

S.S. 17 "dell'Appennino Abruzzese ad Appulo Sannitico"
Tronco Antrodoco-Navelli
Adeguamento tratto S.Gregorio-S. Pio delle Camere
dal km 45+000 al km 58+000

PROGETTO DEFINITIVO

COD. AQ-01

PROGETTAZIONE:



PROGETTISTA:

Prof. Ing. Andrea Del Grosso
Ordine Ingg. Genova n. 3611

GEOLOGO:

Geol. Roberto Pedone
Ordine Geol. Liguria n. 183

RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE
DISCIPLINE SPECIALISTICHE:

Ing. Alessandro Aliotta
Ordine Ingg. Genova n. 7995A

COORDINATORE DELLA SICUREZZA:

Arch. Giorgio Villa
Ordine Arch. Provincia di Pavia n.645

VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Ing. CLAUDIO BUCCI

GEOTECNICA E SISMICA
Relazione geotecnica

CODICE PROGETTO		NOME FILE		REVISIONE	SCALA:
PROGETTO	LIV. PROG.	ANNO			
DPAQ00001	D	20	T00GE02GETRE01_B		
			CODICE ELAB.	T00GE02GETRE01	B
C					
B	REVISIONE A SEGUITO DI 1a ISTRUTTORIA ANAS		Febbraio 2023	Rina	A. Bado A. Del Grosso
A	EMISSIONE		Settembre 2022	Rina	A. Bado A. Del Grosso
REV.	DESCRIZIONE		DATA	REDATTO	VERIFICATO APPROVATO

Sommario

1	PREMESSA	4
2	SINTESI DELLE CARATTERISTICHE GEOLOGICHE LUNGO IL TRACCIATO	5
3	INDAGINI ESEGUITE.....	8
4	RISULTATI DELLE INDAGINI	10
4.1	PROVE DI LABORATORIO	10
4.2	PROVE IN SITO	18
4.2.1	<i>Prove SPT</i>	<i>18</i>
4.2.2	<i>Prove di carico su piastra</i>	<i>18</i>
4.2.3	<i>Prove pressiometriche.....</i>	<i>19</i>
4.2.4	<i>Prove di permeabilità.....</i>	<i>20</i>
4.2.5	<i>Misure del livello di falda.....</i>	<i>20</i>
5	INTERPRETAZIONE DEI RISULTATI DELLE INDAGINI E CARATTERIZZAZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE	23
5.1	MATERIALI SCIOLTI.....	23
5.1.1	<i>Prove SPT</i>	<i>23</i>
5.1.2	<i>Prove di laboratorio</i>	<i>29</i>
5.1.3	<i>Prove di permeabilità in sito</i>	<i>31</i>
5.2	AMMASSO ROCCIOSO.....	32
5.3	SINTESI DELLA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	33
6	BONIFICHE	36
7	CONSIDERAZIONI SUI CEDIMENTI DEI RILEVATI.....	49
7.1	ASPETTI GENERALI	49
7.2	METODOLOGIA DI CALCOLO	49
7.3	CALCOLO DEI CEDIMENTI.....	51
7.3.1	<i>Modello 1 – Pk 3950 m</i>	<i>51</i>
7.3.2	<i>Modello 2 – Pk 11950 m</i>	<i>54</i>
8	MONITORAGGIO	56
8.1	MONITORAGGIO PIEZOMETRICO	56
8.2	MONITORAGGIO INCLINOMETRICO.....	56
8.3	PIANO DI MONITORAGGIO	58
9	BIBLIOGRAFIA	61

Indice delle Tabelle

TABELLA 4-1. RISULTATI DELLE PROVE DI LABORATORIO SU MATERIALI SCIOLTI – CAMPAGNA DI INDAGINE 2003	11
TABELLA 4-2. RISULTATI DELLE PROVE DI LABORATORIO SU MATERIALI SCIOLTI – CAMPAGNA DI INDAGINE 2004	13
TABELLA 4-3. RISULTATI DELLE PROVE DI LABORATORIO SU MATERIALI SCIOLTI – CAMPAGNA DI INDAGINE 2022	14
TABELLA 4-4. RISULTATI DELLE PROVE DI LABORATORIO SU ROCCIA – CAMPAGNA DI INDAGINE 2022	17
TABELLA 4-5. RISULTATI DELLE PROVE DI CARICO SU PIASTRA	19
TABELLA 4-6. RISULTATI DELLE PROVE PRESSIOMETRICHE	19
TABELLA 4-7. RISULTATI DELLE PROVE DI PERMEABILITÀ TIPO LEFRANC.....	20
TABELLA 4-8. RILIEVI DELLA QUOTA PIEZOMETRICA NEI PIEZOMETRI DELLE CAMPAGNE DI INDAGINI 2003-2004.....	21
TABELLA 4-9. RILIEVI DELLA QUOTA PIEZOMETRICA NEI PIEZOMETRI DELLA CAMPAGNA DI INDAGINI 2022	22
TABELLA 5-1. PESI DI VOLUME DEI MATERIALI DELLE UNITÀ GEOTECNICHE.....	24
TABELLA 5-2. VALORI DI DENSITÀ RELATIVA SECONDO SKEMPTON	24
TABELLA 5-3. VALORI DI ϕ'_p SECONDO SCHMERTMANN.....	25
TABELLA 5-4. VALORI DI ϕ'_0 SECONDO BOLTON.....	26
TABELLA 5-5. VALORI DI α SECONDO JAMIOLKOWSKI ET AL.	26
TABELLA 5-6. VALORI DI c' E ϕ' DERIVATI DALLA LINEARIZZAZIONE DEL CRITERIO DI BALIGH	26
TABELLA 5-7. N_{SPT} , RESISTENZA AL TAGLIO NON DRENATA E CONSISTENZA DELLE ARGILLE	27
TABELLA 5-8. VALORI DI E_{25}' SECONDO JAMIOLKOWSKI ET AL. (1988)	28
TABELLA 5-9. VALORI DI v_s	28
TABELLA 5-10. VALORI DI G_0	29
TABELLA 5-11. UNITÀ GEOTECNICHE A, B, C, D. RISULTATI DELLE PROVE DI LABORATORIO	29
TABELLA 5-12. UNITÀ GEOTECNICHE A, B, C, D. CONFRONTO TRA I RISULTATI DELLE PROVE SPT E I RISULTATI DELLE PROVE DI LABORATORIO	29
TABELLA 5-13. RISULTATI DELLE PROVE DI PERMEABILITÀ TIPO LEFRANC E UNITÀ GEOTECNICHE	31
TABELLA 5-14. MATERIALE ROCCIOSO. PARAMETRI GEOTECNICI DELLA ROCCIA INTATTA.....	32
TABELLA 5-15. PARAMETRI GEOTECNICI DELL'AMMASSO ROCCIOSO (UNITÀ GEOTECNICA F)	33
TABELLA 5-16. PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI DELLE UNITÀ GEOTECNICHE A, B, C, D	34
TABELLA 5-17. PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI DELL'UNITÀ GEOTECNICA E	34
TABELLA 5-18. PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI DELL'UNITÀ GEOTECNICA F	35
TABELLA 6-1. MODULO DI DEFORMAZIONE MINIMO AL PRIMO CICLO DI CARICO.....	36
TABELLA 6-2. DETERMINAZIONE SPESSORI BONIFICA DA PROVE DI CARICO SU PIASTRA.....	40
TABELLA 6-3. SPESSORI DI BONIFICA ASSE PRINCIPALE	42
TABELLA 6-4. SPESSORI DI BONIFICA COMPLANARE CN1.....	43
TABELLA 6-5. SPESSORI DI BONIFICA COMPLANARE CS1	43
TABELLA 6-6. SPESSORI DI BONIFICA COMPLANARE CN3.....	44
TABELLA 6-7. SPESSORI DI BONIFICA COMPLANARE CN3.1.....	44
TABELLA 6-8. SPESSORI DI BONIFICA COMPLANARE CN4.....	44
TABELLA 6-9. SPESSORI DI BONIFICA COMPLANARE PS1	45
TABELLA 6-10. SPESSORI DI BONIFICA COMPLANARE PN2.....	45
TABELLA 6-11. SPESSORI DI BONIFICA COMPLANARE CN6.....	46
TABELLA 6-12. SPESSORI DI BONIFICA COMPLANARE CN7.....	46
TABELLA 6-13. SPESSORI DI BONIFICA COMPLANARE PS4	47
TABELLA 6-14. SPESSORI DI BONIFICA ROTATORIE	48
TABELLA 8-1. MIRE TOPOGRAFICHE – SOGLIE DI ATTENZIONE E DI ALLARME PER LE PARATIE MS003 E MS014.....	60

Indice delle Figure

FIGURA 2-1: SCHEMA DELLE FAGLIE DELL'APPENNINO AQUILANO. IL CERCHIO ROSSO INDICA L'AREA D'INDAGINE	6
FIGURA 4-1. INVILUPPO DI RESISTENZA DI HOEK E BROWN PER ROCCIA INTATTA	18
FIGURA 5-1. UNITÀ A – PROVE DI LABORATORIO – DISPERSIONE DEI VALORI SI ANGOLO DI ATTRITO E COESIONE	30
FIGURA 5-2. UNITÀ A – PROVE DI LABORATORIO – ANDAMENTO DELL'ANGOLO DI ATTRITO CON LA PROFONDITÀ	30
FIGURA 5-3. UNITÀ A – PROVE DI LABORATORIO – ANDAMENTO DELLA COESIONE CON LA PROFONDITÀ	31
FIGURA 5-4. DETERMINAZIONE INDICE GSI	33
FIGURA 6-1. ANDAMENTO MD MINIMO BASE RILEVATO IN FUNZIONE DELL'ALTEZZA DEL RILEVATO.....	37
FIGURA 6-2 - TEORIA DI BURMISTER SCHEMA DI CALCOLO	38
FIGURA 6-3 - SPOSTAMENTO VERTICALE PER UN SISTEMA A DOPPIO STRATO	39
FIGURA 7-1. IL PROBLEMA DI BOUSSINESQ	49
FIGURA 7-2. IL PROBLEMA DI BOUSSINESQ CON CARICO DISTRIBUITO.....	50
FIGURA 7-3. RISULTATI GENERICI DI UNA PROVA EDOMETRICA.....	51
FIGURA 7-4. CEDIMENTI FASE 1 – CONDIZIONE ATTUALE	52
FIGURA 7-5. CEDIMENTI FASE 2 – COSTRUZIONE DEL RILEVATO DI PROGETTO	52
FIGURA 7-6. CEDIMENTI FASE 3 – CONDIZIONE DI PROGETTO IN ESERCIZIO.....	53
FIGURA 7-7. MODELLO 2: ANDAMENTO DEI CEDIMENTI LUNGO LA SEZIONE TRASVERSALE	53
FIGURA 7-8. CEDIMENTI FASE 1 – COSTRUZIONE DEL RILEVATO DI PROGETTO	54
FIGURA 7-9. CEDIMENTI FASE 2 – CONDIZIONE DI PROGETTO IN ESERCIZIO.....	55
FIGURA 7-10. MODELLO 2: ANDAMENTO DEI CEDIMENTI LUNGO LA SEZIONE TRASVERSALE	55
FIGURA 8-1. SPOSTAMENTI INCLINOMETRO SI3PBIS	57
FIGURA 8-2. SPOSTAMENTI INCLINOMETRO SI9PBIS	58
FIGURA 8-3. MONITORAGGIO TOPOGRAFICO PRESSO PARATIA MS003	59
FIGURA 8-4. MONITORAGGIO TOPOGRAFICO PRESSO PARATIA MS014	59
FIGURA 8-5. FREQUENZA LETTURE MIRE TOPOGRAFICHE	60

Indice delle Appendici

[Appendice A: Valori di \$N_{STP}\$ in funzione della profondità](#)

[Appendice B: Risultati dell'interpretazione delle prove SPT](#)

[Appendice C: Tabulati di calcolo software Settle 3D](#)

1 PREMESSA

La presente relazione illustra i risultati della caratterizzazione geotecnica eseguita per la progettazione definitiva dell'adeguamento del tratto S. Gregorio – S. Pio delle Camere dal km 45+000 al km 58+000 sul tracciato stradale della S.S. 17 dell'Appennino Abruzzese ed Appulo-Sannitico – Tronco Antrodoco-Navelli.

Il progetto in questione prevede l'adeguamento plano-altimetrico della S.S. n° 17 "dell'Appennino Abruzzese ed Appulo-Sannitico" per il tratto compreso tra la Progressiva Km 45+000 circa (innesto con la S.S. n°261 "della Valle Subequana") sino alla Progressiva 58+000.

Tra le finalità operative che il progetto di ammodernamento in sede ed in variante del tratto di strada in oggetto si prefigge, sono prioritarie il miglioramento della funzionalità e dell'affidabilità della direttrice viaria interessata dall'intervento, e nondimeno, la riqualificazione dell'intero sistema stradale pedemontano aquilano, inteso come prosecuzione della direttrice Amatrice - L'Aquila.

In particolare, con l'intervento presentato, il proponente intende raggiungere i seguenti obiettivi:

- la riduzione dei tempi di percorrenza con rettifiche plano-altimetriche di tracciato;
- l'incremento delle condizioni di sicurezza e di percorribilità anche nella stagione invernale;
- la decongestione dei punti critici di traffico (Barisciano-Castelnuovo);
- l'ammodernamento degli elementi della strada, quali pavimentazione e segnaletica, con l'impiego delle moderne tecnologie dei materiali componenti;
- un migliore inserimento dell'opera nell'ambiente e nel paesaggio.

La fase di progettazione definitiva è stata condotta tenendo conto delle indicazioni e degli indirizzi provenienti dagli studi precedenti, in particolare dal progetto preliminare e di quanto già sviluppato nel precedente Progetto Definitivo. Inoltre, ha fatto riferimento alla conferenza dei servizi tenuta il 20/12/2001 ed alle richieste delle Amministrazioni Comunali interessate oltre che alle disposizioni ricevute dal Compartimento Anas di L'Aquila.

Dopo un breve richiamo alle caratteristiche geologiche lungo il tracciato (Capitolo 2), vengono descritte le campagne di indagini eseguite (Capitolo 3); vengono quindi riportati i risultati di tali indagini (Capitolo 4); si descrive poi la caratterizzazione delle Unità Geotecniche individuate lungo il tracciato (Capitolo 5). Il Capitolo 6 analizza le bonifiche da prevedere per i tratti a raso e in rilevato, mentre il capitolo 7 riporta il calcolo dei cedimenti dei rilevati. Il capitolo 8 sintetizza infine i risultati relativi al monitoraggio e riporta il piano di monitoraggio.

Le verifiche e i calcoli di carattere geotecnico sono riportati negli elaborati T00GE02GETRE03 (Relazione di calcolo: analisi di stabilità di scavi, rilevati e versanti) e T00GE02GETRE04 (Relazione di calcolo: verifiche geotecniche dei pali di fondazioni del viadotto Barisciano).

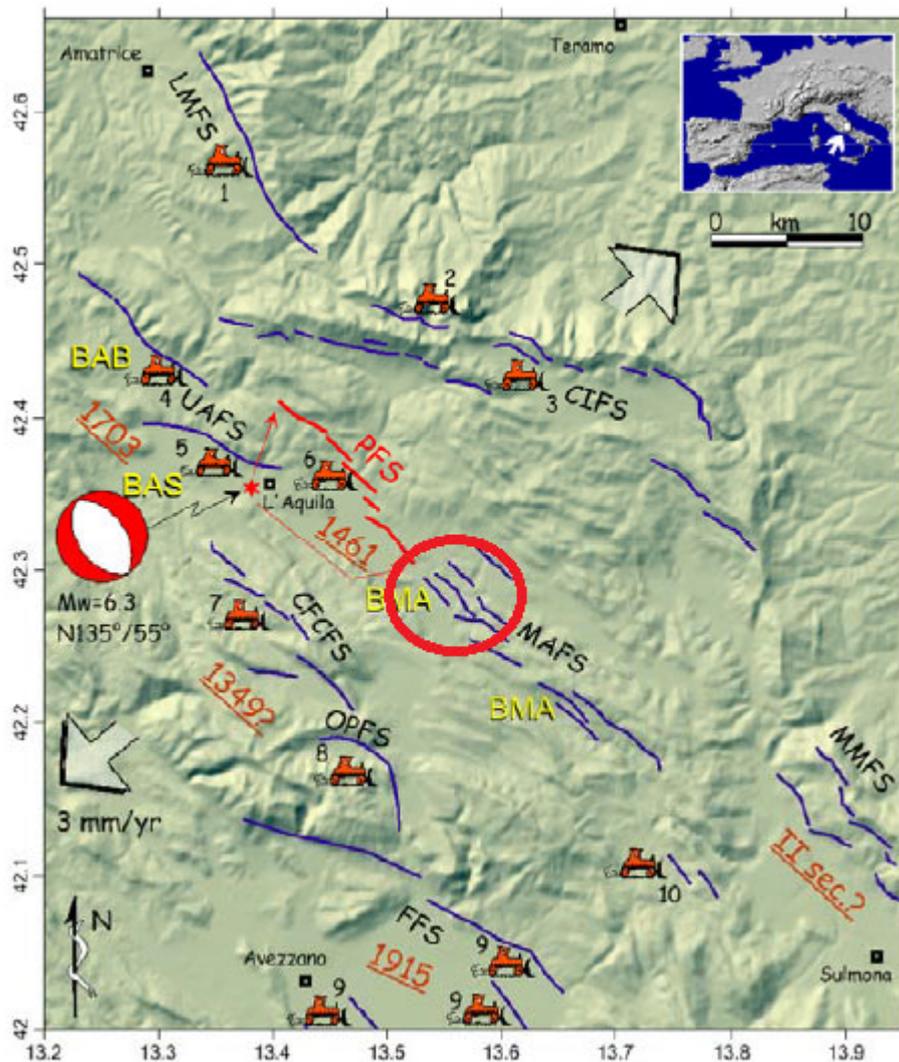
La caratterizzazione sismica, comprensiva dell'analisi delle indagini sismiche eseguite e delle verifiche di liquefazione, è riportata nell'elaborato Relazione sismica, a cui si rimanda per maggiori dettagli (Doc. T00GE02GETRE02).

2 SINTESI DELLE CARATTERISTICHE GEOLOGICHE LUNGO IL TRACCIATO

Si riporta di seguito una sintesi delle caratteristiche geologiche riscontrate lungo il tracciato in oggetto. Per maggiori dettagli in merito all'inquadramento geologico, geomorfologico e idrogeologico del sito si rimanda alla Relazione Geologica (Doc. T00GE00GEORE01).

L'area in esame è situata nell'Appennino centrale, costituito da successioni della piattaforma carbonatica e sequenze calcareo-marnose pelagiche meso-cenozoiche potenti alcune migliaia di metri. Tra i rilievi carbonatici, affiorano anche sequenze torbiditiche mioceniche, alle quali seguono successioni postorogene (dal Miocene superiore fino al Pleistocene).

I sistemi di faglie dirette che dislocano le unità carbonatiche circostanti la conca aquilana, sono responsabili di tutti gli eventi sismici che si sono registrati nell'area. Galadini e Galli (2000) riconoscono due set di faglie attive: uno più esterno che, pur mostrando segni di attività post-pleistocenica, non rivela indicatori di movimenti ascrivibili al catalogo dei terremoti e può essere definito "silente" (sistemi di faglie della Laga, di Campo Imperatore e del Morrone, LMFS, CIFS e MMFS nella carta), uno più interno a cui sono stati associati i movimenti tettonici che hanno determinato gli eventi sismici più distruttivi registrati nell'area (figura seguente).



Schema delle faglie attive primarie dell'Appennino aquilano (le faglie sono tutte a cinematica prevalente normale ed immergono a ~SW). LMFS, sistema di faglie dei Monti della Laga; CIFS, sistema di faglie del Monte San Franco (ad occidente) e di Campo Imperatore (ad oriente); UAFS, sistema di faglie dell'alta valle dell'Aterno (i.e., faglie del Monte Marine e del Monte Pettino); PFS, sistema di faglie di Paganica (faglie Collebrincioni-San Demetrio); **MAFS, sistema di faglie della media valle dell'Aterno;** MMFS, sistema di faglie bordiere della piana di Sulmona (faglie del Monte Morrone); CFCFS, sistema di faglie di Campo Felice-Colle Cerasitto; OPFS, faglie di Ovindoli-Piano di Pezza; FFS, sistema di faglie del bacino del Fucino. Le grandi frecce divergenti indicano la direzione di estensione da dati GPS

La stella rossa indica l'ipocentro del terremoto del 2009

Figura 2-1: Schema delle faglie dell'Appennino aquilano. Il cerchio rosso indica l'area d'indagine

Con riferimento alle definizioni ed alle nomenclature delle formazioni rocciose di substrato della carta geologica d'Italia alla scala 1: 50000 e delle formazioni deposizionali lacustri, colluviali e detritiche studiate in dettaglio dai diversi autori, i litotipi, affioranti e non, presenti nella zona oggetto dell'intervento, dal più antico al più recente, sono i seguenti:

Calcareniti a Briozoi e Litotamni: costituiscono il substrato calcareo, consistono in calcareniti bianco-grigiastre in strati da 10 cm a 2 m, con intercalazioni argilloso - sabbiose grigio-chiare (Miocene medio - inferiore, spessore 150-200 m); il substrato affiora per circa 400 m, lungo la tratta in esame della SS 17, a partire da circa 1 Km ad E dello svincolo per Poggio Picenze e poco a monte della strada statale ad W dello svincolo per Barisciano. Detto substrato presenta frequenti contatti tettonici con i depositi continentali.

Formazione di Valle Valiano: è costituita da breccie calcaree anche di grandi dimensioni, con locali intercalazioni di strati sottili di brecciole e calcareniti. Questa formazione, che rappresenta il termine più antico del "Ciclo di Poggio Picenze", non si rinviene in affioramento nell'area d'interesse.

Formazione di Madonna della Neve: si tratta di alternanze ripetute di banchi di limi calcarei bianchi e di breccie calcaree con tessitura caotica; lo spessore è dell'ordine di qualche decina di metri; questa formazione affiora nel tratto in corrispondenza dello svincolo di Barisciano ed in una fascia del versante ad una certa distanza, a monte del tratto stradale Baresciano Castelnuovo, lungo via Lacuna dove poggia direttamente sul substrato marino.

Formazione di San Nicandro: è costituita prevalentemente da limi calcarei bianchi nettamente stratificati, spesso laminati; a questi limi si intercalano localmente sottili livelli di sabbie biancastre variamente limose; lo spessore può superare i 300 m. Questa formazione affiora nell'area in esame a monte e a valle dell'abitato di Poggio Picenze, dove poggia sul substrato carbonatico, e tra Barisciano e Castelnuovo dove è eteropica con quella di Madonna della Neve.

Formazione di Vall'Orsa: è una successione di strati conglomeratici con intercalazioni sabbioso-limose di vario spessore e variamente distribuite; lo spessore complessivo di questa formazione, non esattamente misurabile, dovrebbe variare da un centinaio di metri nel settore nord-occidentale a 20-30 m in quello orientale; presenta una caratteristica stratificazione inclinata per fenomeni sinsedimentari, in parte riconducibili ad ambienti deposizionali di delta-conoide; ad eccezione di locali appoggi sul substrato marino, la "Formazione di Vall'Orsa" copre in discordanza la "Formazione di San Nicandro"; affiora per circa un chilometro e mezzo tra Poggio Picenze e Barisciano e per circa 800m nel tratto in corrispondenza del bivio di S. Martino presso Poggio Picenze.

Formazione di Valle dell'Inferno: è divisa in due parti: "Strati di Valle Daria" superiormente e "Strati di San Demetrio" nella porzione inferiore.

Gli Strati di Valle Daria hanno caratterizzazione ghiaiosa e spessore abbastanza uniforme di qualche metro.

Gli Strati di San Demetrio sono costituiti da ghiaie anche ad elementi di grosse dimensioni e conglomerati debolmente cementati, in strati e banchi, con stratificazione pianoparallela e con alcune sottili intercalazioni di limi sabbiosi e di sabbie-limose; lo spessore può variare anche considerevolmente da pochi metri ad una cinquantina di metri; l'ambiente di sedimentazione è di tipo fluvio-lacustre. Nei sondaggi effettuati la formazione di Valle dell'Inferno presenta un deposito superiore a caratterizzazione ghiaiosa ascrivibile agli Strati di Valle Daria ed un deposito inferiore a caratterizzazione prevalentemente limosa riconducibile agli Strati di S. Demetrio. La formazione poggia tramite una superficie di erosione su quella di Vall'Orsa.

Formazione di S. Mauro: la formazione è divisa in due parti, quella inferiore costituita da ghiaie minute, con clasti arrotondati, stratificate, con intercalazioni di strati e lenti di sabbie giallastre, quella superiore a caratterizzazione sabbioso – limosa con intercalazioni ultradecimetriche di tuffiti grigie e giallastre. Lo spessore in affioramento è di circa 50 m, quello complessivo non è noto, ma è con tutta probabilità considerevolmente più elevato. Una conoide antica, ascrivibile a questo ciclo sedimentario, è presente per circa un chilometro dall'inizio del tracciato in esame da S. Gregorio.

Sedimenti prevalentemente eluviali: si tratta di coltri eluvio – colluviali che tappezzano depressioni chiuse di origine tettonica. Non interagiscono con l'opera in progetto.

Sedimenti prevalentemente colluviali: sono limi e subordinatamente ghiaie che si sono accumulati per azione della gravità al piede di scarpate. Un deposito di questo tipo, di notevole consistenza, è intercettato dal tracciato in esame dopo la grande conoide del ciclo sedimentario di S. Mauro fino oltre il bivio per Petogna.

La successione dei sedimenti e delle forme riconosciuti nell'area in esame è geneticamente connessa con una complicata serie di eventi deposizionali ed erosivi sviluppatasi nel corso del Quaternario. In sintesi questi eventi sono qui di seguito descritti:

1. Sedimentazione delle formazioni appartenenti al Ciclo sedimentario di Poggio Pienze: Formazione di Valle Valiano, Formazione di S. Nicandro, Formazione di Madonna della Neve, Formazione di Valverde, Formazione di Valle Colle; questo ciclo rappresenta il più antico evento sedimentario continentale testimoniato nell'area; l'ambiente di sedimentazione è prevalentemente lacustre;
2. Fase tettonica, particolarmente intensa nel settore nord-occidentale, che deforma e solleva questi sedimenti, con conseguente fase erosiva, più intensa nel settore maggiormente sollevato, che incide i sedimenti dislocati del ciclo precedente;
3. Sedimentazione della Formazione di Vall'Orsa. Tale formazione in conseguenza degli eventi precedenti, risulta nettamente discordante sulla Formazione di S. Nicandro nel settore nord-occidentale e quasi concordante, tanto da far pensare ad una continuità di sedimentazione, in quello orientale;
4. Sedimentazione della Formazione di Valle dell'Inferno;
5. Probabile nuova fase tettonica con faglie che interrompono la continuità delle Superfici di Mariale e di San Giovanni e faglie che, più a SW, creano la depressione nella quale si depositerà la Formazione di S. Mauro, ultimo importante ciclo sedimentario del Pleistocene.

3 INDAGINI ESEGUITE

Sono state eseguite tre campagne di indagini, di cui due nella precedente fase di progettazione definitiva (2003-2004) e la terza fase nell'ambito della presente fase di progettazione definitiva (2022):

- la prima campagna di indagini (dicembre 2003), eseguita dall'Impresa Geoscame S.r.l., è consistita nell'esecuzione di:
 - 40 sondaggi a carotaggio continuo di profondità compresa tra 19 e 40 m
 - prove penetrometriche dinamiche SPT lungo le verticali di sondaggio
 - prelievo di campioni di terreno nel corso delle perforazioni
 - rilievo della quota piezometrica in corso di perforazione e installazione di piezometri a tubo aperto in tutti i fori di sondaggio
 - prove di laboratorio (di classificazione e meccaniche) su campioni prelevati dai sondaggi sopra citati
 - 26 rilievi sismici a rifrazione in onde P.
- la seconda campagna di indagini (settembre 2004), eseguita dall'Impresa Geoscame S.r.l. in seguito alla richiesta dell'ANAS di inserire un viadotto all'altezza dell'abitato di Poggio Picenze, è consistita nell'esecuzione di:
 - 5 sondaggi a carotaggio continuo di profondità 30 m
 - prove penetrometriche dinamiche SPT lungo le verticali di sondaggio
 - prelievo di campioni di terreno nel corso delle perforazioni
 - rilievo della quota piezometrica in corso di perforazione e installazione di piezometri a tubo aperto in tutti i fori di sondaggio
 - prove di laboratorio (di classificazione e meccaniche) su campioni prelevati dai sondaggi sopra citati
- una nel 2022, effettuata dall'ATI GEO R.A.S. S.r.l. – GEOLAB S.r.l. consistita in:
 - indagine magnetometrica per la verifica di masse metalliche
 - 15 sondaggi geognostici di cui 12 a carotaggio continuo e 3 a distruzione di nucleo
 - prove penetrometriche dinamiche SPT
 - prelievo di campioni indisturbati e rimaneggiati di terreno
 - prove di permeabilità in foro di sondaggio
 - prove pressiometriche e dilatometriche in foro di sondaggio
 - installazione di piezometri a tubo aperto in fori di sondaggio
 - installazione di piezometri Casagrande in fori di sondaggio
 - installazione di tubi inclinometrici in fori di sondaggio
 - predisposizione di fori di sondaggio per la prova Down Hole
 - pozzetti esplorativi ibridi (geotecnici ed ambientali)
 - pozzetti ambientali
 - prove di carico su piastra in pozzetti esplorativi
 - prelievo di campioni indisturbati e rimaneggiati da sondaggi (si tratta di campioni di terreno e di materiale roccioso)
 - prelievo di campioni di terreno rimaneggiati geotecnici da pozzetti
 - prelievo di campioni ambientali di terreno da sondaggi e pozzetti
 - prelievo di campioni ambientali di acqua da piezometri installati
 - prove di laboratorio (di classificazione e meccaniche) sui campioni di terreno e roccia prelevati nel corso dei sondaggi
 - esecuzione di prove sismiche Down Hole all'interno dei tubi installati
 - esecuzione di stendimenti sismici a rifrazione in onde P e S con interpretazione tomografica
 - monitoraggio della falda entro i piezometri installati
 - monitoraggio inclinometrico entro la tubazione inclinometrica installata.

Sulla planimetria dell'elaborato T00GE00GEOPU01/05 (Planimetria di progetto con ubicazione delle indagini) sono riportate le indagini in sito sopra citate; sui Profili Geotecnici con ubicazione sondaggi (elaborati T00GE02GETFP01/13) sono indicate le proiezioni dei sondaggi e dei pozzetti più vicini al tracciato dell'opera con riferimento al tracciato principale e alle complanari che si discostano maggiormente dal tracciato principale.

Gli elaborati T00GE00GEOPU06/11 contengono i certificati di indagine prodotti dalle ditte esecutrici.

Nel seguito verranno riportati ed interpretati i risultati delle prove di carattere geotecnico ai fini della definizione delle Unità Geotecniche di riferimento.

4 RISULTATI DELLE INDAGINI

4.1 PROVE DI LABORATORIO

I risultati delle prove di laboratorio condotte nelle diverse campagne di indagine sono riportati nelle seguenti tabelle:

- Tabella 4-1 per la campagna di indagine 2003
- Tabella 4-2 per la campagna di indagine 2004
- Tabella 4-3 e Tabella 4-4 per la campagna di indagine 2022.

Per quanto riguarda i campioni prelevati nelle campagne 2003 e 2004 non sono disponibili informazioni per stabilire se si tratti di campioni rimaneggiati o indisturbati, mentre, per quanto riguarda la campagna 2022 sono stati prelevati campioni rimaneggiati (indicati nella Tabella 4-3 con la sigla C.R.), campioni indisturbati (indicati nella Tabella 4-3 con la sigla C.I.) e campioni litoidi (indicati nella Tabella 4-3 con la sigla C.L.); alcuni campioni della campagna 2022 indicati come rimaneggiati, sono in realtà campioni litoidi.

Per la definizione delle Unità Geotecniche di appartenenza dei vari campioni, indicate nelle suddette tabelle, si rimanda al Capitolo 5.

Per quanto riguarda le caratteristiche di resistenza, per i terreni sciolti nelle Tabelle 4-1, 4-2 e 4-3 sono riportati i parametri (coesione c' e angolo di attrito efficace ϕ') che rientrano nel criterio lineare di Mohr- Coulomb espresso dalla seguente relazione:

$$\tau = c' + \sigma'_n \cdot \tan \phi' \quad (4-1)$$

dove:

- τ = tensione tangenziale sul piano di taglio
- σ'_n = tensione efficace normale al piano di taglio
- c' = coesione efficace
- ϕ' = angolo di attrito efficace.

Per i litotipi rocciosi i dati di laboratorio (Tabella 4-4) sono stati utilizzati per ricavare i parametri del criterio di resistenza non lineare di Hoek e Brown (1980, 1988, 1997, 2002) espresso dalla seguente relazione:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \cdot \left(m_i \cdot \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^{0.5} \quad (4-2)$$

dove:

- σ_1 = tensione principale massima a rottura;
- σ_3 = tensione principale minima a rottura;
- σ_{ci} = resistenza a compressione monoassiale della roccia intatta;
- m_i = costante del materiale per roccia intatta;
- s = 1 per roccia intatta.

I parametri del materiale roccioso σ_{ci} e m_i (roccia intatta) sono stati ricavati interpretando i risultati delle prove di laboratorio (Tabella 4-4) utilizzando il codice di calcolo RocLab di Rocscience Ltd (Figura 4-1) e ottenendo un valore di σ_{ci} di 56.6 MPa e un valore di m_i di 20.792. Il valore di m_i relativamente elevato è probabilmente indice di un materiale roccioso interessato da microfessurazioni.

Tabella 4-1. Risultati delle prove di laboratorio su materiali sciolti – Campagna di indagine 2003

Certificato N.	Camp. N.	Sondaggio N.	Prof. (m)	Unità Geotecnica	Contenuto d'acqua (%)	Peso di volume naturale (g/cm³)	Peso di volume secco (g/cm³)	Peso specifico reale (g/cm³)	Indice dei vuoti (-)	Porosità (%)	Grado di saturazione (%)	Frazione ghiaiosa (%)	Frazione sabbiosa (%)	Frazione limosa (%)	Frazione argillosa (%)	Classificazione A.G.I.	Limiti di Atterberg				Indice di Consistenza (-)	Attività (-)	Prova di Taglio Diretto			E.L.L.		Prove edometrica	TRX CIU - Sf. Totale		TRX CIU - Sf. Efficace		TRX CD		
																	LL (%)	LP (%)	IP (%)	LR (%)			ψ' (°)	c' (kg/cm²)	Tensione a rottura (kg/cm²)	Deformaz. assiate a rottura (%)	Cc		φ (°)	c (kg/cm²)	φ' (°)	c' (kg/cm²)	φ' (°)	c' (kg/cm²)	
1	1	1	20.00-20.60	B	17.56	2.15	1.83	2.70	0.477	32.20	99.45	0.00	34.64	28.86	36.50	Argilla con sabbia e limo	53.14	31.59	21.55	14.87	1.651	0.590	-	-	-	-	-	21	0.34	26	0.12	-	-		
2	1	3	14.00-14.60	(*)	32.85	1.92	1.45	2.75	0.905	47.51	99.98	0.00	40.55	26.95	32.50	Sabbia con argilla e con limo	64.57	34.08	30.49	15.79	1.041	0.938	-	-	-	-	-	-	-	15	0.41	-	-		
3	2	3	17.40-18.00	(*)	26.57	2.02	1.60	2.78	0.739	42.51	99.83	0.00	39.57	30.43	30.00	Sabbia con limo e con argilla	33.56	23.71	9.85	14.28	0.709	0.328	-	-	3.48	3.94	-	-	-	-	-	-	-	-	
4	1	4	14.40-15.00	(*)	26.65	2.01	1.59	2.75	0.733	42.31	99.9	0.00	30.53	37.47	32.00	Limo con argilla e con sabbia	58.00	37.39	20.61	13.43	1.521	0.644	-	-	-	-	-	-	-	18	0.18	-	-		
5	2	4	21.00-21.60	(*)	21.32	2.09	1.72	2.76	0.602	37.56	97.69	0.00	23.15	42.35	34.50	Limo con argilla sabbioso	51.21	25.20	26.01	18.79	1.146	0.745	-	-	-	-	-	15	0.20	15	0.22	-	-		
6	1	7	11.40-12.00	A	24.31	2.05	1.65	2.75	0.668	40.05	99.99	5.54	83.96	6.23	4.27	Sabbia debolmente limosa debolmente ghiaiosa	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.1157	-	-	-	-	-	-		
7	1	9	5.00-5.60	A	32.80	1.88	1.42	2.65	0.871	46.54	99.88	0.00	32.55	37.45	30.00	Limo con sabbia e con argilla	44.17	20.23	23.94	15.11	0.475	0.798	-	-	-	-	-	0.1245	21	0.22	32	0.04	-	-	
8	2	9	9.40-10.00	A	17.57	2.15	1.83	2.71	0.486	32.70	98.07	0.00	29.60	32.90	37.50	Argilla con limo e con sabbia	41.93	31.82	10.11	14.08	2.408	0.270	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
9	3	9	23.00-23.60	A	27.37	1.99	1.56	2.73	0.748	42.79	99.97	0.00	33.50	38.00	28.50	Limo con sabbia e con argilla	53.83	24.55	29.28	14.67	0.904	1.027	22.23	0.19	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
10	1	10	5.40-6.00	A	26.95	1.98	1.56	2.70	0.727	42.09	99.99	0.00	45.50	16.00	38.50	Sabbia con argilla limosa	60.62	28.51	32.11	20.40	1.049	0.834	-	-	-	-	-	0.164	15	0.20	16	0.22	-	-	
11	1	11	19.40-20.00	A	21.14	2.08	1.72	2.72	0.579	36.66	99.19	0.00	20.24	33.76	46.00	Argilla con limo sabbiosa	61.61	33.79	27.82	15.58	1.455	0.605	-	-	-	-	-	-	-	21	0.05	-	-		
12	1	12	12.00-12.60	A	27.84	2.00	1.56	2.77	0.771	43.54	99.99	0.00	22.38	35.12	42.50	Argilla con limo sabbiosa	57.70	33.12	24.58	17.42	1.215	0.579	-	-	10.12	12.14	-	-	-	-	-	14	0.03	-	-
13	1	14	4.20-4.80	C	6.76	2.27	2.12	2.70	0.271	21.34	67.33	18.58	57.10	16.82	7.50	Sabbia ghiaiosa limosa debolmente argillosa	34.64	20.78	13.86	17.28	2.011	1.848	-	-	-	-	-	0.1017	-	-	-	-	-	-	
14	2	14	9.00-9.60	A	26.31	2.01	1.59	2.75	0.725	42.02	99.80	0.00	24.29	35.71	40.00	Argilla con limo sabbiosa	53.46	33.97	19.49	13.31	1.393	0.487	-	-	-	-	-	18	0.12	22	0.36	-	-		
15	1	15	10.00-10.60	A	21.16	2.09	1.73	2.72	0.577	36.60	99.82	0.00	22.50	39.10	38.40	Limo con argilla sabbioso	51.99	33.60	18.39	12.37	1.677	0.479	-	-	-	-	-	0.1663	-	-	-	-	-	-	
16	2	15	18.30-18.90	A	27.84	2.00	1.56	2.77	0.771	43.54	99.99	0.00	22.38	35.12	42.50	Argilla con limo sabbiosa	57.70	33.12	24.58	17.42	1.215	0.579	21.62	0.31	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
17	1	16	9.00-9.60	A	19.66	2.14	1.79	2.76	0.544	35.25	99.77	0.00	26.60	35.9	37.50	Argilla con limo con sabbia	52.65	26.60	26.05	16.42	1.267	0.695	-	-	-	-	-	18	0.45	20	0.17	-	-		
18	1	20	18.40-19.00	B	10.90	2.28	2.05	2.69	0.309	23.58	94.93	15.30	56.49	20.21	8.00	Sabbia limosa ghiaiosa debolmente argillosa	44.81	24.40	20.41	19.01	1.662	2.551	-	-	3.62	1.97	-	-	-	-	21	0.05	-	-	
19	1	22	6.40-7.00	B	32.65	1.93	1.45	2.77	0.905	47.5	99.97	0.00	23.06	37.44	39.50	Argilla con limo sabbiosa	56.52	26.98	29.54	16.68	0.808	0.748	-	-	-	-	-	0.1628	-	-	-	-	-	-	
20	2	22	12.40-13.00	B	21.14	2.08	1.72	2.72	0.579	36.66	99.19	0.00	20.24	33.76	46.00	Argilla con limo sabbiosa	61.61	33.79	27.82	15.58	1.455	0.605	-	-	-	-	-	-	-	27	0.40	-	-		
21	1	23	2.90-3.10	D	5.73	2.33	2.20	2.71	0.229	18.60	67.84	5.62	51.63	27.75	15.00	Sabbia con limo argillosa debolmente ghiaiosa	54.27	25.90	28.37	19.03	1.711	1.892	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
22	2	23	4.00-4.60	D	32.34	1.87	1.41	2.68	0.897	47.29	96.64	8.42	70.91	12.17	8.50	Sabbia limosa debolmente argillosa e debolmente ghiaiosa	58.26	30.61	27.65	18.07	0.937	3.253	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
23	1	23bis	4.00-4.60	D	26.33	1.97	1.56	2.69	0.724	41.98	97.87	35.03	57.47	4.00	3.50	Sabbia con ghiaia	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
24	2	23bis	6.00-6.60	D	26.43	1.95	1.54	2.67	0.729	42.15	96.80	2.57	71.29	16.64	9.50	Sabbia limosa debolmente argillosa	53.87	26.99	26.88	14.51	1.021	2.830	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
25	1	24	2.00-2.60	D	31.51	1.91	1.45	2.69	0.849	45.92	99.77	0.00	69.04	20.46	10.50	Sabbia limosa argillosa	44.37	22.88	21.49	17.95	0.599	2.047	-	-	-	-	-	0.2148	-	-	-	-	-	-	
26	2	24	8.00-8.60	D	16.36	2.13	1.83	2.64	0.44	30.55	98.16	15.50	84.50	0.00	0.00	Sabbia ghiaiosa	-	-	-	-	-	-	-	-	23.46	0.00	-	-	-	-	-	-	-		
27	1	25	3.00-3.60	D	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-			
28	1	26	2.40-3.00	D	7.20	2.28	2.12	2.79	0.311	23.74	64.47	25.11	56.57	11.82	6.50	Sabbia con ghiaia limosa debolmente argillosa	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.1317	-	-	-	-	-	-	
29	1	27	8.40-9.00	A	27.90	1.96	1.53	2.67	0.744	42.66	99.98	0.00	30.00	28.00	42.00	Argilla con sabbia e con limo	55.59	23.99	31.60	17.70	0.876	0.752	33.59	0.24	-	-	-	0.1264	-	-	-	-	-	-	
30	2	27	13.40-14.00	A	22.53	2.06	1.68	2.70	0.609	37.83	99.89	0.00	17.50	23.00	59.50	Argilla limosa sabbiosa	60.34	28.28	32.06	14.28	1.179	0.539	-	-	-	-	-	15	0.02	16	0.07	-	-		
31	1	28	8.40-9.00	A	23.25	2.09	1.69	2.79	0.649	39.36	100.00	0.00	25.00	25.00	50.00	Argilla limosa sabbiosa	60.90	28.22	32.68	13.24	1.152	0.647	-	-	-	-	-	0.1475	-	-	-	-	-	-	
32	2	28	24.40-25.00	A	20.23	2.08	1.73	2.66	0.539	35.01	99.84	0.00	38.20	13.80	48.00	Argilla con sabbia limosa	59.79	27.64	32.15	15.06	1.231	0.670	22.21	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
33	1	29	14.00-14.60	A	18.90	2.09	1.76	2.68	0.523	34.33	96.99	7.00	34.00	37.00	22.00	Limo con sabbia argilloso debolmente ghiaioso	41.48	20.13	21.35	17.65	1.057	0.971	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
34	2	29	18.00-18.60	A	28.81	1.97	1.53	2.72	0.786	44.00	99.91	0.00	18.30	26.60	55.10	Argilla con limo sabbiosa	70.30	35.64	34.66	15.22	1.197	0.629	20.24	0.80	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
35	1	30	9.00-9.60	A	32.82	1.91	1.44	2.74	0.898	47.31	99.96	0.00	15.00	26.50	58.50	Argilla con limo sabbiosa	70.34	30.43	39.91	16.78	0.940	0.682	23.65	0.05	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
36	2	30	15.00-15.60	A	20.26	2.12	1.76	2.74	0.557	35.78	99.81	0.00	23.00	18.50	58.50	Argilla sabbiosa limosa	64.93	28.99	35.94	12.96	1.243	0.614	-	-	0.61	5.55	-	-	-	-	-	-	-	-	
37	1	31	6.00-6.60	A	21.33	2.07	1.70	2.68	0.572	36.38	99.93	0.00	6.50	32.00	61.50	Argilla con limo debolmente sabbiosa	55.38	24.76	30.62	17.73	1.112	0.498	16.36	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
38	2	31	13.40-14.00	A	23.95	2.06	1.66	2.75	0.659	39.71	99.98	0.00	23.65	23.90	52.45	Argilla limosa sabbiosa	56.60	27.37	29.23	14.91	1.117	0.557	-	-	-	-	-	11	0.56	14	0.35	-	-		
39	1	32	9.40-10.00	A	26.36	1.98	1.57	2.69	0.709	41.5	99.78	0.00	25.65	22.35	52.00	Argilla con sabbia limosa	65.82	30.17	35.65	15.03	1.107	0.685	-	-	-	-	-	0.1395	-	-	-	-	-	-	
40	2	32	12.30-12.90	A	22.54	2.09	1.70	2.77	0.625	38.47	99.8	0.00	25.25	22.75	52.00	Argilla con sabbia limosa	65.57	32.64	32.93	14.04	1.307	0.633	-	-	-	-	-	18	0.28	21	0.27	-	-		

Tabella 4-1. Risultati delle prove di laboratorio su materiali sciolti – Campagna di indagine 2003 (continua)

Certificato N.	Camp. N.	Sondaggio N.	Prof. (m)	Unità Geotecnica	Contenuto d'acqua (%)	Peso di volume naturale (g/cm ³)	Peso di volume secco (g/cm ³)	Peso specifico reale (g/cm ³)	Indice dei vuoti (-)	Porosità (%)	Grado di saturazione (%)	Frazione ghiaiosa (%)	Frazione sabbiosa (%)	Frazione limosa (%)	Frazione argillosa (%)	Classificazione A.G.I.	Limiti di Atterberg				Indice di Consistenza (-)	Attività (-)	Prova di Taglio Diretto			E.L.L.		Prove edometrica			TRX CIU - Sf. Totale		TRX CIU - Sf. Efficace		TRX CD	
																	LL (%)	LP (%)	IP (%)	LR (%)			ψ' (°)	c' (kg/cm ²)	Tensione a rottura (kg/cm ²)	Deformaz. assiale a rottura (%)	Cc	φ (°)	c (kg/cm ²)	φ' (°)	c' (kg/cm ²)	φ' (°)	c' (kg/cm ²)	φ' (°)	c' (kg/cm ²)	
41	1	33	10.00-10.60	A	17.56	2.14	1.82	2.68	0.471	32.01	99.91	0.00	13.00	29.50	57.50	Argilla con limo sabbiosa	55.69	24.01	31.68	17.74	1.204	0.551	26.25	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
42	2	33	14.40-15.00	A	25.94	2.03	1.61	2.76	0.717	41.76	99.97	0.00	18.20	21.80	60.00	Argilla limosa sabbiosa	56.25	24.57	31.68	13.46	0.957	0.528	-	-	-	-	-	12	0.54	14	0.5	-	-			
43	1	34	8.40-9.00	A	23.35	2.01	1.63	2.69	0.648	39.33	96.82	0.00	9.10	33.90	57.00	Argilla con limo debolmente sabbiosa	56.13	27.58	28.55	20.14	1.148	0.501	-	-	-	-	0.1490	-	-	-	-	-	-			
44	2	34	12.00-12.60	A	24.91	2.05	1.64	2.79	0.706	41.37	98.65	0.00	28.72	29.78	41.50	Argilla con limo e con sabbia	38.53	25.47	13.06	17.07	1.042	0.315	24.67	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
45	3	34	18.00-18.60	A	23.19	1.99	1.62	2.67	0.647	39.29	95.58	0.00	23.01	46.99	30.00	Limo con argilla sabbiosa	41.55	20.43	21.12	13.24	0.869	0.704	22.70	0.19	4.91	8.53	-	-	-	-	-	-	-	-		
46	4	34	26.40-27.00	A	32.80	1.88	1.42	2.65	0.871	46.54	99.88	0.00	32.55	37.45	30.00	Limo con sabbia e con argilla	44.17	20.23	23.94	15.11	0.475	0.798	-	-	-	-	-	26	0.02	33	0.00	-	-			
47	1	35	8.40-9.00	A	26.76	2.01	1.59	2.76	0.740	42.53	99.81	0.00	18.00	36.00	46.00	Argilla con limo sabbiosa	61.15	30.71	30.44	16.50	1.130	0.662	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
48	2	35	19.40-20.00	A	17.04	2.15	1.83	2.68	0.464	31.71	98.54	0.00	29.15	27.35	43.50	Argilla con sabbia e con limo	30.14	22.91	7.23	12.57	1.812	0.166	-	-	-	-	-	20	0.08	22	0.16	-	-			
49	1	36	10.40-11.00	(*)	17.92	2.12	1.80	2.68	0.489	32.86	98.24	0.00	30.00	26.00	44.00	Argilla con sabbia e con limo	29.68	21.96	7.72	11.20	1.523	0.175	-	-	-	-	0.1339	-	-	-	-	-	-	-		
50	2	36	13.00-13.60	(*)	28.07	2.00	1.56	2.77	0.778	43.76	99.76	0.00	40.00	22.00	38.00	Sabbia con argilla limosa	64.96	28.70	36.26	13.26	1.017	0.954	-	-	-	-	-	18	0.12	22	0.36	-	-			
51	3	36	20.00-20.60	(*)	31.19	1.93	1.47	2.71	0.845	45.79	100.00	0.00	24.80	26.70	48.50	Argilla con limo e con sabbia	64.32	27.74	36.58	17.87	0.906	0.754	24.49	0.08	10.00	12.14	-	-	-	-	-	-	-	-		
52	4	36	28.00-28.60	(*)	14.08	2.23	1.96	2.72	0.390	28.07	98.19	0.00	23.00	36.30	40.70	Argilla con limo sabbioso	40.65	22.84	17.81	16.65	1.492	0.438	20.63	0.14	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
53	5	36	38.40-39.00	(*)	22.42	2.06	1.68	2.71	0.608	37.82	99.76	0.00	33.30	35.20	31.50	Limo con sabbia e con argilla	60.90	28.22	32.68	13.24	1.177	1.038	-	-	9.38	8.20	-	-	-	-	-	-	-	-		
54	1	37	17.00-17.60	A	15.69	2.19	1.89	2.69	0.423	29.7	99.88	0.00	27.70	34.50	37.80	Argilla con limo e con sabbia	50.14	31.08	19.06	12.65	1.807	0.504	19.34	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
55	2	37	23.00-23.60	A	11.94	2.22	1.98	2.75	0.389	28.01	84.52	0.00	19.75	40.25	40.00	Limo con argilla sabbioso	56.09	29.65	26.44	16.32	1.670	0.661	-	-	-	-	-	19	0.05	20	0.04	-	-			
56	1	38	9.40-10.00	A	15.29	2.14	1.86	2.6	0.398	28.49	99.65	0.00	30.00	27.00	43.00	Argilla con sabbia e con limo	44.19	24.39	19.80	10.45	1.459	0.461	30.88	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
57	2	38	17.40-18.00	A	11.19	2.10	1.89	2.64	0.394	28.25	74.87	0.00	20.50	39.50	40.00	Argilla con limo sabbiosa	56.86	27.15	29.71	17.87	1.537	0.743	-	-	-	-	-	9	0.28	9	0.36	-	-			
58	1	39	3.00-3.60	A	10.80	2.22	2.01	2.79	0.39	28.05	77.19	0.00	38.00	32.00	30.00	Sabbia con limo e con argilla	36.97	17.13	19.84	13.11	1.319	0.661	-	-	6.61	8.86	0.1664	-	-	-	-	-	-	-		
59	2	39	5.00-5.60	A	11.24	2.18	1.96	2.66	0.357	26.33	83.76	0.00	41.50	28.70	29.80	Sabbia con argilla e con limo	26.22	15.67	10.55	10.26	1.419	0.354	-	-	-	-	-	-	-	-	-	13	0.33	-	-	
60	3	39	9.00-9.60	A	8.70	2.33	2.14	2.65	0.236	19.06	97.73	0.00	26.79	43.21	30.00	Limo con argilla e con sabbia	29.47	13.33	16.14	4.52	1.287	0.538	-	-	5.1	4.59	-	-	-	-	-	-	-	-		
61	4	39	16.40-17.00	A	16.47	2.19	1.88	2.73	0.454	31.23	99.15	0.00	29.29	34.71	36.00	Argilla con limo e con sabbia	27.34	16.28	11.06	8.26	0.983	0.307	-	-	-	-	0.1195	17	0.10	18	0.05	-	-			

LEGENDA:
 (*) sondaggio lontano dal tracciato (non tenuto in considerazione)
 LL limite liquido
 LP limite plastico
 IP indice plastico
 LR limite di ritiro
 ψ' angolo di attrito in termini di sforzi efficaci
 c' coesione in termini di sforzi efficaci
 φ angolo di attrito in termini di sforzi totali
 c coesione in termini di sforzi totali
 E.L.L. prova di compressione ad espansione laterale libera
 Cc indice di compressibilità
 TRX CIU prova di compressione triassiale consolidata isotropicamente non drenata
 TRX CD prova di compressione triassiale consolidata isotropicamente drenata

Tabella 4-2. Risultati delle prove di laboratorio su materiali sciolti – Campagna di indagine 2004

Camp. N.	Sondaggio N.	Prof. (m)	Unità Geotecnica	Natura del terreno	Contenuto d'acqua (%)	Peso di volume naturale (g/cm ³)	Peso di volume secco (g/cm ³)	Peso specifico assoluto (g/cm ³)	Grado di saturazione (%)	Passante ASTM			I.G.	Classif. H.R.B.	Classif. Unificata	Limiti di Atterberg				Indice di Consistenza
										10 (%)	40 (%)	200 (%)				LL (%)	LP (%)	IP (%)	LR (%)	
1	40	6.80-7.40	A	Sabbia argillosa rossastra	22.24	2.034	1.662	2.78	92.32	63.20	55.80	48.40	11	A-6	SC	39.20	23.10	16.10	15.07	-
2	40	10.00-10.60	A	Ghiaia limosa biancastra	27.24	1.982	1.550	2.72	99.28	41.40	32.60	27.6	0	A2-6	GM	31.87	22.80	9.07	18.00	-
3	40	15.00-15.60	A	Argilla grigiastra	27.97	1.994	1.559	2.77	99.71	100	99.80	98.00	7	A7-5	CH	54.68	21.62	33.06	13.70	0.83
1	41	3.00-3.60	A	Argilla grigiastra	26.83	1.971	1.554	2.73	95.86	100	99.90	97.00	11	A7-6	CI	41.25	24.13	17.12	16.34	0.837
2	41	15.40-16.00	A	Argilla grigiastra	34.08	1.901	1.418	2.75	99.85	100	99.90	98.20	14	A7-6	CI	46.79	23.59	23.20	15.23	0.54
1	42	6.00-6.60	A	Argilla grigiastra	29.48	1.958	1.513	2.74	99.47	100	99.90	98.50	17	A7-6	CH	50.03	22.30	27.73	14.70	0.797
2	42	10.00-10.60	A	Argilla grigiastra	32.04	1.932	1.462	2.76	99.61	100	99.60	97.70	18	A7-6	CH	51.13	22.71	28.42	14.34	0.68
3	42	13.40-14.00	A	Limo grigiastro	28.32	1.984	1.546	2.77	99.16	100	99.20	93.00	9	A-6	MI	39.69	26.89	12.80	17.85	0.82
1	43	4.00-4.60	A	Argilla grigiastra	31.81	1.927	1.462	2.74	99.07	100	99.80	98.10	15	A7-6	CI	46.90	22.48	24.42	14.76	0.62
2	43	6.40-7.00	A	Argilla grigiastra	36.71	1.828	1.337	2.74	95.95	100	99.70	96.90	15	A7-6	CI	48.22	22.50	25.72	14.22	0.44
3	43	14.00-14.60	A	Argilla grigiastra	34.81	1.845	1.369	2.75	94.34	100	99.30	98.20	14	A7-6	CI	45.33	22.82	22.51	15.86	0.47
1	44	4.00-4.30	A	Argilla grigiastra	27.85	1.95	1.53	2.73	96.93	100	99.50	96.10	14	A7-6	CI	46.36	23.40	22.96	15.84	0.73
2	44	4.30-4.60	A	Argilla grigiastra	27.85	1.95	1.53	2.73	96.93	100	99.80	97.00	20	A7-5	CH	53.20	22.62	30.58	14.07	0.73

Prove di compressione ad espansione laterale libera (E.L.L.)

Camp. N.	Sondaggio N.	Unità Geotecnica	E.L.L.		
			Densità secca (g/cm ³)	Contenuto d'acqua (%)	Tensione a rottura (kg/cm ²)
2	42	A	1.45	30.48	0.87
1	44	A	1.47	29.85	0.96

Prove di resistenza al taglio

Camp. N.	Sondaggio N.	Prof. (m)	Unità Geotecnica	Natura del terreno	Classif. H.R.B.	Contenuto d'acqua (%)	Densità secca (g/cm ³)	Coesione c' (kg/cm ²)	Angolo di attrito interno φ' (°)
3	40	15.00-15.60	A	Argilla grigiastra	A7-5	26.38	1.54	0.86	18.00
2	41	15.40-16.00	A	Argilla grigiastra	A7-6	29.67	1.41	0.39	21.80
3	42	13.40-14.00	A	Limo grigiastro	A6	26.85	1.53	0.07	26.10
1	43	4.00-4.60	A	Argilla grigiastra	A7-6	30.42	1.45	0.94	15.64
2	44	4.30-4.60	A	Argilla grigiastra	A7-5	26.34	1.52	0.58	23.27

Prove edometriche

Camp. N.	Sondaggio N.	Unità Geotecnica	Classif. H.R.B.	Contenuto d'acqua (%)	Densità secca (g/cm ³)	Peso specifico assoluto (g/cm ³)	Indice naturale dei vuoti (-)
3	40	A	A7-5	26.84	1.54	2.77	0.7989
2	41	A	A7-6	33.42	1.40	2.75	0.9642

Tabella 4-4. Risultati delle prove di laboratorio su roccia – Campagna di indagine 2022

Sondaggio	Camp.	Prof. (m)	Unità Geotecnica	Descrizione	Is(50) (MPa)	R (MPa)	Prova a compressione monoassiale			Prova a compressione triassiale		Massa volumica (kNm ³)
							C ₀ (MPa)	E _{t50} (MPa)	v ₅₀ (-)	σ ₃ (MPa)	σ ₁ (MPa)	
SI1D	C.R.1	7.6-7.8	F	Roccia calcarea di color biancastro, compatta, con a luoghi rari vacuoli di dimensioni millimetriche	5.13	-	102.5	47 477	0.31	-	-	-
SI1D	C.R.2	14.35-14.60	F	Roccia calcarea di color biancastro, compatta, con a luoghi rari vacuoli di dimensioni millimetriche	5.77 6.52 5.76 6.01 Medio	102.21	-	-	-	-	-	24.65
SI1D	C.R.3	18.50-18.80	F	Roccia calcarea di color biancastro, compatta, con a luoghi rari vacuoli di dimensioni millimetrichepatine d'ossidazione rossastre	2.39 3.49 2.94 Medio	-	-	-	-	-	-	-
SI1D	C.R.4	23.40-23.70	F	Roccia calcarea di color biancastro, compatta	2.67	-	-	-	-	-	-	-
SI1D	C.R.5	27.30-27.70	F	Roccia calcarea di color biancastro, compatta	-	-	49.10	10 668	0.18	0.6	44.37	22.94
SI3D	C.R.1	27.20-27.50	F	Roccia calcarea di color biancastro, compatta, con a luoghi rari vacuoli di dimensioni millimetriche e patine d'ossidazione rossastre	3.56	92.61	-	-	-	-	-	25.89
SI3D	C.R.2	32.50-32.70	F	Roccia calcarea di color biancastro, compatta	4.3	-	-	-	-	-	-	-
SI3Pbis	C.L.1	15.70-16.00	F	Calcarenite di colore biancastro con superfici di discontinuità variamente orientate a luoghi riempite da depositi secondari ossidati	2.53	-	-	-	-	0.4	74.51	23.06
SI3Pbis	C.L.2	18.10-18.50	F	Calcarenite di colore biancastro con superfici di discontinuità variamente orientate a luoghi riempite da depositi secondari ossidati	3.98	-	33.33	19310	0.32	-	-	-
SI3Pbis	C.L.3	22.10-22.50	F	Calcarenite di colore biancastro priva di discontinuità	2.01	-	40.68	21442	0.28	0.6	50.62	21.7
SI4P	C.L.1	8.3-8.7	F	Roccia calcarea di colore biancastro con diffuse superfici di discontinuità variamente orientate	3.35	-	22.31	20614	0.36	-	-	-
SI4P	C.L.2	9.60-9.80	F	Roccia calcarea di colore biancastro	2.16	-	-	-	-	-	-	-
SI4P	C.L.3	23.80-24.00	F	Calcarenite di colore grigiastro, ben cementata	-	-	-	-	-	-	-	-
SI4P	C.L.4	28.80-29.00	F	Calcarenite di colore bianco grigiastro, ben cementata	2.42	-	-	-	-	-	-	-
SI4P	C.L.5	29.30-29.70	F	Calcarenite di colore bianco grigiastro, ben cementata	3.84	-	-	-	-	0.8	41.65	21.4
SI7D	C.L.1	13.00-13.25	F	Calcarea di colore grigiastro chiaro con superfici di frattura variamente orientate e diffusi vacuoli di dimensioni da millimetriche a centimetriche	3.25	-	-	-	-	-	-	-
SI7D	C.L.2	16.80-17.00	F	Calcarea di colore grigiastro chiaro, compatto, con rari vacuoli di dimensioni millimetriche	3.62	-	-	-	-	-	-	-
SI7D	C.L.3	24.20-24.40	F	Calcarea di colore grigiastro chiaro con aree color rosato, compatto, con rari vacuoli di dimensioni millimetriche	5.19	89.36	-	-	-	-	-	26.3
SI7D	C.L.4	26.00-26.40	F	Calcarea di colore grigiastro chiaro con diffusi vacuoli di dimensioni da millimetriche a centimetriche	3.34	-	62.80	57825	0.36	0.7	73.07	26.06
SI9P	C.L.1	13.60-13.85	F	Calcarea di colore biancastro, compatto, con a luoghi vacuoli di dimensioni millimetriche	5.11	-	-	-	-	0.4	122.40	26.83
SI9P	C.L.2	15.50-15.70	F	Calcarea di colore biancastro con superfici di frattura orientate a circa 45° rispetto all'asse maggiore del campione e a luoghi vacuoli di dimensioni millimetriche	4.69	-	-	-	-	-	-	-

LEGENDA:

- Is(50) Indice di resistenza al punzonamento corretta (da Point Load Test) - Quando sono stati eseguiti più test sul medesimo campione si tratta del valore medio
R Resistenza a compressione per pietre naturali
C₀ Resistenza a compressione monoassiale
E_{t50} Modulo elastico tangente al 50% di C₀
v₅₀ Rapporto di Poisson al 50% di C₀
σ₃ Tensione principale minima
σ₁ Tensione principale massima

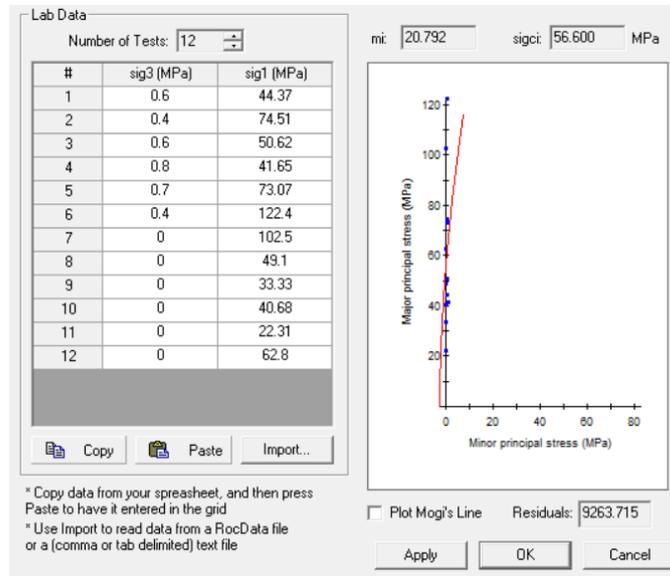


Figura 4-1. Involuppo di resistenza di Hoek e Brown per roccia intatta

4.2 PROVE IN SITO

4.2.1 Prove SPT

Come detto, in tutte le campagne di indagine sono state eseguite prove penetrometriche dinamiche SPT lungo le verticali di sondaggio.

I risultati di tali prove sono riportati in forma di grafico con l'andamento di N_{SPT} con la profondità nell'Appendice A della presente relazione. L'andamento di N_{SPT} con la profondità è inoltre riportato sui Profili Geotecnici (1).

Nel Capitolo 5 si riporterà l'interpretazione di tali dati ai fini della definizione delle Unità Geotecniche di riferimento.

4.2.2 Prove di carico su piastra

I risultati delle prove di carico su piastra effettuate nei pozzetti esplorativi superficiali sono riportati nella Tabella 4-5 seguente, dove Z è la profondità di prova dal piano campagna e Md è il modulo di deformabilità ottenuto dalle prove.

Nel successivo capitolo 6 sono analizzati i risultati delle prove di carico su piastra, al fine di valutare gli spessori di bonifica da prevedere lungo lo sviluppo del tracciato principale e delle complanari.

(1) Nei grafici dell'Appendice A e dei Profili Geotecnici valori di $N_{SPT}=100$ corrispondono a Rifiuto.

Tabella 4-5. Risultati delle prove di carico su piastra

POZZETTO	Z (m)	Md (MPa)
PI 1	1.3	31.7
PI 1 bis	1.2	7.3
PI 2	0.7	93.8
PI 3	0.9	89.1
PI 4	0.9	9.6
PI 5	0.8	74.4
PI 6	0.8	25.4
PI 7	0.9	6.3
PI 8	0.7	116.9
PI 9	0.85	59.2
PI 11	0.8	65.7
PI 12	0.9	45.5
PI 12 bis	0.8	95.7
PI 13	0.9	46.2
PI 13 bis	0.9	28.2
PI 14	0.85	42.9
PI 15	0.75	43.5
PI 15 bis	0.8	46.2
PI 15 ter	0.9	36.4
PI 15 quater	0.75	25.2
PI 16	0.9	16
PI 17	0.9	20.5
PI 17 bis	0.9	19.7
PI 18	1	18.3
PI 19	1	5.9
PI 19 bis	0.9	14.6
PI 20	0.9	17.3
PI 21	0.8	16.1
PI 22	0.9	16.2
PI 23	1	17.7
PI 23 bis	0.8	19.9

4.2.3 Prove pressiometriche

I risultati delle prove pressiometriche sono riportati nella Tabella 4-6 seguente, dove Z è la profondità di prova, PL è la pressione limite, PL' è la pressione limite netta, E è il modulo di Young, Cu è la resistenza al taglio in condizioni non drenate, ϕ' è la resistenza al taglio (angolo di resistenza al taglio) in condizioni drenate.

Tabella 4-6. Risultati delle prove pressiometriche

SONDAGGIO	PROVA	Z (m)	PL (kPa)	PL' (kPa)	Ep (kPa)	E (kPa)	Cu (kPa)	ϕ' (°)
SI1D	MPM1	5	4061	3753	45282	137219	-	40
SI2P	MPM1	5.5	5415	5259	56324	170678	-	42
	MPM2	17.5	28139	27716	186786	278784	2797	-
SI3D	MPM1	4.5	4612	4174	88131	267064	-	40
SI7D	MPM1	4.5	31091	30539	180147	268876	3079	-
SI8P	MPM1	4.5	3500	3164	51555	156226	-	39
	MPM2	15.75	24883	24404	111791	166852	2465	-
	MPM3	27.5	25190	24696	112399	167759	2495	-
SI9P BIS	MPM1	5.5	23154	22572	152705	227918	2278	-
	MPM2	20.75	25081	24357	154780	231014	2461	-
SI9P	MPM1	7	6514	6148	49101	116907	-	42
SI10D	MPM1	6.5	619	541	10231	12180	98	-
	MPM2	19.5	788	605	13971	23680	-	29

4.2.4 Prove di permeabilità

I risultati delle prove di permeabilità sono riportati nella Tabella 4-7 seguente, dove Z MIN e Z MAX sono le profondità dell'intervallo di prova e k medio è il coefficiente di permeabilità medio.

Tabella 4-7. Risultati delle prove di permeabilità tipo Lefranc

SONDAGGIO	PROVA	Z MIN (m)	Z MAX (m)	k medio (m/s)	Note
SI1D	1	5.5	6.1	1.30E-06	
	2	23.7	25.0	-	dispersione eccessiva per fare misurazione
SI3D	1	6.9	7.5	1.66E-06	
	2	17.8	20.2	-	dispersione eccessiva per fare misurazione
	3	32.6	34.8	-	dispersione eccessiva per fare misurazione
SI4P	1	5.5	6.0	7.45E-06	
	2	25.3	26.8	2.31E-06	
SI5D	1	10	10.5	2.29E-06	
	2	25	25.5	2.26E-06	
SI6P	1	8.8	10.0	-	dispersione eccessiva per fare misurazione
	2	23.7	25.0	-	dispersione eccessiva per fare misurazione
SI8P	1	7	7.5	1.69E-06	
	2	13.1	14.0	7.48E-07	
	3	20.5	21.0	7.10E-07	
SI9P	1	7	8.0	1.60E-07	
	2	11.9	14.5	-	dispersione eccessiva per fare misurazione
	3	19.3	21.2	-	dispersione eccessiva per fare misurazione

4.2.5 Misure del livello di falda

I risultati delle misure di livello di falda sono riportati nella Tabella 4-8 e nella Tabella 4-9 seguenti.

I livelli di falda misurati sono inoltre indicati sugli elaborati dei Profili Geotecnici con ubicazione dei sondaggi.

Come si può notare, le letture piezometriche sono state eseguite in piezometri diversi in periodi di tempo differenti. Non è dunque in corso un monitoraggio piezometrico costante condotto con una periodicità definita su tutti i punti di misura.

Non è quindi possibile effettuare considerazioni sull'esistenza di una o più falde nel sottosuolo lungo il tracciato.

Tabella 4-8. Rilievi della quota piezometrica nei piezometri delle campagne di indagini 2003-2004

CAMPAGNA DI INDAGINI	SIGLA	QUOTA (m s.l.m.)	PROFONDITÀ SONDAGGIO (m)	FALDA Profondità da p.c. (m)
1 ^a campagna: Dicembre 2003 (sondaggi nel periodo ottobre- novembre 2003)	S1	598.15	20.00	assente
	S2	603.58	20.00	"
	S3	583.82	30.00	-17.70
	S4	585.70	21.00	-18.96
	S5	615.66	20.00	assente
	S6	636.18	19.00	"
	S7	658.75	20.00	"
	S8	668.23	20.00	"
	S9	678.42	29.00	-24.40
	S10	708.61	20.00	assente
	S11	714.85	19.40	-8.10
	S12	731.24	20.00	-10.20
	S13	740.93	20.00	-9.90
	S14	757.76	20.00	-5.55
	S15	762.26	20.00	-15.85
	S16	767.89	20.00	assente
	S17	785.76	20.00	-18.30
	S18	837.62	20.00	-16.50
	S19	857.34	20.00	assente
	S20	859.52	20.00	-16.50
	S21	867.43	20.00	assente
	S22	870.85	40.00	assente
	S23	868.41	25.00	assente
	S23 bis	877.39	26.00	-23.20
	S24	870.15	25.00	-20.50
	S25	872.35	30.00	assente
	S26	874.18	40.00	assente
	S27	886.83	20.00	-13.58
	S28	883.65	24.40	-22.10
	S29	878.21	20.00	-18.90
	S30	856.61	20.00	-5.20
	S31	837.41	20.00	-2.10
	S32	830.85	20.00	-11.10
	S33	823.36	20.00	-6.20
	S34	823.85	30.00	-12.30
	S35	812.67	19.40	-4.80
S36	858.61	40.00	-36.30	

	S37	819.86	25.00	-14.94
	S38	816.43	20.00	-10.20
	S39	800.86	20.00	-7.90
2^a campagna: Settembre 2004 (sondaggi nel periodo luglio- agosto 2004)	S40	753.67	30.00	-18.35
	S41	749.18	30.00	-16.50
	S42	763.85	30.00	-24.35
	S43	754.12	30.00	-28.00
	S44	812.23	30.00	-29.10

Tabella 4-9. Rilievi della quota piezometrica nei piezometri della campagna di indagini 2022

Data	PIEZOMETRO											
	SI2 P	SI3Pbis	SI4 P	SI6P cella 1	SI6P cella 2	SI8P cella 1	SI8P cella 2	SI9P cella 1	SI9P cella 2	SI9Pbis cella 1	SI9Pbis cella 2	
	falda (m)	falda (m)	falda (m)	falda (m)	falda (m)	falda (m)	falda (m)	falda (m)	falda (m)	falda (m)	falda (m)	falda (m)
11/02/2022			assente									
18/02/2022		-20										
24/02/2022				assente	assente							
11/03/2022						assente	assente			assente	assente	
18/03/2022	assente											
28/03/2022								assente	assente			
30/03/2022	assente	assente	assente	assente	assente	assente	assente	assente	assente	assente	assente	
13/04/2022	assente	assente	assente	assente	assente	assente	assente	assente	assente	assente	assente	
27/04/2022	assente	assente	assente	assente	assente	assente	assente	assente	assente	assente	assente	
06/05/2022	assente	assente	assente	assente	assente	assente	assente	assente	assente	assente	assente	

5 INTERPRETAZIONE DEI RISULTATI DELLE INDAGINI E CARATTERIZZAZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE

Dopo aver proiettato i sondaggi lungo il tracciato di progetto, sulla base delle descrizioni lito-stratigrafiche sono stati correlati gli strati con caratteristiche analoghe individuati lungo le verticali dei suddetti sondaggi.

Le descrizioni lito-stratigrafiche sono riportate in sintesi sui Profili Geotecnici. Per maggiori dettagli si rimanda alle schede dei sondaggi riportate relativi alle indagini (T00GE00GEOPU06 e T00GE00GEOPU09).

Sono quindi state individuate le seguenti Unità Geotecniche:

- Unità A: limo prevalente (con sabbia e argilla)
- Unità B: sabbia prevalente (con limo e ghiaia)
- Unità C: ghiaia prevalente (con sabbia e limo)
- Unità D: blocchi e ciottoli
- Unità E: conglomerato cementato
- Unità F: ammasso roccioso (Calcari mesocenozioci e Calcari cretacei ⁽²⁾).

Sono quindi stati interpretati i risultati delle indagini attribuendo ciascuna indagine all'unità di appartenenza. Le indagini maggiormente diffuse lungo il tracciato sono le prove SPT in sito e le prove di laboratorio che sono state utilizzate per la caratterizzazione dei materiali sciolti.

5.1 MATERIALI SCIOLTI

5.1.1 Prove SPT

L'interpretazione dei dati ricavati dalle prove SPT per le **Unità A, B, C e D** ha fornito i risultati rappresentati nell'Appendice B dove sono stati riportati, in funzione della profondità da testa foro, i valori delle seguenti grandezze:

- densità relativa (D_R)
- parametri di resistenza al taglio in condizioni drenate (ϕ'_p , ϕ'_o , e α)
- resistenza al taglio non drenata (s_u) per la sola Unità Geotecnica A (limo prevalente (con sabbia e argilla))
- modulo di deformabilità (E_{25}')
- velocità delle onde di taglio (V_s)
- modulo di taglio G_0

determinate come descritto nel seguito.

L'interpretazione delle prove è stata eseguita considerando i terreni in esame come normal consolidati e la superficie piezometrica come rilevata in sito. Nell'interpretazione sono inoltre state tenute in conto le caratteristiche litologiche identificate sulla base dei dati stratigrafici di sondaggio, come meglio specificato nel seguito. Il peso di volume (γ), necessario per l'interpretazione delle prove, è stato assunto pari alla media fornita dai dati di laboratorio per le Unità Geotecniche A, B e D; il peso di volume dell'Unità Geotecnica C (di

⁽²⁾ Si precisa che l'opera è interessata quasi interamente da calcari mesocenozioci. I calcari cretacei sono generalmente più profondi e si trovano in aree adiacenti alle aree interessate dal progetto. Da un punto di vista geotecnico le due formazioni sono del tutto confrontabili.

cui era disponibile un solo dato di laboratorio), è stato assunto pari a quello delle Unità Geotecniche B e D (Tabella 5-1).

Tabella 5-1. Pesì di volume dei materiali delle unità geotecniche

Unità Geotecnica	γ (kN/m ³)
A	20
B	21
C	21
D	21

A favore di sicurezza le prove andate a rifiuto non sono state considerate nell'interpretazione ritenendole rappresentative della presenza di trovanti più o meno isolati all'interno di una matrice più fine. Si sottolinea che la maggior parte di tali prove andate a rifiuto sono state eseguite nelle unità B, C, D; per questa ragione, oltre che per l'estesa presenza dell'unità geotecnica A lungo il tracciato, sono disponibili numerose prove nell'unità geotecnica A e significativamente meno dati nelle altre unità geotecniche.

Per quanto concerne i parametri di resistenza, l'interpretazione è stata effettuata considerando condizioni drenate. Per i terreni coesivi (Unità Geotecnica A: limo prevalente con sabbia e argilla) sono state considerate anche le condizioni non drenate.

5.1.1.1 Densità relativa

Lo stato di addensamento del terreno, definito dalla densità relativa (D_R), è stato stimato, in accordo con quanto indicato da Skempton (1986), mediante la seguente relazione:

$$D_R = \sqrt{\frac{N_{SPT}}{A + B \cdot \sigma'_{v0}}} \quad (5-1)$$

dove:

- A e B sono costanti empiriche dipendenti dalla granulometria e definite da Skempton (1986); per il caso in esame si è assunto: A=27.5; B=27.5 (A+B=55) per le Unità Geotecniche A e B; A=43.3; B=21.7 (A+B=65) per le Unità Geotecniche C e D
- σ'_{v0} è la tensione verticale efficace (in kg/cm²) esistente in sito alla quota della prova SPT.

I valori ottenuti di D_R sono riportati come andamento in funzione della profondità nei grafici dell'Appendice B e nella Tabella 5-2 seguente come valori minimo medio e massimo ottenuti dall'interpretazione.

Tabella 5-2. Valori di Densità Relativa secondo Skempton

Unità Geotecnica	min (%)	med (%)	max (%)
A	20	68	144
B	49	75	115
C	74	97	120
D	66	80	98

Nota: I valori in cui l'interpretazione fornisce (per i valori massimi) valori di densità relativa maggiori di 100% derivano da alcuni casi caratterizzati da valori di N_{SPT} particolarmente elevati, dovuti alla probabile presenza di trovanti di significative dimensioni.

⁽³⁾ Il valore di N_{SPT} da introdurre nella relazione è quello normalizzato sulla base del rendimento energetico dello strumento utilizzato nella prova: $N_{60} = N_{SPT} \cdot (ER/60)$, con ER = rendimento misurato, espresso in percentuale. Con riferimento a valori caratteristici delle attrezzature italiane (si veda ad es. Lo Presti e Puci, 2001), si può considerare $ER(\%) = 60$; quindi $N_{60} = N_{SPT}$.

5.1.1.2 Caratteristiche di resistenza al taglio in condizioni drenate

Considerando un involuppo di rottura lineare tipo Mohr-Coulomb a resistenza coesiva nulla per le **Unità Geotecniche B, C e D**:

$$\tau = \sigma' \cdot \operatorname{tg} \phi'_p \quad (5-2)$$

dove:

- σ' è la tensione efficace normale alla superficie di rottura;
- τ è la tensione di taglio agente sulla superficie di rottura;
- ϕ'_p è l'angolo di attrito di picco;

l'angolo di attrito di picco (ϕ'_p) può essere determinato secondo Schmertmann (1978), come segue:

$$\phi'_p = a + b \cdot D_R \quad (5-3)$$

Nel caso in esame si sono assunte le seguenti coppie di valori di a e b, proposte da Schmertmann (1978):

- a=31.5 e b=0.115 per l'Unità Geotecnica B
- a=34.5 e b=0.1 per l'Unità Geotecnica C
- a=38.0 e b=0.08 per l'Unità Geotecnica D

I valori ottenuti di ϕ'_p sono riportati come andamento in funzione della profondità nei grafici dell'Appendice B e nella Tabella 5-3 seguente come valori minimo medio e massimo ottenuti dall'interpretazione.

Tabella 5-3. Valori di ϕ'_p secondo Schmertmann

Unità Geotecnica	min (°)	med (°)	max (°)
B	37.08	40.13	44.72
C	42.35	44.73	47.82
D	43.28	44.36	45.81

Per l'**Unità Geotecnica A**, con caratteristiche coesive, si è fatto riferimento all'involuppo di rottura curvilineo di Baligh (1976), la cui espressione è riportata di seguito:

$$\tau = \sigma' \cdot \left[\tan \phi'_o + \tan \alpha \cdot \left(\frac{1}{2.3} - \log \frac{\sigma'}{\sigma'_o} \right) \right] \quad (5-4)$$

dove:

- σ' è la tensione efficace normale alla superficie di rottura (in kPa);
- τ è la tensione di taglio agente sulla superficie di rottura (in kPa);
- σ'_o è la tensione arbitraria di riferimento, posta pari a 98.1 kPa;
- α è l'angolo (espresso in gradi) ricavabile, secondo quanto indicato da Jamiolkowski et al. (1988), mediante la relazione: $\alpha = 10 \cdot (D_R - 0.2) / 0.8$.

In questo caso, l'angolo ϕ'_o è stimato con riferimento a quanto proposto da Bolton (1986):

$$\phi'_o = \phi'_{cv} + m \cdot DI \quad (5-5)$$

dove:

- m è una costante empirica dipendente dalle condizioni di deformazione prevalenti esaminate (per condizioni caratteristiche di una prova triassiale, m=3; per condizioni caratteristiche di una prova di taglio piano, m=5);
- DI è una costante empirica dipendente dalla densità relativa e dallo stato tensionale: $DI = D_R [(Q - \ln(p'_r)) - 1]$, con $p'_r = 1.4 \cdot \sigma'$ e $Q=10$ (Jamiolkowski et al., 1988; Lo Presti e Puci, 2001).

Nel caso specifico a favore di sicurezza è stato assunto il caso dove m=3 (condizioni caratteristiche di una prova triassiale).

L'angolo di attrito ϕ'_{cv} (angolo di attrito a volume costante) è stimato sulla base di quanto indicato da Stroud (1988) e Youd (1972) in funzione delle caratteristiche di uniformità delle particelle costituenti il terreno; nel caso specifico si è assunto un valore di ϕ'_{cv} di 30°.

I valori ottenuti di ϕ'_o e α sono riportati come andamento in funzione della profondità nei grafici dell'Appendice B e nella Tabella 5-4 e nella Tabella 5-5 seguenti come valori minimo medio e massimo ottenuti dall'interpretazione.

Tabella 5-4. Valori di ϕ'_o secondo Bolton

Unità Geotecnica	min (°)	med (°)	max (°)
A	29.21	36.34	53.97

Tabella 5-5. Valori di α secondo Jamiolkowski et al.

Unità Geotecnica	min (°)	med (°)	max (°)
A	0.04	6.00	15.44

Per analogia con le altre Unità Geotecniche l'involuppo curvilineo di Baligh, definito dai parametri ϕ'_o e α è stato poi linearizzato in un intervallo tensionale da 0 alla massima profondità di indagine, ottenendo i valori corrispondenti di c' e ϕ' propri di un criterio lineare di Mohr-Coulomb riportati nella Tabella 5-6 seguente.

Tabella 5-6. Valori di c' e ϕ' derivati dalla linearizzazione del criterio di Baligh

Unità Geotecnica		min	med	max
A	c' (kPa)	0.06	8.28	21.77
	ϕ' (°)	29.20	34.66	51.54

5.1.1.3 Caratteristiche di resistenza al taglio in condizioni non drenate

Per l'Unità Geotecnica A, data la sua componente coesiva, è stata effettuata anche la determinazione della resistenza al taglio non drenata, con riferimento ad un criterio di resistenza del tipo:

$$\tau = c_u \quad (5-6)$$

dove:

τ = tensione tangenziale limite sul piano di rottura;

c_u (o S_u) = resistenza al taglio non drenata.

Nella Tabella 5-7 è riportata una stima, se pure indicativa, dei valori di c_u (o S_u) in funzione dei valori di N_{SPT} , tratta dalla letteratura.

Tabella 5-7. N_{SPT} , resistenza al taglio non drenata e consistenza delle argille
(Terzaghi e Peck, 1967; AGI, 1977; Sowers, 1979; Szecky e Vanga, 1978; in Cestari, 2005)

N_{SPT}	Consistenza	Resistenza al taglio non drenata (S_u) (KN/m ²)	Indice di consistenza IC=($W_L - W_N$)/PI (*)	Manipolazione in situ
0 ÷ 2	Molle (<i>very soft</i>)	0 ÷ 25	< 0,5	si sprema fra le dita chiudendo il pugno
2 ÷ 4	Tenera (<i>soft</i>)	25 ÷ 50	0,5 ÷ 0,75	si modella facilmente con le dita
4 ÷ 8	Media (<i>medium o firm</i>)	50 ÷ 100		si modella con forte pressione delle dita
8 ÷ 15	Consistente (<i>stiff</i>)	100 ÷ 150	0,75 ÷ 1,0	si incava (" <i>dent</i> ") con forte pressione delle dita
15 ÷ 30	Molto consistente (<i>very stiff</i>)	150 ÷ 200	1,0 ÷ 1,5	si incava solo leggermente con forte pressione delle dita
> 30	Dura (<i>hard</i>)	> 200	> 1,5	si intacca (" <i>dent</i> ") solo leggermente con la punta della matita

(*) LEGENDA :
 W_L = limite liquido; W_N = contenuto d'acqua naturale; PI = indice di plasticità
 (PI= $W_L - W_P$, dove W_P è il limite di plasticità)

I valori ottenuti di resistenza al taglio non drenata sono riportati come andamento in funzione della profondità nei grafici dell'Appendice B. Essi variano da 50 kPa a valori maggiori di 200 kPa, con un maggior addensamento di valori oltre i 150 kPa.

5.1.1.4 Modulo di deformabilità

La stima del modulo di deformabilità dei materiali in esame è stata condotta utilizzando la correlazione proposta da Jamiolkowski et al. (1988) per un materiale normalmente consolidato:

$$E_{25}' = (10.5 - 3.5 \cdot DR) \cdot N_{SPT} \text{ (kg/cm}^2\text{)} \quad (5-7)$$

dove:

- E_{25}' è il modulo di Young secante cui corrisponde un grado di mobilitazione della resistenza ultima pari al 25%;
- DR è la densità relativa, espressa come frazione di 1.

I valori ottenuti di E_{25}' sono riportati come andamento in funzione della profondità nei grafici dell'Appendice B e nella Tabella 5-8 seguente come valori minimo medio e massimo ottenuti dall'interpretazione.

Tabella 5-8. Valori di E_{25} secondo Jamiolkowski et al. (1988)

Unità Geotecnica	min (MPa)	med (MPa)	max (MPa)
A	4.51	30.00	63.33
B	29.65	41.45	60.92
C	24.33	38.11	46.71
D	24.90	39.25	62.38

Si osserva che i valori ottenuti dall'interpretazione delle prove SPT e sopra riportati sono in linea con i valori di M_d ricavati dalle prove di carico su piastra (Tabella 4-5), mentre le prove pressiometriche (Tabella 4-6) forniscono valori di modulo di deformabilità significativamente maggiori.

5.1.1.5 Velocità delle onde di taglio

I valori di velocità delle onde di taglio sono state calcolate secondo la correlazione di Ohta & Goto (1978):

$$v_s \text{ (m/s)} = C \cdot (N_{SPT})^{0.171} \cdot z^{0.199} \cdot f_A \cdot f_G \quad (5-8)$$

essendo:

- $C = 68.8$;
- z , la profondità da piano campagna in metri;
- f_A , f_G , costanti empiriche dipendenti dall'età del deposito e dalla granulometria (Ohta & Goto, 1978); nel caso in esame si è assunto $f_A = 1.3$ (Pleistocene); $f_G = 1.00$ per l'Unità Geotecnica A, 1.07 per l'Unità Geotecnica B, 1.15 per l'Unità Geotecnica C, 1.45 per l'Unità geotecnica D.

I valori ottenuti di v_s sono riportati come andamento in funzione della profondità nei grafici dell'Appendice B e nella Tabella 5-9 seguente come valori minimo medio e massimo ottenuti dall'interpretazione.

Tabella 5-9. Valori di v_s

Unità Geotecnica	min (m/s)	med (m/s)	max (m/s)
A	128	260	344
B	246	308	350
C	169	189	233
D	299	383	518

5.1.1.6 Modulo di taglio

Il modulo di taglio G_0 è stato valutato secondo la seguente correlazione:

$$G_0 \text{ (t/m}^2\text{)} = (\gamma_t/9.81) \cdot (v_s)^2 \quad (5-9)$$

essendo γ_t il peso di volume totale e v_s la velocità delle onde di taglio prima definita.

I valori ottenuti di G_0 sono riportati come andamento in funzione della profondità nei grafici dell'Appendice B e nella Tabella 5-10 seguente come valori minimo medio e massimo ottenuti dall'interpretazione.

Tabella 5-10. Valori di G_0

Unità Geotecnica	min (MPa)	med (MPa)	max (MPa)
A	33	142	241
B	129	205	262
C	55	70	105
D	182	307	546

5.1.2 Prove di laboratorio

Nella Tabella 5-11 sono riportati i risultati delle prove di laboratorio, in termini di parametri di resistenza c' e ϕ' , suddivisi per Unità Geotecnica.

Tabella 5-11. Unità Geotecniche A, B, C, D. Risultati delle prove di laboratorio

Unità Geotecnica	ϕ' (°)			c' (kPa)		
	min.	med.	max	min.	med.	max
A	9.0	23.5	40.0	0.0	22.2	94.0
B	21.0	24.7	27.0	5.0	19.0	40.0
C	-	48.5	-	-	0.0	-
D	23.5	37.0	51.2	0.0	9.1	20.3

un solo dato

Per quanto riguarda le Unità Geotecniche C (Ghiaia prevalente con sabbia e limo) e D (blocchi e ciottoli) le prove di laboratorio hanno probabilmente interessato la matrice a componente più fine.

In generale, per tutte le Unità indagate, i risultati delle prove di laboratorio, se confrontati con quelli derivanti dall'interpretazione delle prove SPT forniscono mediamente valori più bassi di ϕ' , e valori più alti di c' , come si può notare dalla Tabella 5-12 che riporta un confronto tra i dati forniti dall'interpretazione delle prove SPT e i dati forniti dall'interpretazione delle prove di laboratorio. Questo è dovuto probabilmente al fatto che i campioni testati in laboratorio hanno maggior contenuto di fine rispetto ad un volume rappresentativo equivalente in sito.

Tabella 5-12. Unità Geotecniche A, B, C, D. Confronto tra i risultati delle prove SPT e i risultati delle prove di laboratorio

Unità Geotecnica	SPT						LABORATORIO					
	ϕ' (°)			c' (kPa)			ϕ' (°)			c' (kPa)		
	min.	med.	max	min.	med.	max	min.	med.	max	min.	med.	max
A	29.2	34.7	51.5	0.1	8.3	21.8	9.0	23.5	40.0	0.0	22.2	94.0
B	37.1	40.1	44.7	0.0	0.0	0.0	21.0	24.7	27.0	5.0	19.0	40.0
C	42.4	44.7	47.8	0.0	0.0	0.0	-	48.5	-	-	0.0	-
D	43.3	44.4	45.8	0.0	0.0	0.0	23.5	37.0	51.2	0.0	9.1	20.3

Per quanto riguarda l'Unità Geotecnica A (limo prevalente (con sabbia e argilla)), a componente più fine, si riportano nel seguito i grafici che mettono in relazione angolo di attrito e coesione (Figura 5-1), angolo di attrito e profondità (Figura 5-2), coesione e profondità (Figura 5-3). Come si può notare i valori di angolo di attrito e coesione sono molto dispersi, ad indicare che già alla scala del provino c'è un'evidente eterogeneità granulometrica, e non mostrano alcuna relazione con la profondità.

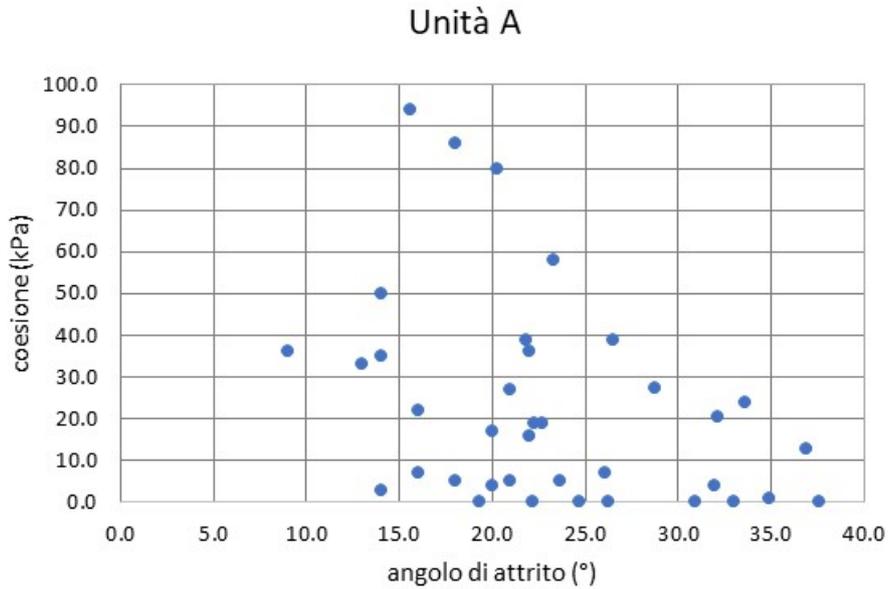


Figura 5-1. Unità A – Prove di laboratorio – Dispersione dei valori si angolo di attrito e coesione

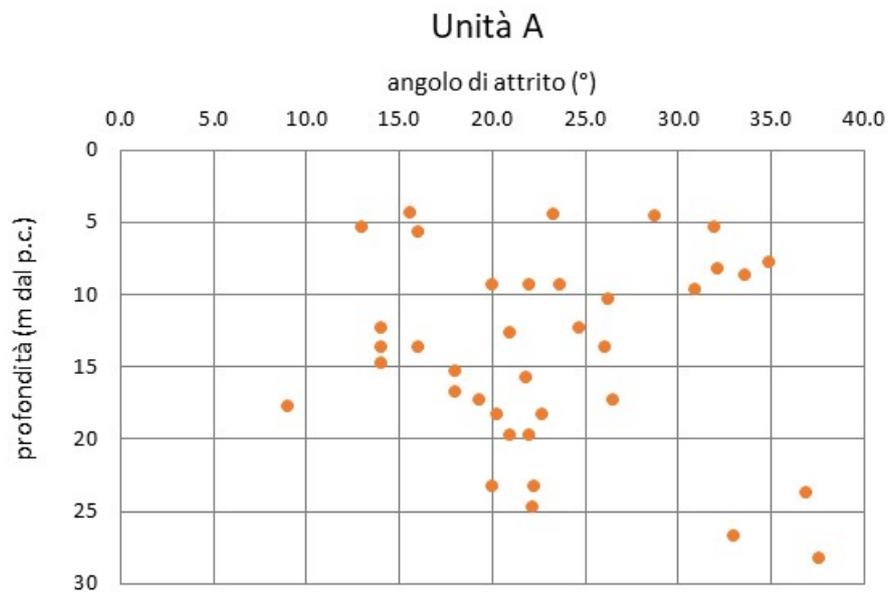


Figura 5-2. Unità A – Prove di laboratorio – Andamento dell'angolo di attrito con la profondità

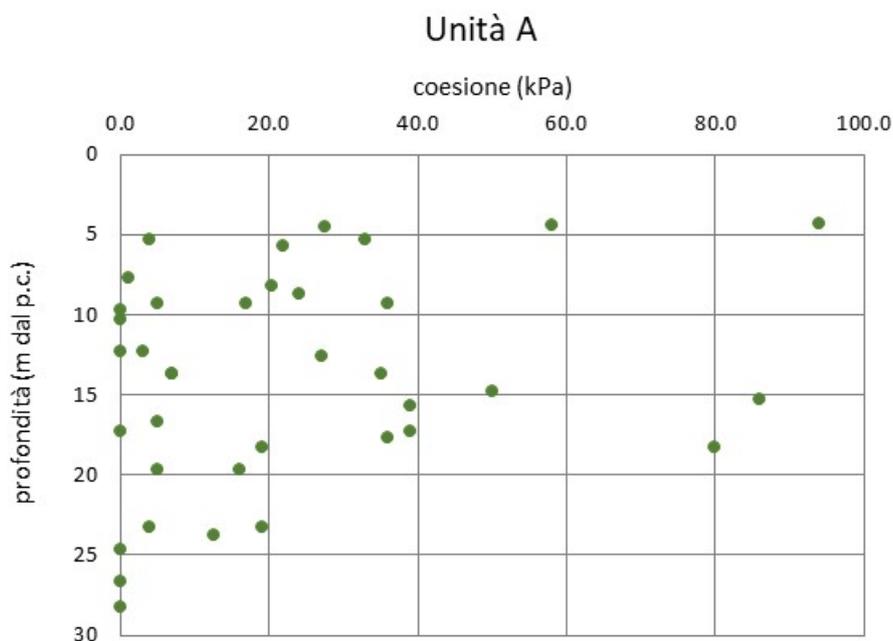


Figura 5-3. Unità A – Prove di laboratorio – Andamento della coesione con la profondità

5.1.3 Prove di permeabilità in sito

Nella Tabella 5-13 sono riportati i risultati ottenuti dalle prove di permeabilità in sito di tipo Lefranc (v. Paragrafo 4.2.4) e le Unità Geotecniche entro le quali sono state eseguite le prove.

Sulla base dei risultati ottenuti dalle prove eseguite non si evidenzia una significativa variazione di permeabilità tra le varie Unità Geotecniche.

Vale evidenziare che tutte le prove eseguite nell'Unità Geotecnica F indicano dispersione eccessiva per poter eseguire la misurazione, a testimoniare un elevato grado di fratturazione dell'ammasso roccioso testato.

Tabella 5-13. Risultati delle prove di permeabilità tipo Lefranc e Unità Geotecniche

SONDAGGIO	PROVA	Z MIN (m)	Z MAX (m)	k medio (m/s)	Note	Unità Geotecnica
SI1D	1	5.5	6.1	1.30E-06		C
	2	23.7	25.0	-	dispersione eccessiva per fare misurazione	F
SI3D	1	6.9	7.5	1.66E-06		A
	2	17.8	20.2	-	dispersione eccessiva per fare misurazione	A
	3	32.6	34.8	-	dispersione eccessiva per fare misurazione	F
SI4P	1	5.5	6.0	7.45E-06		D
	2	25.3	26.8	2.31E-06		F
SI5D	1	10	10.5	2.29E-06		D
	2	25	25.5	2.26E-06		D
SI6P	1	8.8	10.0	-	dispersione eccessiva per fare misurazione	D
	2	23.7	25.0	-	dispersione eccessiva per fare misurazione	D
SI8P	1	7	7.5	1.69E-06		D
	2	13.1	14.0	7.48E-07		D
	3	20.5	21.0	7.10E-07		D
SI9P	1	7	8.0	1.60E-07		A
	2	11.9	14.5	-	dispersione eccessiva per fare misurazione	F
	3	19.3	21.2	-	dispersione eccessiva per fare misurazione	F

5.2 AMMASSO ROCCIOSO

Per i litotipi rocciosi (Unità Geotecnica F) è stato adottato un criterio di resistenza non lineare di Hoek-Brown (Hoek e Brown, 1988; Hoek et al., 2002), espresso dalla relazione:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \cdot \left(m_b \cdot \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (5-10)$$

essendo m_b , s ed a dei fattori di scala legati all'indice GSI (Geological Strength Index) e definiti, rispettivamente, mediante le seguenti espressioni empiriche:

$$m_b = m_i \cdot e^{\left(\frac{GSI-100}{28-14D} \right)} \quad (5-11)$$

$$s = e^{\left(\frac{GSI-100}{9-3D} \right)} \quad (5-12)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \cdot \left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3} \right) \quad (5-13)$$

dove:

- m_i è un parametro che consente di rappresentare l'incremento di resistenza al crescere della pressione di confinamento laterale σ_3 e viene ricavato dall'interpretazione di prove a compressione triassiale e monoassiale in laboratorio
- σ_{ci} è la resistenza a compressione monoassiale della roccia intatta, ricavabile da prove di laboratorio
- D è il grado di disturbo dell'ammasso roccioso, assunto uguale a 0.

I valori del modulo di deformabilità E_d dell'ammasso roccioso sono stati ricavati in funzione dell'indice GSI secondo la seguente relazione di Hoek e Diederichs (2006):

$$E_d = E_i \cdot \left(0.02 + \frac{1-D/2}{1 + e^{((60+15 \cdot D - GSI)/11)}} \right) \text{ (GPa)} \quad (5-14)$$

dove:

- E_d è il modulo di deformabilità dell'ammasso roccioso;
- E_i è il modulo elastico della roccia intatta, ricavabile da prove di laboratorio.

assumendo D uguale a 0.

I parametri della roccia intatta sono stati riportati nel Paragrafo 4.1 e sono riepilogati nella Tabella 5-14 seguente (il modulo di deformabilità E_i corrisponde alla media dei moduli ricavati in laboratorio da prove di compressione monoassiale).

Tabella 5-14. Materiale roccioso. Parametri geotecnici della roccia intatta

σ_{ci} (MPa)	m_i (-)	E_i (MPa)
56.6	20.792	29556

Considerato lo stato di fratturazione dell'ammasso roccioso, in accordo all'elaborato T00GE01GEORE01 - Relazione geologica e geomorfologica, si considera valore di GSI variabile da 25 a 35 (vedere figura seguente).

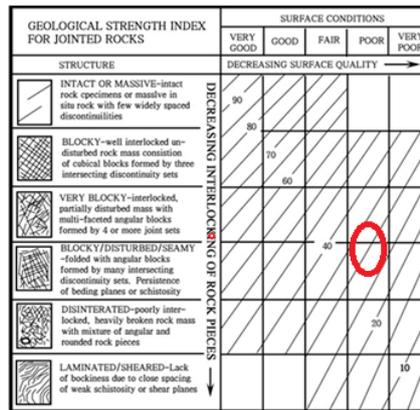


Figura 5-4. Determinazione indice GSI

Si ottengono i parametri relativi all'ammasso roccioso (Unità Geotecnica F) riportati nella Tabella 5-15 seguente. Il valore del peso di volume corrisponde alla media delle determinazioni di laboratorio.

Tabella 5-15. Parametri Geotecnici dell'ammasso roccioso (Unità Geotecnica F)

Parametri corrispondenti al valore minimo di GSI

γ (kN/m^3)	ν (-)	E_i (MPa)	σ_{ci} (MPa)	m_i (-)	GSI (-)	m_b (-)	s (-)	a (-)	E_m (MPa)
24	0.3	29 556.00	56.6	20.792	25	1.428	0.0002	0.531	1 769.10

Parametri corrispondenti al valore medio di GSI

γ (kN/m^3)	ν (-)	E_i (MPa)	σ_{ci} (MPa)	m_i (-)	GSI (-)	m_b (-)	s (-)	a (-)	E_m (MPa)
24	0.3	29 556.00	56.6	20.792	30	1.707	0.0004	0.522	2 405.36

Parametri corrispondenti al valore massimo di GSI

γ (kN/m^3)	ν (-)	E_i (MPa)	σ_{ci} (MPa)	m_i (-)	GSI (-)	m_b (-)	s (-)	a (-)	E_m (MPa)
24	0.3	29 556.00	56.6	20.792	35	2.040	0.0007	0.516	3 351.86

5.3 SINTESI DELLA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Nei paragrafi precedenti è stata riportata l'interpretazione delle indagini finalizzata alla caratterizzazione geotecnica delle Unità interessate dall'opera in progetto.

Per i materiali sciolti si adottano i risultati ottenuti dalle prove SPT piuttosto che quelli ottenuti dalle prove di laboratorio poiché rappresentativi di un volume maggiore di terreno comprensivo anche di elementi lapidei (presenti in sito) di dimensioni maggiori rispetto alla matrice più fine testabile in laboratorio. Inoltre molte prove di laboratorio, in particolare nell'ambito della campagna 2022, sono state condotte su provini ricostruiti. Infine si sottolinea che, per l'Unità Geotecnica A, le numerose prove di laboratorio mettono in evidenza una notevole dispersione dei dati, come visto al Paragrafo 5.1.2, ad indicare che già alla scala del provino c'è un'evidente eterogeneità granulometrica.

Considerando gli intervalli di valori forniti dalle prove SPT si suggerisce di adottare l'intervallo tra valore minimo e valore medio dei parametri di resistenza per tutte le Unità, ad eccezione della coesione dell'Unità A (limo prevalente con sabbia e argilla) per la quale si suggerisce di adottare l'intervallo tra valore medio e valore massimo fornito dalle prove, in considerazione dei seguenti aspetti:

- le leggi interpretative delle prove SPT, essendo maggiormente attendibili per i materiali incoerenti, tendono a sottostimare l'aliquota coesiva
- le numerose prove di laboratorio effettuate in gran parte su materiali a componente fine forniscono valori mediamente più alti di coesione rispetto a quanto fornito dalle prove SPT.

Per quanto riguarda il modulo di deformabilità, in considerazione di dati di letteratura per materiali analoghi, si adottano i seguenti intervalli di valori:

- un intervallo tra il valore minimo e il valore medio per l'Unità Geotecnica A
- un intervallo tra il valore medio, delle Unità Geotecniche B e C, e il valore massimo dell'Unità Geotecnica C per le Unità Geotecniche B e C (non si considera il valore massimo del modulo di deformabilità dell'Unità B – sabbia – che è maggiore di quello dell'Unità C – ghiaia).

La caratterizzazione geotecnica è sintetizzata nella Tabella 5-16, nella Tabella 5-17 e nella Tabella 5-18 seguenti. In particolare:

- la Tabella 5-16 si riferisce ai terreni sciolti (Unità Geotecniche A, B, C e D)
- la Tabella 5-17 si riferisce ai conglomerati cementati (Unità Geotecnica E) per i quali non si hanno dati sperimentali. I valori riportati in tabella sono stati assunti analoghi a quelli dell'Unità Geotecnica D (blocchi e ciottoli) per quanto riguarda i valori di peso di volume, angolo di attrito e modulo di deformabilità; si è poi tenuto conto di un'aliquota coesiva dovuta alla cementazione che è stata cautelativamente assunta pari a 10÷15 kPa
- la Tabella 5-18 si riferisce all'ammasso roccioso (Unità Geotecnica F) e corrisponde alla Tabella 5-15 (essa viene riportata per facilità di lettura).

Tabella 5-16. Parametri Geotecnici caratteristici delle Unità Geotecniche A, B, C, D

Unità Geotecnica	Descrizione	γ (kN/m ³)	ϕ' (°)	c' (kPa)	E_{25} (MPa)
A	Limo prevalente (con sabbia e argilla)	20	29÷35	8÷22	4÷30
B	Sabbia prevalente (con limo e ghiaia)	21	37÷40	0	40÷47
C	Ghiaia prevalente (con sabbia e limo)	21	42÷44	0	40÷47
D	Blocchi e ciottoli	21	43÷44	0	40÷62

Tabella 5-17. Parametri Geotecnici caratteristici dell'Unità Geotecnica E

Unità Geotecnica	Descrizione	γ (kN/m ³)	ϕ' (°)	c' (kPa)	E_{25} (MPa)
E	Conglomerato cementato	21	43÷44	10÷15	40÷62

Per l'Unità Geotecnica A, data la sua componente coesiva, è stata effettuata anche la determinazione della resistenza al taglio non drenata (Paragrafo 5.1.1.3); essa varia da 50 kPa a valori maggiori di 200 kPa, con un maggior addensamento di valori oltre i 150 kPa.

Si ritiene comunque che, nel complesso, l'Unità Geotecnica A, in relazione anche alla sua componente sabbiosa, abbia un comportamento prevalentemente drenato.

Tabella 5-18. Parametri Geotecnici caratteristici dell'Unità Geotecnica F

Parametri corrispondenti al valore minimo di GSI

γ (kN/m ³)	ν (-)	E_i (MPa)	σ_{ci} (MPa)	m_i (-)	GSI (-)	mb (-)	s (-)	a (-)	E_m (MPa)
24	0.3	29 556.00	56.6	20.792	25	1.428	0.0002	0.531	1 769.10

Parametri corrispondenti al valore medio di GSI

γ (kN/m ³)	ν (-)	E_i (MPa)	σ_{ci} (MPa)	m_i (-)	GSI (-)	mb (-)	s (-)	a (-)	E_m (MPa)
24	0.3	29 556.00	56.6	20.792	30	1.707	0.0004	0.522	2 405.36

Parametri corrispondenti al valore massimo di GSI

γ (kN/m ³)	ν (-)	E_i (MPa)	σ_{ci} (MPa)	m_i (-)	GSI (-)	mb (-)	s (-)	a (-)	E_m (MPa)
24	0.3	29 556.00	56.6	20.792	35	2.040	0.0007	0.516	3 351.86

6 BONIFICHE

Si analizzano di seguito i risultati delle prove di carico su piastra, al fine di determinare, laddove risulti necessario, lo spessore di bonifica da mettere in atto per garantire i requisiti minimi necessari per i rilevati, così come previsto da Capitolato Speciale d'Appalto Anas (Capitolo 2.2).

La bonifica consiste nell'asportazione del terreno posto al di sotto del piano di posa dei rilevati, qualora non idoneo, e nella sua sostituzione con terreni di adeguate caratteristiche. Di norma la bonifica non è prevista nei tratti in trincea a meno che, alla quota di scavo prevista, non permanga la presenza di terreni di non idonee caratteristiche. Lo spessore dello strato di bonifica è aggiuntivo rispetto allo spessore dello scotico, che è sempre previsto e raggiunge in tutti i casi la profondità di 20 cm al di sotto del piano campagna.

La bonifica del terreno di posa dei rilevati, nell'accezione più generale, dovrà essere eseguita ogniqualvolta nel corso dei lavori si dovesse riscontrare, alla quota posta al di sotto di 20 cm dal piano campagna (fondo scotico), la presenza di volumi di terreno non idoneo.

Si definiscono come terreni idonei quelli che soddisfano, contemporaneamente, i seguenti requisiti:

- appartenenza ai gruppi A1, A2, A3 (UNI 13242 -UNI 14688 -UNI 13285);
- dopo compattazione, al grado di umidità ottima, corrispondente ad una densità secca non inferiore al 90% della densità massima AASHO modificata, possesso di valori del modulo di deformazione Md, al primo ciclo, determinato con prova di carico su piastra (diametro 30 cm) (rif. CNR 146/92), non inferiori a quelli riportati nella tabella seguente (Tabella 3 del Capitolato Anas):

Tabella 6-1. Modulo di deformazione minimo al primo ciclo di carico

Tab.3 Modulo di deformazione minimo al primo ciclo di carico

Modulo deformazione (MPa)	Intervallo di riferimento
20	50÷150 kPa (0.05 - 0.15 N/mm ²) sul piano di posa del rilevato posto a 1,00 m da quello della fondazione della pavimentazione stradale
15	50÷150 kPa (0.05 - 0.15 N/mm ²) sul piano di posa del rilevato posto a 2,00 m, o più, da quello della fondazione della pavimentazione stradale

Si considera inoltre che, per il tracciato principale e per tutte le complanari interessate dal possibile passaggio di mezzi pesanti (viabilità a servizio della cava, identificate come PS1, CN4v, CN4-2, CN6, CN7, PS4), deve essere previsto il raggiungimento di un modulo di deformabilità di 50 Mpa in testa al rilevato. In questi casi, nel caso in cui il rilevato abbia una altezza compresa tra 0 m e 1 m, dovranno essere raggiunti valori del modulo di deformabilità alla base del rilevato intermedi tra 20 Mpa e 50 Mpa, considera una interpolazione lineare, come da figura seguente.

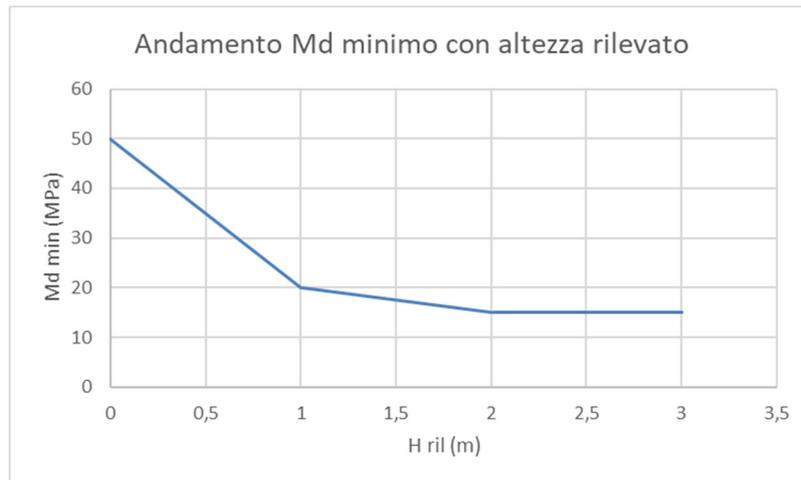


Figura 6-1. Andamento Md minimo base rilevato in funzione dell'altezza del rilevato

Le bonifiche sono state determinate sulla base dei dati reperiti dalle prove di carico su piastra disponibili, scegliendo, laddove possibile, la prova di carico su piastra più vicina. In molti casi sono state considerate prove ubicate a distanza non trascurabile dall'opera; per questa ragione, a monte della fase esecutiva, è necessario eseguire ulteriori prove di carico su piastra al fine di affinare il dimensionamento degli interventi di bonifica previsti in questa fase.

Le bonifiche possono essere previste per i tratti in rilevato e per i tratti a raso, mentre per i tratti in trincea, in cui viene rimosso il terreno superficiale, le bonifiche non sono generalmente necessarie.

Si sottolinea inoltre che le prove sono state eseguite a una unica profondità, variabile in genere tra 0.70 m e 1.30 m da piano campagna. Si hanno pertanto a disposizione solamente dati relativi a una profondità e pertanto le bonifiche potranno essere calcolate solamente a partire da questo dato.

L'analisi dell'intervento di bonifica da realizzare è stata condotta attraverso l'utilizzo della teoria sviluppata nel campo delle pavimentazioni stradali da Burmister (Huang, 2004, Pavement analysis and design, Second Edition, Pearson Prentice Hall) per sistemi stratificati.

Analogamente a quanto individuato da Burmister, il sistema multistrato in esame è infatti costituito dal terreno in sito e dallo strato di bonifica associabili rispettivamente allo "strato di base", e allo strato pavimentazione stradale", individuati nella teoria di Burmister.

Il metodo permette infatti di definire le seguenti caratteristiche del sistema multistrato:

- spessore e caratteristiche elastiche (individuate dal Modulo Elastico di Young) da assegnare allo strato identificato come pavimentazione stradale (bonifica).
- cedimento subito dal sistema strato base e pavimentazione, sotto differenti livelli di carico.

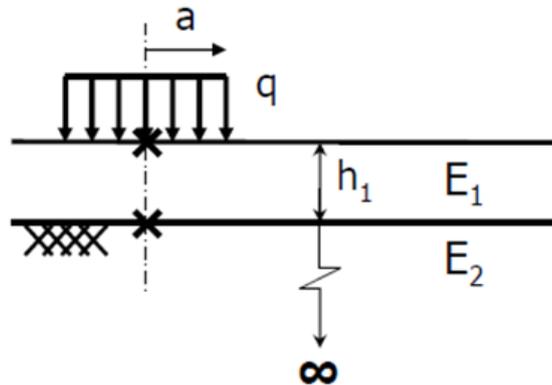


Figura 6-2 - Teoria di Burmister schema di calcolo

Le assunzioni di base del metodo sono le seguenti:

1. Ciascun strato è omogeneo, isotropico e linearmente elastico con un modulo elastico E e un coefficiente di Poisson ν
2. Il materiale è privo di peso ed infinitamente esteso
3. Ciascun strato ha uno spessore definito h eccetto lo strato di base che ha spessore infinito
4. Una pressione uniforme q è applicata sulla superficie su un'area circolare di raggio a (raggio della piastra)
5. Le condizioni di continuità sono soddisfatte sullo strato di interfaccia dove si verificheranno le stesse tensioni verticali, tangenziali, gli stessi cedimenti verticali e radiali.

Il metodo ben si adatta quindi allo studio del problema in esame permettendo di simulare le prove di carico su piastra realmente realizzate.

La simulazione di tali prove permetterà quindi di validare il metodo per poi procedere nella definizione dello spessore e delle proprietà elastiche da assegnare al terreno di bonifica nelle varie zone del tracciato.

La procedura prevede la definizione del modulo di Young del terreno in sito, determinato con l'ausilio dei risultati delle Prove di Carico alla Piastra, e del modulo di Young del terreno di bonifica, impostato pari a 30 MPa.

Noti quindi i rapporti E_1/E_2 (Modulo elastico bonifica/Modulo elastico terreno in sito) e h_1/a (h_1 = spessore dello strato di bonifica) il metodo di Burmister permette di ottenere il cedimento subito dal sistema multistrato tramite il seguente diagramma:

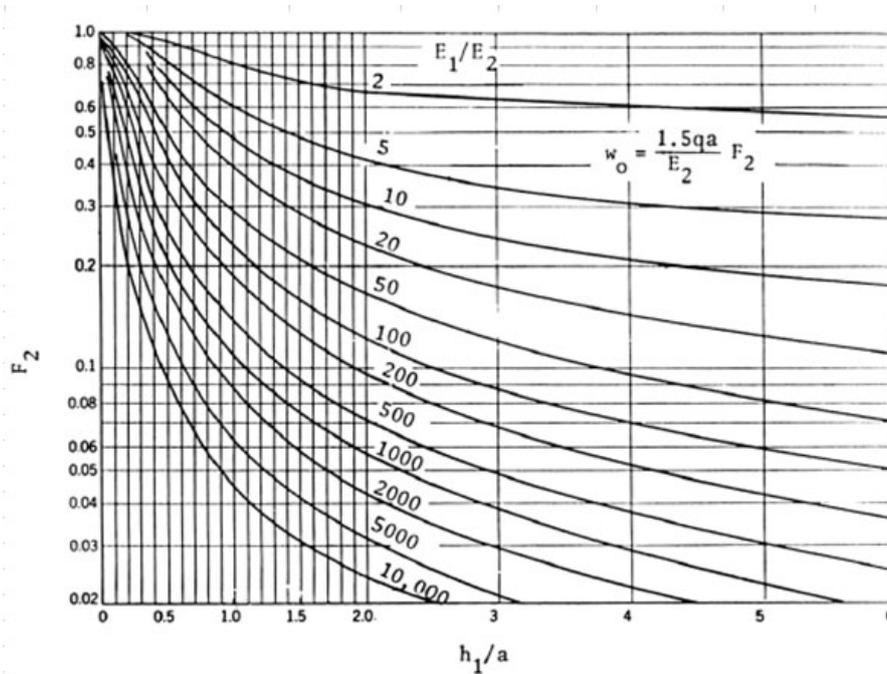


Figura 6-3 - Spostamento verticale per un sistema a doppio strato

Il fattore di cedimento F_2 è quindi funzione dei rapporti sopra descritti. Il cedimento è espresso dalla seguente relazione, nel caso di carico applicato tramite una piastra rigida come nel caso in esame:

$$w_0 = \frac{1.18 \cdot q \cdot a}{E_2} \cdot F_2$$

E' possibile quindi ottenere i cedimenti associati ai livelli di carico necessari per il calcolo del Modulo di Compressibilità alla Piastra e quindi 150 kPa e 250 kPa. Il modulo M_D verrà quindi ottenuto tramite la seguente espressione:

$$M_D = D \cdot \frac{\Delta q}{\Delta w_0}$$

Con riferimento ai requisiti minimi del modulo di deformabilità, si considerano come valori obiettivo 15 Mpa per rilevati di altezza superiore a 2 m e 20 Mpa per rilevati di altezza inferiore.

Si analizzano tutte le prove di carico su piastra, provvedendo a inserire uno strato di bonifica aggiuntivo alla profondità raggiunta dalla prova di carico su piastra, laddove a quella profondità non siano traggurdati i moduli di deformabilità richiesti.

Si riporta nella tabella seguente il riepilogo delle analisi effettuate per ciascuna prova e la determinazione degli spessori di bonifica. Si riportano i casi limite di spessori del rilevato pari a 0 m, 1.0 m e 2.0 m. Per i casi intermedi sono stati eseguiti calcoli per interpolazione

Tabella 6-2. Determinazione spessori bonifica da prove di carico su piastra

Prova	z prova	Unità	z base ril	Altezza rilevata	Modulo elastico terreno bonifica	Modulo elastico terreno vergine	Modulo deform. prova	Modulo deform. Corretto	Raggio della piastra	Rapporti	Carichi sulla piastra			Cedimenti della piastra			Coefficiente di compressibilità		Bonifica minima	
											h ₂ /a	E ₂ /E ₁	q ₁ (kpa)	q ₂ (kpa)	w ₁ (mm)	w ₂ (mm)	Δw (mm)	M _z No bon. (MPa)	M _z Min (MPa)	FS
ID	m da p.c.	-	m da p.c.	H (m)	E ₁ (MPa)	E ₂ (MPa)	Md (MPa)	Md (MPa)	a (mm)	h ₂ /a	E ₂ /E ₁	q ₁ (kpa)	q ₂ (kpa)	w ₁ (mm)	w ₂ (mm)	Δw (mm)	M _z No bon. (MPa)	M _z Min (MPa)	FS	H bon. (m)
PI 1	1,3	C	0,2	0,00	60	7,1	31,7	10,24	150	0,00	8,50	150	250	3,763	6,272	2,509	11,96	50	1,08	0,6
PI 1	1,3	C	0,2	1,00	60	7,1	31,7	10,24	150	0,00	8,50	150	250	3,763	6,272	2,509	11,96	20	1,42	0,2
PI 1	1,3	C	0,2	2,00	60	7,1	31,7	10,24	150	0,00	8,50	150	250	3,763	6,272	2,509	11,96	15	1,23	0,1
PI 1 bis	1,2	V	0,2	0,00	60	1,5	7,3	2,43	150	0,00	39,39	150	250	17,429	29,048	11,619	2,58	50	1,03	1,8
PI 1 bis	1,2	V	0,2	1,00	60	1,5	7,3	2,43	150	0,00	39,39	150	250	17,429	29,048	11,619	2,58	20	1,12	0,5
PI 1 bis	1,2	V	0,2	2,00	60	1,5	7,3	2,43	150	0,00	39,39	150	250	17,429	29,048	11,619	2,58	15	1,25	0,4
PI 2	0,7	C	0,2	0,00	60	27,7	93,8	40,20	150	0,00	2,17	150	250	0,959	1,598	0,639	46,93	50	1,10	0,1
PI 2	0,7	C	0,2	1,00	60	27,7	93,8	40,20	150	0,00	2,17	150	250	0,959	1,598	0,639	46,93	20	2,35	0
PI 2	0,7	C	0,2	2,00	60	27,7	93,8	40,20	150	0,00	2,17	150	250	0,959	1,598	0,639	46,93	15	3,13	0
PI 3	0,9	C	0,2	0,20	60	23,2	89,1	33,66	150	0,00	2,59	150	250	1,145	1,908	0,763	39,30	44	1,08	0,1
PI 3	0,9	C	0,2	1,00	60	23,2	89,1	33,66	150	0,00	2,59	150	250	1,145	1,908	0,763	39,30	20	1,96	0
PI 3	0,9	C	0,2	2,00	60	23,2	89,1	33,66	150	0,00	2,59	150	250	1,145	1,908	0,763	39,30	15	2,62	0
PI 4	0,9	V-C	0,2	0,00	60	2,3	9,6	3,63	150	0,00	26,43	150	250	11,694	19,490	7,796	3,85	50	1,01	1,3
PI 4	0,9	V-C	0,2	1,00	60	2,3	9,6	3,63	150	0,00	26,43	150	250	11,694	19,490	7,796	3,85	20	1,19	0,4
PI 4	0,9	V-C	0,2	2,00	60	2,3	9,6	3,63	150	0,00	26,43	150	250	11,694	19,490	7,796	3,85	15	1,26	0,3
PI 5	0,8	C	0,2	0,20	60	20,5	74,4	29,76	150	0,00	2,93	150	250	1,295	2,159	0,863	34,75	44	1,26	0,2
PI 5	0,8	C	0,2	1,00	60	20,5	74,4	29,76	150	0,00	2,93	150	250	1,295	2,159	0,863	34,75	20	1,74	0
PI 5	0,8	C	0,2	2,00	60	20,5	74,4	29,76	150	0,00	2,93	150	250	1,295	2,159	0,863	34,75	15	2,32	0
PI 6	0,8	C	0,2	0,00	60	7,0	25,4	10,16	150	0,00	8,57	150	250	3,794	6,323	2,529	11,86	50	1,08	0,6
PI 6	0,8	C	0,2	1,00	60	7,0	25,4	10,16	150	0,00	8,57	150	250	3,794	6,323	2,529	11,86	20	1,42	0,2
PI 6	0,8	C	0,2	2,00	60	7,0	25,4	10,16	150	0,00	8,57	150	250	3,794	6,323	2,529	11,86	15	1,22	0,1
PI 7	0,9	A	0,2	0,00	60	1,5	6,3	2,38	150	0,00	40,27	150	250	17,819	29,699	11,879	2,53	50	1,02	1,8
PI 7	0,9	A	0,2	1,00	60	1,5	6,3	2,38	150	0,00	40,27	150	250	17,819	29,699	11,879	2,53	20	1,11	0,5
PI 7	0,9	A	0,2	2,00	60	1,5	6,3	2,38	150	0,00	40,27	150	250	17,819	29,699	11,879	2,53	15	1,24	0,4
PI 8	0,7	C	0,2	0,00	60	34,5	116,9	50,10	150	0,00	1,74	150	250	0,769	1,282	0,513	58,49	50	1,17	0
PI 8	0,7	C	0,2	1,00	60	34,5	116,9	50,10	150	0,00	1,74	150	250	0,769	1,282	0,513	58,49	20	2,92	0
PI 8	0,7	C	0,2	2,00	60	34,5	116,9	50,10	150	0,00	1,74	150	250	0,769	1,282	0,513	58,49	15	3,90	0
PI 9	0,85	C	0,2	0,00	60	15,8	59,2	22,98	150	0,00	3,79	150	250	1,677	2,795	1,118	26,83	50	1,14	0,3
PI 9	0,85	C	0,2	1,00	60	15,8	59,2	22,98	150	0,00	3,79	150	250	1,677	2,795	1,118	26,83	20	1,34	0
PI 9	0,85	C	0,2	2,00	60	15,8	59,2	22,98	150	0,00	3,79	150	250	1,677	2,795	1,118	26,83	15	1,79	0
PI 11	0,8	C	0,2	0,00	60	18,1	65,7	26,28	150	0,00	3,31	150	250	1,467	2,444	0,978	30,68	50	1,03	0,2
PI 11	0,8	C	0,2	1,00	60	18,1	65,7	26,28	150	0,00	3,31	150	250	1,467	2,444	0,978	30,68	20	1,53	0
PI 11	0,8	C	0,2	2,00	60	18,1	65,7	26,28	150	0,00	3,31	150	250	1,467	2,444	0,978	30,68	15	2,05	0
PI 12	0,9	B	0,2	0,00	60	11,8	45,5	17,19	150	0,00	5,07	150	250	2,242	3,737	1,495	20,07	50	1,12	0,4
PI 12	0,9	B	0,2	1,00	60	11,8	45,5	17,19	150	0,00	5,07	150	250	2,242	3,737	1,495	20,07	20	1,00	0
PI 12	0,9	B	0,2	2,00	60	11,8	45,5	17,19	150	0,00	5,07	150	250	2,242	3,737	1,495	20,07	15	1,34	0
PI 12bis	0,8	D	0,2	0,40	60	26,4	95,7	38,28	150	0,00	2,28	150	250	1,007	1,678	0,671	44,69	38	1,18	0
PI 12bis	0,8	D	0,2	1,00	60	26,4	95,7	38,28	150	0,00	2,28	150	250	1,007	1,678	0,671	44,69	20	2,23	0
PI 12bis	0,8	D	0,2	2,00	60	26,4	95,7	38,28	150	0,00	2,28	150	250	1,007	1,678	0,671	44,69	15	2,98	0
PI 13	0,9	D	0,2	0,20	60	12,0	46,2	17,45	150	0,00	4,99	150	250	2,208	3,681	1,472	20,38	44	1,12	0,3
PI 13	0,9	D	0,2	1,00	60	12,0	46,2	17,45	150	0,00	4,99	150	250	2,208	3,681	1,472	20,38	20	1,02	0
PI 13	0,9	D	0,2	2,00	60	12,0	46,2	17,45	150	0,00	4,99	150	250	2,208	3,681	1,472	20,38	15	1,36	0
PI 13 bis	0,9	D	0,2	0,00	60	7,3	28,2	10,65	150	0,00	8,18	150	250	3,618	6,030	2,412	12,44	50	1,01	0,5
PI 13 bis	0,9	D	0,2	1,00	60	7,3	28,2	10,65	150	0,00	8,18	150	250	3,618	6,030	2,412	12,44	20	1,46	0,2
PI 13 bis	0,9	D	0,2	2,00	60	7,3	28,2	10,65	150	0,00	8,18	150	250	3,618	6,030	2,412	12,44	15	1,27	0,1

Prova	z prova	Unità	z base ril	Altezza rilevato	Modulo elastico terreno bonifica	Modulo elastico terreno vergine	Modulo deform. prova	Modulo deform. Corretto	Raggio della piastra	Rapporti		Carichi sulla piastra			Cedimenti della piastra			Coefficiente di compressibilità		Bonifica minima	
										h_2/a	E_1/E_2	q_1 (kpa)	q_2 (kpa)	w_1 (mm)	w_2 (mm)	Δw (mm)	M_2 No bon. (MPa)	M_2 Min (MPa)	FS	H bon. (m)	
ID	m da p.c.	-	m da p.c.	H (m)	E_1 (Mpa)	E_2 (Mpa)	Md (MPa)	Md (MPa)	a (mm)	h_2/a	E_1/E_2	q_1 (kpa)	q_2 (kpa)	w_1 (mm)	w_2 (mm)	Δw (mm)	M_2 No bon. (MPa)	M_2 Min (MPa)	FS	H bon. (m)	
PI 14	0,9	C	0,2	0,00	60	11,2	42,9	16,21	150	0,00	5,37	150	250	2,378	3,964	1,585	18,92	50	1,09	0,4	
PI 14	0,9	C	0,2	1,00	60	11,2	42,9	16,21	150	0,00	5,37	150	250	2,378	3,964	1,585	18,92	20	1,32	0,1	
PI 14	0,9	C	0,2	2,00	60	11,2	42,9	16,21	150	0,00	5,37	150	250	2,378	3,964	1,585	18,92	15	1,26	0	
PI 15	0,85	C	0,2	0,30	60	11,6	43,5	16,89	150	0,00	5,16	150	250	2,282	3,804	1,522	19,72	41	1,18	0,3	
PI 15	0,85	C	0,2	1,00	60	11,6	43,5	16,89	150	0,00	5,16	150	250	2,282	3,804	1,522	19,72	20	1,37	0,1	
PI 15	0,85	C	0,2	2,00	60	11,6	43,5	16,89	150	0,00	5,16	150	250	2,282	3,804	1,522	19,72	15	1,31	0	
PI 15 bis	0,75	C	0,2	0,00	60	13,2	46,2	19,10	150	0,00	4,56	150	250	2,018	3,364	1,346	22,29	50	1,04	0,3	
PI 15 bis	0,75	C	0,2	1,00	60	13,2	46,2	19,10	150	0,00	4,56	150	250	2,018	3,364	1,346	22,29	20	1,11	0	
PI 15 bis	0,75	C	0,2	2,00	60	13,2	46,2	19,10	150	0,00	4,56	150	250	2,018	3,364	1,346	22,29	15	1,49	0	
PI 15 ter	0,9	C	0,2	0,00	60	9,5	36,4	13,75	150	0,00	6,33	150	250	2,803	4,672	1,869	16,05	50	1,01	0,4	
PI 15 ter	0,9	C	0,2	1,00	60	9,5	36,4	13,75	150	0,00	6,33	150	250	2,803	4,672	1,869	16,05	20	1,16	0,1	
PI 15 ter	0,9	C	0,2	2,00	60	9,5	36,4	13,75	150	0,00	6,33	150	250	2,803	4,672	1,869	16,05	15	1,07	0	
PI 15 quat	0,75	A	0,2	0,00	60	6,5	25,2	10,42	150	0,00	9,20	150	250	4,072	6,786	2,714	11,05	50	1,05	0,6	
PI 15 quat	0,75	A	0,2	1,00	60	6,5	25,2	10,42	150	1,33	9,20	150	250	1,664	2,773	1,109	27,05	20	1,35	0,2	
PI 15 quat	0,75	A	0,2	2,00	60	6,5	25,2	10,42	150	1,33	9,20	150	250	1,664	2,773	1,109	27,05	15	1,15	0,1	
PI 16	0,9	A	0,2	0,00	60	3,8	16	6,04	150	0,00	15,86	150	250	7,016	11,694	4,678	6,41	50	1,03	0,9	
PI 16	0,9	A	0,2	1,00	60	3,8	16	6,04	150	0,67	15,86	150	250	3,942	6,570	2,628	11,42	20	1,29	0,3	
PI 16	0,9	A	0,2	2,00	60	3,8	16	6,04	150	0,67	15,86	150	250	3,942	6,570	2,628	11,42	15	1,27	0,2	
PI 17	0,9	A	0,2	0,00	60	4,8	20,5	7,74	150	0,00	12,38	150	250	5,476	9,127	3,651	8,22	50	1,07	0,8	
PI 17	0,9	A	0,2	1,00	60	4,8	20,5	7,74	150	0,00	12,38	150	250	5,476	9,127	3,651	8,22	20	1,12	0,2	
PI 17	0,9	A	0,2	2,00	60	4,8	20,5	7,74	150	0,00	12,38	150	250	5,476	9,127	3,651	8,22	15	1,49	0,2	
PI 17 bis	0,9	A	0,2	0,00	60	4,7	19,7	7,44	150	0,67	12,88	150	250	3,365	5,609	2,244	13,37	50	1,05	0,8	
PI 17 bis	0,9	A	0,2	1,00	60	4,7	19,7	7,44	150	0,67	12,88	150	250	3,365	5,609	2,244	13,37	20	1,09	0,2	
PI 17 bis	0,9	A	0,2	2,00	60	4,7	19,7	7,44	150	0,67	12,88	150	250	3,365	5,609	2,244	13,37	15	1,45	0,2	
PI 18	1	A	0,2	0,00	60	4,1	18,3	6,59	150	0,00	14,55	150	250	6,437	10,729	4,292	6,99	50	1,00	0,8	
PI 18	1	A	0,2	1,00	60	4,1	18,3	6,59	150	0,67	14,55	150	250	3,693	6,155	2,462	12,19	20	1,00	0,2	
PI 18	1	A	0,2	2,00	60	4,1	18,3	6,59	150	0,67	14,55	150	250	3,693	6,155	2,462	12,19	15	1,34	0,2	
PI 19	1	A	0,2	0,20	50	1,3	5,9	2,12	150	0,00	37,60	150	250	19,967	33,278	13,311	2,25	44	1,02	1,9	
PI 19	1	A	0,2	1,00	60	1,3	5,9	2,12	150	2,00	45,12	150	250	3,306	5,510	2,204	13,61	20	1,04	0,5	
PI 19	1	A	0,2	2,00	60	1,3	5,9	2,12	150	2,00	45,12	150	250	3,306	5,510	2,204	13,61	15	1,16	0,4	
PI 19 bis	0,9	A	0,2	0,20	60	3,5	14,6	5,52	150	1,33	17,38	150	250	2,514	4,190	1,676	17,90	44	1,06	0,8	
PI 19 bis	0,9	A	0,2	1,00	60	3,5	14,6	5,52	150	1,33	17,38	150	250	2,514	4,190	1,676	17,90	20	1,22	0,3	
PI 19 bis	0,9	A	0,2	2,00	60	3,5	14,6	5,52	150	1,33	17,38	150	250	2,514	4,190	1,676	17,90	15	1,19	0,2	
PI 20	0,9	A	0,2	0,00	60	4,1	17,3	6,54	150	0,00	14,66	150	250	6,489	10,815	4,326	6,93	50	1,06	0,9	
PI 20	0,9	A	0,2	1,00	60	4,1	17,3	6,54	150	0,00	14,66	150	250	6,489	10,815	4,326	6,93	20	1,35	0,3	
PI 20	0,9	A	0,2	2,00	60	4,1	17,3	6,54	150	0,00	14,66	150	250	6,489	10,815	4,326	6,93	15	1,33	0,2	
PI 21	0,8	A	0,2	0,00	60	4,0	16,1	6,44	150	0,00	14,88	150	250	6,585	10,976	4,390	6,83	50	1,05	0,9	
PI 21	0,8	A	0,2	1,00	60	4,0	16,1	6,44	150	0,00	14,88	150	250	6,585	10,976	4,390	6,83	20	1,34	0,3	
PI 21	0,8	A	0,2	2,00	60	4,0	16,1	6,44	150	0,00	14,88	150	250	6,585	10,976	4,390	6,83	15	1,32	0,2	
PI 22	0,9	A	0,2	0,20	60	3,8	16,2	6,12	150	0,67	15,66	150	250	3,905	6,508	2,603	11,52	44	1,03	0,7	
PI 22	0,9	A	0,2	1,00	60	3,8	16,2	6,12	150	0,67	15,66	150	250	3,905	6,508	2,603	11,52	20	1,30	0,3	
PI 22	0,9	A	0,2	2,00	60	3,8	16,2	6,12	150	0,67	15,66	150	250	3,905	6,508	2,603	11,52	15	1,28	0,2	
PI 23	1	A	0,2	0,00	60	4,0	17,7	6,37	150	0,00	15,04	150	250	6,656	11,093	4,437	6,76	50	1,05	0,9	
PI 23	1	A	0,2	1,00	60	4,0	17,7	6,37	150	0,00	15,04	150	250	6,656	11,093	4,437	6,76	20	1,33	0,3	
PI 23	1	A	0,2	2,00	60	4,0	17,7	6,37	150	0,00	15,04	150	250	6,656	11,093	4,437	6,76	15	1,31	0,2	
PI 23 bis	0,8	A	0,2	0,00	60	5,0	19,9	7,96	150	0,67	12,04	150	250	3,196	5,327	2,131	14,08	50	1,01	0,7	
PI 23 bis	0,8	A	0,2	1,00	60	5,0	19,9	7,96	150	0,67	12,04	150	250	3,196	5,327	2,131	14,08	20	1,14	0,2	
PI 23 bis	0,8	A	0,2	2,00	60	5,0	19,9	7,96	150	0,67	12,04	150	250	3,196	5,327	2,131	14,08	15	1,52	0,2	

Alla luce dei risultati ottenuti, sono stati suddivisi il tracciato principale e le complanari in differenti sottotratti, distinguendo i tratti in trincea, quelli a raso e quelli in rilevato di differenti, assegnando a ciascun tratto la prova di carico su piastra più vicina o più pertinente, determinando in questo modo gli eventuali spessori di bonifica da eseguire in aggiunta allo scotico. Nelle successive fasi progettuali, l'esecuzione di ulteriori prove potrà certamente permettere un affinamento dei risultati ottenuti in questa fase.

Nelle tabelle seguenti sono riportate le suddivisioni in tratti di tutti i tracciati, con il relativo i tratti in cui si prevede l'esecuzione della bonifica.

Tabella 6-3. Spessori di bonifica Asse Principale

Riepilogo interventi di bonifica SS17 Asse principale							
da pk	a pk	Sviluppo (m)	Tipo tracciato	Pozzetti	Md (MPa) da prova di carico su piastra	H bonifica (m) compreso lo scotico di 20 cm	H bonifica (m) escluso lo scotico di 20 cm
0	1097	1097	Rilevato H >=0,2 m	PI 2, PI 3	93,8, 89,1	0,3	0,1
1097	1585	488	Rilevato H >=0,5 m	PI 4	9,6	1,2	1
1585	1997	412	Rilevato H >=0,2 m	PI 5	74,4	0,4	0,2
1997	2070	73,3	Raso, rilevato Hmax 0.7 m, trincea Hmax<0.8 m	PI 6	25,4	0,8	0,6
2070	2079	9,1	Trincea Hmax>0.8	PI 7	25,4	NO BONIFICA	NO BONIFICA
2079	2151	71,6	Raso, rilevato Hmax 0.7 m, trincea Hmax<0.8 m	PI 8	25,4	0,8	0,6
2151	2324	173	Rilevato H >=0,2 m	PI 7	6,3	1,6	1,4
2324	2760	436	Raso	PI 8	116,9	0,2	0
2760	2895	135	Rilevato >=1 m	PI9	59,2	0,2	0
2895	3200	305	Rilevato H >=0,2 m	PI9	59,2	0,4	0,2
3200	3275	75	Trincea Hmax>0.8	PI9	59,2	NO BONIFICA	NO BONIFICA
3275	3332	57	Raso	PI9	59,2	0,5	0,3
3332	3978	646	Raso	PI11	65,7	0,5	0,3
3978	4960	982	Raso	PI12	45,5	0,6	0,4
4960	5622	662	Rilevato >=0,5 m	PI12bis	95,7	0,2	0
5622	5960	338	Trincea H>0.5	PI13	46,2	NO BONIFICA	NO BONIFICA
5960	6451	491	Trincea H>0.5	PI 13bis	28,2	NO BONIFICA	NO BONIFICA
6451	6877	426	Raso	PI 14	42,9	0,4	0,2
6877	7134	257	Rilevato H >=0,2 m	PI 15	43,5	0,4	0,2
7134	7285	151	Rilevato H >=0,5 m	PI 15	43,5	0,2	0
7285	7377	92	Raso	PI 15bis	46,2	0,5	0,3
7377	7755	378	Rilevato H >=1 m	PI 15bis	46,2	0,2	0
7755	7933	178	Trincea H>0.5	PI 15bis	46,2	0,2	0
7933	7968	35	Rilevato H >=1 m	PI 15bis	46,2	0,2	0
7968	7990	22	Rilevato H >=1 m	PI 15 quater	25,2	0,4	0,2
7990	8414	424	Trincea H > 0.8 m	PI 15 quater	25,2	NO BONIFICA	NO BONIFICA
8414	8657	243	Raso, rilevato Hmax 1.5 m	PI 15 quater	25,2	0,8	0,6
8657	10701	2044	Raso	PI 16, PI 17, PI 17bis, PI18	16, 20,5, 19,7, 18,3	1,1	0,9
10701	11005	304	Rilevato H >=0,2 m	PI19	5,9	1,7	1,5
11005	11094	89	Rilevato H >=1 m	PI19	5,9	1,1	0,9
11094	11565	471	Rilevato H >=0,2 m	PI 19bis	14,6	1,1	0,9
11565	11864	299	Rilevato H >=1 m	PI 19bis, PI20	14,6, 17,3	0,7	0,5
11864	12250	386	Rilevato da H 5 m a H 7 m	PI 21	16,1	0,7	0,5
12250	12412	162	Rilevato H >=2 m	PI 22	16,2	0,7	0,5
12412	12532	120	Rilevato H max 5.8 m, raso, trincea H max <1.1	PI 22	16,2	1	0,8
12532	12883	351	Trincea H > 1.1 m	PI 23	17,7	NO BONIFICA	NO BONIFICA
12883	13177	294	Trincea Hmax < 1.1 m, rilevato Hmax 1.9 m, raso	PI 23, PI 23bis	17,7, 19,9	1	0,8

Tabella 6-4. Spessori di bonifica Complanare CN1

Complanare CN1								
da pk	a pk	Sviluppo	Tipo tracciato	Pozzetti	Md (da prova di carico su piastra)	z prova	H bonifica compreso lo scotico di 20 cm	H bonifica escluso lo scotico di 20 cm
(m)	(m)	(m)			(MPa)	(m)	(m)	(m)
0	100	100	raso	PI2	93,8	0,7	0,2	0
100	105	5	trincea < 2 m	PI2	93,8	0,7	No bonifica	No bonifica
105	138	33	trincea >2m	PI2	93,8	0,7	No bonifica	No bonifica
138	277	139	trincea < 2 m	PI2	93,8	0,7	No bonifica	No bonifica
277	410	133	raso	PI2	93,8	0,7	0,2	0
410	431	21	raso	PI3	89,1	0,9	0,2	0
431	516	85	trincea <2 m	PI3	89,1	0,9	No bonifica	No bonifica
516	563	47	raso	PI3	89,1	0,9	0,2	0
563	636	73	rilevato H<0.5 m	PI3	89,1	0,9	0,2	0
636	784	148	raso	PI3	89,1	0,9	0,2	0
784	866	82	trincea <2 m	PI3	89,1	0,9	No bonifica	No bonifica
866	891	25	trincea <2 m	PI4	9,6	0,9	No bonifica	No bonifica
891	1103	212	raso	PI4	9,6	0,9	1,5	1,3
1103	1149	46	rilevato H<0.5 m	PI4	9,6	0,9	1,5	1,3
1149	1213	64	raso	PI4	9,6	0,9	1,5	1,3
1213	1317	104	rilevato <2m	PI4	9,6	0,9	1,5	1,3
1317	1360	43	raso	PI4	9,6	0,9	1,5	1,3
1360	1405	45	trincea <2 m	PI4	9,6	0,9	No bonifica	No bonifica
1405	1500	95	trincea <2 m	PI5	74,4	0,8	No bonifica	No bonifica
1500	1604	104	raso	PI5	74,4	0,8	0,2	0
1604	1804	200	trincea <2 m	PI5	74,4	0,8	No bonifica	No bonifica
1804	1900	96	trincea <2 m	PI7	6,3	0,9	No bonifica	No bonifica
1900	2052	152	rilevato H<0.5 m	PI7	6,3	0,9	1,5	1,3
2052	2082	30	raso	PI7	6,3	0,9	1,5	1,3
2082	2119	37	raso	PI8	116,9	0,7	1,5	1,3
2119	2367	248	trincea <2 m	PI8	116,9	0,7	No bonifica	No bonifica
2367	2388	21	raso	PI8	116,9	0,7	0,2	0
2388	2426	38	rilevato H<2 m	PI8	116,9	0,7	0,2	0
2426	2531	105	trincea <2 m	PI8	116,9	0,7	No bonifica	No bonifica
2531	2874	343	raso	PI8	116,9	0,7	0,2	0

Tabella 6-5. Spessori di bonifica Complanare CS1

Complanare CS1								
da pk	a pk	Sviluppo	Tipo tracciato	Pozzetti	Md (da prova di carico su piastra)	z prova	H bonifica compreso lo scotico di 20 cm	H bonifica escluso lo scotico di 20 cm
(m)	(m)	(m)			(MPa)	(m)	(m)	(m)
0	100	100	raso	PI4	9,6	0,9	1,5	1,3
100	128	28	rilevato H<2 m	PI4	9,6	0,9	1,5	1,3
128	163	35	raso	PI4	9,6	0,9	1,5	1,3
163	232	69	rilevato H<2 m	PI4	9,6	0,9	1,5	1,3
232	241	9	raso	PI4	9,6	0,9	1,5	1,3
241	259	18	rilevato H<2 m	PI4	9,6	0,9	1,5	1,3
259	273	14	raso	PI4	9,6	0,9	1,5	1,3
273	619	346	rilevato H<2 m	PI4	9,6	0,9	1,5	1,3
619	867	248	rilevato H<2 m	PI6	25,4	0,8	0,8	0,6
867	1213	346	rilevato H>2 m	PI6	25,4	0,8	0,8	0,6
1213	1233	20	raso	PI6	25,4	0,8	0,8	0,6
1233	1296	63	raso	PI8	116,9	0,7	0,2	0
1296	1656	360	rilevato H<2 m	PI8	116,9	0,7	0,2	0
1656	2095	439	rilevato H<2 m	PI9	59,2	0,85	0,2	0
2095	2185	90	raso	PI9	59,2	0,85	0,2	0

Tabella 6-6. Spessori di bonifica Complanare CN3

Complanare CN3								
da pk	a pk	Sviluppo	Tipo tracciato	Pozzetti	Md (da prova di carico su piastra)	z prova	H bonifica compreso lo scotico di 20 cm	H bonifica escluso lo scotico di 20 cm
(m)	(m)	(m)			(MPa)	(m)	(m)	(m)
0	247	247	raso	PI11	65,7	0,8	0,2	0
247	265	18	rilevato H<2 m	PI11	65,7	0,8	0,2	0
265	283	18	raso	PI11	65,7	0,8	0,2	0
283	384	101	trincea >2 m	PI11	65,7	0,8	0,2	0
384	471	87	rilevato H<2 m	PI11	65,7	0,8	0,2	0
471	581	110	raso	PI11	65,7	0,8	0,2	0
581	598	17	rilevato H>2 m	PI11	65,7	0,8	0,2	0
598	630	32	raso	PI11	65,7	0,8	0,2	0
630	683	53	raso	PI12	45,5	0,9	0,2	0
683	773	90	trincea >2 m	PI12	45,5	0,9	0,2	0
773	911	138	rilevato H<2 m	PI12	45,5	0,9	0,2	0
911	1056	145	rilevato H>2 m	PI12	45,5	0,9	0,2	0

Tabella 6-7. Spessori di bonifica Complanare CN3.1

Complanare CN3.1								
da pk	a pk	Sviluppo	Tipo tracciato	Pozzetti	Md (da prova di carico su piastra)	z prova	H bonifica compreso lo scotico di 20 cm	H bonifica escluso lo scotico di 20 cm
(m)	(m)	(m)			(MPa)	(m)	(m)	(m)
0	74	74	raso	PI11	65,7	0,8	0,2	0
74	124	50	rilevato H>2 m	PI11	65,7	0,8	0,2	0
124	174	50	raso	PI11	65,7	0,8	0,2	0

Tabella 6-8. Spessori di bonifica Complanare CN4

Complanare CN4								
da pk	a pk	Sviluppo	Tipo tracciato	Pozzetti	Md (da prova di carico su piastra)	z prova	H bonifica compreso lo scotico di 20 cm	H bonifica escluso lo scotico di 20 cm
(m)	(m)	(m)			(MPa)	(m)	(m)	(m)
0	82	82	rilevato H > 0,5 m	PI13bis	28,2	0,9	0,7	0,5
82	193	111	raso	PI13bis	28,2	0,9	0,7	0,5
193	267	74	raso	PI14	42,9	0,85	0,4	0,2
267	587	320	rilevato H>1 m	PI14	42,9	0,85	0,2	0
587	597	10	rilevato H>1 m	PI15	43,5	0,75	0,2	0
597	992	395	rilevato H>2 m	PI15	43,5	0,75	0,2	0
992	1004	12	rilevato H<2 m	PI15bis	46,2	0,8	0,2	0
1004	1383	379	trincea <2 m	PI15bis	46,2	0,8	No bonifica	No bonifica
1383	1463	80	raso	PI15bis	46,2	0,8	0,3	0,1
1463	1652	189	trincea <2 m	PI15bis	46,2	0,8	No bonifica	No bonifica

Tabella 6-9. Spessori di bonifica Complanare PS1

Complanare PS1								
da pk	a pk	Sviluppo	Tipo tracciato	Pozzetti	Md (da prova di carico su piastra)	z prova	H bonifica compreso lo scotico di 20 cm	H bonifica escluso lo scotico di 20 cm
(m)	(m)	(m)			(MPa)	(m)	(m)	(m)
0	203	203	Trincea H > 1 m	PI12bis	95,7	0,8	No bonifica	No bonifica
203	272	69	rilevato > 1 m	PI12bis	95,7	0,8	0,2	0
272	400	128	Trincea H > 1 m	PI13	46,2	0,9	No bonifica	No bonifica
400	460	60	rilevato > 0,5 m	PI13	46,2	0,9	0,4	0,2
460	510	50	Trincea H > 0,5 m	PI13	46,2	0,9	No bonifica	No bonifica
510	680	170	rilevato > 0,2 m	PI13	46,2	0,9	0,5	0,3
680	790	110	rilevato > 1 m	PI13bis	28,2	0,9	0,2	0
790	840	50	raso	PI13bis	28,2	0,9	0,7	0,5
840	880	40	rilevato > 1 m	PI13bis	28,2	0,9	0,2	0
880	1040	160	Trincea H > 0,5 m	PI13bis	28,2	0,9	No bonifica	No bonifica
1040	1060	20	raso	PI13bis	28,2	0,9	0,7	0,5
1060	1110	50	Trincea H > 0,5 m	PI13bis	28,2	0,9	No bonifica	No bonifica
1110	1340	230	rilevato > 0,6 m	PI13bis	28,2	0,9	0,4	0,2
1340	1740	400	raso	PI14	42,9	0,85	0,4	0,2
1740	2280	540	rilevato > 0,3 m	PI15	43,5	0,75	0,3	0,1
2280	2448,7	168,7	raso	PI15bis	46,2	0,8	0,3	0,1

Tabella 6-10. Spessori di bonifica Complanare PN2

Complanare PN2								
da pk	a pk	Sviluppo	Tipo tracciato	Pozzetti	Md (da prova di carico su piastra)	z prova	H bonifica compreso lo scotico di 20 cm	H bonifica escluso lo scotico di 20 cm
(m)	(m)	(m)			(MPa)	(m)	(m)	(m)
0	111	111	raso	PI15quater	25,2	0,75	0,8	0,6
111	184	73	rilevato > 0,4 m	PI15quater	25,2	0,75	0,8	0,6
184	314	130	raso	PI15quater	25,2	0,75	0,8	0,6
314	511	197	raso	PI16	16,0	0,9	1,1	0,9
511	619	108	rilevato > 0,4 m	PI16	16,0	0,9	1,1	0,9
619	646	27	raso	PI16	16,0	0,9	1,1	0,9
646	729	83	rilevato > 0,4 m	PI16	16,0	0,9	1,1	0,9
729	824	95	raso	PI16	16,0	0,9	1,1	0,9
824	847	23	raso	PI17	20,5	0,9	1	0,8
847	1101	254	rilevato > 0,4 m	PI17	20,5	0,9	1	0,8
1101	1128	27	raso	PI17	20,5	0,9	1	0,8
1128	1173	45	rilevato > 0,4 m	PI17	20,5	0,9	1	0,8
1173	1225	52	raso	PI17	20,5	0,9	1	0,8
1225	1235	10	raso	PI17bis	19,7	0,9	1,1	0,9
1235	1421	186	rilevato > 0,4 m	PI17bis	19,7	0,9	1,1	0,9
1421	1487	66	raso	PI17bis	19,7	0,9	1,1	0,9
1487	1526	39	rilevato > 0,4 m	PI17bis	19,7	0,9	1,1	0,9
1526	1591	65	raso	PI17bis	19,7	0,9	1,1	0,9
1591	1677	86	rilevato > 0,4 m	PI17bis	19,7	0,9	1,1	0,9
1677	1727	50	raso	PI17bis	19,7	0,9	1,1	0,9
1727	1777	50	rilevato > 0,4 m	PI17bis	19,7	0,9	1,1	0,9
1777	1798	21	raso	PI17bis	19,7	0,9	1,1	0,9
1798	1836	38	rilevato > 0,4 m	PI17bis	19,7	0,9	1,1	0,9
1836	1922	86	raso	PI17bis	19,7	0,9	1,1	0,9

Tabella 6-11. Spessori di bonifica Complanare CN6

Complanare CN6								
da pk	a pk	Sviluppo	Tipo tracciato	Pozzetti	Md (da prova di carico su piastra)	z prova	H bonifica compreso lo scotico di 20 cm	H bonifica escluso lo scotico di 20 cm
(m)	(m)	(m)			(MPa)	(m)	(m)	(m)
0	7	7	raso	PI20	17,3	0,9	1	0,8
7	138	131	rilevato H>0,4 m	PI20	17,3	0,9	1,1	0,9
138	200	62	raso	PI20	17,3	0,9	1	0,8
200	210	10	rilevato H>0,4 m	PI20	17,3	0,9	1,1	0,9
210	257	47	rilevato >2 m	PI20	17,3	0,9	0,9	0,7
257	360	103	rilevato >2 m	PI21	16,1	0,8	0,9	0,7
360	413	53	rilevato H>0,4 m	PI21	16,1	0,8	1,1	0,9
413	427	14	rilevato >2 m	PI21	16,1	0,8	0,9	0,7
427	462	35	rilevato H>0,4 m	PI21	16,1	0,8	1,1	0,9
462	470	8	rilevato >2 m	PI21	16,1	0,8	0,9	0,7
470	482	12	rilevato H>0,4 m	PI21	16,1	0,8	1,1	0,9
482	495	13	raso	PI21	16,1	0,8	1	0,8

Tabella 6-12. Spessori di bonifica Complanare CN7

Complanare CN7								
da pk	a pk	Sviluppo	Tipo tracciato	Pozzetti	Md (da prova di carico su piastra)	z prova	H bonifica compreso lo scotico di 20 cm	H bonifica escluso lo scotico di 20 cm
(m)	(m)	(m)			(MPa)	(m)	(m)	(m)
0	37	37	raso	PI21	16,1	0,8	1,1	0,9
37	83	46	trincea <1 m	PI21	16,1	0,8	1	0,8
83	100	17	rilevato <1 m	PI21	16,1	0,8	1	0,8
100	105	5	raso	PI21	16,1	0,8	1,1	0,9

Tabella 6-13. Spessori di bonifica Complanare PS4

Complanare PS4								
da pk	a pk	Sviluppo	Tipo tracciato	Pozzetti	Md (da prova di carico su piastra)	z prova	H bonifica compreso lo scotico di 20 cm	H bonifica escluso lo scotico di 20 cm
(m)	(m)	(m)			(MPa)	(m)	(m)	(m)
0	3	3	raso	PI17	20,5	0,9	1,1	0,9
3	248	245	rilevato <2 m	PI17	20,5	0,9	1	0,8
248	380	132	rilevato <2 m	PI17bis	19,7	0,9	1	0,8
380	405	25	raso	PI17bis	19,7	0,9	1,1	0,9
405	460	55	rilevato <2 m	PI17bis	19,7	0,9	1	0,8
460	816	356	raso	PI17bis	19,7	0,9	1,1	0,9
816	857	41	raso	PI18	18,3	1,0	1,1	0,9
857	921	64	trincea <2 m	PI18	18,3	1,0	No bonifica	No bonifica
921	997	76	trincea >2 m	PI18	18,3	1,0	No bonifica	No bonifica
997	1063	66	trincea <2 m	PI18	18,3	1,0	No bonifica	No bonifica
1063	1075	12	rilevato <2 m	PI18	18,3	1,0	1,1	0,9
1075	1313	238	rilevato >2 m	PI18	18,3	1,0	1,1	0,9
1313	1352	39	rilevato <2 m	PI18	18,3	1,0	1,1	0,9
1352	1380	28	raso	PI18	18,3	1,0	1,1	0,9
1380	1410	30	rilevato <2 m	PI19	5,9	1,0	1,6	1,4
1410	1546	136	rilevato >2 m	PI19	5,9	1,0	1,6	1,4
1546	1581	35	rilevato <2 m	PI19	5,9	1,0	1,6	1,4
1581	1625	44	raso	PI19	5,9	1,0	1,6	1,4
1625	1735	110	rilevato <2 m	PI19	5,9	1,0	1,6	1,4
1735	1788	53	rilevato >2 m	PI19	5,9	1,0	1,6	1,4
1788	1990	202	rilevato <2 m	PI19bis	14,6	0,9	1,1	0,9
1990	2028	38	raso	PI19bis	14,6	0,9	1,1	0,9
2028	2129	101	rilevato <2 m	PI19bis	14,6	0,9	1,1	0,9
2129	2163	34	raso	PI19bis	14,6	0,9	1,1	0,9
2163	2208	45	raso	PI20	17,3	0,9	1,1	0,9
2208	2407	199	rilevato <2 m	PI20	17,3	0,9	1,1	0,9
2407	2435	28	raso	PI20	17,3	0,9	1,1	0,9
2435	2453	18	rilevato <2 m	PI20	17,3	0,9	1,1	0,9
2453	2517	64	raso	PI20	17,3	0,9	1,1	0,9

Tabella 6-14. Spessori di bonifica Rotatorie

Rotatorie											
Viabilità	da pk	a pk	Sviluppo	Tipo tracciato	Pozzetti	va di carico	z prova	H bonifica compreso lo scotico di 20 cm	H bonifica escluso lo scotico di 20 cm	Note	
-	(m)	(m)	(m)	-	-	(MPa)	(m)	(m)	(m)	-	
Rotatoria 1	R1N	0	99	99	Trincea < 2 m	PI5	74,4	0,8	0,2	0	Prevedere bonifica nella zona sud della rotatoria (rilevato), zona pk 0-19 m e 74-119 m
	R1S	0	19	19	rilevato H<2 m	PI5/PI6	25,4	0,8	0,8	0,6	
	R1S	19	95	76	rilevato H>2 m	PI5/PI6	25,4	0,8	0,6	0,4	
	R1	0	19	19	rilevato H<2 m	PI6	25,4	0,8	0,8	0,6	
	R1	19	74	55	Trincea < 2 m	PI6	25,4	0,8	No bonifica	No bonifica	
	R1	74	119	45	rilevato H<2 m	PI6	25,4	0,8	0,8	0,6	
Rotatoria 2	R2	0	56	56	raso	PI11	65,7	0,8	0,4	0,2	PI10 no prove. Usato PI11
Rotatoria 3	R3	0	26	26	Trincea < 2 m	PI12	95,7	0,8	No bonifica	No bonifica	
	R3	26	83	57	rilevato H<2 m	PI12	95,7	0,8	0,2	0	
	R3	83	88	5	Trincea < 2 m	PI12	95,7	0,8	No bonifica	No bonifica	
Rotatoria 4	R4	0	10	10	rilevato H<2 m	PI15ter	36,4	0,9	0,2	0	
	R4	10	55	45	Trincea < 2 m	PI15ter	36,4	0,9	No bonifica	No bonifica	
	R4	55	100	45	rilevato H<2 m	PI15ter	36,4	0,9	0,2	0	
Rotatoria 5	R5N	0	124	124	raso	PI18	18,3	1	1,1	0,9	
	R5S	0	43	43	Trincea < 2 m	PI18	18,3	1	No bonifica	No bonifica	
	R5	0	40	40	rilevato H<2 m	PI18	18,3	1	1,1	0,9	
	R5	40	78	38	Trincea < 2 m	PI18	18,3	1	No bonifica	No bonifica	
	R5	78	100	22	rilevato H<2 m	PI18	18,3	1	1,1	0,9	
Rotatoria 6	R6N	0	106	106	raso	PI21	16,1	0,8	1,1	0,9	
	R6S	0	40	40	rilevato H<2 m	PI21	16,1	0,8	1,1	0,9	
	R6S	40	75	35	rilevato H>2 m	PI21	16,1	0,8	0,8	0,6	
	R6S	75	100	25	rilevato H<2 m	PI21	16,1	0,8	1,1	0,9	
	R6	0	17	17	rilevato H<2 m	PI21	16,1	0,8	1,1	0,9	
	R6	17	84	67	rilevato H>2 m	PI21	16,1	0,8	0,8	0,6	
Rotatoria C1	RC1	0	69	69	rilevato H<2 m	PI15bis	46,2	0,8	0,2	0	
Rotatoria C2	RC2	0	50	50	raso	PI21	16,1	0,8	1,1	0,9	

7 CONSIDERAZIONI SUI CEDIMENTI DEI RILEVATI

7.1 ASPETTI GENERALI

Si riportano di seguito le considerazioni di calcolo riguardanti i cedimenti dei rilevati previsti dal progetto.

Le analisi dei cedimenti sono state eseguite mediante il software Settle 3D, sviluppato da Rocscience.

Alla luce della caratterizzazione geotecnica, si evince che i terreni di fondazione su cui sono realizzati i rilevati sono in tutti i casi non consolidanti e caratterizzati dallo sviluppo di cedimenti con risposta pressoché immediata, o comunque compatibile con i tempi di realizzazione degli stessi.

Per questa ragione, le analisi hanno riguardato i casi che sono stati ritenuti più gravosi, di seguito riepilogati:

- Modello 1: Sezione alla pk 3950 m: La sezione è caratterizzata dalla altezza di rilevato massima e dall'esecuzione del nuovo rilevato in affiancamento al rilevato stradale esistente. L'altezza massima del rilevato è stata considerata cautelativamente pari a 15 m, mentre la stratigrafia è costituita dai primi 8.2 m di unità B e successivamente dall'Unità A. Il rilevato di progetto viene seguito in affiancamento a quello già esistente e tale condizione è stata considerata modellando la realizzazione del rilevato in più fasi.
- Modello 2: Sezione alla pk 11950 m: La sezione è caratterizzata dalla altezza di rilevato massima in assenza di un rilevato esistente in affiancamento. L'altezza massima del rilevato è stata considerata pari a 7 m, mentre la stratigrafia è costituita dalla presenza della sola Unità A.

7.2 METODOLOGIA DI CALCOLO

Il calcolo dei cedimenti viene condotto in riferimento alla "teoria del semispazio elastico" di Boussinesq (1878), allo scopo di determinare, anzitutto, l'incremento di tensione indotto dall'azione dei carichi applicati sulla frontiera.

Lo stato tensionale e deformativo prodotto da una forza puntuale applicata sulla superficie del semispazio è una funzione della profondità z e della distanza r dalla retta d'azione del carico (vedi Figura 7-1).

L'espressione di Boussinesq per il calcolo della tensione verticale totale σ_z è:

$$\sigma_z = \frac{3P}{2\pi} z^3 (r^2 + z^2)^{-\frac{5}{2}}$$

La soluzione generale del problema permette di ricavare la distribuzione delle componenti di sforzo all'interno del mezzo e, noti i valori di deformabilità, il campo delle relative deformazioni spaziali.

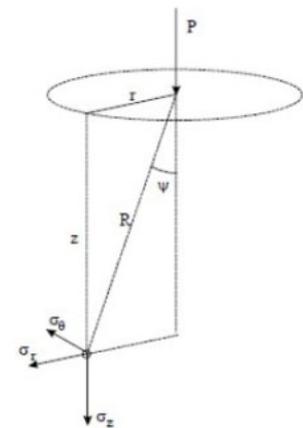


Figura 7-1. Il problema di Boussinesq

Nel caso di carichi distribuiti (Figura 7-2), la formulazione dell'incremento di tensione verticale indotta ad una certa profondità si ricava integrando la soluzione di Boussinesq sull'area della superficie di carico; l'espressione diventa la seguente:

$$\sigma_z = \frac{q}{2\pi} \left[\arctan\left(\frac{L \cdot B}{z \cdot R_3}\right) + \frac{L \cdot B \cdot z}{R_3} \cdot \left(\frac{1}{R_1^2} + \frac{1}{R_2^2} \right) \right]$$

dove:

$$R_1 = (L^2 + z^2)^{0,5};$$

$$R_2 = (B^2 + z^2)^{0,5};$$

$$R_3 = (L^2 + B^2 + z^2)^{0,5}.$$

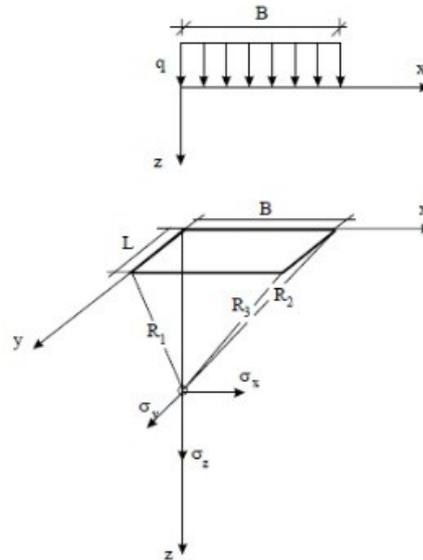


Figura 7-2. Il problema di Boussinesq con carico distribuito

Concentrandosi sulle componenti verticali (di maggiore interesse progettuale), il cedimento complessivo w può, in generale, derivare dalla somma di diversi contributi nel tempo.

Nel caso di terreni a grana fine, in presenza di acqua, l'applicazione di carichi porta allo sviluppo di sovrappressioni interstiziali che configurano condizioni virtualmente non drenate. Il cedimento iniziale prodotto dalla distorsione dell'elemento (che non varia il suo volume) è definito "immediato" e, normalmente, viene calcolato mediante la teoria elastica attraverso la seguente equazione:

$$w_i = \frac{\sigma_z}{E} \cdot \Delta H$$

dove ΔH è lo spessore dello strato considerato ed E il modulo elastico del terreno.

Segue un'ulteriore aliquota di cedimento, detta di "consolidazione", derivante dal processo di dissipazione delle sovrappressioni nel tempo. Tale processo transitorio, che definisce il quadro evolutivo delle pressioni idrauliche e delle deformazioni del solido, è governato dalle caratteristiche meccaniche e di permeabilità del suolo.

Il coefficiente di consolidazione c_v rappresenta il principale parametro che correla l'entità del cedimento alla variabile tempo del fenomeno.

Il cedimento di consolidazione tipicamente viene stimato impiegando il cosiddetto metodo edometrico. Sinteticamente: il metodo fa riferimento alla ricostruzione della storia tensionale da un campione di terreno (indisturbato) e alla stima degli indici di compressione e ricomprensione, C_c e C_R , ottenibili dalla curva pressione efficace-indice dei vuoti della prova edometrica (Figura 7-3).

Dai risultati di prova si può generalmente ricavare la tensione di sovraconsolidazione σ'_p del materiale e, quindi, conoscere l'OCR del campione prelevato ad una data profondità.

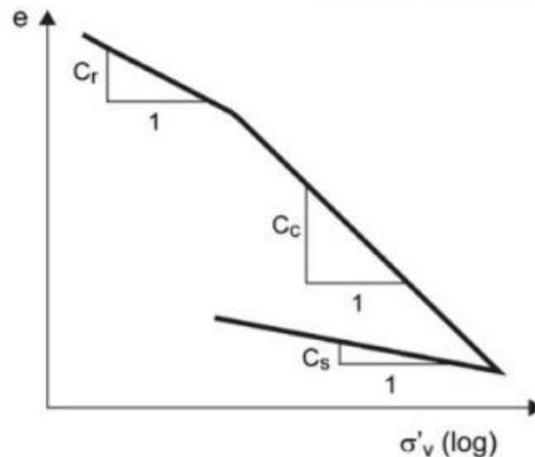


Figura 7-3. Risultati generici di una prova edometrica

L'espressione generale con la quale è possibile stimare il cedimento totale di consolidazione del campione (di altezza iniziale H_0 e indice dei vuoti di partenza e_0) è riportata di seguito.

$$w_c = \frac{H_0}{1 + e_0} \left(C_R \log \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} + C_C \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_z}{\sigma'_p} \right)$$

Sulla base di quanto detto sopra, lo strato di suolo complessivamente interessato viene suddiviso in un certo numero n di strisce di spessore ΔH_i e per ciascuna calcolati i cedimenti di consolidazione.

Può poi determinarsi un'ulteriore aliquota di cedimento, definito "secondario", che è attribuibile alla deformazione viscosa del terreno nel tempo sotto sforzo costante. Tale aliquota è spesso trascurata ai fini progettuali, poiché piuttosto modesta.

Il cedimento totale w , in definitiva, è dato dalla somma di tutti i contributi appena descritti ($w = w_i + w_c + w_s$).

Nel caso dei terreni a grana grossa, data l'ipotesi di configurazione drenata, i valori di permeabilità consuetamente elevati garantiscono sia la variazione di volume che la distorsione dell'elemento simultaneamente all'applicazione dei carichi. Per questo motivo il cedimento di consolidazione risulta inesistente e, quindi, quello totale si ricava come: $w = w_i + w_s$.

Ciò significa che, trascurando le deformazioni viscosi, il cedimento totale coincide con quello istantaneo.

7.3 CALCOLO DEI CEDIMENTI

7.3.1 Modello 1 – Pk 3950 m

Il calcolo riguarda la sezione alla pk 3950 m: La sezione è caratterizzata dalla altezza di rilevato massima e dall'esecuzione del nuovo rilevato in affiancamento al rilevato stradale esistente. L'altezza massima del rilevato è stata considerata cautelativamente pari a 15 m, mentre la stratigrafia è costituita dai primi 8.2 m di unità B e successivamente dall'Unità A. Il rilevato di progetto viene seguito in affiancamento a quello già esistente e tale condizione è stata considerata modellando la realizzazione del rilevato in più fasi. E' stata modellata l'effettiva porzione di rilevato, considerando uno sviluppo di rilevato di 50 m e analizzando i cedimenti nella porzione centrale dello sviluppo, in cui si riscontrano i valori massimi

In particolare, sono state considerate le seguenti fasi:

Fase 1: Condizione attuale, ovvero costruzione del rilevato esistente con applicazione di un sovraccarico di 20 kPa;

Fase 2: Allargamento del rilevato per una larghezza di circa 7 m su uno dei due lati;

Fase 3: Applicazione del sovraccarico di 20 kPa.

Si riportano di seguito i cedimenti totali ottenuti per le tre fasi di calcolo considerate.

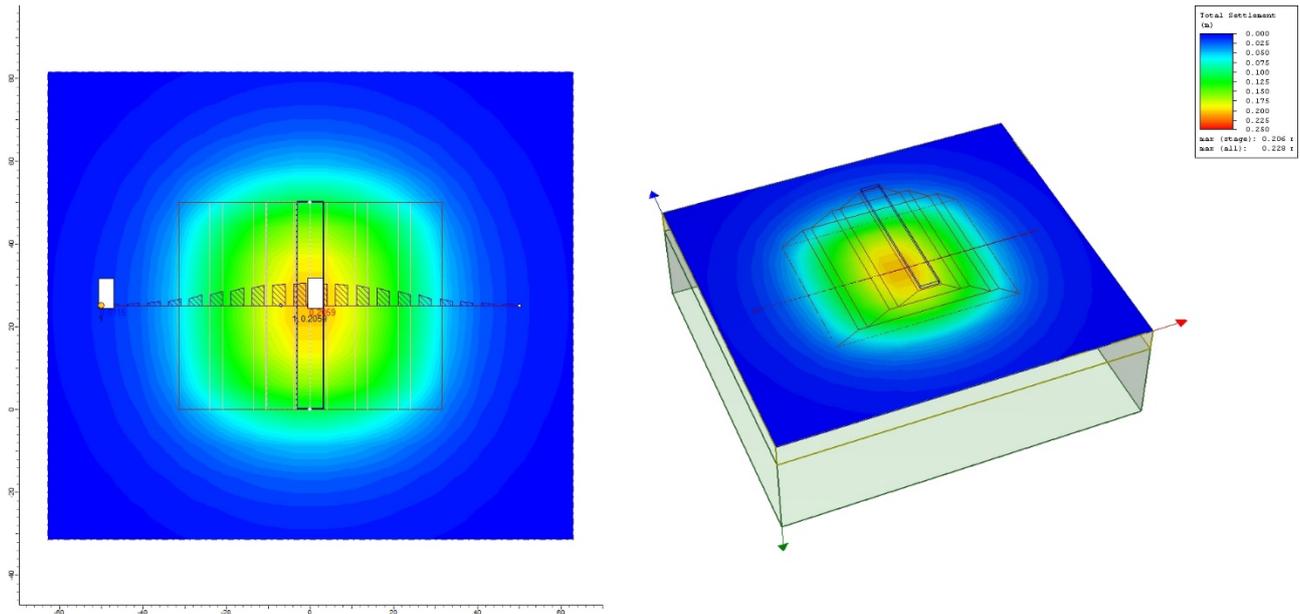


Figura 7-4. Cedimenti Fase 1 – Condizione attuale

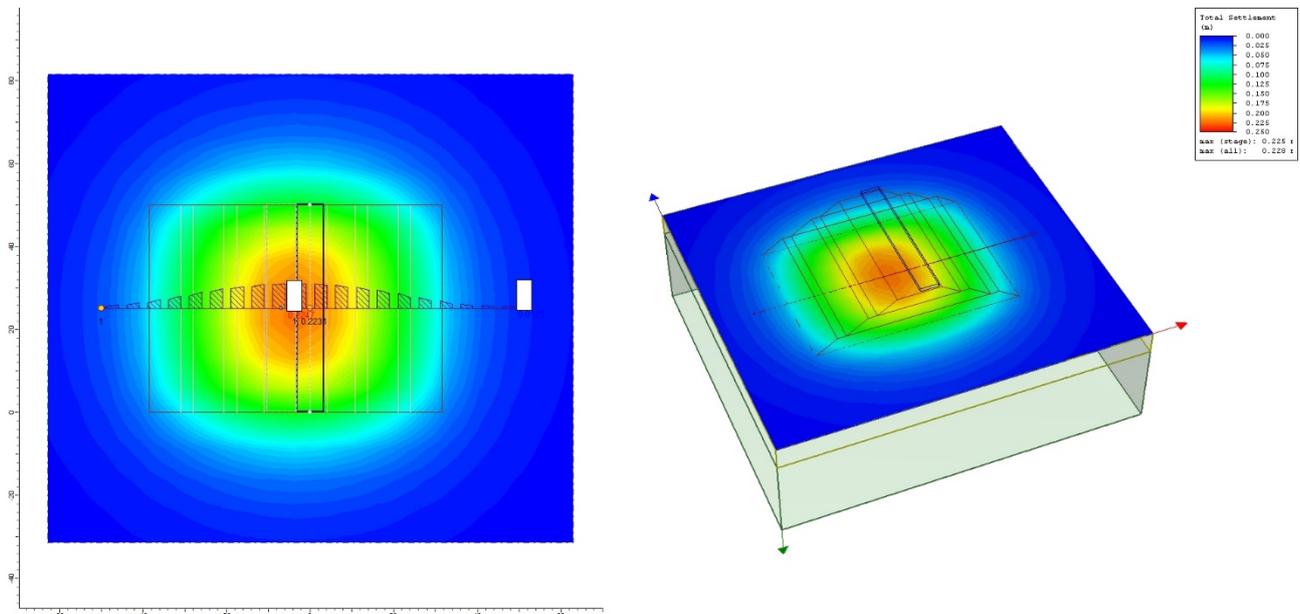


Figura 7-5. Cedimenti Fase 2 – Costruzione del rilevato di progetto

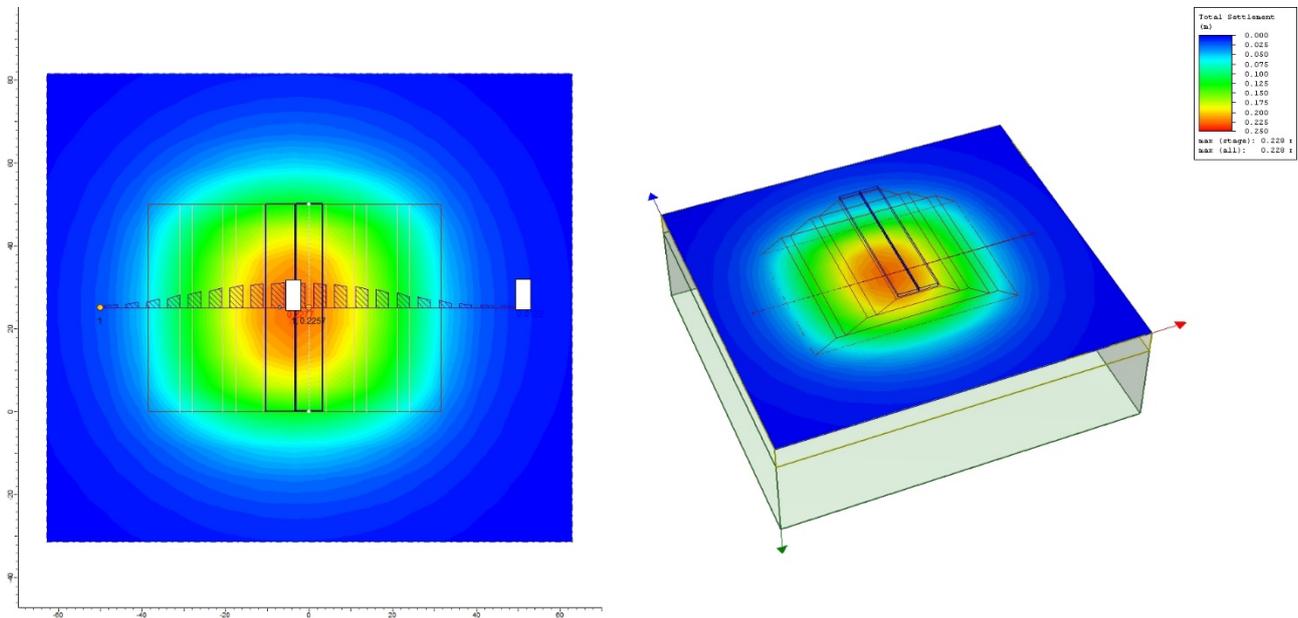


Figura 7-6. Cedimenti Fase 3 – Condizione di progetto in esercizio

Si riporta di seguito l'andamento dei cedimenti nelle tre fasi lungo la sezione trasversale del rilevato.

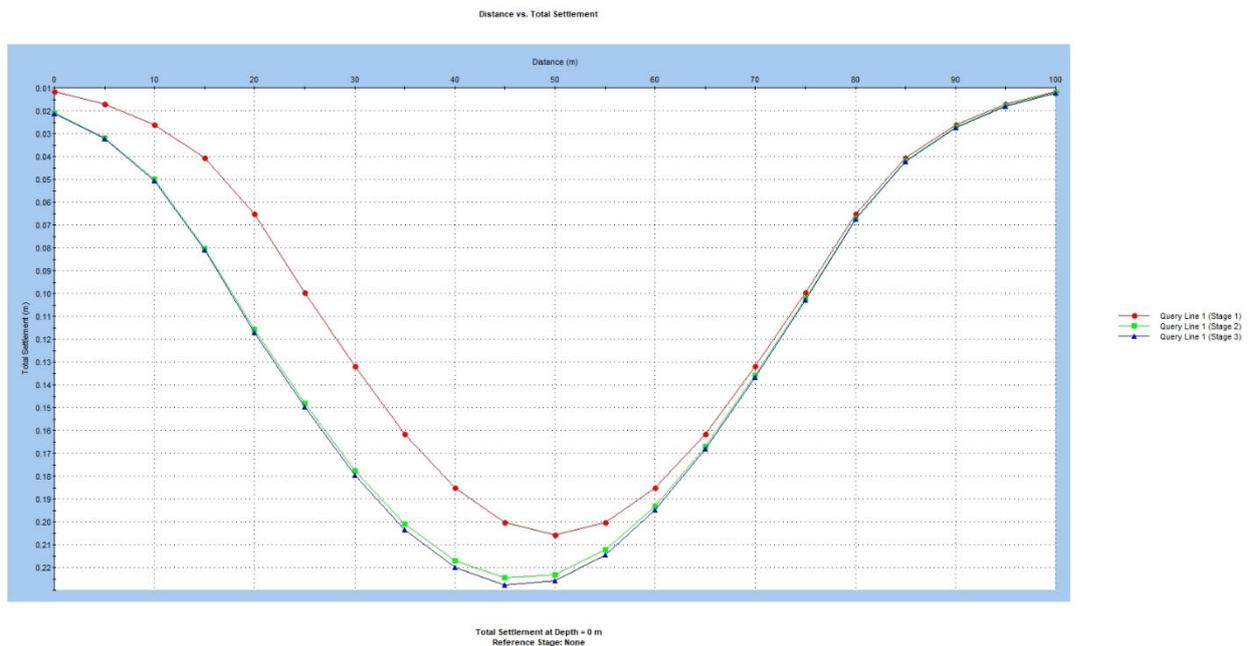


Figura 7-7. Modello 2: Andamento dei cedimenti lungo la sezione trasversale

Si osserva che i cedimenti di fase 1 sono già stati scontati dal terreno (condizione attuale) e pertanto si considera il contributo di cedimento dovuto alle fasi 2 e 3. In fase 2, ovvero durante la costruzione del rilevato di progetto, si ottiene un cedimento di 4.9 cm, mentre in Fase 3, ovvero in fase di esercizio, il cedimento è 0.3 cm. I cedimenti calcolati durante la costruzione del rilevato sono di natura pressoché immediata e pertanto sono già stati scontati all'inizio della fase di esercizio. Il cedimento in esercizio è di 0.3 cm e si considera di entità accettabile.

Si rimanda all'Appendice B per i tabulati di calcolo completi.

7.3.2 Modello 2 – Pk 11950 m

Il calcolo riguarda la sezione alla pk 11950 m: La sezione è caratterizzata dalla altezza di rilevato massima in assenza di un rilevato esistente in affiancamento. L'altezza massima del rilevato è stata considerata pari a 7 m, mentre la stratigrafia è costituita dalla presenza della sola Unità A. E' stata modellata l'effettiva porzione di rilevato, considerando uno sviluppo di rilevato di 50 m e analizzando i cedimenti nella porzione centrale dello sviluppo, in cui si riscontrano i valori massimi.

In particolare, sono state considerate le seguenti fasi:

Fase 1: Esecuzione del rilevato di progetto di altezza 7 m;

Fase 2: Applicazione del sovraccarico di 20 kPa.

Si riportano di seguito i cedimenti totali ottenuti per le tre fasi di calcolo considerate.

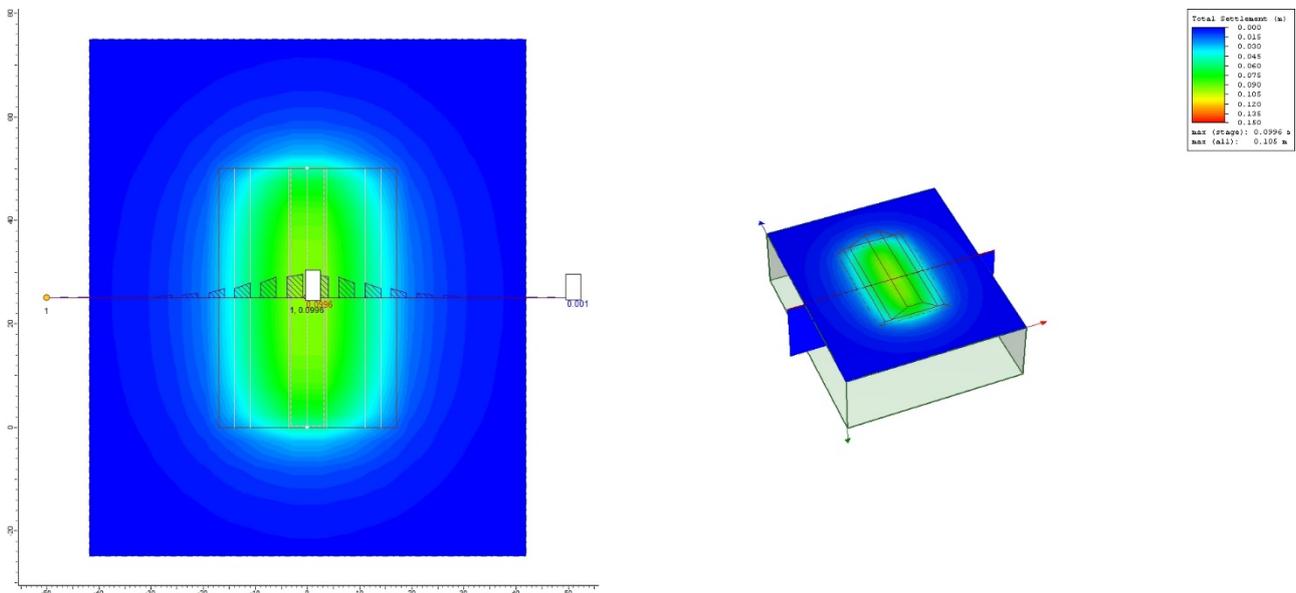


Figura 7-8. Cedimenti Fase 1 – Costruzione del rilevato di progetto

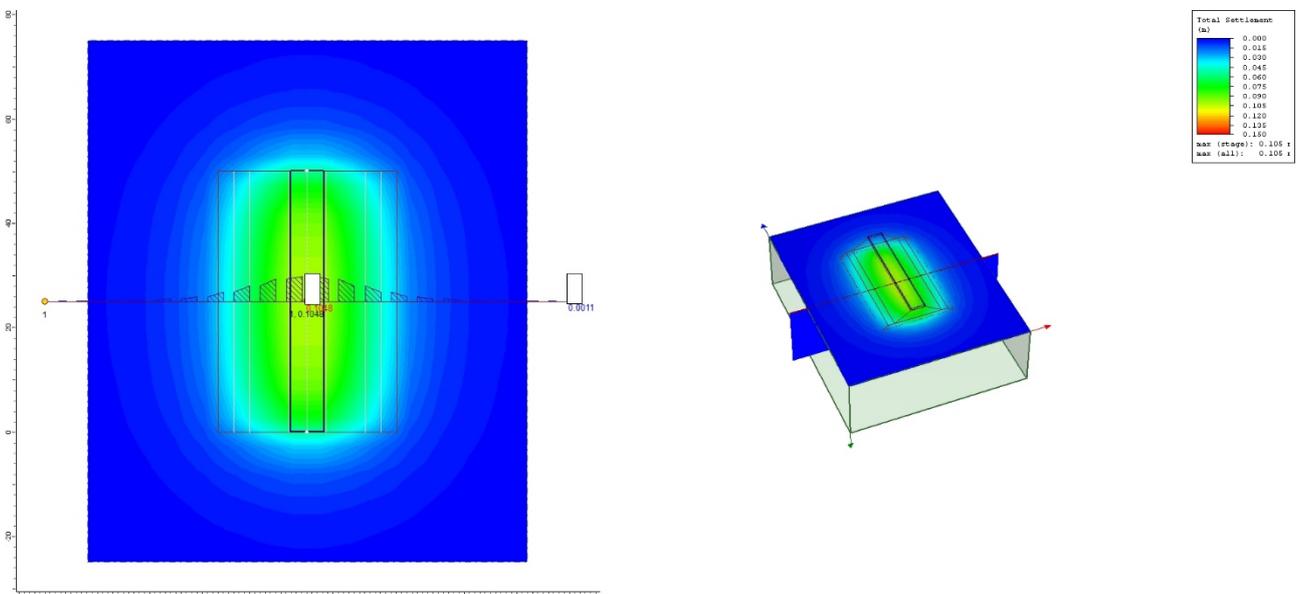


Figura 7-9. Cedimenti Fase 2 – Condizione di progetto in esercizio

Si riporta di seguito l'andamento dei cedimenti nelle due fasi lungo la sezione trasversale del rilevato.

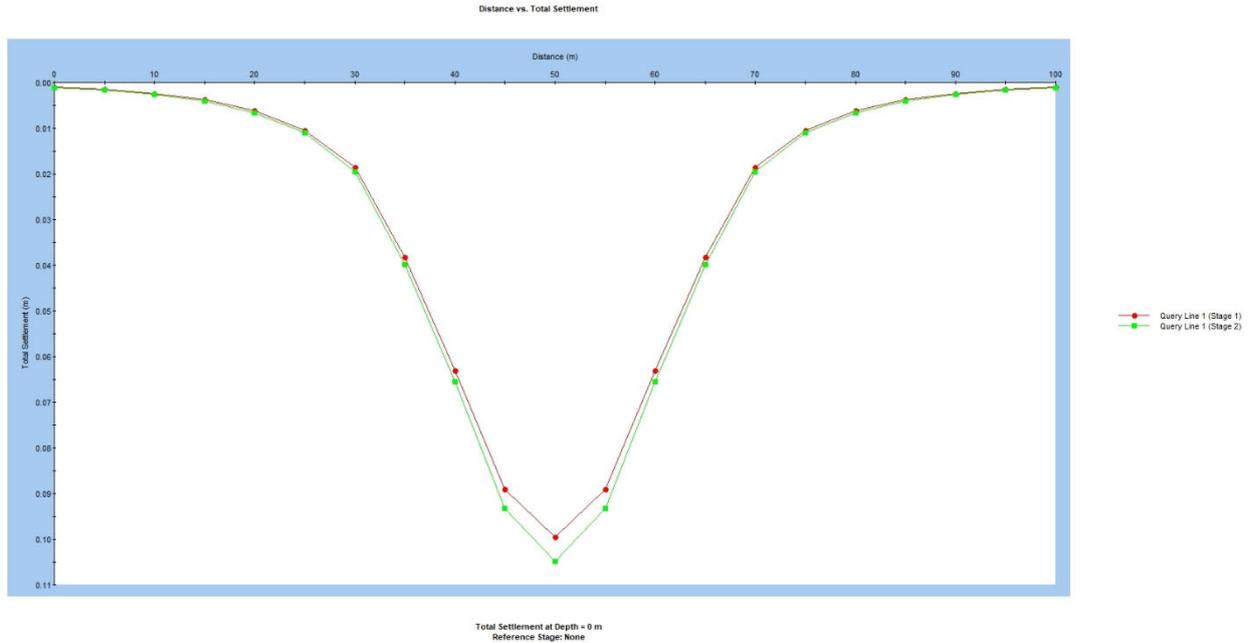


Figura 7-10. Modello 2: Andamento dei cedimenti lungo la sezione trasversale

Dall'analisi dei diagrammi si evince che in fase 1, ovvero durante la costruzione del rilevato di progetto, si ottiene un cedimento di 9.9 cm, mentre in Fase 2, ovvero in fase di esercizio, il cedimento è 0.5 cm. Si considerano i cedimenti accettabili. I cedimenti calcolati durante la costruzione del rilevato sono di natura pressoché immediata e pertanto sono già stati scontati all'inizio della fase di esercizio. Il cedimento in esercizio è di 0.5 cm e si considera di entità accettabile.

Si rimanda all'Appendice B per i tabulati di calcolo completi.

8 MONITORAGGIO

8.1 MONITORAGGIO PIEZOMETRICO

I piezometri installati lungo il tracciato sono ubicati come indicato nell'elaborato T00GE02GETPP01 (Planimetria di progetto con ubicazione delle indagini).

Come visto nel Capitolo 4, ad oggi sono disponibili le seguenti misure piezometriche:

- misure piezometriche eseguite nell'ottobre-novembre 2003, nel corso della prima campagna di indagini a seguito dell'installazione dei piezometri all'interno dei fori di sondaggio
- misure piezometriche eseguite nel luglio-agosto 2004, nel corso della seconda campagna di indagini a seguito dell'installazione dei piezometri all'interno degli ulteriori fori di sondaggio
- misure piezometriche eseguite dal febbraio 2022 al maggio 2022 sui piezometri installati nella terza campagna di sondaggi.

Come si può notare e come detto nel Capitolo 4, le letture piezometriche sono state eseguite in piezometri diversi in periodi di tempo differenti. Non è dunque in corso un monitoraggio piezometrico costante condotto con una periodicità definita su tutti i punti di misura.

Non è quindi possibile effettuare considerazioni sull'esistenza di una o più falde nel sottosuolo lungo il tracciato.

I livelli di falda misurati sono stati indicati sugli elaborati dei Profili Geotecnici con ubicazione dei sondaggi.

8.2 MONITORAGGIO INCLINOMETRICO

I due inclinometri installati lungo il tracciato (SI3Pbis I e SI9Pbis I) sono ubicati come indicato nell'elaborato T00GE02GETPP01 (Planimetria di progetto con ubicazione delle indagini).

Sui due inclinometri sono state eseguite la lettura di zero e 4 misure: una a marzo 2022, due ad aprile 2022 e una a maggio 2022. L'interpretazione di tali misure non indica significativi movimenti in atto, come visibile nelle figure seguenti. Si osserva che il periodo di osservazione è stato molto limitato e le letture sono avvenute in periodi caratterizzati da scarse precipitazioni; i risultati sono certamente confortanti ed escludono la presenza di spostamenti significativi in atto. Si raccomanda vivamente tuttavia di proseguire con le letture degli inclinometri in vista delle prossime fasi progettuali, in modo da avere una base di dati più esaustiva in vista della progettazione esecutiva.

Cliente: GEORAS

Cantiere: AQ01

Tubo: S13Pbis'I

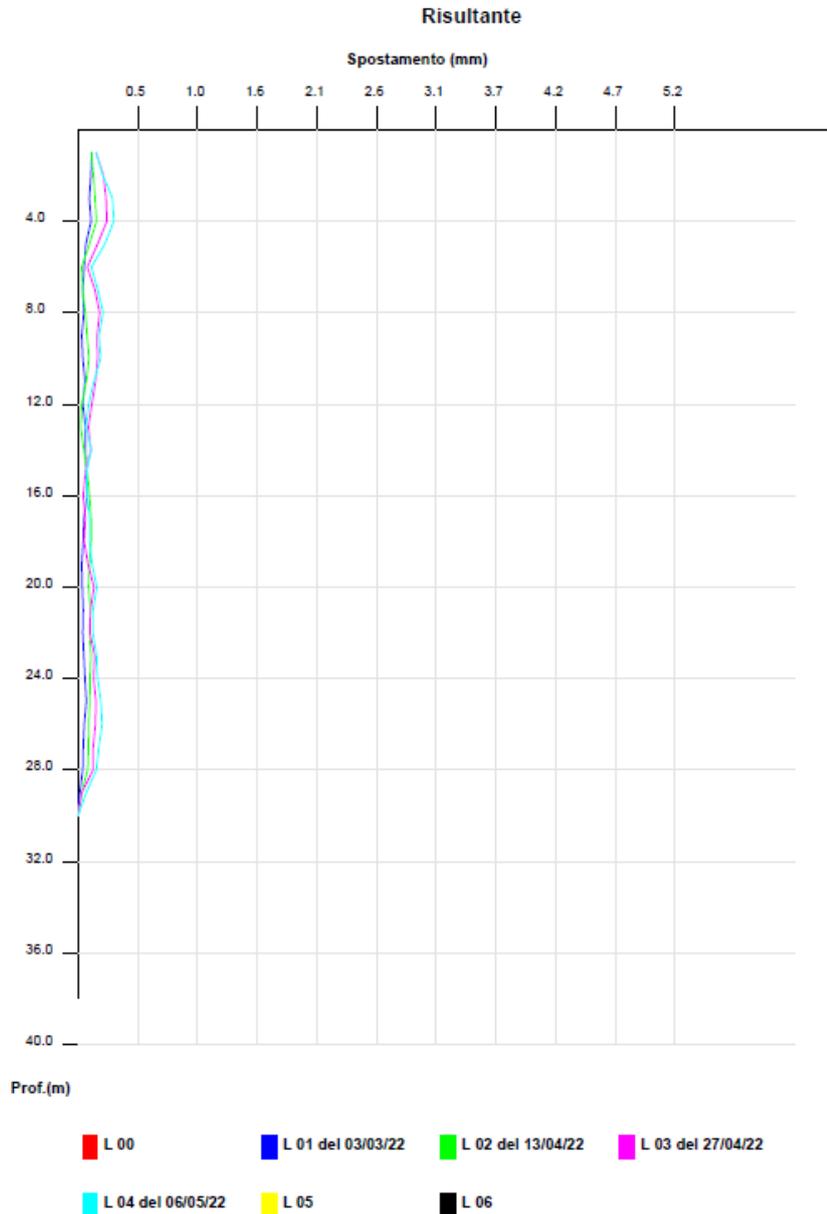


Figura 8-1. Spostamenti inclinometro S13Pbis

Cliente: GEORAS

Cantiere: AQ01

Tubo: S19Pbis*1

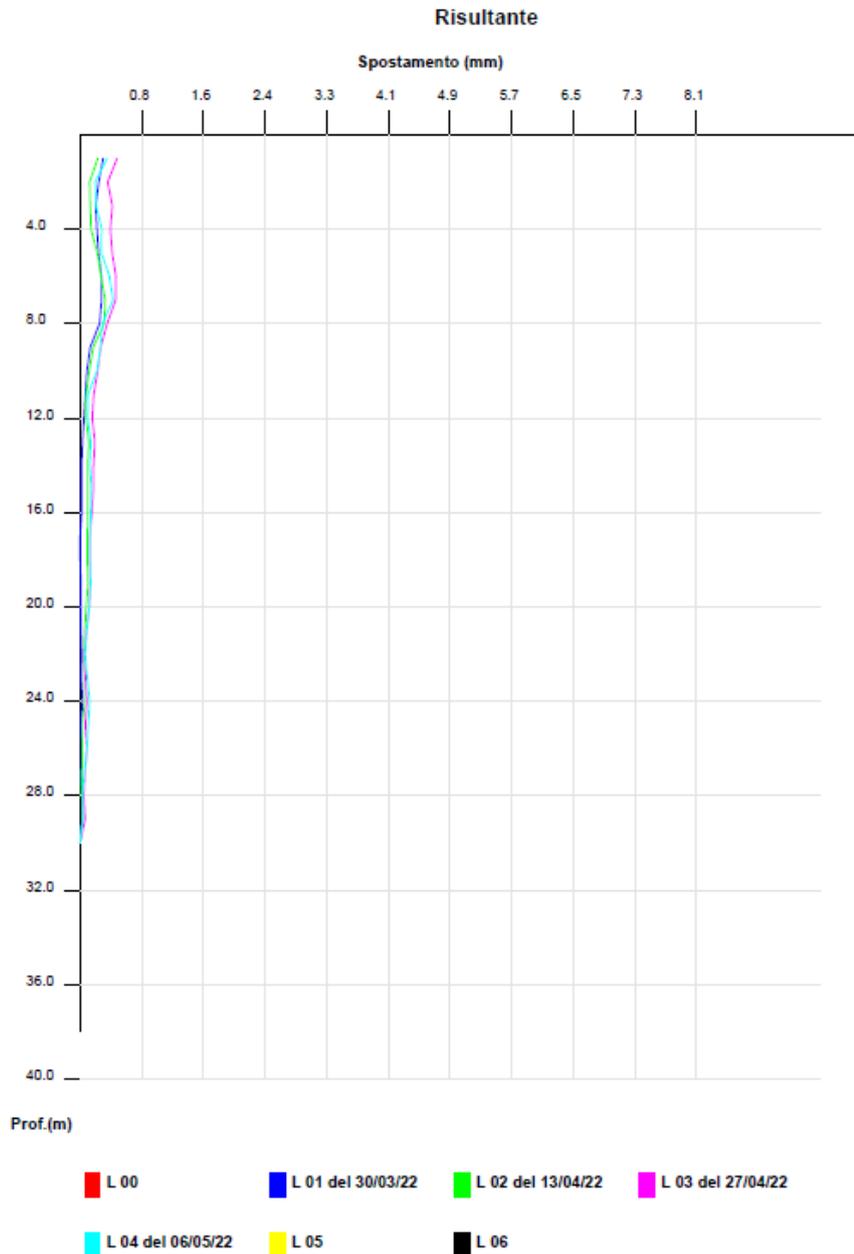


Figura 8-2. Spostamenti inclinometro S19Pbis

8.3 PIANO DI MONITORAGGIO

Per quanto riguarda la strumentazione già installata durante la campagna di indagine integrativa del 2022, si raccomanda di eseguire regolarmente il monitoraggio piezometrico in tutti i piezometri installati con una frequenza di una volta al mese.

Gli inclinometri dovranno invece essere letti una volta ogni tre mesi.

Per quanto riguarda il monitoraggio degli scavi più rilevanti, si osserva che lo scavo presidiato più significativo e caratterizzato dagli spostamenti massimi è quello previsto presso le paratie MS003 e MS014. Le due paratie sono suddivise in 3 tratti ciascuna, caratterizzati da una altezza massima di scavo pari rispettivamente a 6.3 m, 8.3 m, 10.5 m.

Si prevede pertanto la messa in opera di un sistema di monitoraggio costituito da mire topografiche, ubicate presso il cordolo di testa della paratia, disposte a interasse di 10 m per i tratti 1 e 2, e di 5 m per il tratto 3.

Si riporta di seguito la tabella riepilogativa dei tratti per le due paratie, dei cedimenti attesi SLE e la conseguente quantificazione delle mire topografiche (con riferimento al Doc. S00GA001STRRE01, a cui si rimanda per maggiori dettagli).

Monitoraggio Paratia MS003					
Tratto	Hmax (m)	x (mm)	sviluppo (m)	i mire (m)	N mire
1	6,3	15,9	110,4	10	11
2	8,3	34,0	179,2	10	18
3	10,5	49,4	115,9	5	23
		Totale (m)	405,5	Totale	52

Figura 8-3. Monitoraggio topografico presso paratia MS003

Monitoraggio Paratia MS114					
Tratto	Hmax (m)	x (mm)	sviluppo (m)	i mire (m)	N mire
1	6,3	15,9	96	10	10
2	8,3	34,0	205,8	10	21
3	10,5	49,4	98,8	5	20
		Totale (m)	400,6	Totale	51

Figura 8-4. Monitoraggio topografico presso paratia MS014

Si prevede il monitoraggio delle paratie in fase di scavo e nelle fasi successive.

A riguardo, si individuano di seguito:

- le soglie di attenzione;
- le soglie di allarme.

Tutti gli spostamenti fanno riferimento all'asse teorico verticale della paratia in condizioni indeformate.

I valori di soglia sono stati definiti come di seguito esplicitato sulla base dei risultati delle analisi numeriche effettuate in condizioni di esercizio e allo stato limite ultimo.

Le soglie di attenzione corrispondono a spostamenti pari a 0.80 volte circa quelli previsti in esercizio: il raggiungimento della soglia indica che l'opera sta iniziando ad assumere una configurazione prossima a quella ammissibile. In questa condizione, tuttavia, l'opera presenta un comportamento comunque accettabile ed è possibile proseguire normalmente con le lavorazioni. Occorre, d'altra parte, valutare con attenzione il successivo comportamento dell'opera ai fini di consentire interventi tempestivi nel caso in cui ci si avvicini alla soglia di allarme.

Le soglie di allarme corrispondono a spostamenti pari a 1.25 volte circa quelli previsti in esercizio: il raggiungimento della soglia indica che l'opera sta iniziando ad assumere una configurazione prossima a quella limite sia per la resistenza degli elementi strutturali che per i cedimenti. In questa condizione l'opera presenta un comportamento comunque compatibile con la resistenza di tutti gli elementi strutturali che la compongono.

Le deformazioni, d'altra parte, iniziano a diventare non trascurabili e risulta necessario interrompere immediatamente le lavorazioni per mettere in opera le contromisure necessarie a proseguire le attività evitando danni alle opere a tergo della paratia.

Tabella 8-1. Mire topografiche – Soglie di attenzione e di allarme per le paratie MS003 e MS014

Tratto	Quota (m da testa)	Δx calcolo (mm)	Δx attenzione (mm)	Δx allarme (mm)
1	0.0	15.9	12.7	19.9
2	0.0	34.0	27.2	42.5
3	0.0	49.4	39.5	61.7

Per tutte le strumentazioni messe in opera, la "lettura di zero" dovrà essere effettuata al momento dell'installazione (dopo il tempo minimo di presa della malta, calcestruzzo, ecc., laddove necessario). La data di installazione della strumentazione dovrà consentire, in funzione delle tempistiche operative rilevate in cantiere, la realizzazione di una serie di letture di riferimento (misure di controllo) atte a riconoscere l'oscillazione naturale delle grandezze misurate ed il grado di errore (strumentale, di lettura, ambientale, ecc.) degli strumenti. La frequenza delle letture in corso d'opera ed in fase di esercizio sono orientativamente indicate in tabella, ferma restando la facoltà di operare qualsiasi tipo di modifica a seguito di eventuali anomalie di comportamento deformativo delle opere o del raggiungimento dei limiti di attenzione.

STAZIONE	ARCO TEMPORALE DALLA LETTURA ZERO	FREQUENZA DI LETTURA*
PARATIA OPERE PROVVISORIALI	DURANTE LE FASI DI SCAVO	QUOTIDIANE**
	RAGGIUNTO IL FONDO SCAVO	SETTIMANALI FINO A STABILIZZAZIONE**
	OLTRE	MENSILI**

*Sistema di lettura automatico su cordolo. **Letture riferite ai target riflettenti.

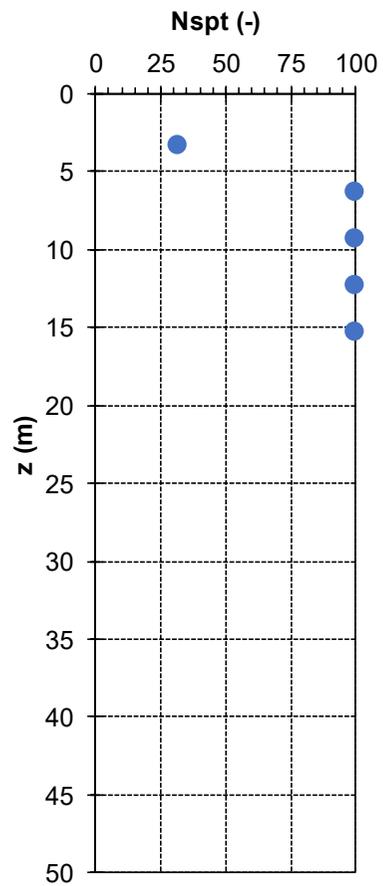
Figura 8-5. Frequenza letture mire topografiche

9 BIBLIOGRAFIA

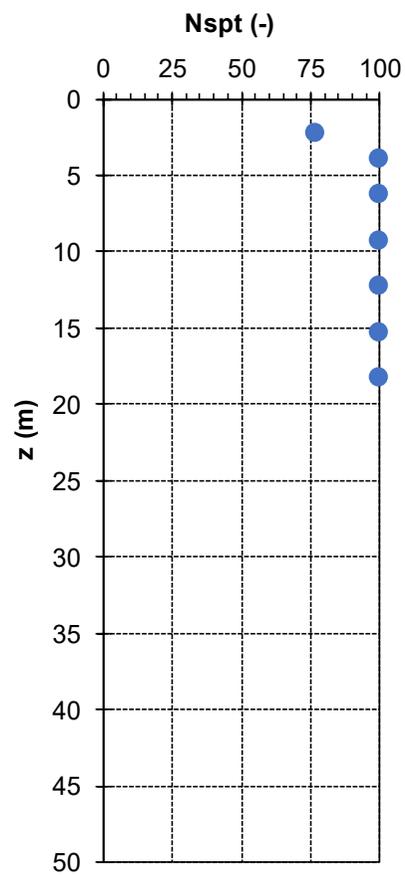
- Baligh M. Mohsen (1976). "*Cavity Expansion in Sands with Curved Envelopes*", Journal of the Geotechnical Engineering Division, novembre 1976, pp. 1131-1146.
- Bolton M.D. (1986). "*The strength and dilatancy of sands*", Géotechnique 36, No. 1, 1986, pp. 65-78.
- Hoek E., Brown E.T. (1988). "*The Hoek-Brown failure criterion - a 1988 update*". Proc. 15th Can. Rock Mechanics Symp., University of Toronto, pp. 31-38.
- Hoek E., Carranza-Torres C., Corkum B. (2002) "*Hoek-Brown failure criterion - 2002 edition*". Proc. North American Rock Mechanics Society meeting, Toronto, July 2002, pp. 267-273.
- Hoek E., Diederichs M. (2006). "*Empirical estimates of rock mass modulus*". Int. J Rock. Mech. Min. Sci., vol. 43, no. 2, pp. 203-215.
- Jamiolkowski M., Ghionna V.N., Lancellotta R., Pasqualini E. (1988). "*New correlation of penetration tests for design practice*" Proc. 1° Int. Symp. on Penetration Testing, ISOPT-1, Orlando, USA; De Ruiter (ed.), 1988, Balkema, Rotterdam.
- Lo Presti D., Puci I. (2001). "*Impiego delle prove penetrometriche dinamiche per la caratterizzazione meccanica dei terreni*", Atti delle Conferenze di Geotecnica di Torino, novembre 1001, pp. 1-37.
- Ohta Y., Goto N. (1978). "*Empirical shear wave velocity equations in terms of characteristic soil indexes*", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 6.
- Schmertmann J.H. (1978). "*Guidelines for cone penetration test performance and design*", US Dept. of Transportation, FHWA, R. 78-209, Washington D.C.
- Skempton A.W. (1986). "*Standard penetration test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation*", Géotechnique 36, No. 3, pp. 425-447.
- Stroud M.A. (1988). "*The standard penetration Test. Its application and interpretation*". Penetration testing in UK, Proc. Conf. Geotechnology organized by ICE, Birmingham.
- Youd, T.D. (1972). "*Factors controlling maximum and minimum densities of sands*" Proc. Symp. Eval. Dens., ASTM STP 523.

APPENDICE A: VALORI DI N SPT IN FUNZIONE DELLA PROFONDITÀ

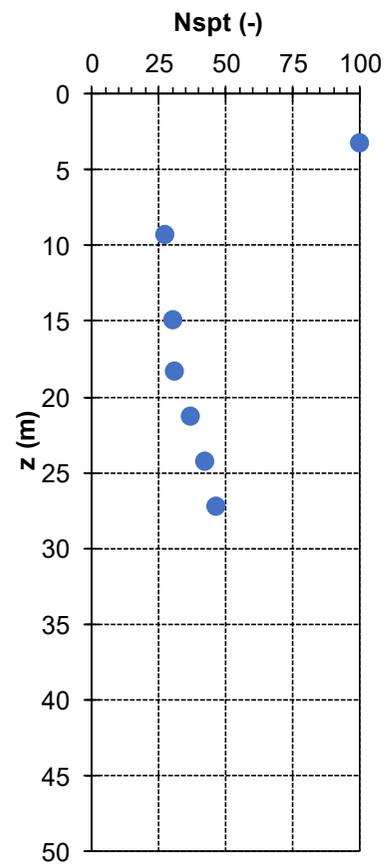
SONDAGGIO S1



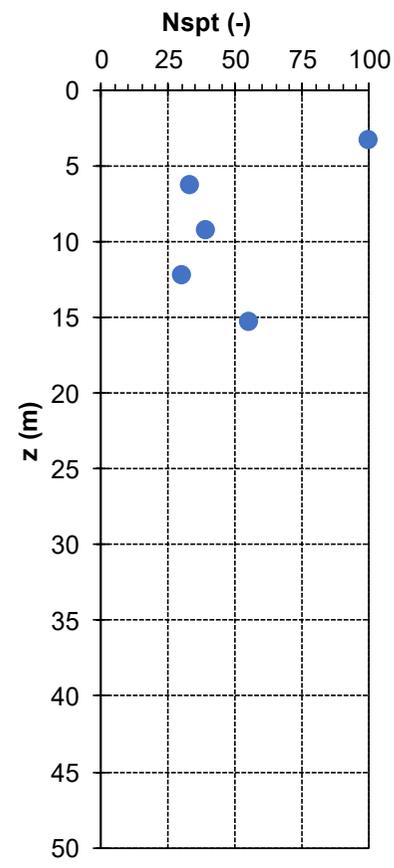
SONDAGGIO S2



SONDAGGIO S3

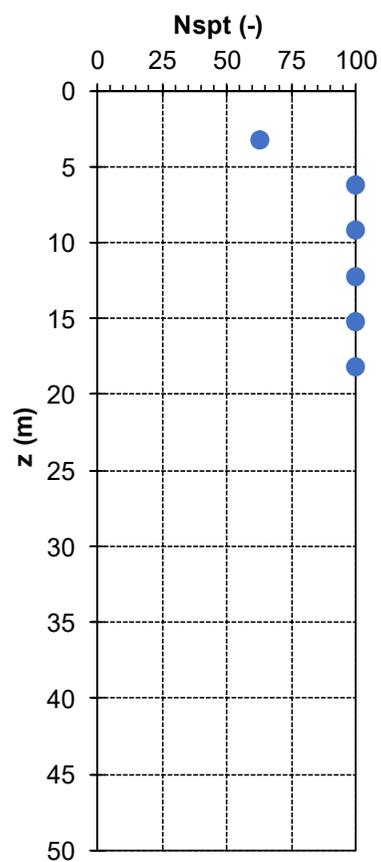


SONDAGGIO S4

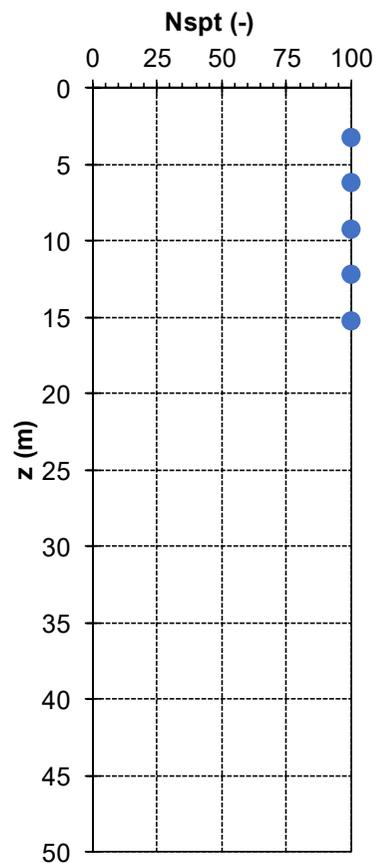


Nota: Valori di Nspt = 100 corrispondono a Rifiuto

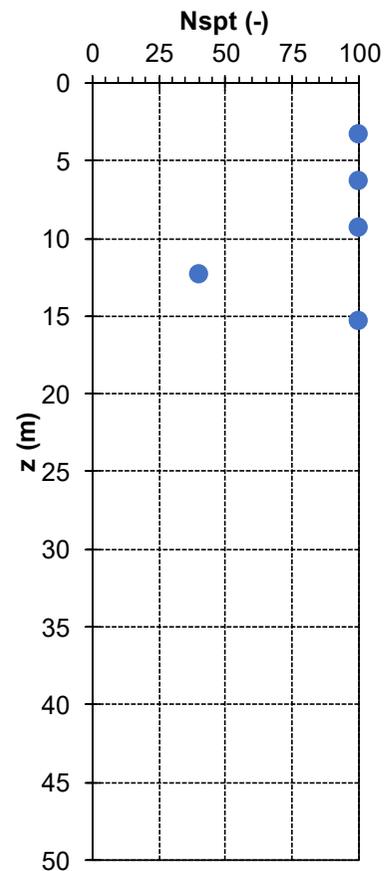
SONDAGGIO S5



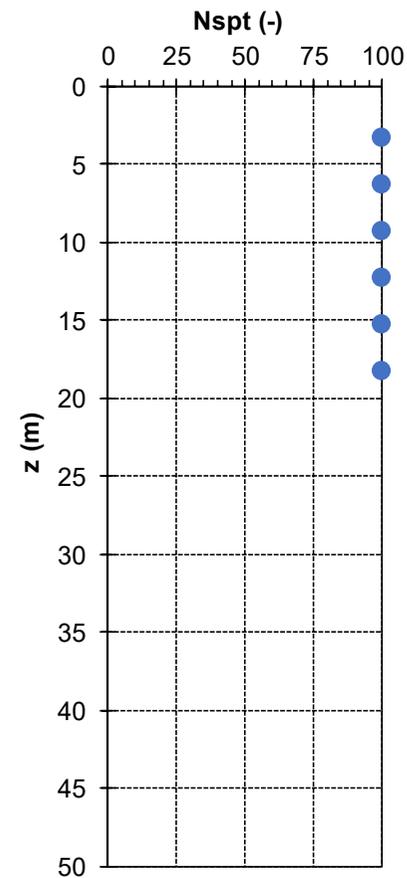
SONDAGGIO S6



SONDAGGIO S7

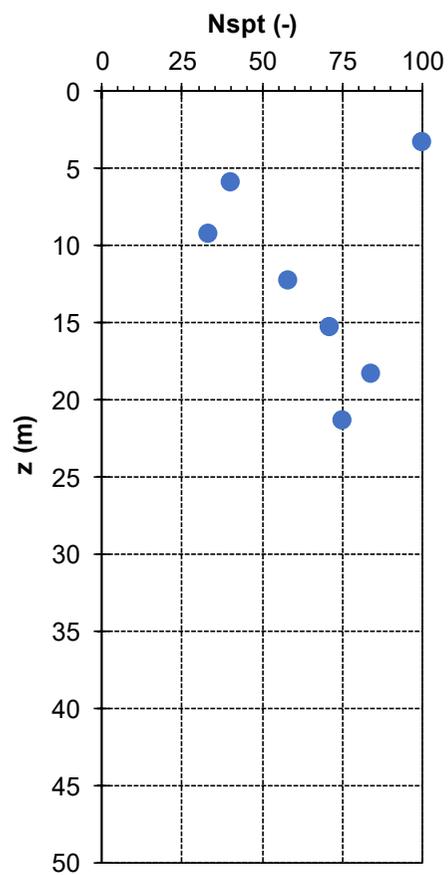


SONDAGGIO S8

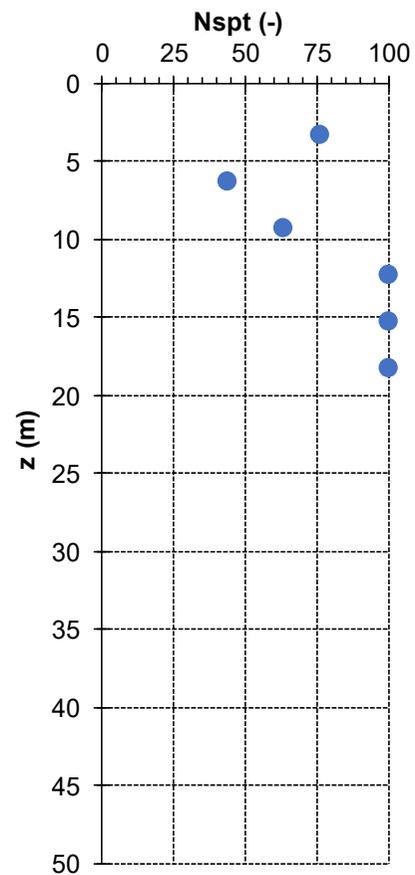


Nota: Valori di Nspt = 100 corrispondono a Rifiuto

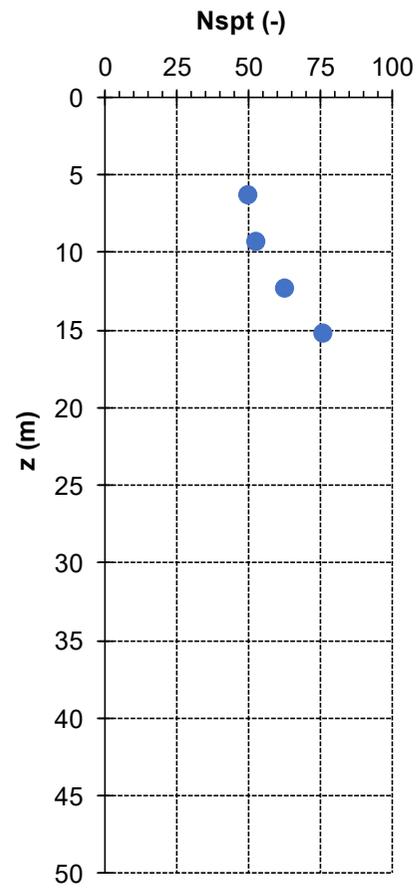
SONDAGGIO S9



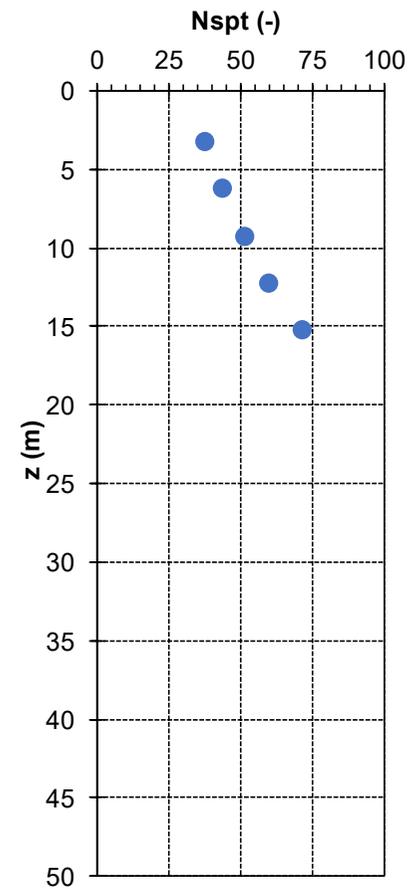
SONDAGGIO S10



SONDAGGIO S11

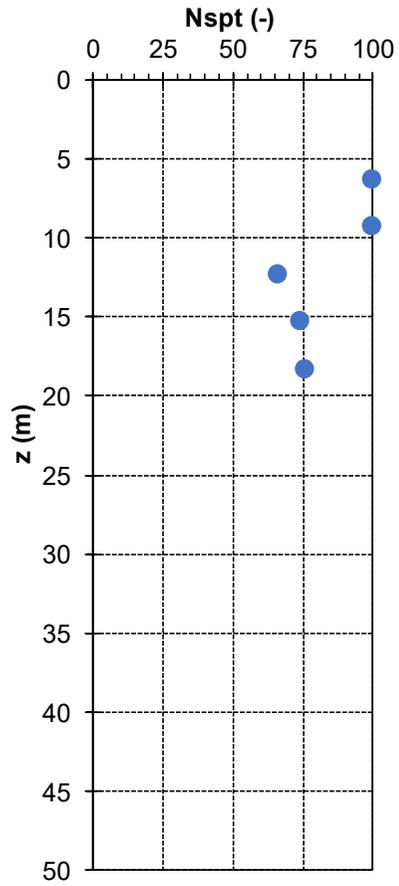


SONDAGGIO S12

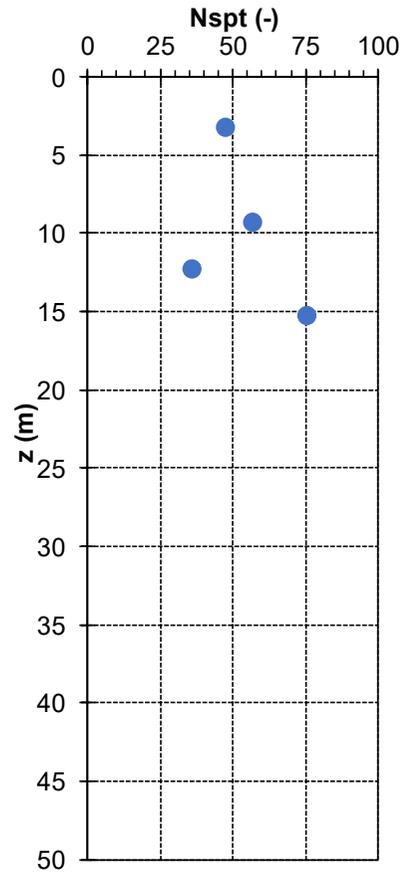


Nota: Valori di Nspt = 100 corrispondono a Rifiuto

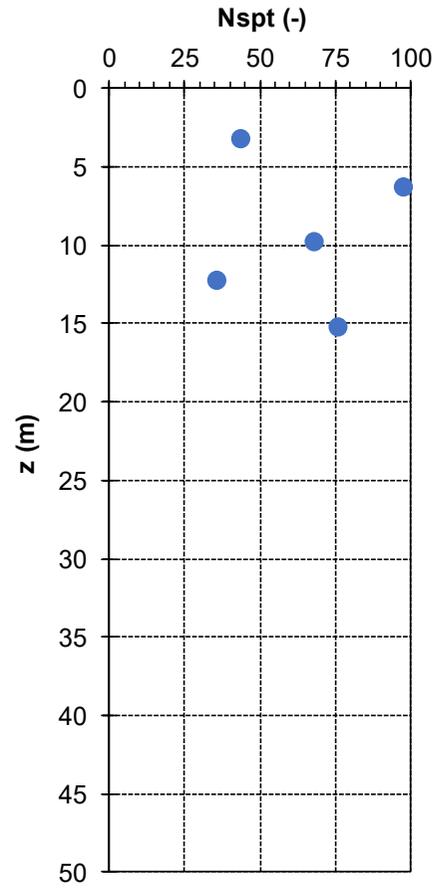
SONDAGGIO S13



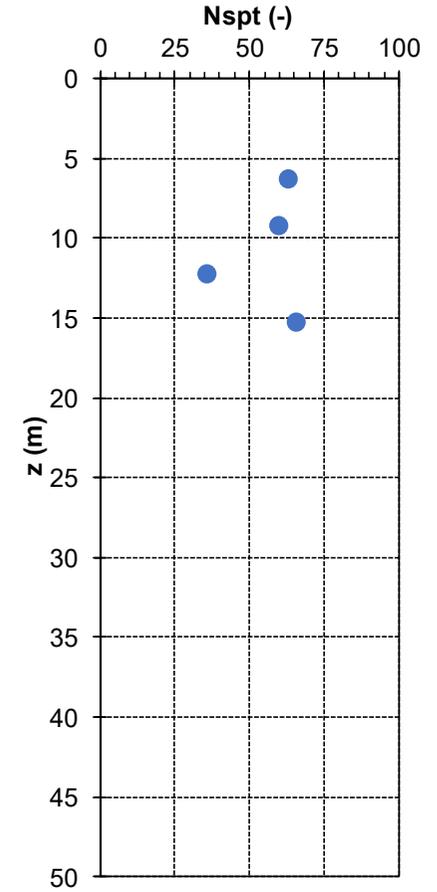
SONDAGGIO S14



SONDAGGIO S15

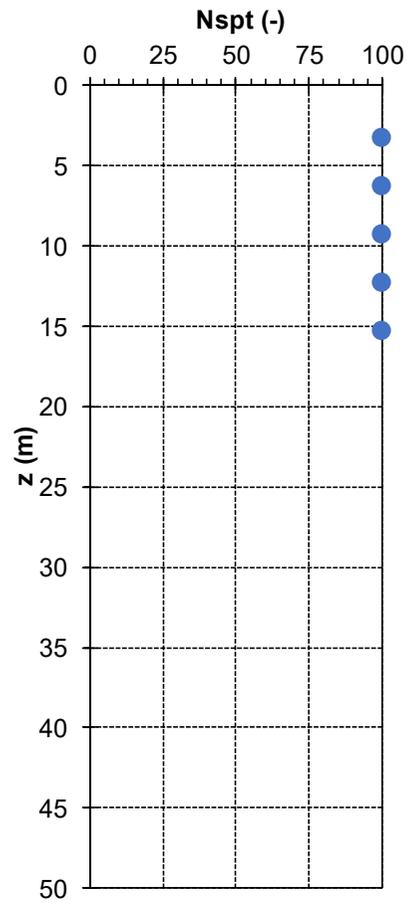


SONDAGGIO S16

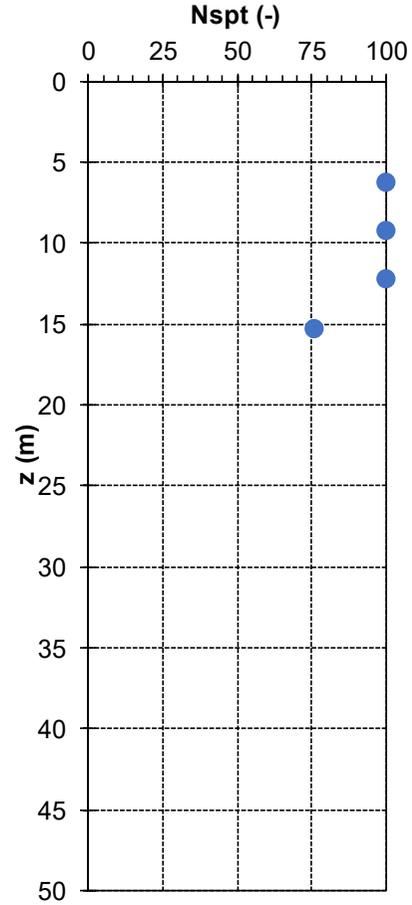


Nota: Valori di Nspt = 100 corrispondono a Rifiuto

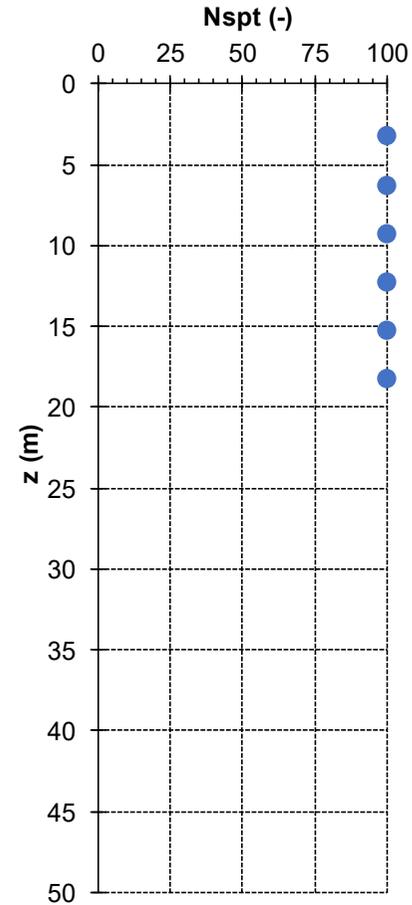
SONDAGGIO S17



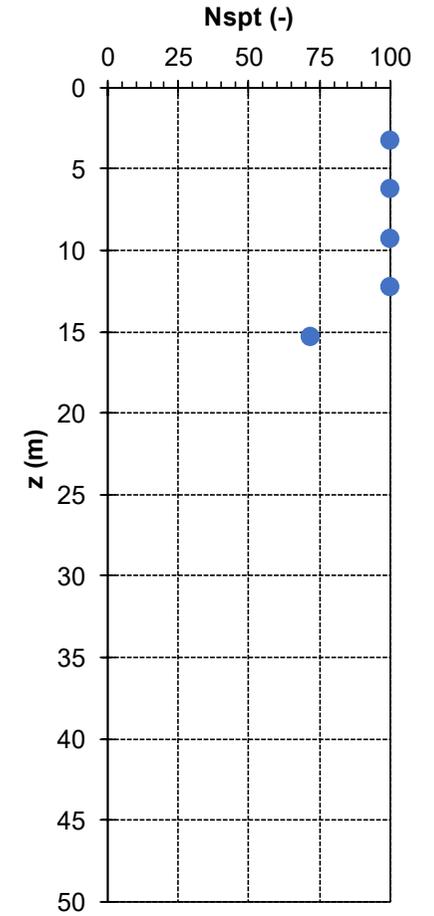
SONDAGGIO S18



SONDAGGIO S19

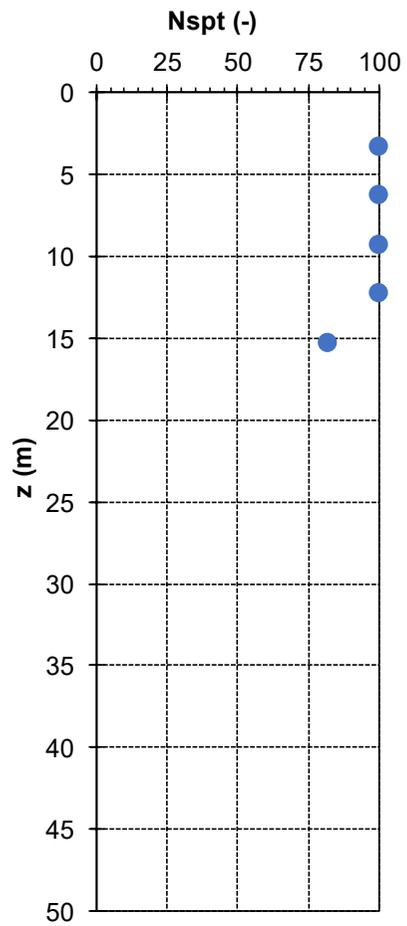


SONDAGGIO S20

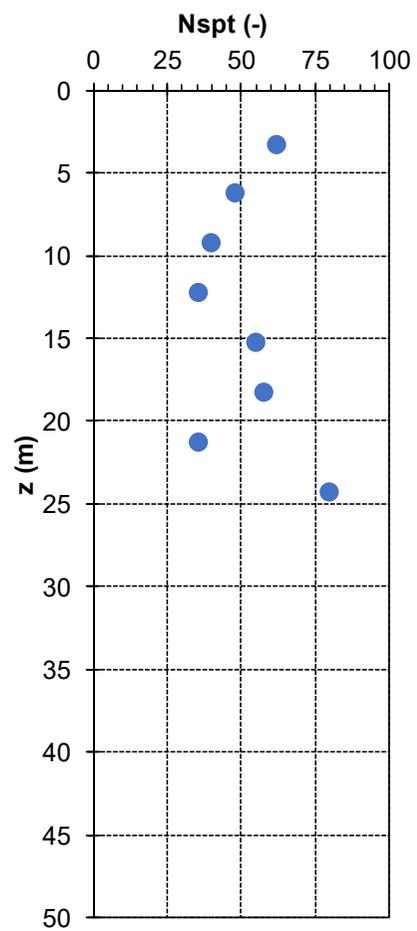


Nota: Valori di Nspt = 100 corrispondono a Rifiuto

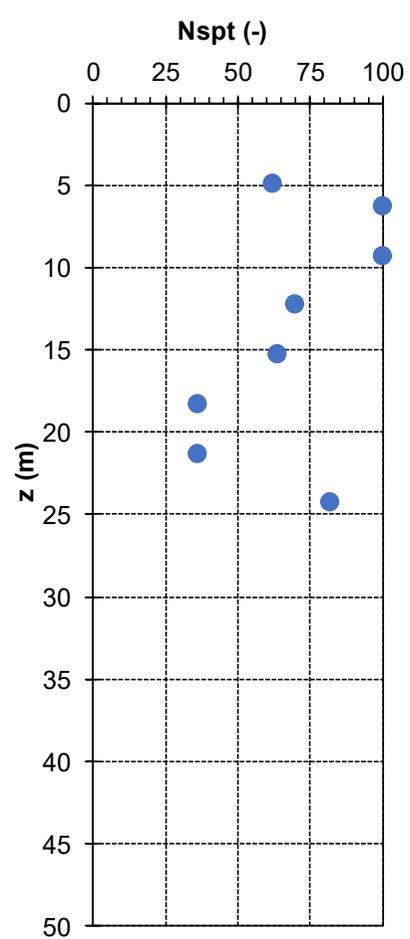
SONDAGGIO S21



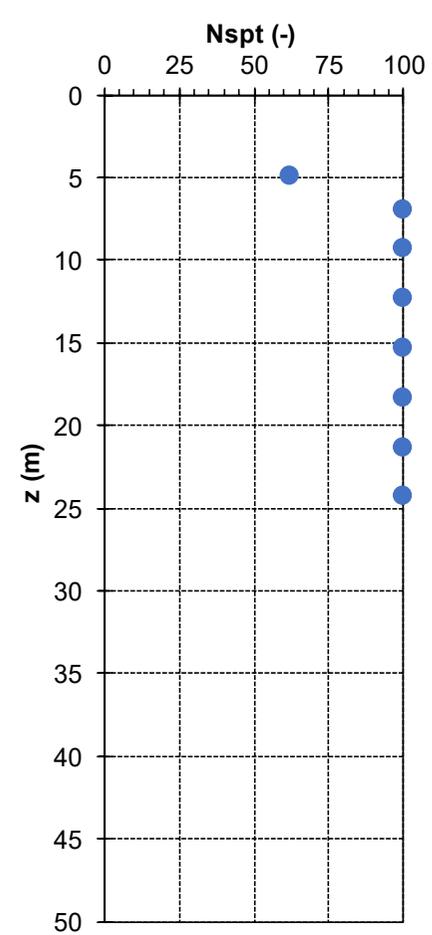
SONDAGGIO S22



SONDAGGIO S23

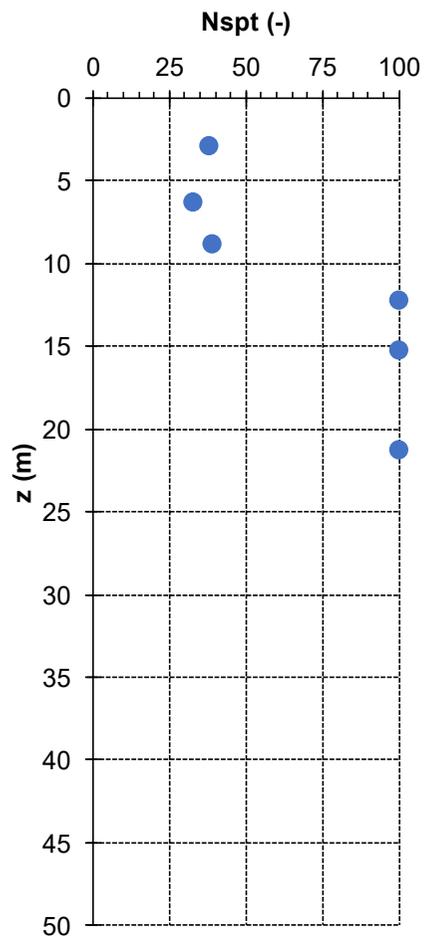


SONDAGGIO S23BIS

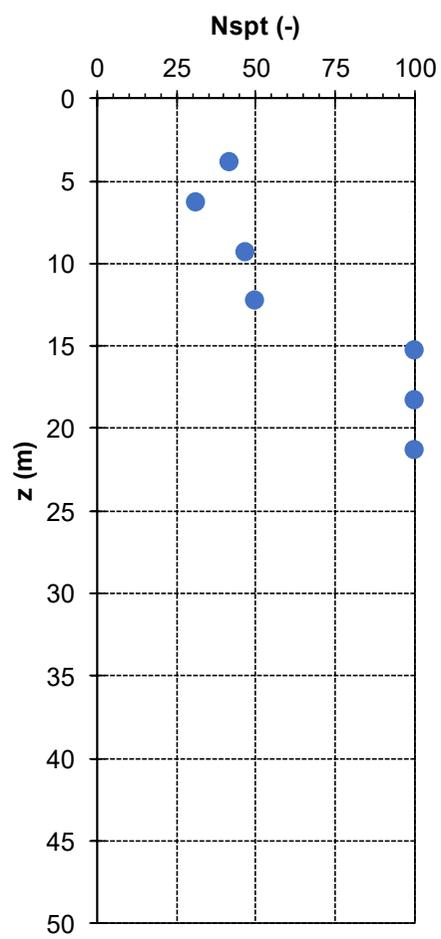


Nota: Valori di $Nspt = 100$ corrispondono a Rifiuto

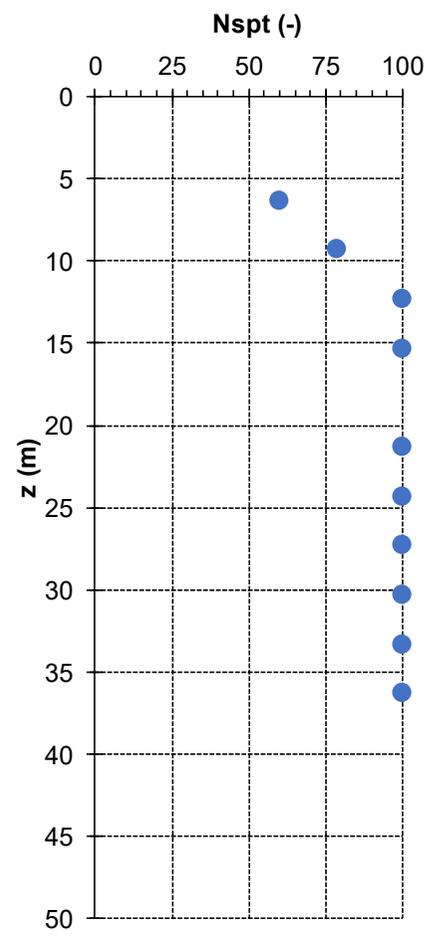
SONDAGGIO S24



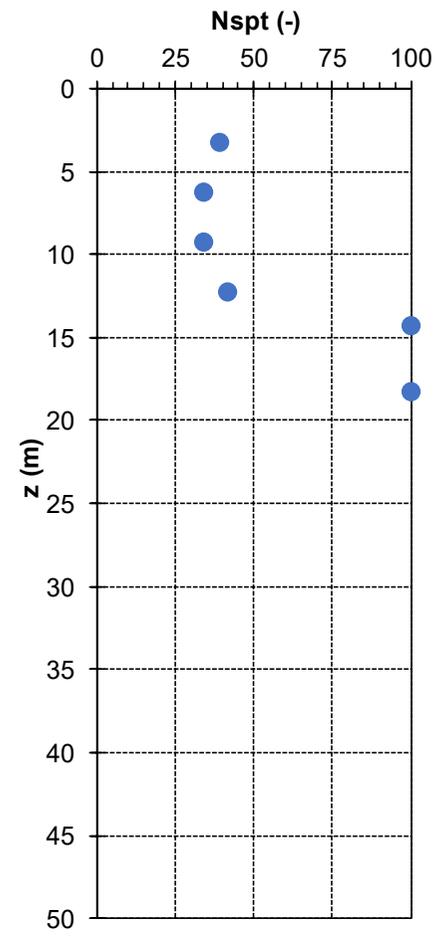
SONDAGGIO S25



SONDAGGIO S26

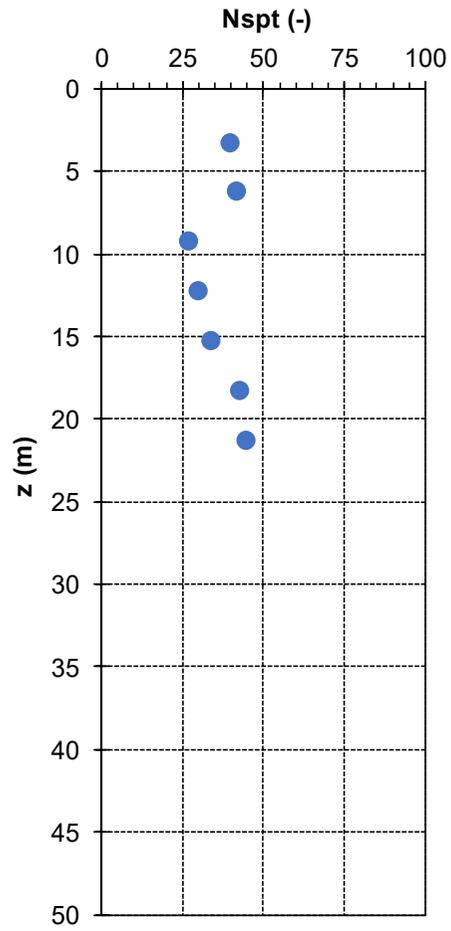


SONDAGGIO S27

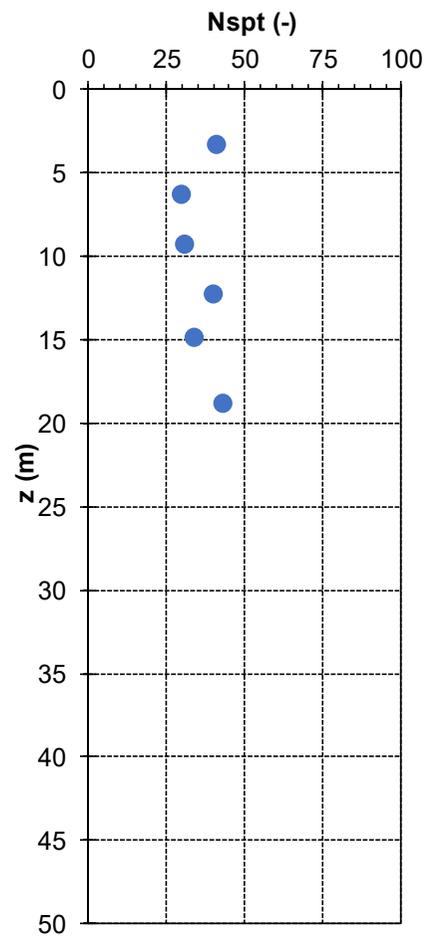


Nota: Valori di Nspt = 100 corrispondono a Rifiuto

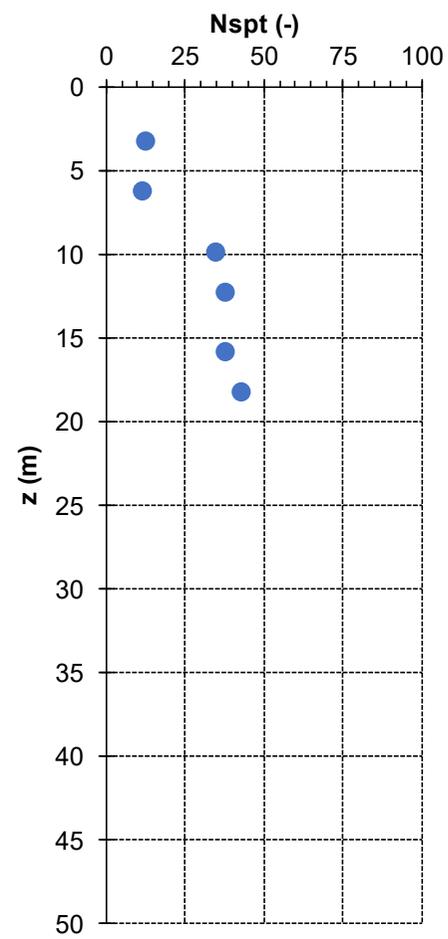
SONDAGGIO S28



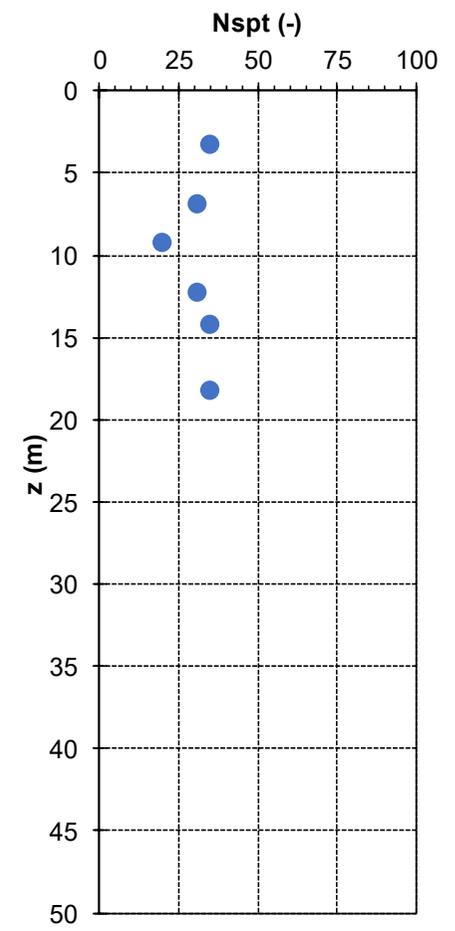
SONDAGGIO S29



SONDAGGIO S30

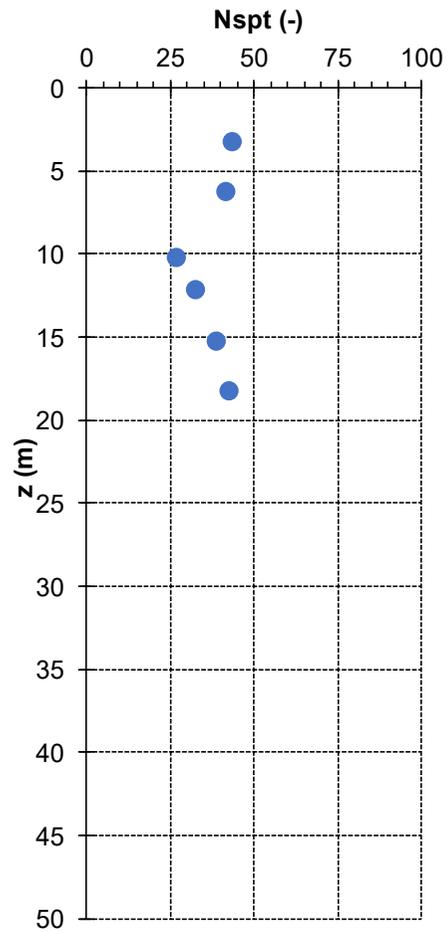


SONDAGGIO S31

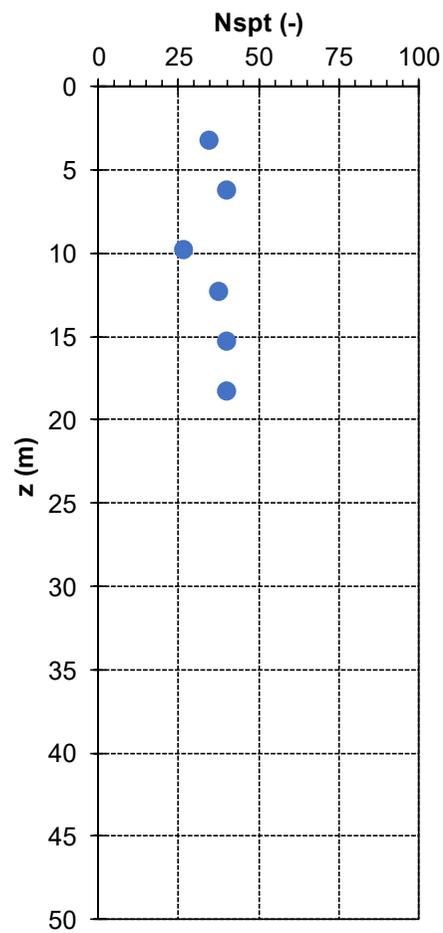


Nota: Valori di Nspt = 100 corrispondono a Rifiuto

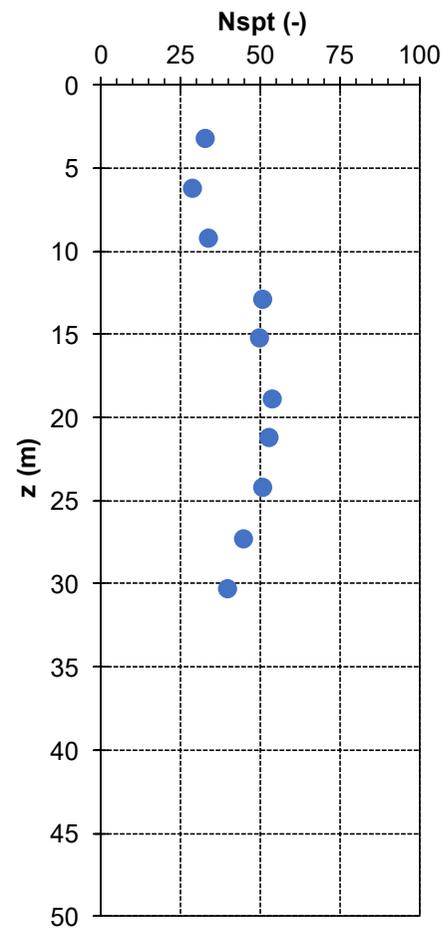
SONDAGGIO S32



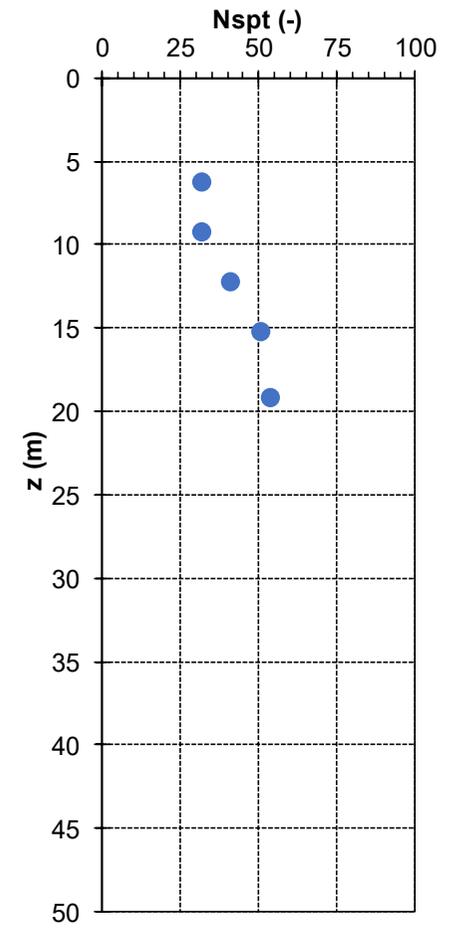
SONDAGGIO S33



SONDAGGIO S34

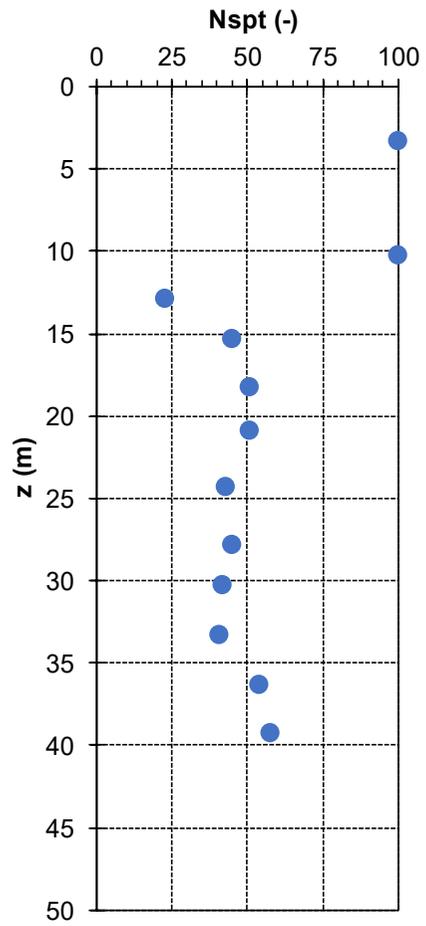


SONDAGGIO S35

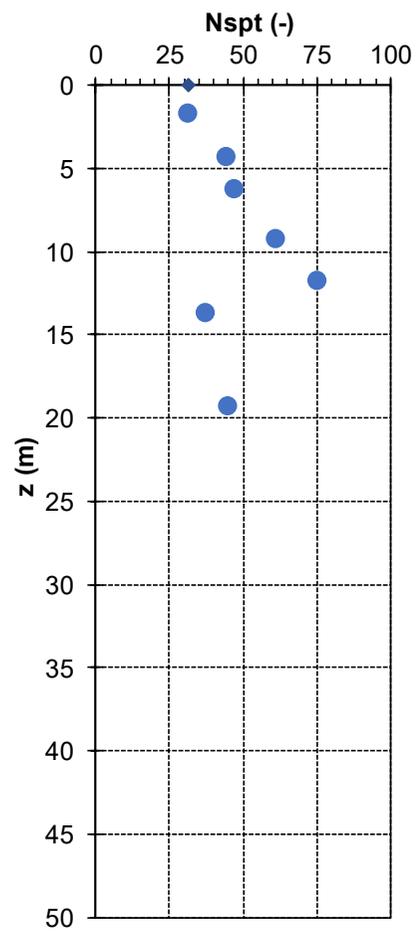


Nota: Valori di Nspt = 100 corrispondono a Rifiuto

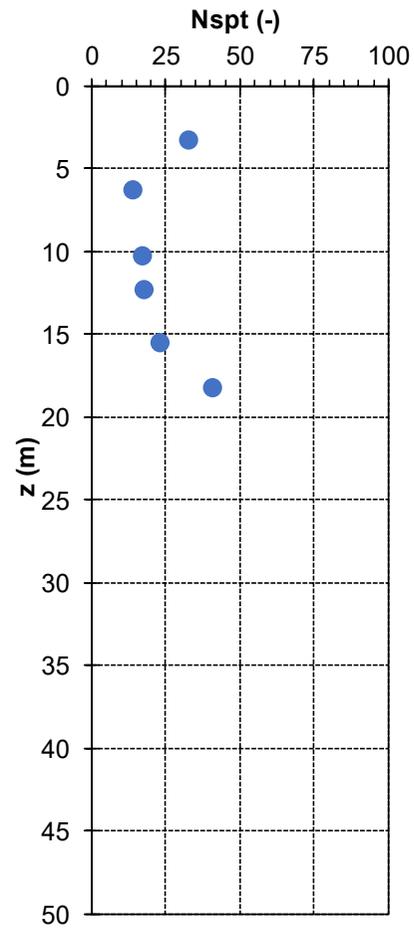
SONDAGGIO S36



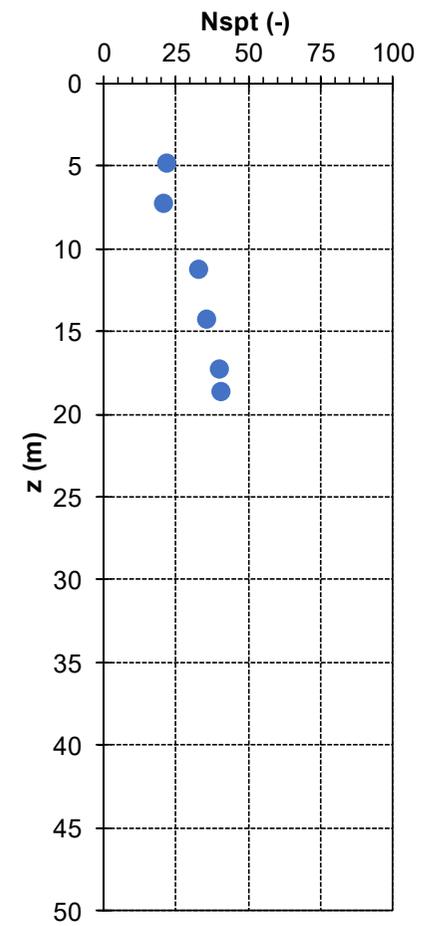
SONDAGGIO S37



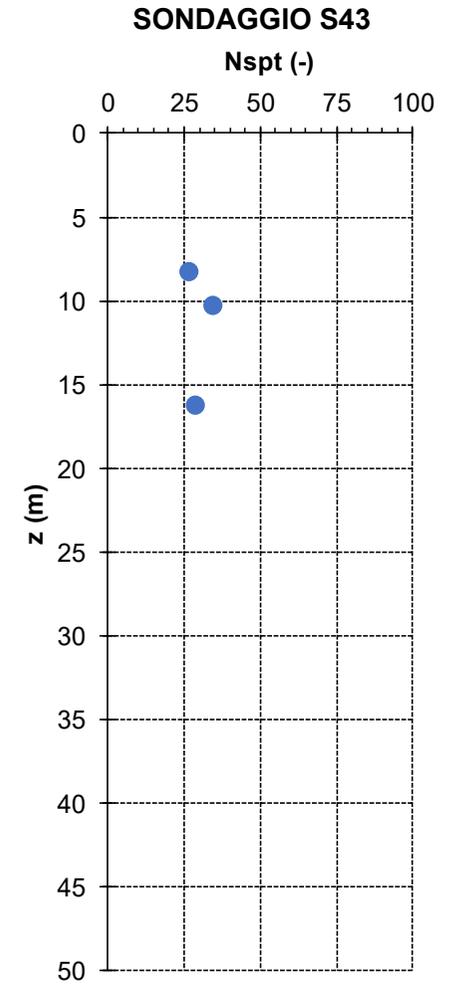
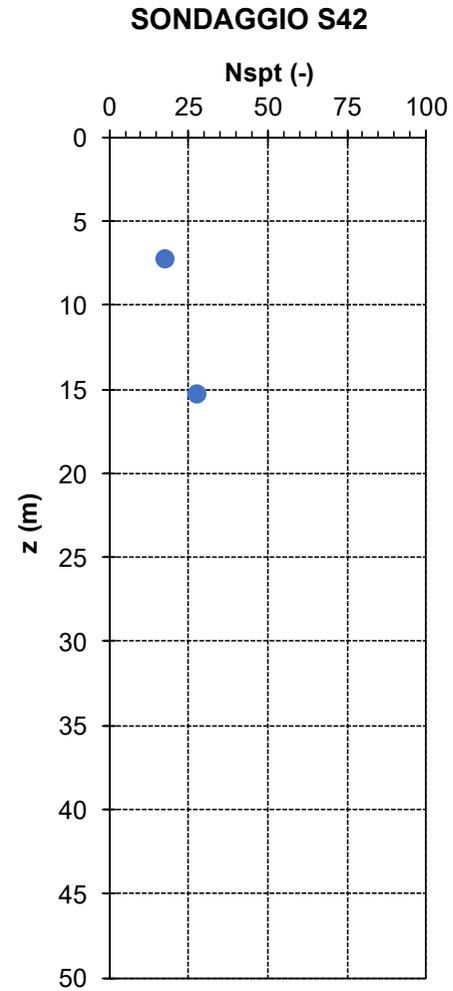
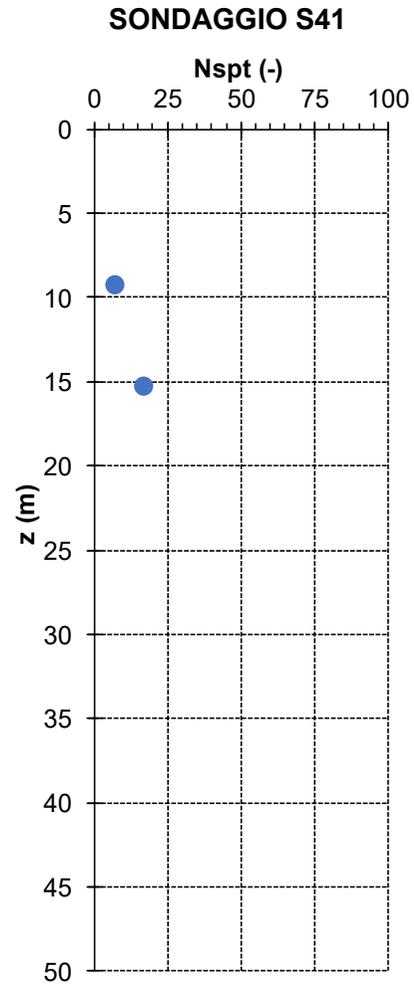
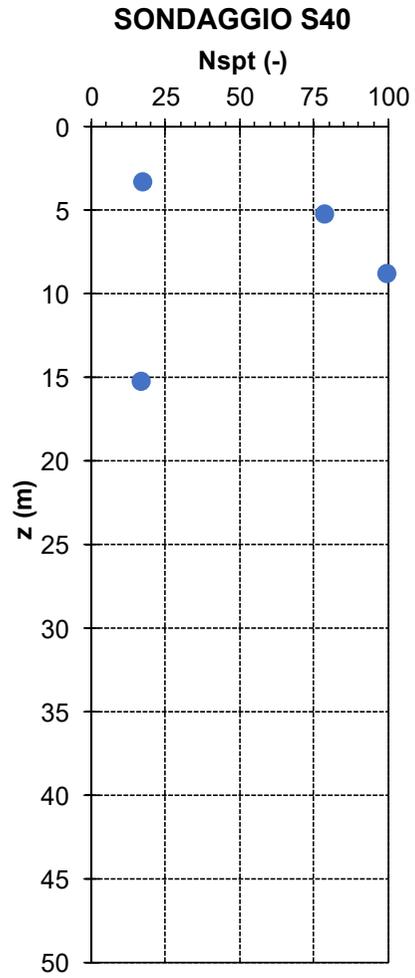
SONDAGGIO S38



SONDAGGIO S39

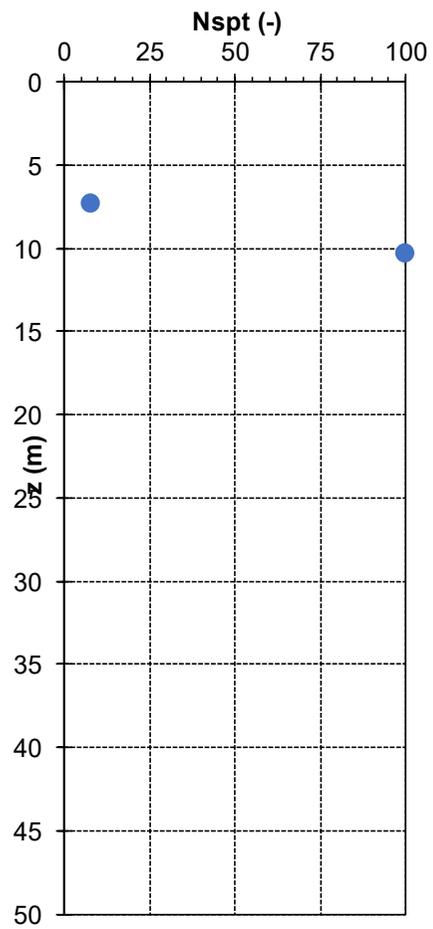


Nota: Valori di Nspt = 100 corrispondono a Rifiuto

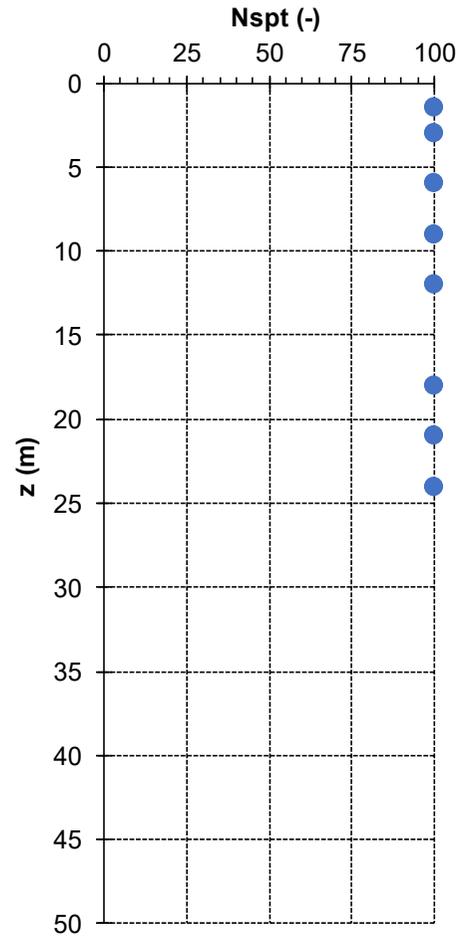


Nota: Valori di Nspt = 100 corrispondono a Rifiuto

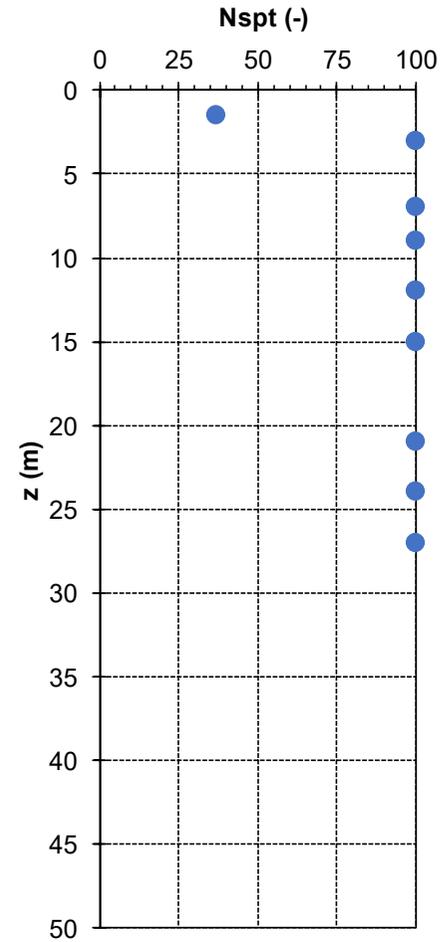
SONDAGGIO S44



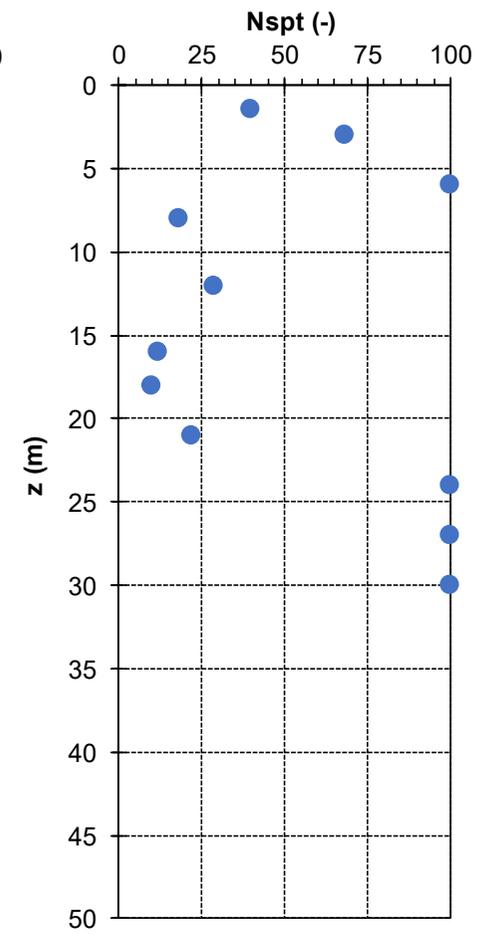
SONDAGGIO SI1D



SONDAGGIO SI2P

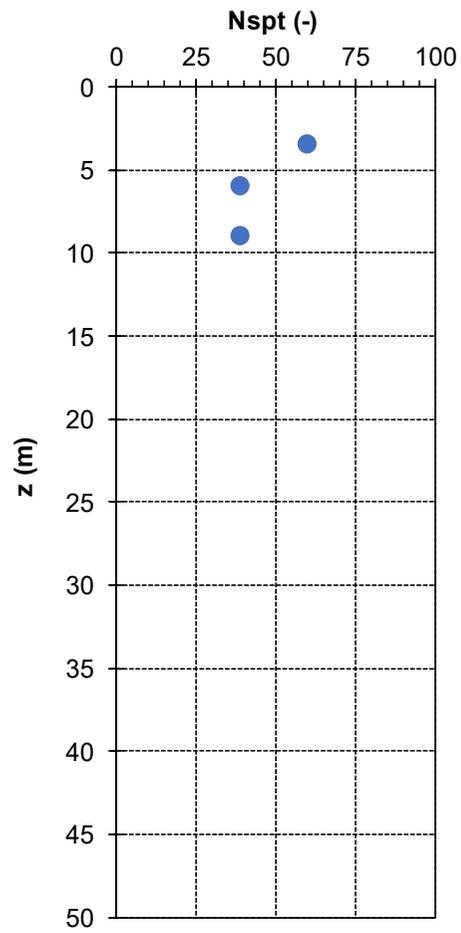


SONDAGGIO SI3D

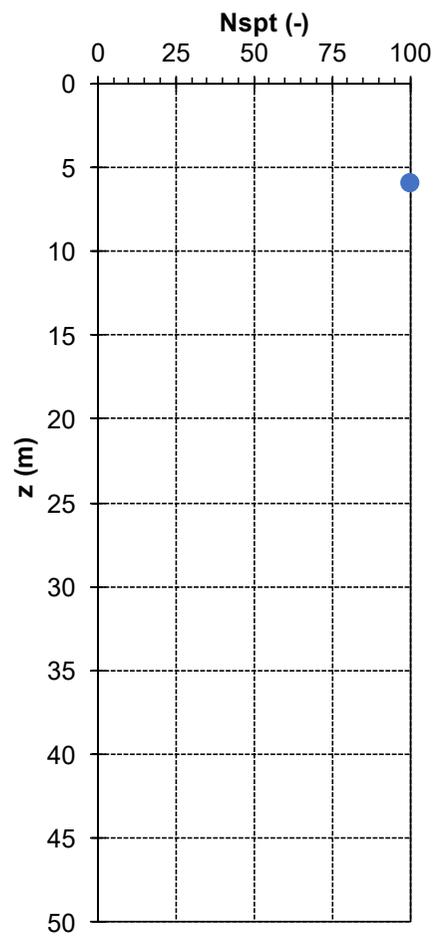


Nota: Valori di Nspt = 100 corrispondono a Rifiuto

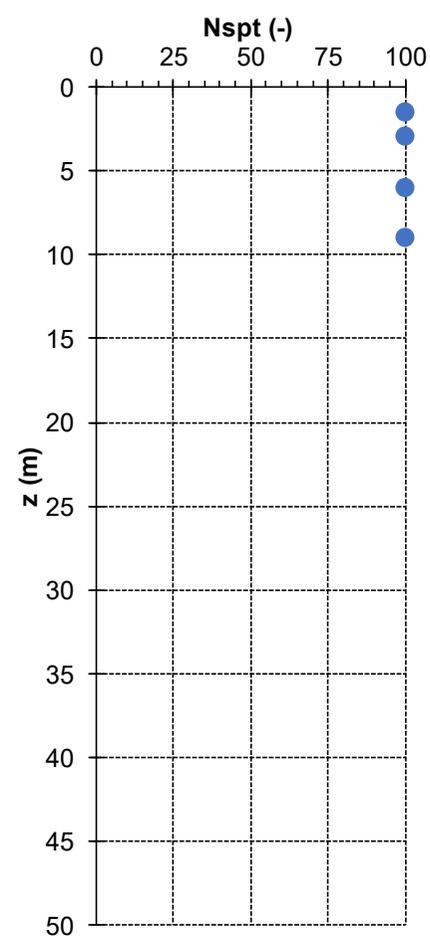
SONDAGGIO SI3PBIS



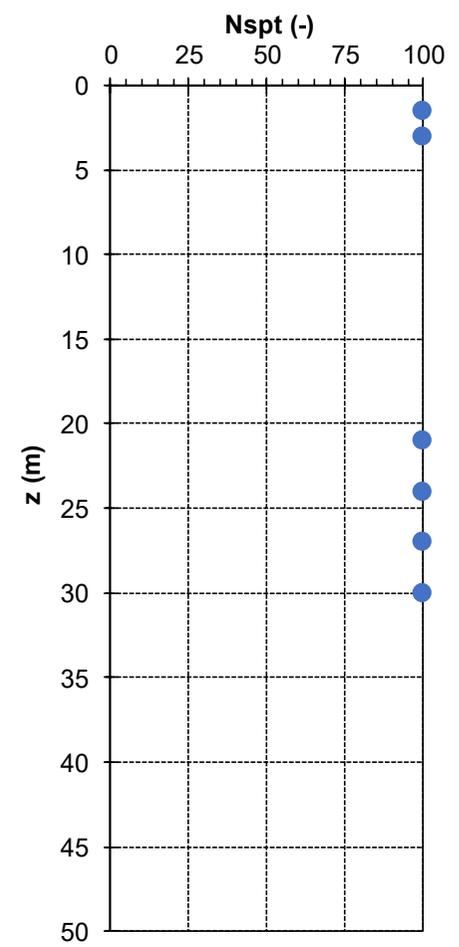
SONDAGGIO SI4P



SONDAGGIO SI5D

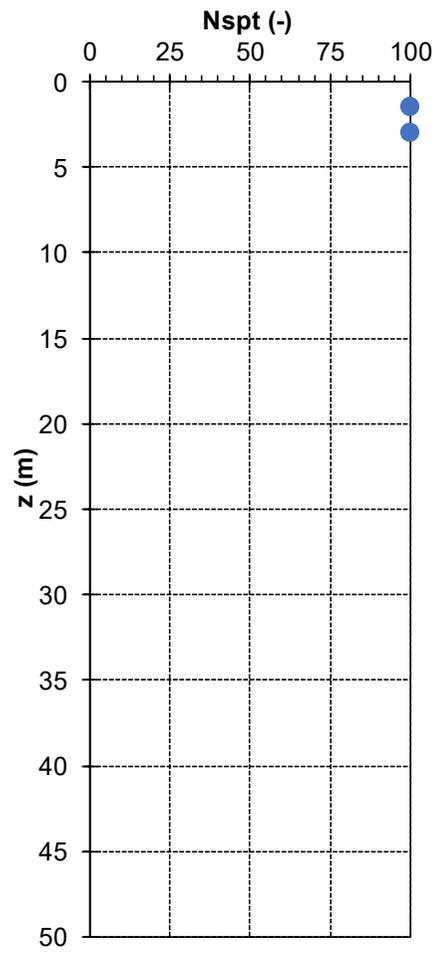


SONDAGGIO SI6P

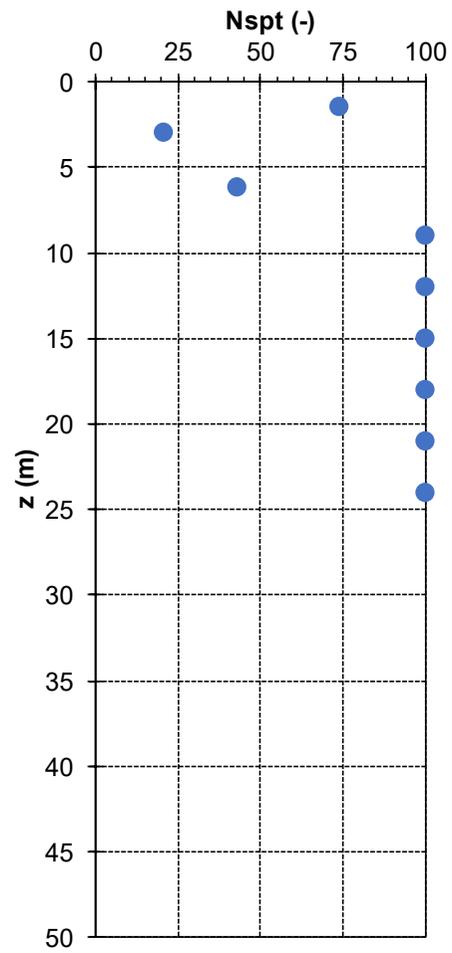


Nota: Valori di Nspt = 100 corrispondono a Rifiuto

SONDAGGIO SI7D



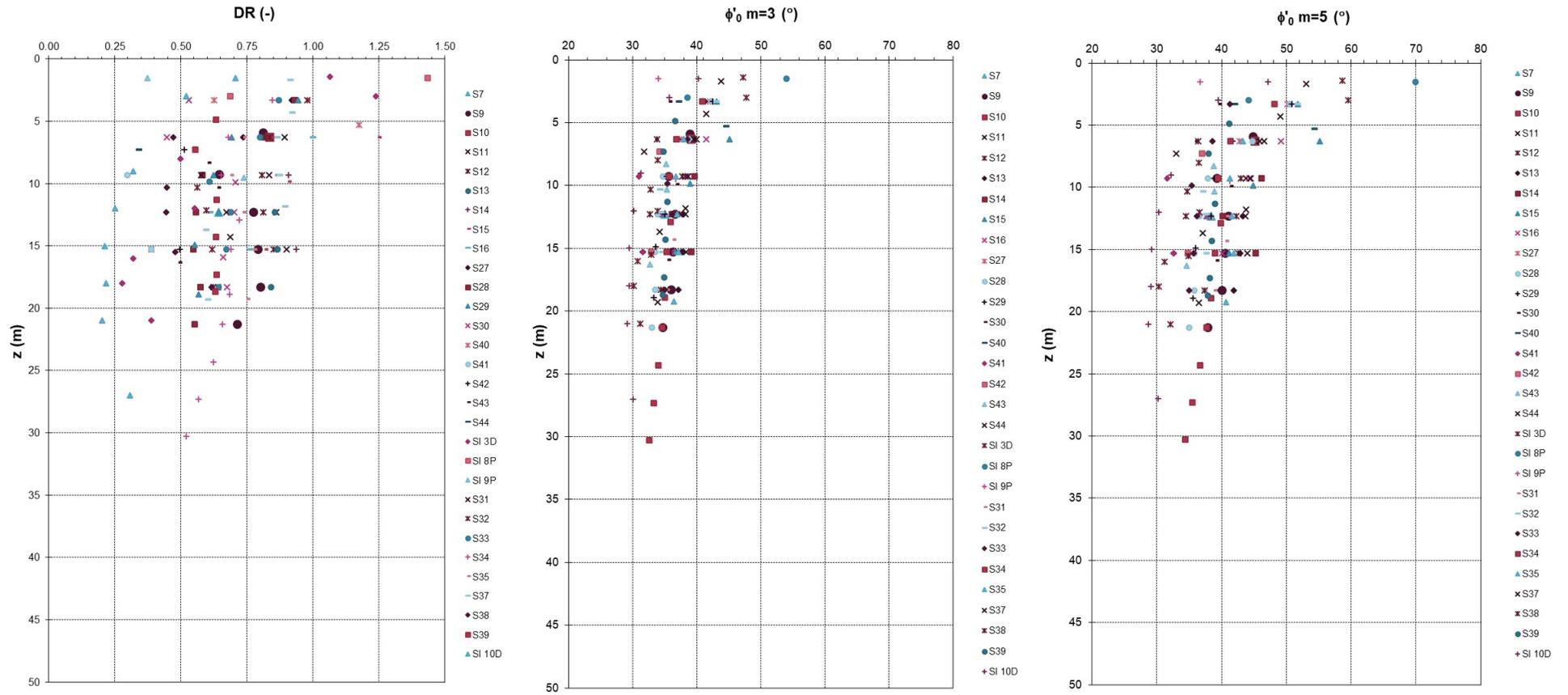
SONDAGGIO SI8P



Nota: Valori di Nspt = 100 corrispondono a Rifiuto

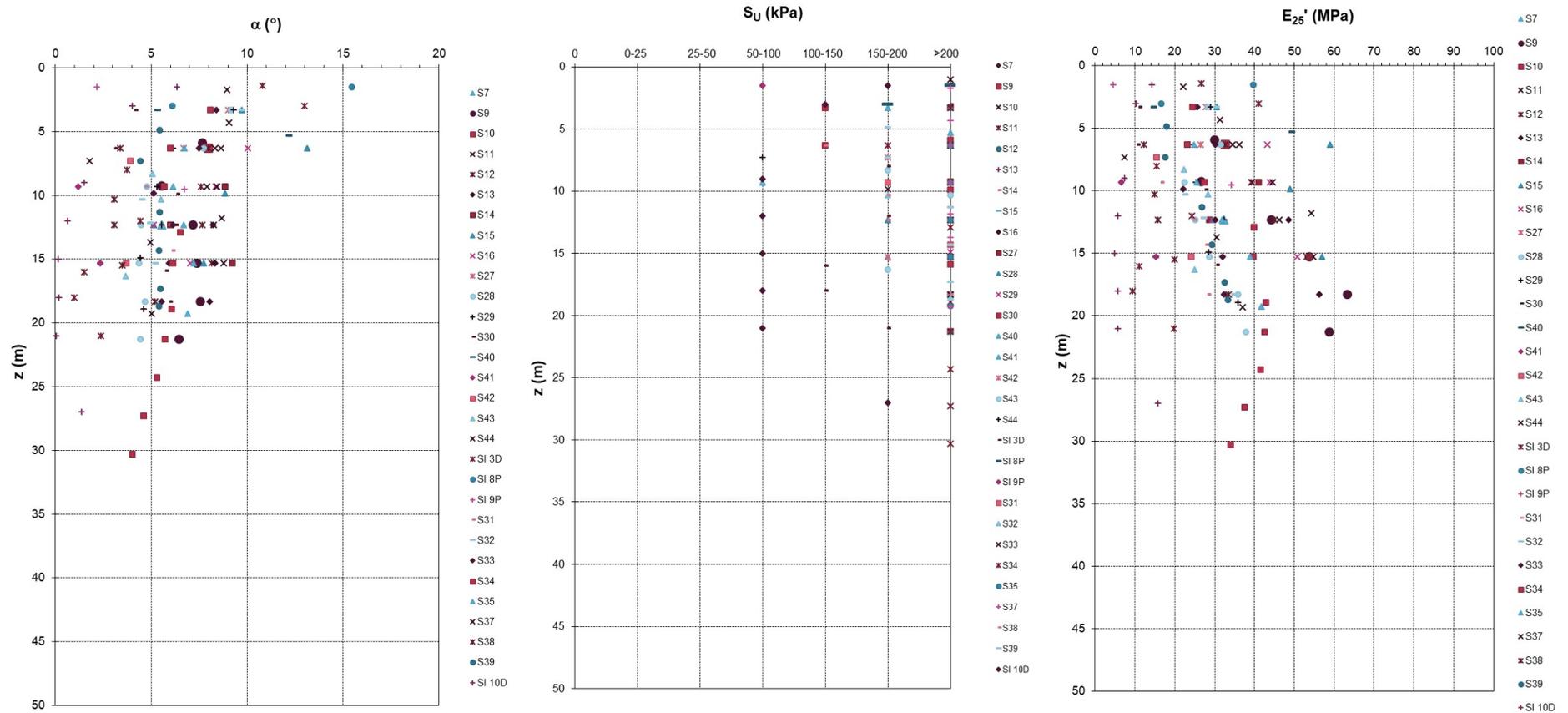
APPENDICE B: RISULTATI DELL'INTERPRETAZIONE DELLE PROVE SPT

UNITÀ GEOTECNICA A



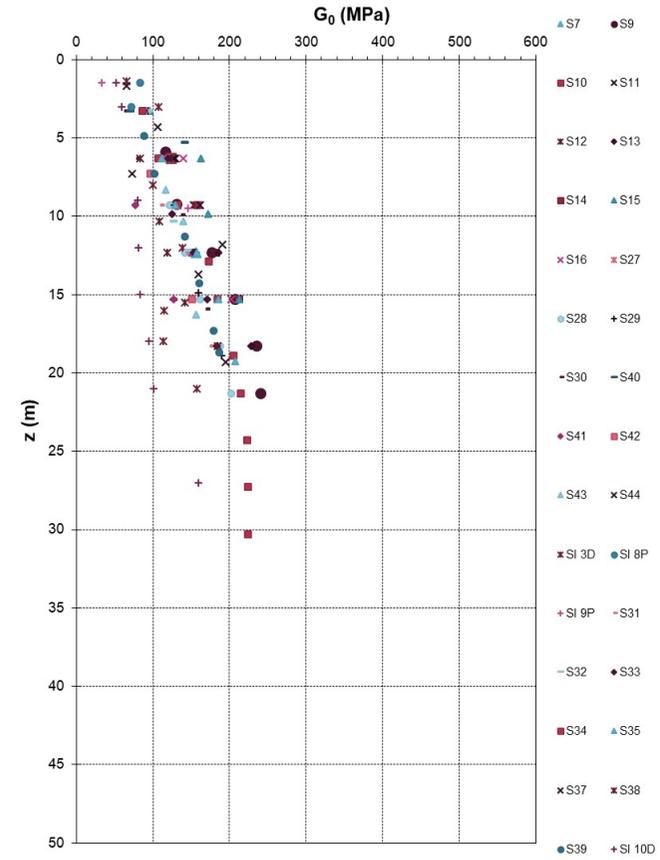
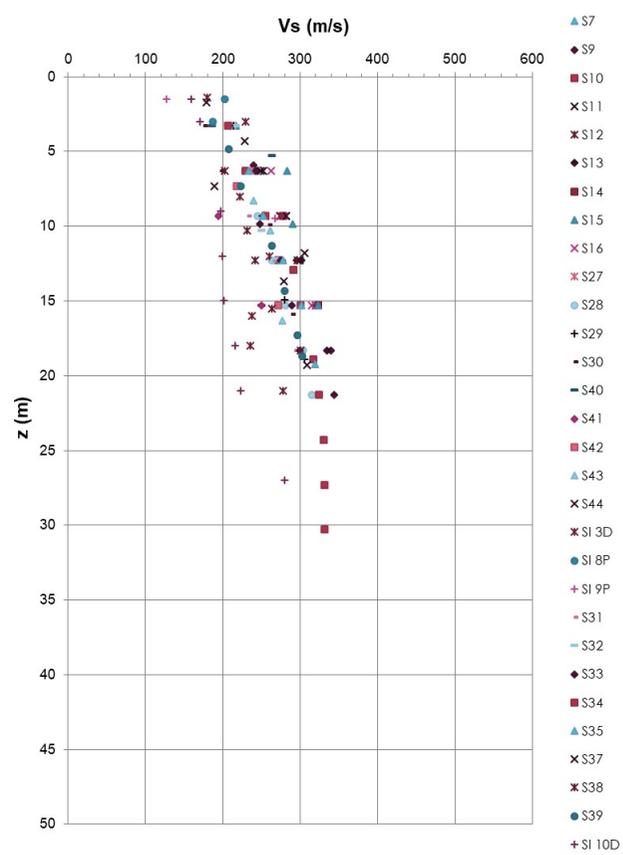
Nota: Dall'interpretazione sono esclusi i valori corrispondenti a Rifiuto

UNITÀ GEOTECNICA A



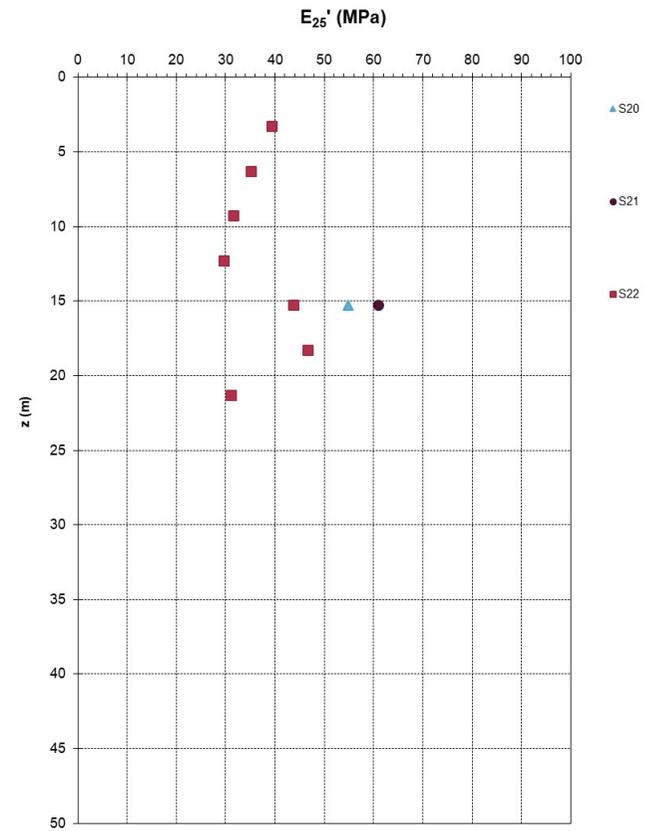
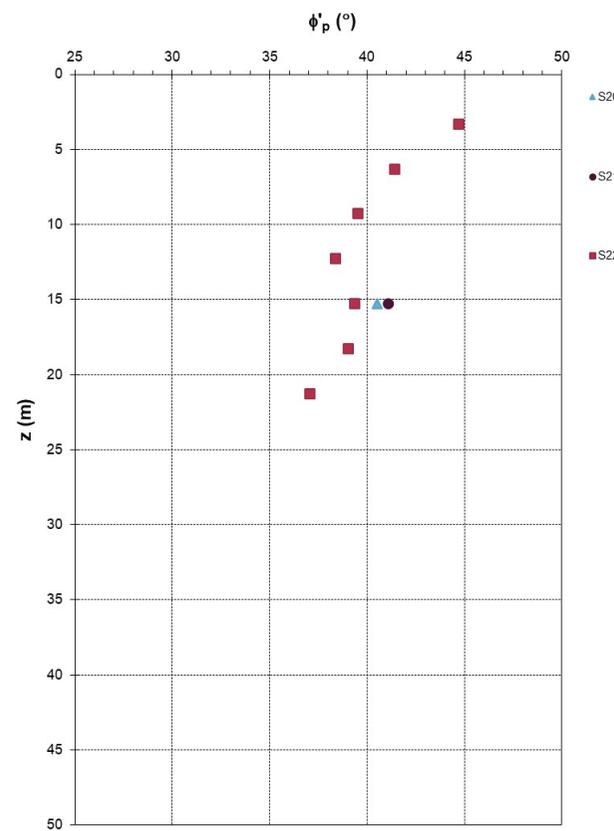
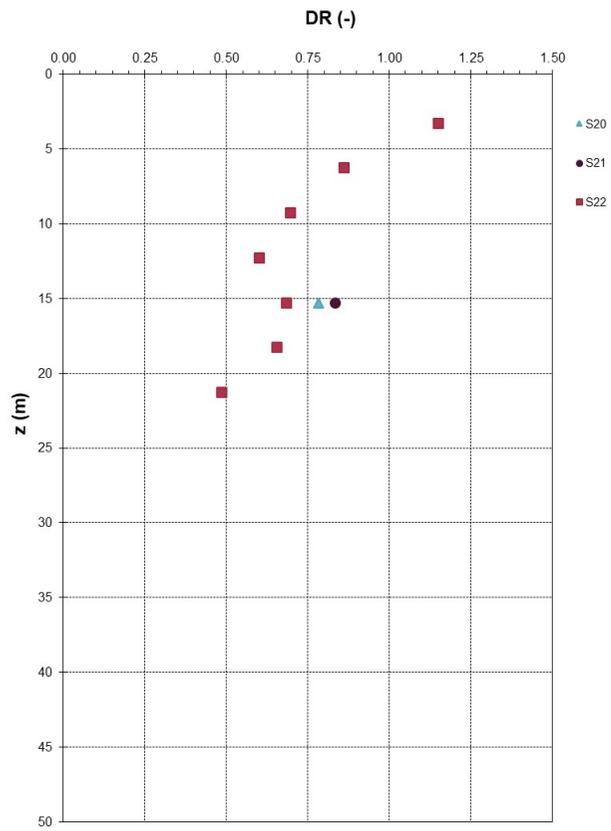
Nota: Dall'interpretazione sono esclusi i valori corrispondenti a Rifiuto

UNITÀ GEOTECNICA A



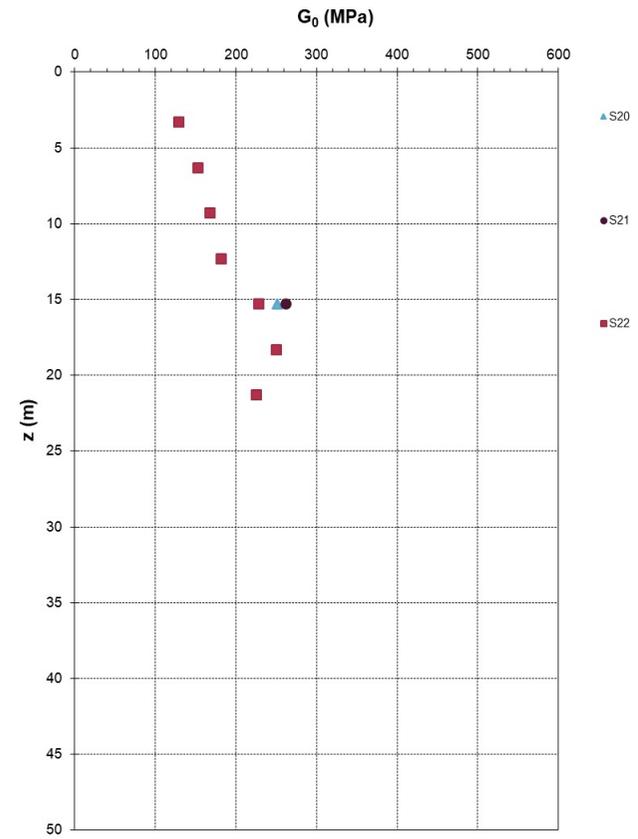
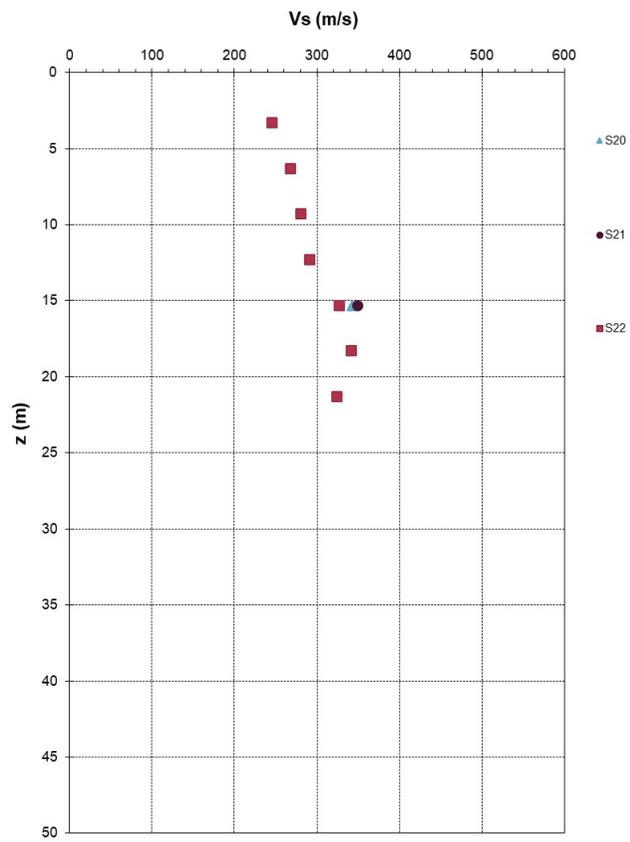
Nota: Dall'interpretazione sono esclusi i valori corrispondenti a Rifuto

UNITÀ GEOTECNICA B



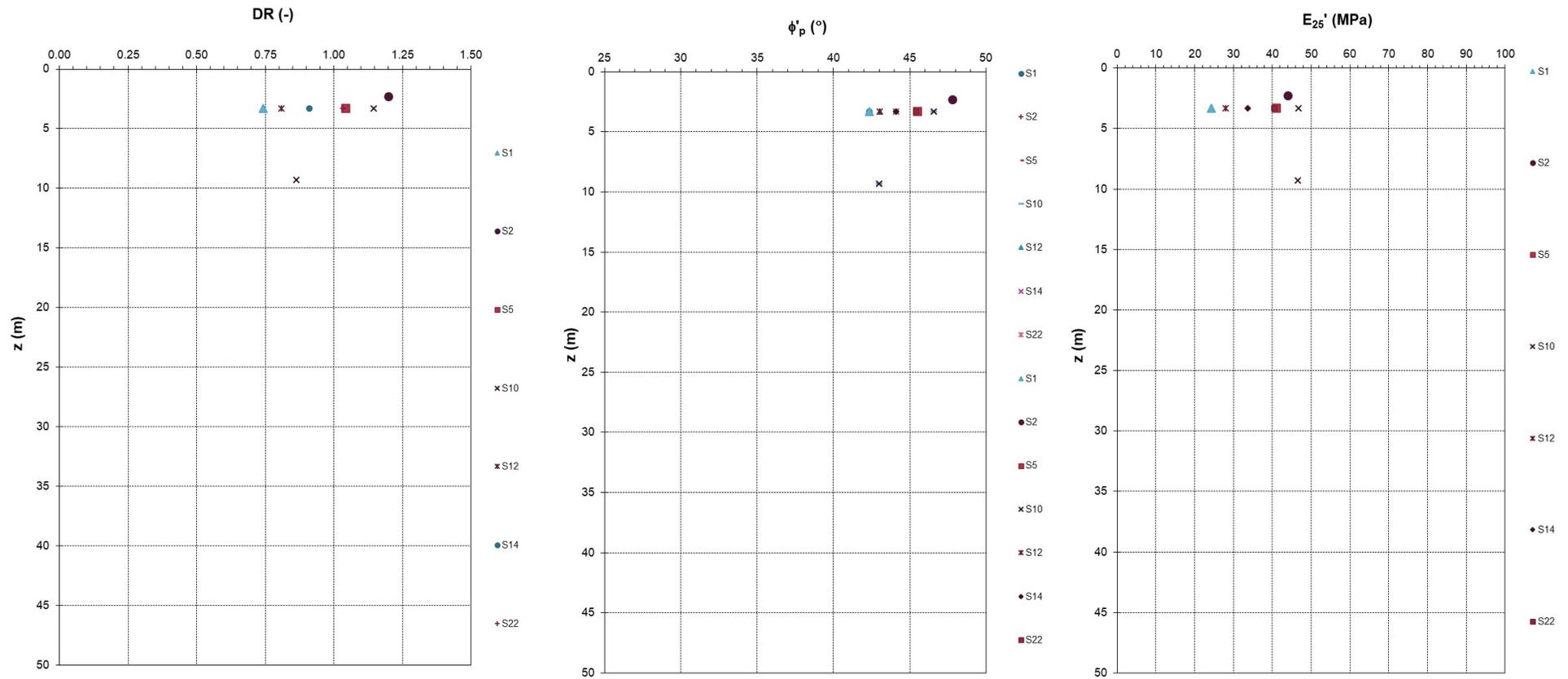
Nota: Dall'interpretazione sono esclusi i valori corrispondenti a Rifiuto

UNITÀ GEOTECNICA B



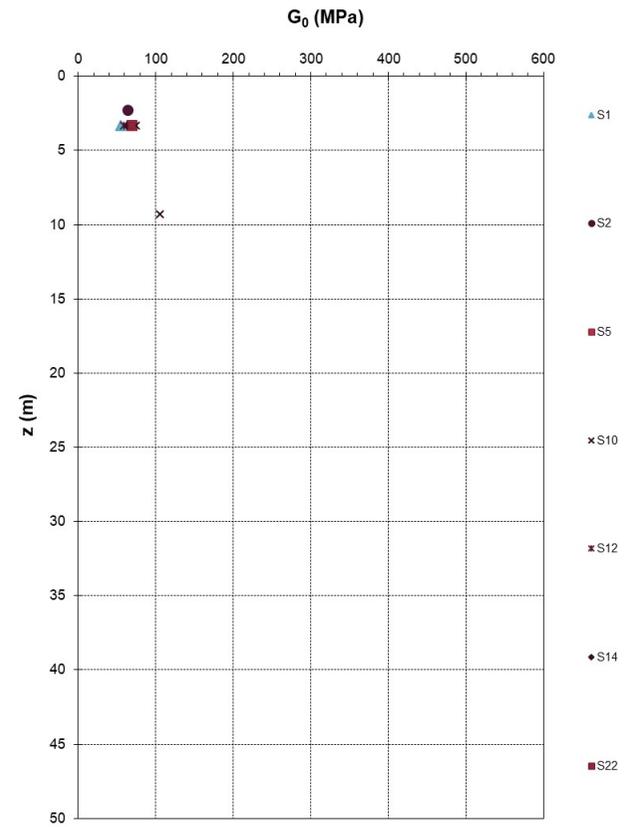
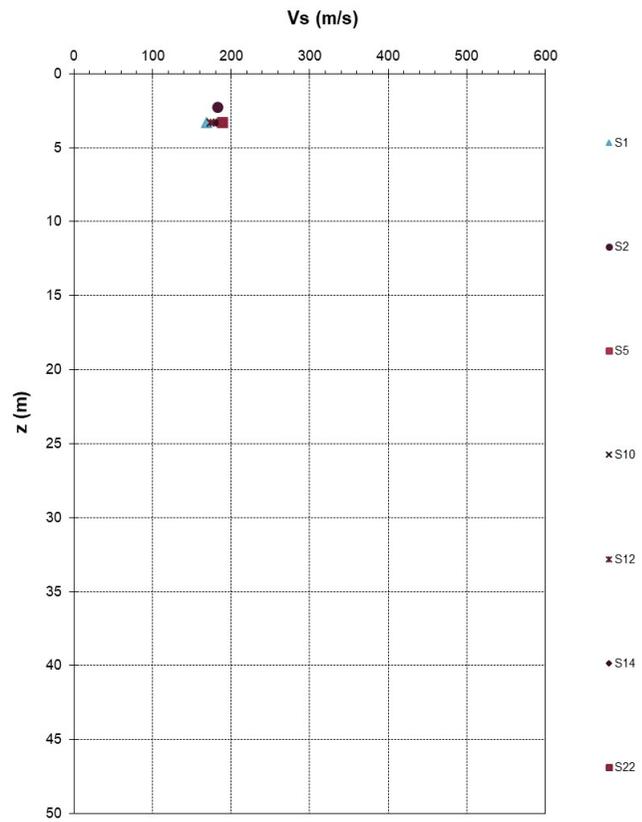
Nota: Dall'interpretazione sono esclusi i valori corrispondenti a Rifiuto

UNITÀ GEOTECNICA C



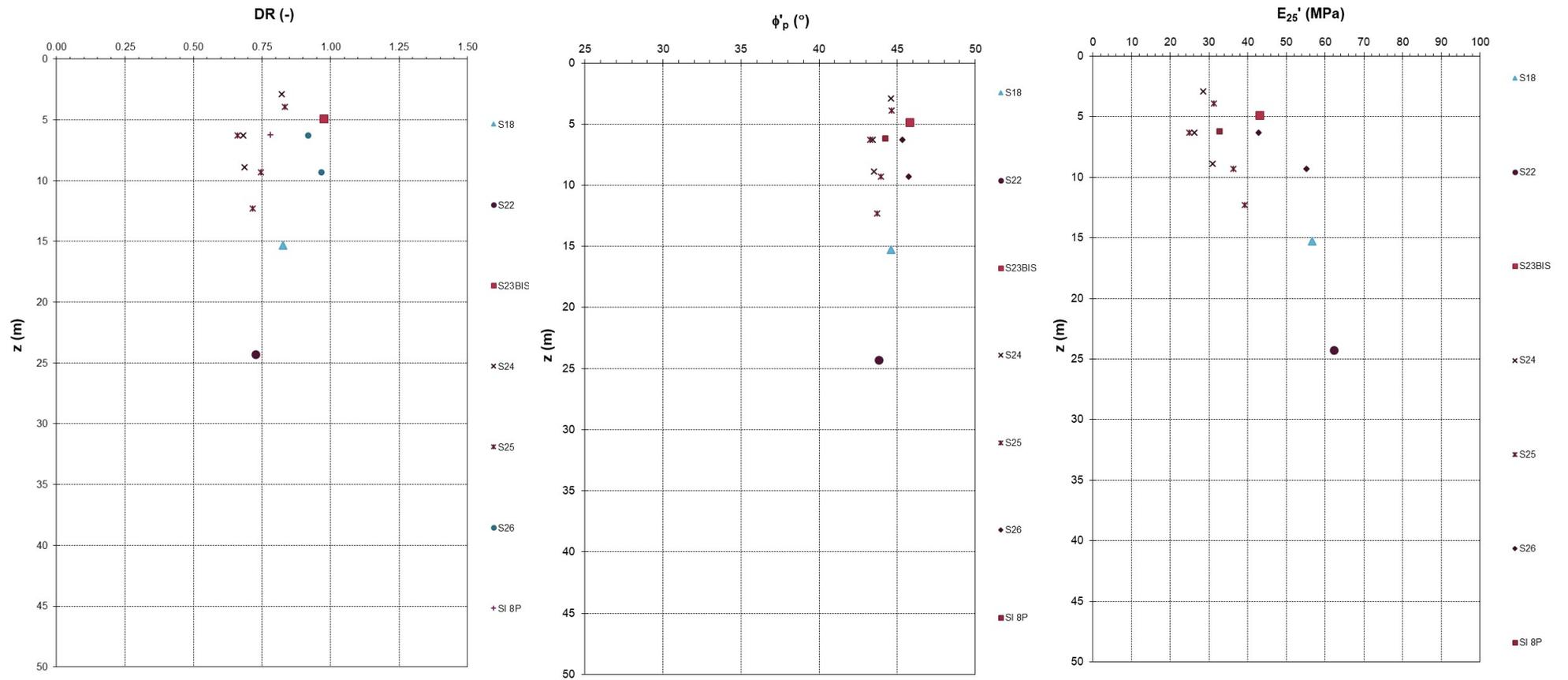
Nota: Dall'interpretazione sono esclusi i valori corrispondenti a Rifiuto

UNITÀ GEOTECNICA C



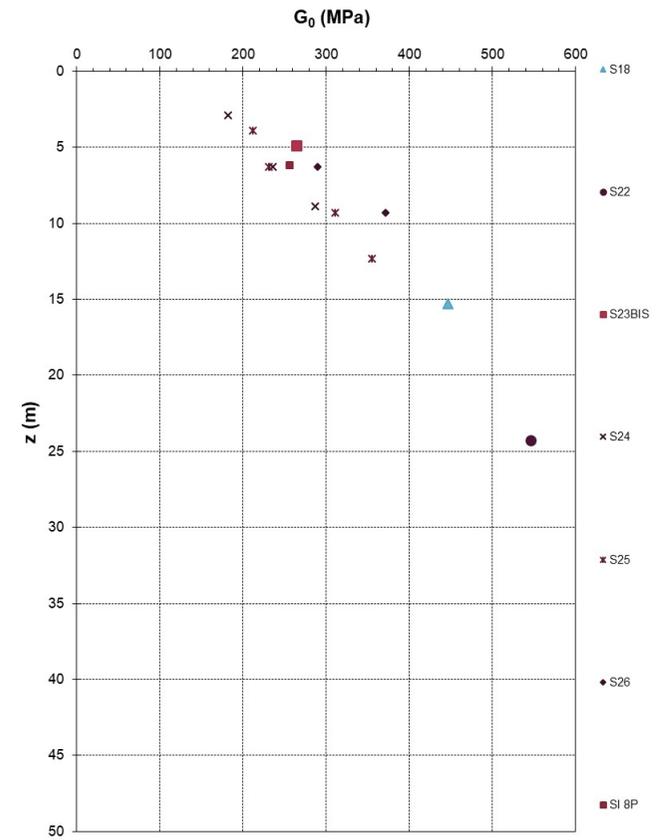
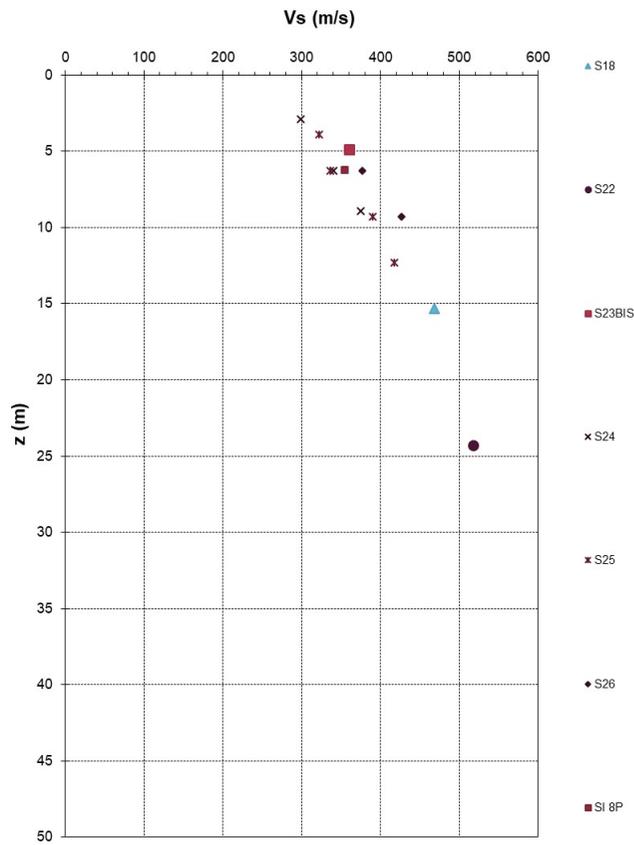
Nota: Dall'interpretazione sono esclusi i valori corrispondenti a Rifiuto

UNITÀ GEOTECNICA D



Nota: Dall'interpretazione sono esclusi i valori corrispondenti a Rifuto

UNITÀ GEOTECNICA D



Nota: Dall'interpretazione sono esclusi i valori corrispondenti a Rifuto

APPENDICE C: TABULATI DI CALCOLO SOFTWARE SETTLE 3D

Settle3D Analysis Information

Project Settings

Document Name: Pk3950.s3z
 Date Created: 20/09/2022, 20:19:36
 Stress Computation Method: Boussinesq
 Use average properties to calculate layered stresses

Stage Settings

Stage #	Name
1	Stage 1
2	Stage 2
3	Stage 3

Results

Time taken to compute: 0 seconds

Stage: Stage 1

Data Type	Minimum	Maximum
Total Settlement [m]	0	0.205889
Consolidation Settlement [m]	0	0
Immediate Settlement [m]	0	0.205889
Loading Stress [kPa]	0.0102503	239.211
Total Stress [kPa]	0.0102503	856.285
Total Strain	2.62494e-007	0.01018
Degree of Consolidation [%]	0	0
Pre-consolidation Stress [kPa]	0.978999	856.024
Over-consolidation Ratio	1	1
Void Ratio	0	0
Hydroconsolidation Settlement [m]	0	0

Stage: Stage 2

Data Type	Minimum	Maximum
Total Settlement [m]	0	0.224664
Consolidation Settlement [m]	0	0
Immediate Settlement [m]	0	0.224664
Loading Stress [kPa]	0.0125102	250.36
Total Stress [kPa]	0.0125102	867.433
Total Strain	3.138e-007	0.0109014
Degree of Consolidation [%]	0	0
Pre-consolidation Stress [kPa]	1.73619	867.174
Over-consolidation Ratio	1	1

Void Ratio	0	0
Hydroconsolidation Settlement [m]	0	0

Stage: Stage 3

Data Type	Minimum	Maximum
Total Settlement [m]	0	0.22766
Consolidation Settlement [m]	0	0
Immediate Settlement [m]	0	0.22766
Loading Stress [kPa]	0.0125102	255.473
Total Stress [kPa]	0.0125102	868.431
Total Strain	3.36376e-007	0.0110694
Degree of Consolidation [%]	0	0
Pre-consolidation Stress [kPa]	1.73721	868.173
Over-consolidation Ratio	1	1
Void Ratio	0	0
Hydroconsolidation Settlement [m]	0	0

Loads

1. Rectangular Load

Length: 6.4 m
 Width: 50 m
 Rotation angle: 0 degrees
 Load Type: Flexible
 Area of Load: 320 m²
 Load: 20 kPa
 Depth: -15 m
 Installation Stage: Stage 1

Coordinates

X [m]	Y [m]
-3.2	0.0921144
3.2	0.0921144
3.2	50.0921
-3.2	50.0921

2. Rectangular Load

Length: 7 m
 Width: 50 m
 Rotation angle: 0 degrees
 Load Type: Flexible
 Area of Load: 350 m²
 Load: 20 kPa
 Depth: -15 m
 Installation Stage: Stage 3

Coordinates

X [m]	Y [m]
-10.3969	-7.10543e-015
-3.39691	-7.10543e-015
-3.39691	50

-10.3969 50

Embankments

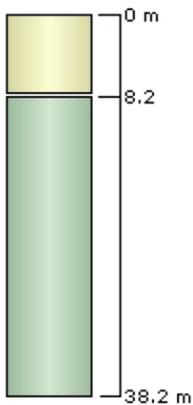
1. Embankment

Center Line: (0, 0) to (0, 50)
 Number of Layers: 3
 Near End Angle: 90 degrees
 Far End Angle: 90 degrees
 Base Width: 63

Layer	Stage	Left Bench Width (m)	Left Angle (deg)	Height (m)	Unit Weight (kN/m ³)	Right Angle (deg)	Right Bench Width (m)
1	Stage 1	0	34	5	18	34	0
2	Stage 1	3	34	5	18	34	3
3	Stage 1	3	34	4.5	18	34	3

Soil Layers

Layer #	Type	Thickness [m]	Depth [m]
1	Unità B-C-D	8.2	0
2	Unità A	30	8.2



Soil Properties

Property	Unità B-C-D	Unità A
Color		
Unit Weight [kN/m ³]	21	20
Immediate Settlement	Enabled	Enabled
Es [kPa]	45000	20000
Es bottom [kPa]	67000	30000
Esur [kPa]	60000	30000
Esur bottom [kPa]	90000	450000

Query Points

Point #	(X,Y) Location	Number of Divisions
1	0, 25.0921	Auto: 49

Query Lines

Line #	Start Location	End Location	Horizontal Divisions	Vertical Divisions
1	-50, 25	50, 25	20	Auto: 29

Field Point Grid

Number of points: 288

Expansion Factor: 2

Grid Coordinates

X [m]	Y [m]
66.5	85.0921
66.5	-35
-73.5	-35
-73.5	85.0921

Settle3D Analysis Information

Project Settings

Document Name: Pk11950.s3z
 Date Created: 20/09/2022, 20:19:36
 Stress Computation Method: Boussinesq
 Use average properties to calculate layered stresses

Stage Settings

Stage #	Name
1	Stage 1
2	Stage 2

Results

Time taken to compute: 0.275233 seconds

Stage: Stage 1

Data Type	Minimum	Maximum
Total Settlement [m]	0	0.0995832
Consolidation Settlement [m]	0	0
Immediate Settlement [m]	0	0.0995832
Loading Stress [kPa]	0.000797682	131.76
Total Stress [kPa]	0.000797682	638.807
Total Strain	4.17076e-008	0.00658512
Degree of Consolidation [%]	0	0
Pre-consolidation Stress [kPa]	0.600835	638.53
Over-consolidation Ratio	1	1
Void Ratio	0	0
Hydroconsolidation Settlement [m]	0	0

Stage: Stage 2

Data Type	Minimum	Maximum
Total Settlement [m]	0	0.104825
Consolidation Settlement [m]	0	0
Immediate Settlement [m]	0	0.104825
Loading Stress [kPa]	0.000797682	142.011
Total Stress [kPa]	0.000797682	640.453
Total Strain	1.11413e-007	0.00709665
Degree of Consolidation [%]	0	0
Pre-consolidation Stress [kPa]	0.602229	640.178
Over-consolidation Ratio	1	1
Void Ratio	0	0

Hydroconsolidation Settlement [m]	0	0
-----------------------------------	---	---

Loads

1. Rectangular Load

Length: 6.4 m
 Width: 50 m
 Rotation angle: 0 degrees
 Load Type: Flexible
 Area of Load: 320 m²
 Load: 20 kPa
 Depth: -7 m
 Installation Stage: Stage 2

Coordinates

X [m]	Y [m]
-3.2	0.0921144
3.2	0.0921144
3.2	50.0921
-3.2	50.0921

Embankments

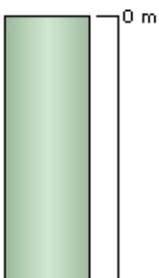
1. Embankment

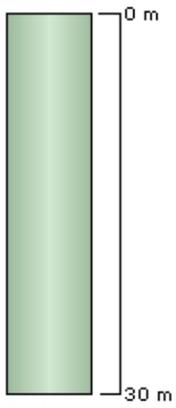
Center Line: (0, 0) to (0, 50)
 Number of Layers: 2
 Near End Angle: 90 degrees
 Far End Angle: 90 degrees
 Base Width: 34

Layer	Stage	Left Bench Width (m)	Left Angle (deg)	Height (m)	Unit Weight (kN/m ³)	Right Angle (deg)	Right Bench Width (m)
1	Stage 1	0	34	2	19	34	0
2	Stage 1	3	34	5	19	34	3

Soil Layers

Layer #	Type	Thickness [m]	Depth [m]
1	Unità A	30	0





Soil Properties

Property	Unità A
Color	
Unit Weight [kN/m ³]	20
Immediate Settlement	Enabled
Es [kPa]	20000
Es bottom [kPa]	30000
Esur [kPa]	30000
Esur bottom [kPa]	450000

Query Points

Point #	(X,Y) Location	Number of Divisions
1	0, 25.0921	Auto: 31

Query Lines

Line #	Start Location	End Location	Horizontal Divisions	Vertical Divisions
1	-50, 25	50, 25	20	Auto: 19