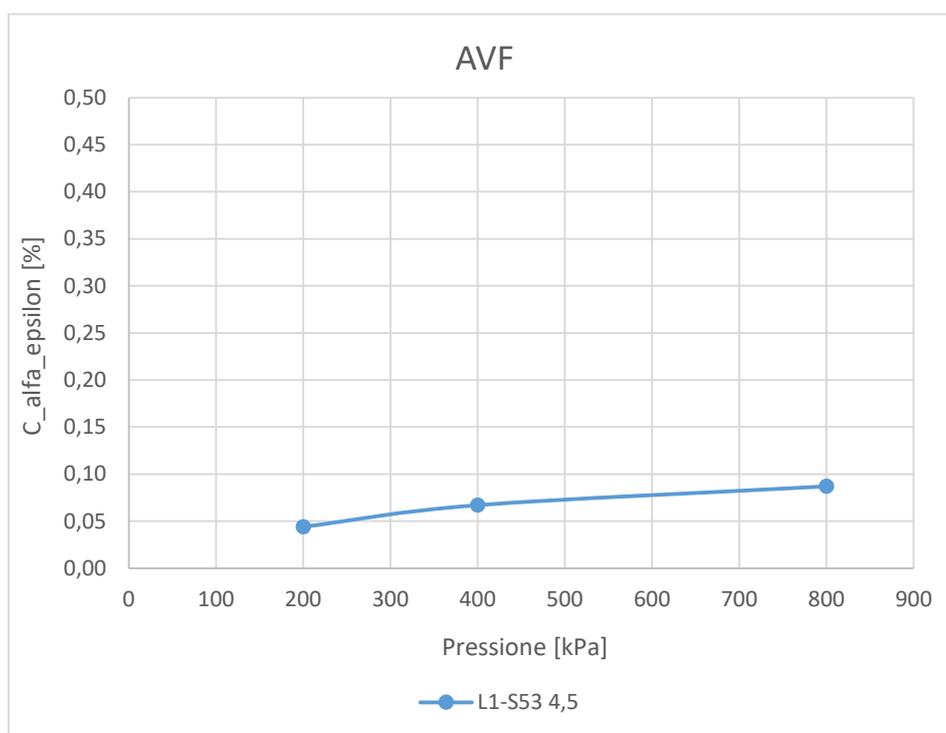


Figura 9-81: Andamento di $C_{\alpha\varepsilon}$ in relazione alla pressione di prova (campione S53-C11)

	NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1A BATTIPAGLIA – ROMAGNANO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO	COMMESSA RC1E	LOTTO A1R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. C	FOGLIO 170 di 189

Il valore di $C_{\alpha\varepsilon}$ operativo è stato quindi estratto in corrispondenza delle pressioni di interesse, promediando i valori ottenuti tra Pressioni di 200-300 kPa; ne risulta $C_{\alpha\varepsilon}=0.056\%$.

È opportuno evidenziare che i moduli edometrici ricavati dalle prove edometriche sono risultati sempre nettamente inferiori a quelli ottenuti da prove in situ. Questo non è da considerarsi sorprendente dal momento che non è inusuale che le prove edometriche forniscano una sensibile sottostima, spesso dovuta a fattori di disturbo durante il campionamento e/o all'effettiva rappresentatività dei provini sottoposti a prova rispetto al generale comportamento atteso in sito.

9.8.3.3 Modulo elastico operativo in condizioni drenate

I valori dei moduli operativi sono stati estratti a partire dai moduli a basse deformazioni ottenuti dai valori di G_0 , derivanti dai valori di V_s , a loro volta ricavati da prove in situ quali MASW e Down-Hole.

Nella **Figura 9-82** si rappresentano i valori di V_s misurati nelle prove geofisiche (a sinistra) e si diagrammano i moduli E_0 stimati sulla base dei risultati di queste prove (a destra). Si nota come in questo caso la prova MASW-8 fornisca risultati valori di V_s (-e quindi di E_0) in linea rispetto alle prove DH.

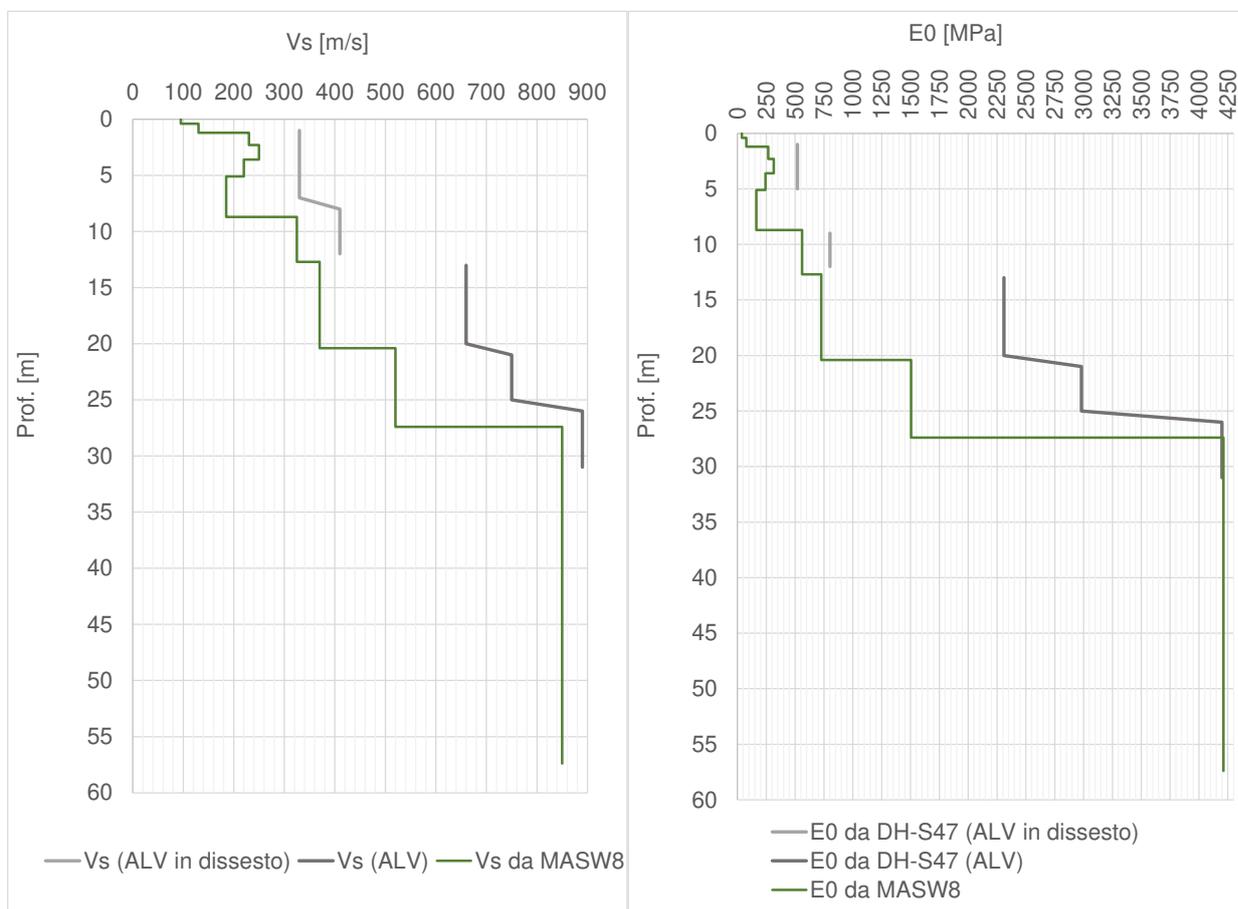


Figura 9-82: Andamento di Vs registrata nelle prove DH e MASW (a sinistra) e corrispondenti valori di E₀ (a destra)

Dai risultati di entrambe le prove (Down hole in L1-S47 e MASW -8), si identifica un primo strato di spessore circa 10 m che potrebbe essere associato ad un'area di dissesto; si propongono i seguenti intervalli.

Tabella 9-38: Sommario dei moduli E₀ ed Eoperativi a partire da prove DH - ALV

unità	<10m (area in dissesto)	10-20m	>20m
E ₀ [MPa]	400-800	2000-3000	3000-4000
E _{op} [MPa]	40-80	200-300	300-400

Sull'unità ALV sono state eseguite 2 Linee di sismica a rifrazione (SRT_S11-12 su ALV) da cui si sono ottenuti valori di velocità di propagazione delle onde di taglio Vs in linea con quelle ottenuti da DH e MASW (si veda **Figura 9-82**), per esempio a partire dall'analisi delle prove SRT_S_11 e SRT_S_12 si è stimato un Vs₃₀ paria 443 e 413 m/s rispettivamente.

Anche sull'unità AVF sono state eseguite 2 Linee di sismica a rifrazione (SRT_S_1-2) da cui si sono ottenuti valori di velocità di propagazione delle onde di taglio Vs dell'ordine di 415 m/s (SRT_S_2).

9.8.4 Permeabilità

Alla data di redarre il presente documento, sono state considerate 17 prove di permeabilità tipo Lefranc a carico variabile. In **Tabella 9-39** sono riportati i valori dei coefficienti di permeabilità ottenuti dalle prove e riferibili alle varie unità indagate.

Tabella 9-39 Risultati delle prove Lefranc sull'unità AVF/ALV

Sondaggio	Unità	Prof.prova (m)		k (m/s)
L1-S46	ALV	68	68,5	1,09E-08
L1-S46		79,5	81,3	3,80E-10
L1-S47		4,5	6	9,58E-09
L1-S47		14,9	15,8	3,28E-08
L1-S47		28,4	30,5	Assorbimento nullo
L1-S17	AVF	13,2	15	1,54E-08
L1-S17		26,7	30	3,51E-08
L1-S49		49	49,5	1,58E-08
L1-S49		58	58,5	6,35E-09
L1-S53		19,5	21	2,63E-10
L1-S53		7,5	9	Assorbimento nullo
LI-S18		13,2	15,4	8,10E-07
LI-S18		28,2	31,95	3,95E-09
L1-S19		31,2	33,2	4,14E-08
L1-S29		5	6	1,14E-07

Sondaggio	Unità	Prof.prova (m)		k (m/s)
L1-S50	AVF	5,7	7,4	2,17E-07
L1-S50		17,85	19	7,03E-09

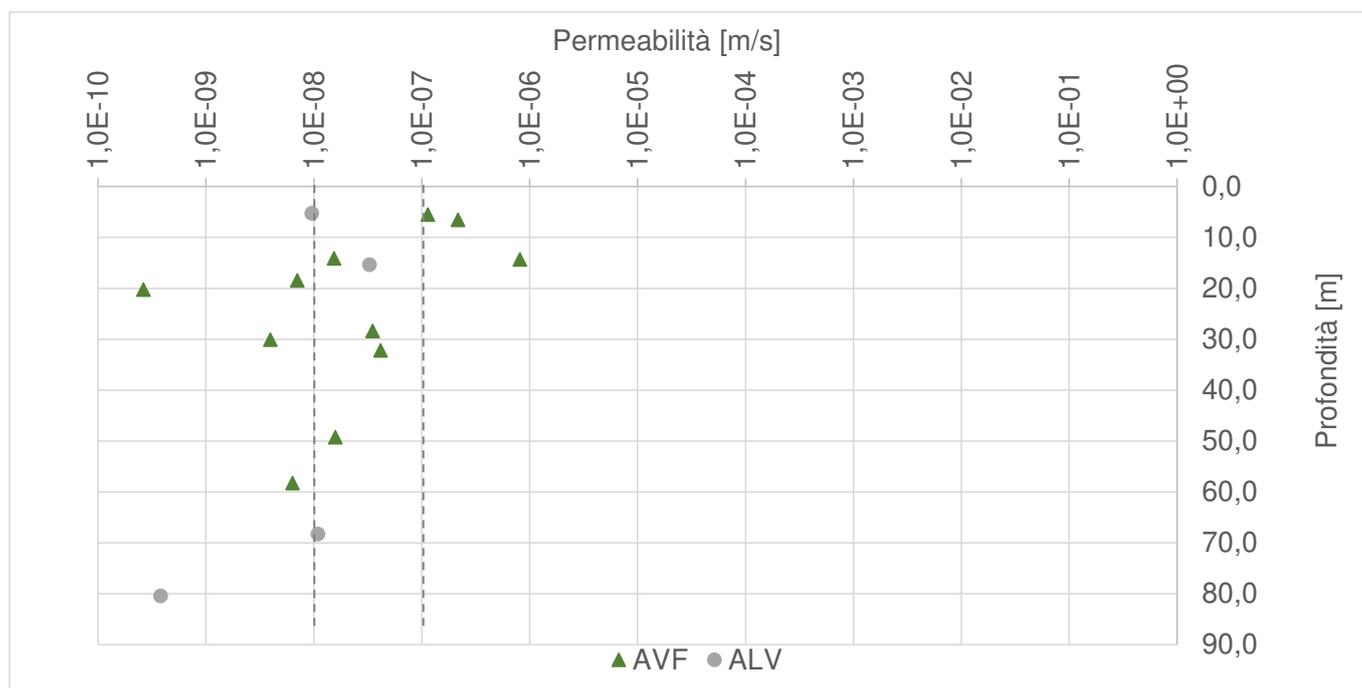


Figura 9-83: Valori di permeabilità dell'unità ALV-AVF

Si propone associare alle unità ALV-AVF, una permeabilità compresa tra 1E-8 e 1E-7 m/s.

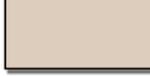
10 SINTESI DEI PARAMETRI GEOTECNICI E DEI LIVELLI DI FALDA

Nel seguito si riporta una sintesi dei valori caratteristici dei principali parametri geotecnici assunti per la progettazione.

Si osserva che, sebbene si reputi che il grado di approfondimento della caratterizzazione geotecnica operata sia coerente con quanto richiesto per il livello di progettazione in atto, si ritiene opportuno evidenziare che nelle successive fasi della progettazione dovranno essere approfonditi sia l'assetto geologico strutturale e stratigrafico nelle aree di intervento, sia il comportamento meccanico delle unità geotecniche individuate.

Nelle seguenti tabelle si riportano i valori caratteristici dei parametri geotecnici.

Tabella 10-1 Parametri geotecnici di progetto – Depositi e Settore della Piana e della Valle del Sele

Parametri	DEP	BPa	BPb
			
γ [kN/m ³]	19	19,5	19,5
ϕ [°]	28-32	30-40	22-28
c' [kPa]	0	5 ¹	5-15
c_u [kPa]	NA	NA	50-200
E' [MPa]	20-30	10-20 fino a 15m; 20-40 oltre i 15m ²	10-20 fino a 15m; 20-40 oltre i 15m
K [m/s]	5E-4 a 1E-6	5E-5	1E-07

¹ Per tener in conto dell'effetto della cementazione, si associa un minimo valore di coesione.

² Considerando che i risultati delle prove pressiometriche sull'unità BPa sono limitati, cautelativamente si propongono gli stessi valori di BPb.

Tabella 10-2 Parametri geotecnici di progetto – Settore Valle F.Tanagro

Parametri	LDC	TSG	BTL-PLMa	BTL-PLMb
				
γ [kN/m ³]	18	18	21	19
ϕ [°]	26	27-34 ³	35-40	19-27
c' [kPa]	5	10-30 ⁴	0	5-25
c_u [kPa]	45-60	NA	NA	60- 200
E' [MPa]	10	30-80	25-70 ⁶	15-55 ⁵
K [m/s]	1E-5 a 1E-7	1E-6 a 5E-7	1E-5 a 1E-7	1E-08 a 5E-7

³ Nell'unità TSG si sono individuate due facies (una granulare ed un'altra con comportamento più coesivo); dal punto di vista della caratterizzazione geomeccanica si è considerato opportuno dare maggiore rilievo alla facies granulare.

⁴ Si caratterizza come granulare (essendo facies predominante) assegnando una coesione $c'=10-30$ per effetto della cementazione.

⁵ Intervalli ridotti per tener conto dei dati limitati su prove in situ press.e dilatom. (un totale di 6 per l'unità BTL-PLM), si trascurano i valori massimi.

Tabella 10-3 Parametri geotecnici di progetto – Unità Sinorogne e Unità Tettonica della Valle del Sele

Parametri	SGH	FMS	ALV	AVF
				
γ [kN/m ³]	21	20	20	20
ϕ [°]	25-30	23-30	23-27	25-30
c' [kPa]	30-40	20-40	10-20	10-20
c_u [kPa]	100-400	200-300 tra 0-15 m; 300-400 tra 15-30 m	200-300	100-300
E' [MPa]	60 ⁶	40-100	20-30 fino a 30m prof; ⁷ 40-60 tra 30m e 70 m prof.; ⁷ 60-100 oltre i 70m prof.	20-30 fino a 30m prof; 40-60 oltre i 30m prof.
K [m/s]	1E-7	5E-8 a 5E-7	1E-8 a 1E-7	1E-8 a 1E-7

⁶ In mancanza di prove pressiometriche/dilatometriche in situ, si basa su Modulo Operativo a partire da E_0 di Down-Hole.

⁷ In mancanza di prove pressiometriche/dilatometriche in situ a profondità <70m, si farà riferimento ai risultati ottenuti da AVF.

In merito ai livelli di falda assunti in progetto, si rimanda all'andamento indicato nel profilo geotecnico, Doc.Rif. [31].

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1A BATTIPAGLIA – ROMAGNANO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO	COMMESSA RC1E	LOTTO A1R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. C

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 veda paragrafo 11.2).

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

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

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

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 $U_c > 3.5$).

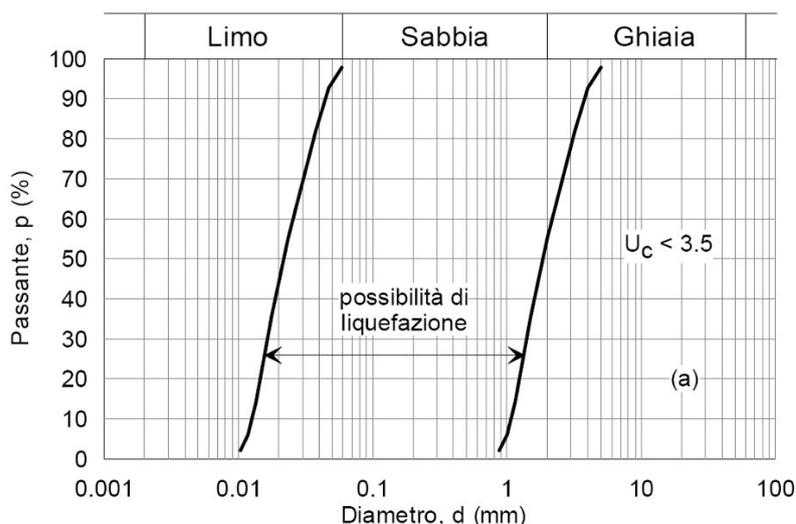


Figura 11-1: Dominio di suscettibilità alla liquefazione dei terreni ($U_c < 3.5$)

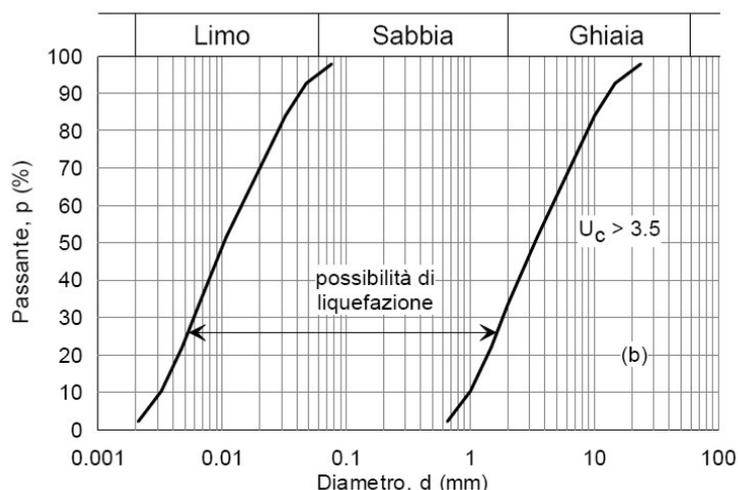


Figura 11-2: Dominio di suscettibilità alla liquefazione dei terreni ($U_c > 3.5$).

11.3 VERIFICA DELLE CONDIZIONI DI ESCLUSIONE DA VERIFICA A LIQUEFAZIONE

Di seguito si analizzano le unità identificate lungo il tracciato al fine di stabilire se è necessario valutarne la potenzialità del rischio di liquefazione.

Per i depositi BP_a e BTL-PLM_a, costituiti da materiale con comportamento granulare, si è proceduto a stimare la resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60}$ in funzione al valore N_{spt} registrato in situ.

La resistenza penetrometrica SPT è espressa come numero di colpi $N_{1(60)}$ normalizzato ad una pressione verticale efficace di 100 kPa oltre che corretto per il valore standard di energia trasmessa (60% del valore nominale), come segue:

$$(N_1)_{60} = N_{SPT} C_N C_E C_B C_R C_S$$

dove:

- C_N = coefficiente correttivo che tiene conto dell'influenza della pressione verticale efficace. In letteratura sono presenti diversi metodi per la valutazione del coefficiente correttivo C_N . Qui è stata applicata la relazione proposta da Liao e Whitman (1986) – Doc.Rif. [22]:

$$C_N = \left(\frac{P_a}{\sigma'_{vo}} \right)^{0.5} \leq 1.7$$

in cui P_a è la pressione atmosferica, pari a 100kPa, e σ'_{v0} è la tensione verticale in sito, in termini di sforzi efficaci.

- C_E = coefficiente correttivo che va a considerare il rendimento energetico dell'attrezzatura e riconduce le misure ad un rendimento energetico del 60 % e può essere valutato nel modo seguente:

$$C_E = \frac{ER_m}{60}$$

in cui ER_m è il fattore di rendimento (espresso in %) del trasferimento dell'energia del meglio all'attrezzo campionario, relativo alla macchina utilizzata per fare la prova; considerando che la configurazione di prova normalmente adoperata in Italia ha un rendimento energetico del 60 %, tale coefficiente è stato posto pari ad 1.

- I coefficienti C_B (fattore correttivo per le dimensioni del foro di sondaggio), C_R (fattore correttivo per la lunghezza delle aste della macchina esecutrice) e C_S (fattore correttivo per il tipo di attrezzo campionario) sono stati assunti pari ad 1 dato che le prove si considerano essere eseguite sulla base delle raccomandazioni fornite dall'AGI (1977).

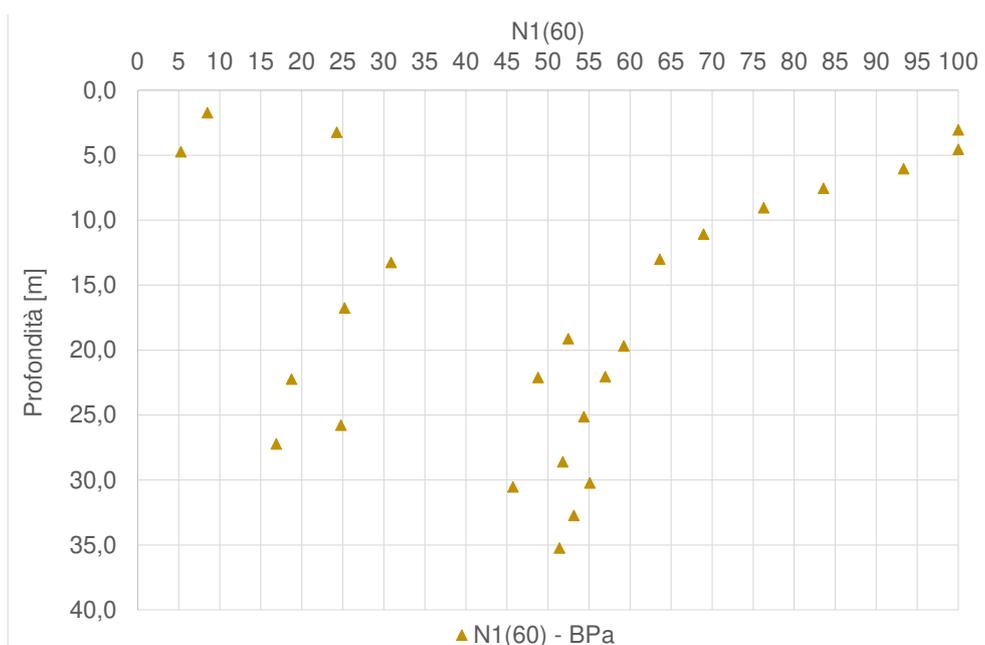


Figura 11-3: Andamento dei valori di N1(60) con la profondità per l'unità BPa

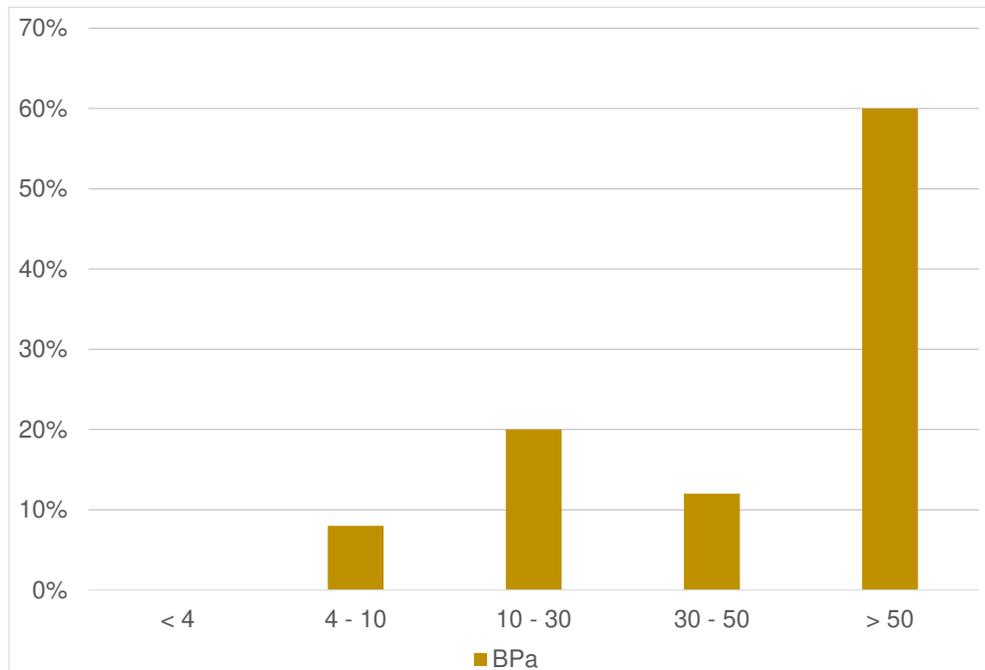


Figura 11-4: Distribuzione dei valori di N1(60) per l'unità BPa

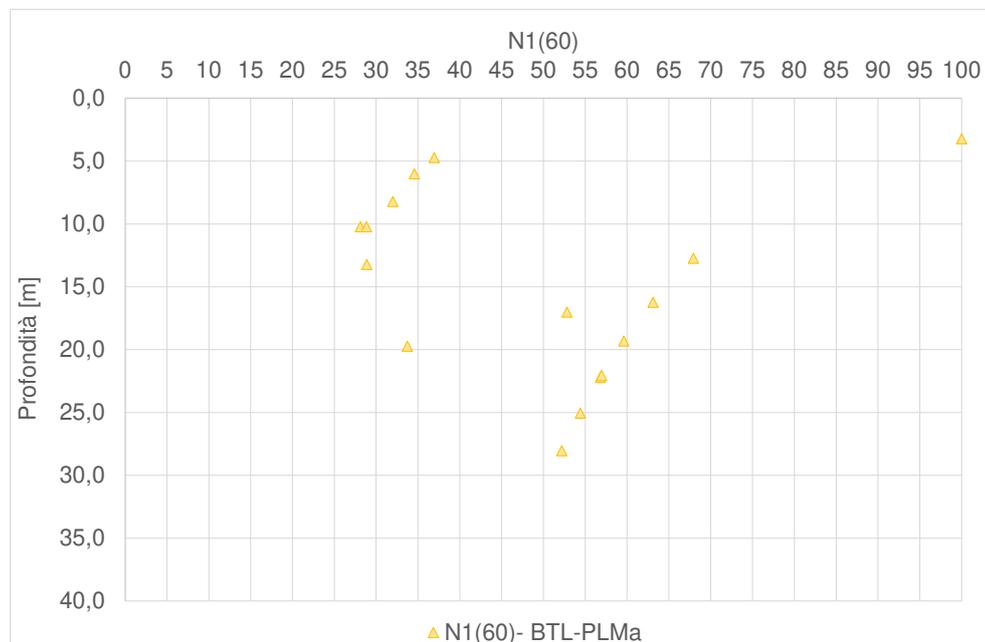


Figura 11-5: Andamento dei valori di N1(60) con la profondità per l'unità BTL_PLMa

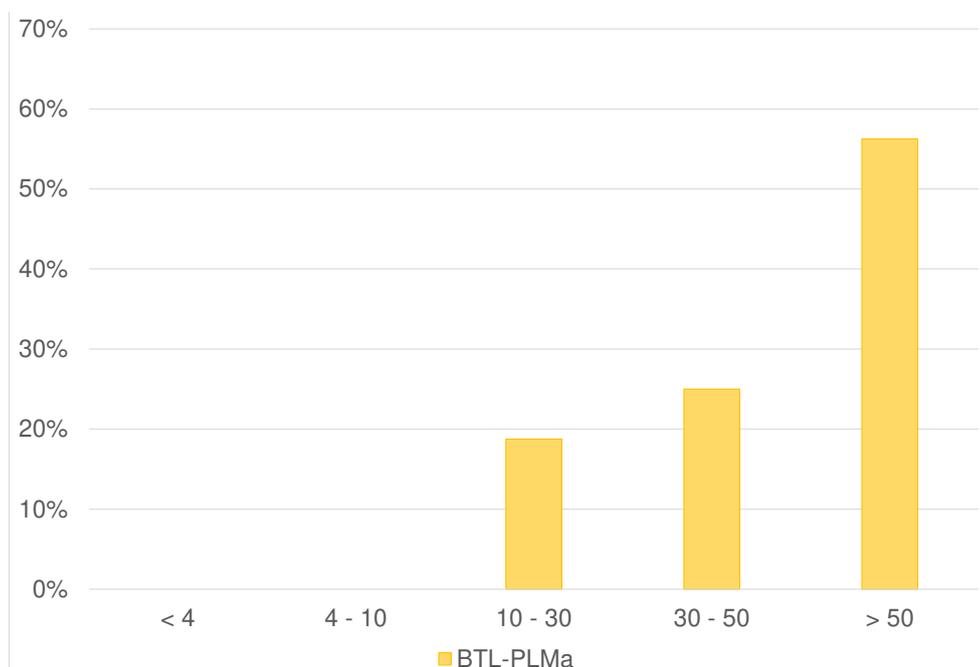


Figura 11-6: Distribuzione dei valori di N1(60) per l'unità BTL_PLMa

In base ai grafici precedenti, per quanto riguarda le unità incoerenti BPa e BTL-PLMa, si può concludere che il rischio di liquefazione è da considerarsi trascurabile in quanto la distribuzione degli $(N1)_{60}$ presenta più del 70% di valori superiori a 30 (soglia di esclusione da NTC18), come riportato in Figura 11-4 e Figura 11-6).

Per quanto riguarda la formazione TSG, le conclusioni basate sull'analisi dei valori $(N1)_{60}$ sarà considerata in maniera orientativa poichè si stima che le prove N_{SPT} siano poco rappresentative per il fatto che i travertini. Anche se l'analisi qui riportata è considerata cautelativa, osservando Figura 11-8, si può comunque concludere che non è necessario effettuare le verifiche a liquefazione in quanto la distribuzione degli $(N1)_{60}$ presenta più del 75% di valori superiori a 30 (soglia di esclusione da NTC18).

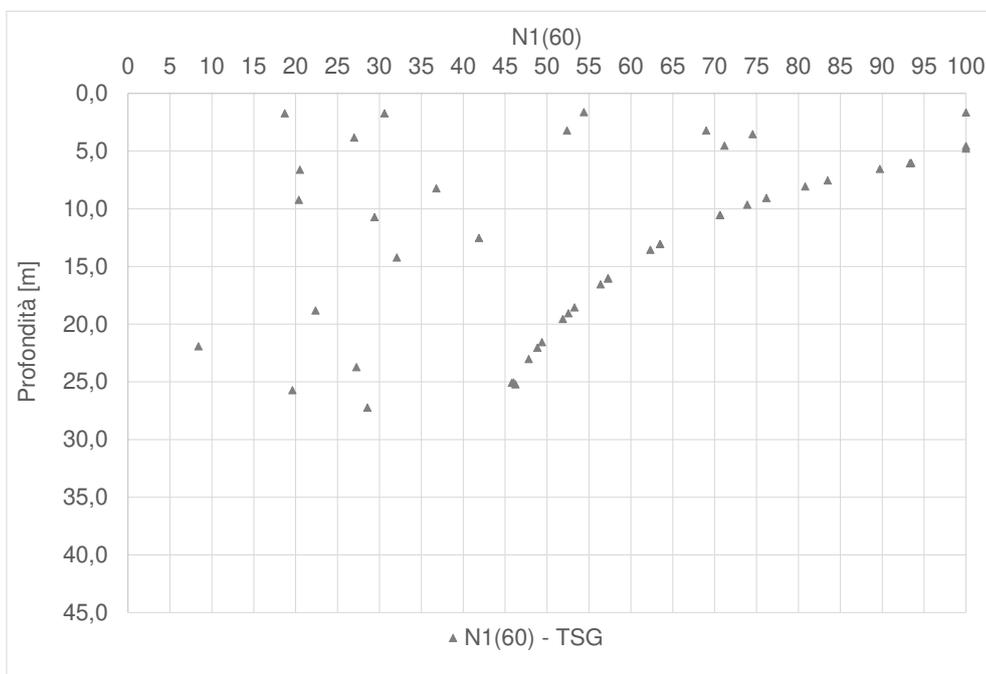


Figura 11-7: Andamento dei valori di $N1(60)$ con la profondità per l'unità dei travertini TSG

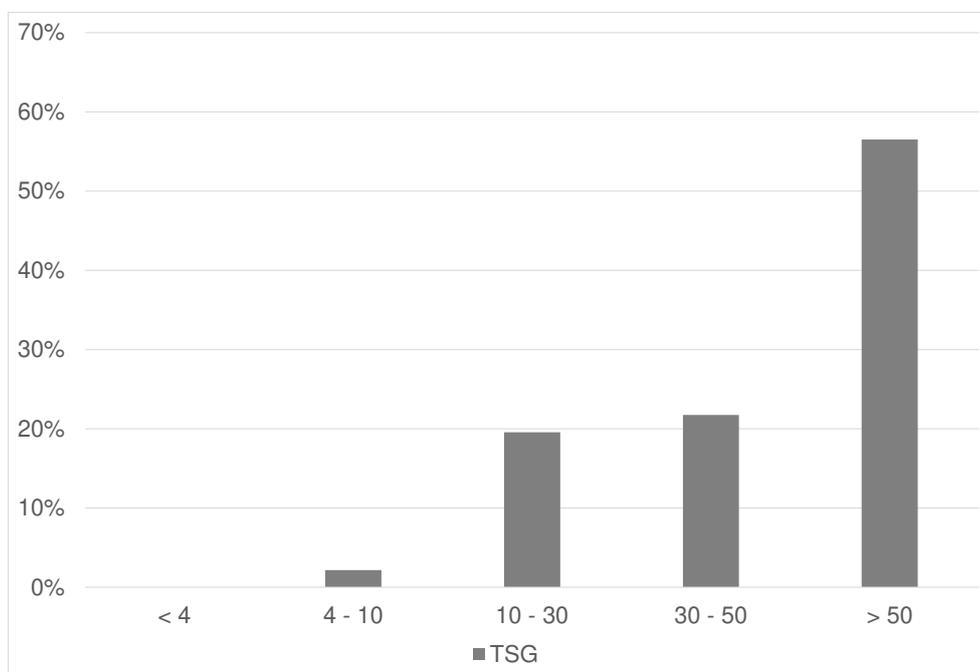


Figura 11-8: Distribuzione dei valori di $N1(60)$ per l'unità dei travertini TSG

Inoltre, per completezza si sottolinea il fatto che lungo le tratte dove si localizza l'unità dei travertini TSG, la superficie piezometrica di progetto è in gran parte ubicata a profondità maggiori ai 15 m, limite

	NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1A BATTIPAGLIA – ROMAGNANO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO	COMMESSA RC1E	LOTTO A1R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. C

fissato dalla normativa come criterio di valutazione del rischio associato alla liquefazione. Le letture piezometriche eseguite lungo le tratte dove è presente questa unità, hanno individuato il livello di falda alle seguenti profondità:

Tabella 11-1 Livello di falda nei sondaggi dotati di piezometro ubicati nelle tratte di TSG

Sondaggio	Profondità falda da p.c. [m]
L1-S31	-37.32
L1-S33	-34.39
L1-S34	-7.85
L1-S37	-23.95
L1-S38	-11.27
L1-S39	-38.97
L1-S40	-24.64

Sulla base di queste letture piezometriche e dell'andamento del livello di falda indicato nel Profilo Geotecnico [31], si può quindi affermare che il livello di falda nell'unità TSG si ubica generalmente a profondità maggiori di 15 m e solo puntualmente risulta più superficiale.

Per le unità di natura coesiva associate alle formazioni analizzate in precedenza, ovvero BPb e BTL-PLMb, è stato operato uno *screening* basato sugli abachi di Bray & Sancio (2006), Doc.Rif. [24]. Come si osserva dalle figure seguenti, risultano suscettibili di liquefazione i terreni aventi Indice Plastico (IP) inferiore a 12 e rapporto Wc/LL superiore a 0,8, mentre i terreni con IP superiore a 18 e rapporto Wc/LL inferiore a 0,8 non sono da considerarsi liquefacibili.

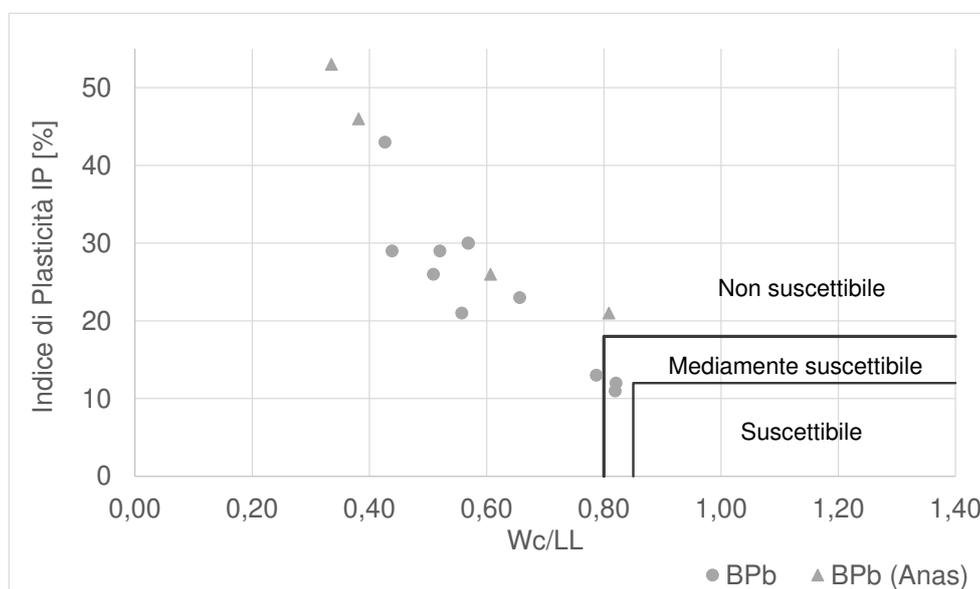


Figura 11-9: Criterio di Bray & Sancio (2006) per l'unità BPb

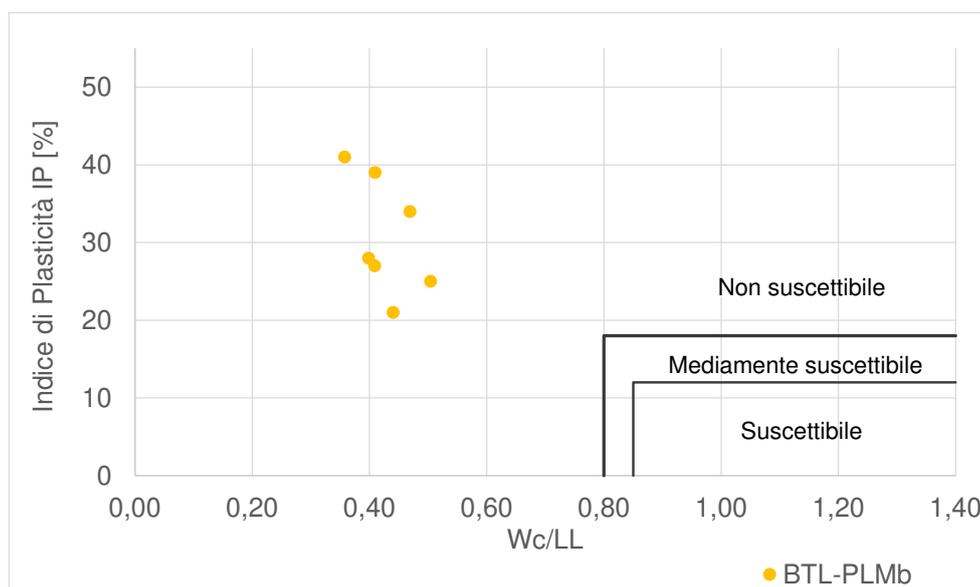


Figura 11-10: Criterio di Bray & Sancio (2006) per l'unità BTL-PLMb

Osservando Figura 11-9 e Figura 11-10, si può escludere il rischio di liquefazione per i sotto-gruppi geotecnici BPb e BTL-PLMb.

Il rischio di liquefazione non viene preso in considerazione per la unità delle Argille ed Argille Siltose di Saginara (SGH) in quanto la nomenclatura stessa della formazione indica che questi materiali sono principalmente formati da materiale a grana fina. Infatti questa unità è principalmente costituita da argille,

argille siltose, marne argillose, siltiti e rare sabbie. Di seguito si mostrano alcune foto rappresentative del materiale (Figura 11-11) ed in Figura 11-12 si rappresentano le curve granulometriche disponibili sul dominio di suscettibilità alla liquefazione indicato nel paragrafo 11.2.

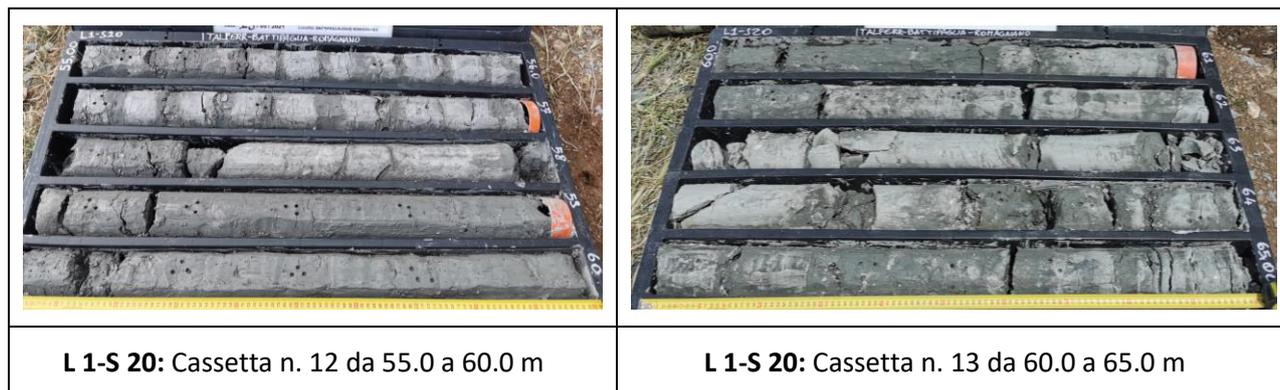


Figura 11-11: Foto rappresentative del materiale estratto dai sondaggi in SGH

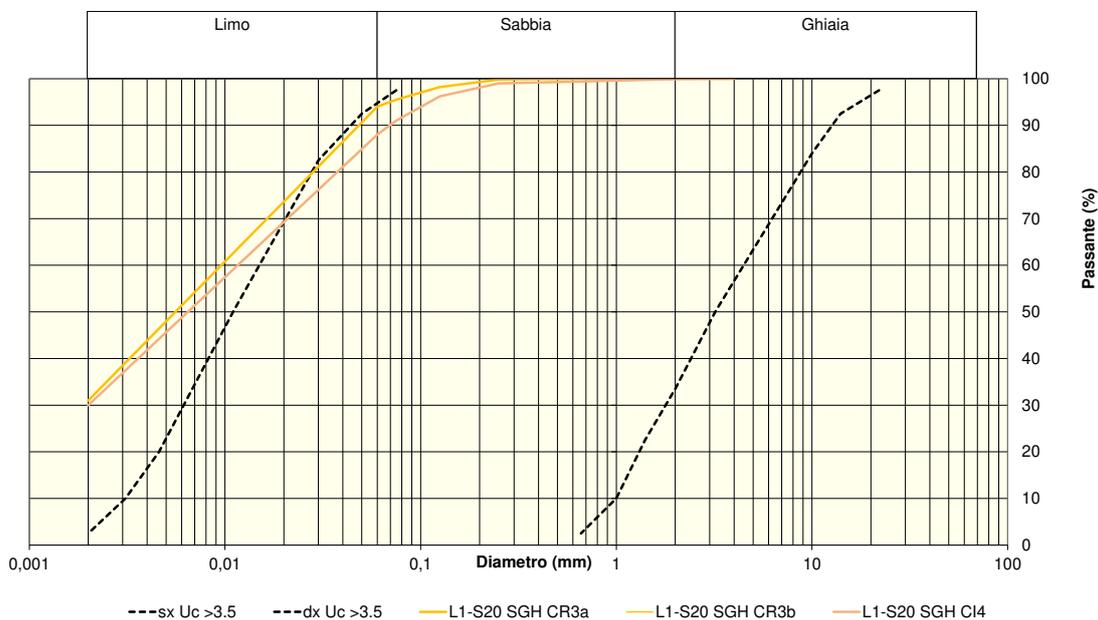


Figura 11-12: Curve granulometriche riferite all'unità SGH

Per le unità che formano il Gruppo delle Argille Variegata (Argille Varicolori Superiori, Formazione di Monte S.Arcangelo e Argille Varicolori Inferiori), si esclude il rischio di liquefazione in base al criterio di Bray & Sancio (2006), Doc.Rif. [24], descritto in precedenza.

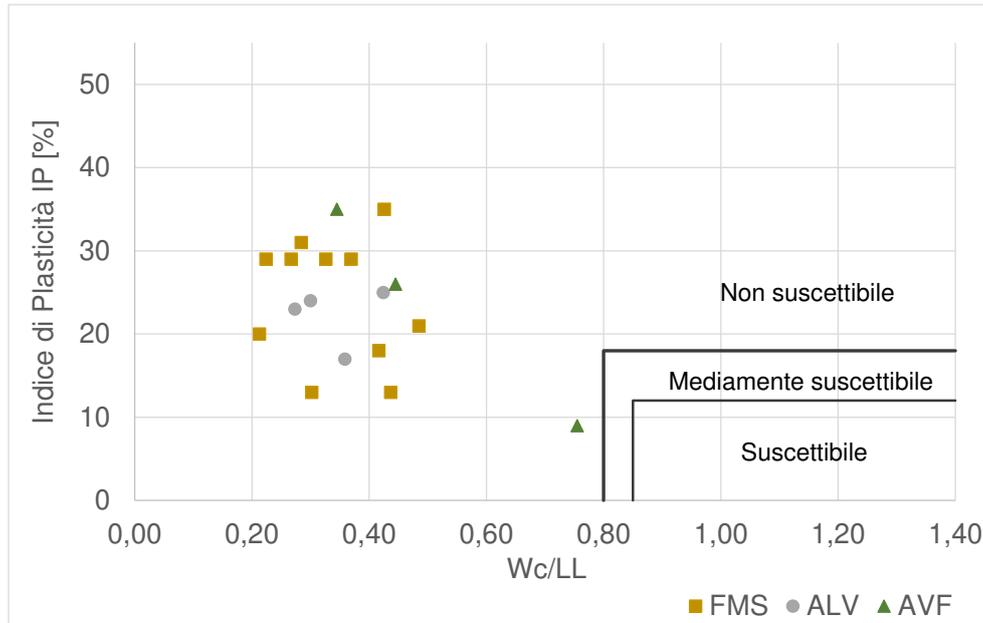


Figura 11-13: Criterio di Bray & Sancio (2006) per il Gruppo delle Argille Variegate

	NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1A BATTIPAGLIA – ROMAGNANO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
	RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO	COMMESSA RC1E	LOTTO A1R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. C

12 SINTESI DEGLI ASPETTI PROGETTUALI GEOTECNICI

In sintesi, le principali problematiche geotecniche connesse alla realizzazione delle opere incluse nel progetto in oggetto sono riconducibili a:

- valutazione dei cedimenti e della stabilità dei rilevati e delle trincee ferroviari e stradali;
- stima delle curve di capacità portante delle fondazioni profonde dei viadotti ferroviari e stradali;
- verifica di stabilità delle aree rilevate nello studio geologico interessate da dissesti, e pre-dimensionamento e verifica dei relativi interventi di stabilizzazione;
- pre-dimensionamento delle gallerie artificiali.

La valutazione dei cedimenti e della stabilità dei rilevati ferroviari e stradali è stata effettuata facendo riferimento ad alcune sezioni ritenute rappresentative delle situazioni maggiormente critiche, in relazione sia all'altezza del rilevato/trincea, sia alle condizioni stratigrafiche locali. Le altezze dei rilevati di progetto sono risultati tali per cui non vi è necessità di ricorso a interventi di consolidamento dei rilevati stessi. Per altezze elevate, oltre $H > 6m$, si è fatto ricorso ad opere di sostegno del corpo in terra, per mitigare le problematiche di stabilità globale e ridurre l'ingombro planimetrico del rilevato stesso.

Nei tratti in affiancamento alla linea esistente, si è inoltre verificato che il cedimento indotto dalla costruzione del rilevato di progetto sul rilevato esistente con linea in esercizio, sia entro gli standard imposti da RFI. Per le trincee, si è verificata la stabilità globale del fronte di scavo. Le analisi sviluppate sono contenute nell'elaborato "Relazione di calcolo dei rilevati e delle trincee ferroviarie e stradali (Doc. [32]

Il predimensionamento delle fondazioni dei viadotti ferroviari oggetto del presente lotto è stato calibrato in funzione degli scarichi dei diversi tipologici strutturali. Come riportato in dettaglio nella Relazione di predimensionamento strutturale dei viadotti, tali tipologici sono stati scelti in ragione sia dell'altezza delle pile sia della luce (e tipologia) degli impalcati in progetto.

Le opere di fondazione in progetto possono essere suddivise in palificate (da 9, 12, 16 pali) realizzate con pali di grande diametro $D=1500mm$ e pozzi strutturali, a sezione circolare o ellittica.

	NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1A BATTIPAGLIA – ROMAGNANO PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA					
RELAZIONE GEOTECNICA OPERE ALL'APERTO	COMMESSA RC1E	LOTTO A1R11	CODIFICA GE	DOCUMENTO GE0006001	REV. C	FOGLIO 189 di 189

Le analisi sviluppate sono contenute nella “Relazione di pre-dimensionamento delle fondazioni profonde” “ (Doc.[36])

Relativamente alla verifica dei dissesti, lo studio geologico ha evidenziato la presenza lungo il tracciato di coltri potenzialmente instabili, soliflussi, fenomeni di erosione superficiale, che hanno reso necessario lo studio di interventi quali la realizzazione di trincee drenanti, paratie di presidio, interventi anti-erosivi, microdreni, regimazione delle acque superficiali. Le analisi e la descrizione degli interventi sono riportate nella “Relazione descrittiva e di calcolo sui dissesti” “ (Doc. [33] e rappresentati graficamente negli elaborati di “Inquadramento planimetrico e sezioni geotecniche e degli interventi” (Doc.[34] e [35]).

Sono previste in progetto 8 gallerie artificiali, di sviluppo totale pari a circa 4km (escluse gli imbocchi delle gallerie naturali), eseguite con metodo Milano. Per la realizzazione del piano di lavoro sono previsti scavi di sbancamento a cielo aperto o, in presenza di vincoli esterni, scavi con il presidio di paratie provvisorie. Per quanto riguarda le gallerie GA51, GA01, GA52, GA20, è previsto un tampone di fondo con funzione idraulica limitata alla sola fase esecutiva, a causa delle condizioni idrauliche presenti. Il pre-dimensionamento delle gallerie artificiali è dettagliato nel documento [39] . Come soluzione tecnica per gli imbocchi delle gallerie artificiali e laddove in generale le trincee siano di altezza elevata, si propone l'esecuzione di muri ad U compresi tra diaframmi.

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