

File: [IA9513R78GEGE0006001B.docx](#)

n. Elab.:

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA					
	INTERVENTI DI VELOCIZZAZIONE TRATTA GRASSANO-BERNALDA GEOTECNICA					
Relazione Geotecnica e sismica generale	COMMESSA IA95	LOTTO 13	CODIFICA R 78 GE	DOCUMENTO GE 0006 001	REV. B	FOGLIO 3 di 90

INDICE

1	PREMESSA	6
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	7
3	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	8
4	INQUADRAMENTO GEOLOGICO E IDROGEOLOGICO	9
4.1	ASSETTO LITOSTRATIGRAFICO	9
4.1.1	Unità della Fossa Bradanica.....	9
4.1.2	Depositi continentali quaternari	9
4.2	ASSETTO GEOMORFOLOGICO.....	12
4.2.1.1	Elementi idrografici.....	13
4.2.1.2	Elementi strutturali e tettonici	13
4.2.1.3	Forme, processi e depositi gravitativi.....	13
4.2.1.4	Forme, processi e depositi dovuti alle acque correnti superficiali.....	15
4.2.1.5	Forme antropiche e manufatti	15
4.3	ASSETTO IDROGEOLOGICO	16
4.3.1	Assetto idrogeologico	16
4.3.1.1	Complessi delle unità del substrato	16
4.3.1.2	Complesso fluvio-lacustre dei depositi di copertura.....	17
5	INDAGINI GEOGNOSTICHE	18
5.1	DESCRIZIONE DELLE INDAGINI.....	18
5.2	SONDAGGI.....	19
5.3	POZZETTI ESPLORATIVI	19
5.4	INDAGINI GEOFISICHE	20
6	CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	21
6.1	TERRENI A GRANA GROSSA (SABBIE E GHIAIE)	21
6.1.1	Classificazione.....	21

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA					
	INTERVENTI DI VELOCIZZAZIONE TRATTA GRASSANO-BERNALDA GEOTECNICA					
Relazione Geotecnica e sismica generale	COMMESSA IA95	LOTTO 13	CODIFICA R 78 GE	DOCUMENTO GE 0006 001	REV. B	FOGLIO 4 di 90

6.1.2	Stato di addensamento (Dr)	21
6.1.3	Resistenza in terreni incoerenti (ϕ').....	22
6.1.4	Caratteristiche di deformabilità	22
6.2	DEPOSITI COESIVI.....	22
6.2.1	Classificazione.....	22
6.2.2	Caratteristiche di resistenza	23
6.2.3	Caratteristiche di deformabilità	23
6.2.4	Caratteristiche di consolidazione	24
7	DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA DI PROGETTO.....	25
7.1	AZIONE SISMICA	25
7.2	VITA NOMINALE	25
7.3	CLASSE D'USO.....	26
7.4	PERIODO DI RIFERIMENTO	26
7.5	VALUTAZIONE DEI PARAMETRI DI PERICOLOSITÀ SISMICA.....	27
7.6	CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL TERRENO	28
7.6.1	Categorie di Sottosuolo	28
7.6.2	Condizioni Topografiche	28
7.6.3	Amplificazione Stratigrafica e Topografica	29
7.6.4	Parametri Sismici di Calcolo	30
8	ANALISI DI PERICOLOSITA' RISPETTO AL FENOMENO DELLA LIQUEFAZIONE	31
9	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	39
9.1	DEFINIZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE INDIVIDUATE	39
9.1.1	Unità Ra.....	39
9.1.2	Unità Ar (LS)	39
9.1.2.1	Identificazione	39
9.1.2.2	Parametri di resistenza al taglio	45
9.1.2.3	Parametri di deformabilità	50
9.1.2.4	Permeabilità	53

9.1.3	Unità Ar(Gs)	54
9.1.3.1	Identificazione	54
9.1.3.2	Parametri di resistenza.....	58
9.1.3.3	Parametri di deformabilità	62
9.1.3.4	Permeabilità	62
9.1.4	Unità Sub(ASP)	64
9.1.4.1	Identificazione	64
9.1.4.2	Parametri di resistenza.....	69
9.1.4.3	Parametri di deformabilità	74
9.1.4.4	Permeabilità	78
9.2	DETERMINAZIONE DEI PARAMETRI GEOTECNICI	79
10	MONITORAGGIO PIEZOMETRICO	80
11	PROVE DI CARICO SU PIASTRA IN POZZETTI ESPLORATIVI	82
12	SINTESI DEGLI ASPETTI PROGETTUALI GEOTECNICI	83
13	METODOLOGIE DI CALCOLO CAPACITA' PORTANTE DEI PALI.....	87
13.1	PREMESSA	87
13.2	ANALISI AGLI STATI LIMITE	87
13.3	METODOLOGIA DI CALCOLO CAPACITÀ PORTANTE AI CARICHI VERTICALI	88
13.4	DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA DI PROGETTO A TRAZIONE	90

	PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA					
	INTERVENTI DI VELOCIZZAZIONE TRATTA GRASSANO-BERNALDA GEOTECNICA					
Relazione Geotecnica e sismica generale	COMMESSA IA95	LOTTO 13	CODIFICA R 78 GE	DOCUMENTO GE 0006 001	REV. B	FOGLIO 6 di 90

1 PREMESSA

Nel presente documento si riporta la caratterizzazione geotecnica a supporto del Progetto di Fattibilità Tecnico Economica degli Interventi di velocizzazione della tratta Grassano –Ferrandina, nell’ambito della linea ferroviaria Potenza-Metaponto.

In particolare, nella presente relazione sono affrontati i seguenti aspetti:

- breve inquadramento geologico, morfologico e idrogeologico;
- descrizione delle indagini geotecniche eseguite in sito ed in laboratorio;
- rilievo del livello di falda;
- descrizione dei criteri in base ai quali sono stati interpretati i risultati delle indagini geotecniche effettuate;
- interpretazione dei risultati delle indagini geotecniche e definizione dei parametri geotecnici, in termini di proprietà fisiche e meccaniche (resistenza al taglio e deformabilità), per le unità geotecniche intercettate lungo la viabilità;
- caratterizzazione geotecnica in corrispondenza delle opere d’arte principali: stratigrafia, definizione dei parametri geotecnici di progetto, individuazione livello di falda, categoria di sottosuolo;
- descrizione dei criteri di calcolo e predimensionamento delle opere di presidio propedeutiche allo scavo delle fondazioni dei viadotti;
- descrizione dei criteri di calcolo e predimensionamento delle fondazioni dei viadotti;

Per quanto riguarda l’analisi dei cedimenti dei rilevati ferroviari e loro decorso nel tempo e la verifica di stabilità delle scarpate (rilevati e trincee ferroviari), e opere di fondazione dei viadotti si rimanda agli appositi documenti.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA					
	INTERVENTI DI VELOCIZZAZIONE TRATTA GRASSANO-BERNALDA GEOTECNICA					
Relazione Geotecnica e sismica generale	COMMESSA IA95	LOTTO 13	CODIFICA R 78 GE	DOCUMENTO GE 0006 001	REV. B	FOGLIO 7 di 90

2 **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

[1]D.M. 17 gennaio 2018 (G.U. 20 febbraio 2018 n. 42) - Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni».

[2]Circolare 21 Gennaio 2019 n. 7 C.S.LL.PP. (G.U. n. 35 del 11 febbraio 2019) - Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

[3]RFI DTC SI PS MA IFS 001 E - Manuale di Progettazione delle Opere Civili - Parte II - Sezione 2 – Ponti e Strutture (31 Dicembre 2020)

[4]Eurocodice EN 1997-1: Progettazione Geotecnica – Parte 1: Regole generali

[5]Eurocodice EN 1998-5: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazione, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici

[6]RFI DTC SICS MA IFS 001 E - Manuale di Progettazione delle Opere Civili - Parte II - Sezione 3 - Corpo Stradale (31 Dicembre 2020);

3 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

Nella presente relazione si è fatto riferimento ai seguenti documenti:

- Indagini geognostiche IA9513R69SGGE0005001
- Indagini geognostiche bibliografiche IA9513R69SGGE0005002
- Indagini geofisiche IA9513R69IGGE0005001
- Prove di laboratorio IA9513R69PRGE0005001
- Monitoraggio piezometrico
(Lecture da Giugno 2021 a Dicembre 2021) IA9513R69RH GE000 5001
- Relazione geologica, geomorfologica, idrogeologica e sismica IA9513R69RGGE0001001
- Carta geologica con elementi di geomorfologia e profilo geologico dal km 10+000 al km 15+000 Tav. 3 di 4 IA9513R69L5GE0001003
- Carta geologica con elementi di geomorfologia e profilo geologico dal km 15+000 al km 20+303.237 Tav. 4 di 4 IA9513R69L5GE0001004
- Carta idrogeologica e profilo idrogeologico dal km 10+000 al km 15+000 Tav. 3 di 4 IA9513R69L5GE0002003
- Carta idrogeologica e profilo idrogeologico dal km 15+000 al km 20+303.237 Tav. 4 di 4 IA9513R69L5GE0002004

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA					
	INTERVENTI DI VELOCIZZAZIONE TRATTA GRASSANO-BERNALDA GEOTECNICA					
Relazione Geotecnica e sismica generale	COMMESSA IA95	LOTTO 13	CODIFICA R 78 GE	DOCUMENTO GE 0006 001	REV. B	FOGLIO 9 di 90

4 INQUADRAMENTO GEOLOGICO E IDROGEOLOGICO

4.1 ASSETTO LITOSTRATIGRAFICO

Nei settori di studio sono state individuate le seguenti unità geologiche, descritte dal basso verso l'alto stratigrafico. Di seguito se ne riporta una descrizione sintetica, rimandando, per i dettagli, alla Relazione Geologica e agli elaborati grafici dedicati.

4.1.1 Unità della Fossa Bradanica

Nell'area di studio, le successioni stratigrafiche della Fossa Bradanica sono rappresentate da una singola unità geologica, nota in letteratura come Argille Subappennine. L'unità affiora lungo i rilievi collinari che bordano il fondovalle del Fiume Basento e rappresenta il substrato geologico dell'intera area di studio.

Argille Subappennine

La formazione in esame si rinviene diffusamente in tutto l'area di studio, sia lungo i rilievi collinari che bordano la piana del Fiume Basento che al di sotto dei terreni di copertura più recenti. Si tratta di depositi marini di piattaforma e scarpata superiore, costituiti da due differenti litofacies a composizione argilloso-limosa e ghiaioso-conglomeratica. Poggiano in contatto stratigrafico discordante su unità non affioranti nell'area e presentano uno spessore massimo di circa 1000 m. Dal punto di vista cronologico, questi terreni sono riferibili all'intervallo Pleistocene inferiore – Pleistocene medio.

La litofacies argilloso-limosa (**ASP**) è formata da argille limose e limi argillosi di colore grigio e grigio-azzurro, marrone e giallastro per alterazione, in strati da sottili a molto spessi, generalmente poco evidenti e a laminazione piano-parallela, con sottili e frequenti intercalazioni di argille marnose, sabbie limose e sabbie medio-fini; nella parte bassa della sequenza le argille passano eteropicamente a sabbie quarzoso-micacee di colore grigio e giallo-ocra, a grana fine, massive o a stratificazione piano-parallela; nella parte alta della sequenza sono presenti strati da molto sottili a medi di vulcanoclastiti gradate a grana fine, cui si associano lamine di cineriti grigio-biancastre.

La litofacies ghiaioso-conglomeratica (**ASP2a**) è formata da ghiaie e conglomerati poligenici a elementi calcarei e litarenitici fortemente eterometrici, da sub-angolosi ad arrotondati, talora appiattiti, in matrice sabbiosa e sabbioso-limosa di colore marrone e grigio, generalmente abbondante; a luoghi si rinvengono livelli di argille limose grigio-azzurre, laminate o sottilmente stratificate, e passaggi di sabbie quarzoso-micacee di colore grigio e giallo-ocra, a grana fine, massive o a stratificazione piano-parallela.

4.1.2 Depositi continentali quaternari

I depositi continentali quaternari sono rappresentati, nei settori di interesse progettuale, da sei distinte unità, di natura prevalentemente alluvionale, eluvio-colluviale e antropica. Tali terreni si rinvengono in tutta la zona di studio e, in particolare, lungo il fondovalle del Fiume Basento.

Depositi alluvionali terrazzati

I depositi in questione si rinvengono in corrispondenza dei rilievi che bordano la piana alluvionale del Fiume Basento, in lembi per lo più di limitata estensione. Si tratta di depositi continentali di canale fluviale, argine, piana inondabile e lago di meandro, costituiti da una singola litofacies a composizione sabbioso-limosa. Poggiano in contatto stratigrafico discordante sulle unità più antiche e sono caratterizzati da uno spessore massimo di circa 10 m. Dal punto di vista cronostratigrafico, i depositi in questione sono ascrivibili al Pleistocene superiore.

Dal punto di vista sedimentologico, l'unica litofacies riferibile a tale unità (**bn2**) è composta da sabbie, sabbie limose e limi sabbiosi di colore marrone e bruno-rossastro, a struttura indistinta o debolmente laminata, con locali ghiaie poligeniche da sub-angolose ad arrotondate; nella parte bassa della sequenza si rinvengono lenti e/o livelli di ghiaie poligeniche ed eterometriche, da sub-angolose a sub-arrotondate, in matrice sabbiosa e sabbioso-limosa di

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA					
	INTERVENTI DI VELOCIZZAZIONE TRATTA GRASSANO-BERNALDA GEOTECNICA					
Relazione Geotecnica e sismica generale	COMMESSA IA95	LOTTO 13	CODIFICA R 78 GE	DOCUMENTO GE 0006 001	REV. B	FOGLIO 10 di 90

colore marrone e giallastro, da scarsa ad abbondante; al tetto della sequenza è presente un livello decimetrico di vulcanoclastiti stratificate a grana fine, parzialmente alterate e rielaborate.

Depositi alluvionali antichi

Questi depositi affiorano nelle aree di raccordo tra i versanti e il settore di piana alluvionale del Fiume Basento, in corrispondenza di superfici terrazzate o conoidi. Si tratta di depositi continentali di canale fluviale, argine, conoide alluvionale, piana inondabile e lago di meandro, costituiti da una singola litofacies a composizione sabbioso-limosa. Poggiano in contatto stratigrafico discordante sulle unità più antiche e presentano uno spessore massimo di circa 20 m. Questi terreni sono riferibili al Pleistocene superiore? – Olocene.

L'unica litofacies riferibile a tale unità (bc2) è formata da sabbie, sabbie limose e limi sabbiosi di colore grigio, marrone e giallastro, a struttura indistinta o laminata, con locali ghiaie poligeniche da sub-angolose a sub-arrotondate e resti fossili (gasteropodi e bivalvi); a luoghi si rinvengono passaggi di limi argilloso-sabbiosi grigi e lenti di ghiaie poligeniche ed eterometriche, da sub-angolose a sub-arrotondate, in matrice sabbiosa, sabbioso-limosa e argilloso-sabbiosa di colore grigio, marrone e avana, da scarsa ad abbondante.

Depositi alluvionali recenti

L'unità in esame affiora diffusamente lungo tutta la piana alluvionale del Fiume Basento e, più limitatamente, lungo l'alveo di alcuni corsi d'acqua secondari. Si tratta di depositi continentali di canale fluviale, argine, conoide alluvionale, piana inondabile e lago di meandro, costituiti da tre differenti litofacies a composizione ghiaioso-sabbiosa, sabbioso-limosa e argilloso-limosa. Poggiano in contatto stratigrafico discordante sulle unità più antiche e sono caratterizzati da uno spessore massimo di circa 20 m. Dal punto di vista cronostatigrafico, i depositi in questione sono ascrivibili all'Olocene.

La litofacies ghiaioso-sabbiosa (bb1) è composta da ghiaie poligeniche ed eterometriche, da sub-angolose ad arrotondate, in matrice sabbiosa e sabbioso-limosa di colore grigio, marrone e giallastro, da scarsa ad abbondante; a luoghi si rinvengono passaggi di sabbie, sabbie limose e limi argilloso-sabbiosi di colore grigio e giallastro, a struttura indistinta o debolmente laminata, con abbondanti ghiaie poligeniche da sub-angolose ad arrotondate.

La litofacies sabbioso-limosa (bb2) è formata da sabbie, sabbie limose e limi sabbiosi di colore grigio, marrone e giallastro, a struttura indistinta o laminata, con locali ghiaie poligeniche da sub-angolose ad arrotondate; a luoghi si rinvengono passaggi di limi argilloso-sabbiosi marroni e lenti di ghiaie poligeniche ed eterometriche, da sub-angolose a sub-arrotondate, in matrice sabbiosa e sabbioso-limosa di colore grigio e marrone, generalmente abbondante.

La litofacies argilloso-limosa (bb3), infine, è composta da argille limose e limi argillosi di colore grigio e marrone, talora ocra, a struttura indistinta o laminata, con rare ghiaie poligeniche da sub-angolose a sub-arrotondate; a luoghi si rinvengono intercalazioni di sabbie limose giallastre e passaggi di limi argilloso-sabbiosi marroni; talora sono presenti sottili lenti di ghiaie poligeniche di dimensioni millimetriche e centimetriche, da sub-arrotondate ad arrotondate.

Depositi alluvionali attuali

Questi depositi affiorano lungo l'alveo del Fiume Basento e dei suoi affluenti maggiori. Si tratta di depositi continentali di canale fluviale, argine e piana inondabile, costituiti da una singola litofacies a composizione ghiaioso-sabbiosa. Tali terreni poggiano in contatto stratigrafico discordante sulle unità più antiche e presentano uno spessore massimo di circa 3 m. Dal punto di vista cronostatigrafico, i depositi in questione sono riferibili all'Olocene – Attuale.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA					
	INTERVENTI DI VELOCIZZAZIONE TRATTA GRASSANO-BERNALDA GEOTECNICA					
Relazione Geotecnica e sismica generale	COMMESSA IA95	LOTTO 13	CODIFICA R 78 GE	DOCUMENTO GE 0006 001	REV. B	FOGLIO 11 di 90

L'unica litofacies riferibile a tale unità (ba1) è costituita da ghiaie poligeniche ed eterometriche, da sub-angolose a sub-arrotondate, in matrice sabbiosa e sabbioso-limosa di colore grigio, giallastro e avana, da scarsa ad abbondante; a luoghi si rinvennero passaggi di sabbie limose, limi sabbiosi e limi argillosi di colore grigio, marrone e giallastro, a struttura indistinta o debolmente laminata, con abbondanti ghiaie poligeniche da sub-angolose a sub-arrotondate.

Coltri eluvio-colluviali

I terreni in esame si rinvennero diffusamente in tutta l'area di studio, nelle zone impluviali o alla base dei versanti più importanti ed estesi. Si tratta di depositi continentali di versante, dilavamento e alterazione del substrato, costituiti da una singola litofacies a composizione limoso-argillosa. Poggiano in contatto stratigrafico discordante sulle unità più antiche e sono caratterizzati da uno spessore massimo di circa 4 m. Questi terreni sono riferibili all'Olocene – Attuale.

La litofacies limoso-argillosa (b2) è formata da limi argillosi, argille sabbiose e limi argilloso-sabbiosi di colore marrone e bruno-rossastro, a struttura indistinta, con diffusi resti vegetali e locali ghiaie poligeniche da sub-angolose ad arrotondate; a luoghi si rinvennero passaggi di sabbie limose e limi sabbiosi di colore marrone, grigio e giallastro, a struttura indistinta, con diffusi resti vegetali e frequenti ghiaie poligeniche da sub-angolose a sub-arrotondate.

Riporti antropici

Nella zona di studio, questi terreni si rinvennero in corrispondenza dei nuclei industriali e lungo le principali reti stradali e ferroviarie. Si tratta di depositi continentali di genesi antropica, costituiti da una singola litofacies a composizione ghiaioso-sabbiosa. Poggiano in contatto stratigrafico discordante sulle unità più antiche e presentano uno spessore massimo di circa 5 m. Dal punto di vista cronostatigrafico, i depositi in questione sono riferibili all'Attuale.

Sotto il profilo sedimentologico, l'unica litofacies riferibile a tale unità (h) sono formati prevalentemente da ghiaie poligeniche ed eterometriche, da angolose a sub-arrotondate, con locali frammenti di laterizi, in matrice sabbiosa e sabbioso-limosa di colore grigio e nocciola, da scarsa ad abbondante; a luoghi si rinvennero passaggi di sabbie e sabbie limose grigie, marroni e giallastre, a struttura indistinta, con diffusi resti vegetali e abbondanti ghiaie poligeniche da sub-angolose a sub-arrotondate.

4.2 ASSETTO GEOMORFOLOGICO

Le caratteristiche geomorfologiche dell'area risultano fortemente condizionate dall'assetto geologico del territorio e, quindi dalle caratteristiche stratigrafiche e strutturali dei termini litologici affioranti. Ad essi si aggiungono i fenomeni di modellamento superficiale che hanno agito durante tutto il Quaternario e le numerose variazioni eustatiche succedutesi nel tempo.



Figura 1 – Vista panoramica dell'alto corso del Fiume Basento e dei rilievi collinari che bordano i fianchi della valle alluvionale (Google Earth)

L'evoluzione morfologica del territorio ed i principali elementi geomorfologici rilevati, pertanto, sono direttamente connessi al deflusso delle acque correnti superficiali ed ai fenomeni gravitativi e/o erosivi agenti lungo i versanti. Tra questi assume particolare rilevanza il corso del Fiume Basento, che con la sua azione erosiva e deposizionale contribuisce in maniera sostanziale all'evoluzione geomorfologica dell'area. Ai suddetti fattori vanno aggiunti, inoltre, le forme ed i depositi connessi con l'attività antropica, le forme di genesi mista e gli elementi strutturali e tettonici.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA					
	INTERVENTI DI VELOCIZZAZIONE TRATTA GRASSANO-BERNALDA GEOTECNICA					
Relazione Geotecnica e sismica generale	COMMESSA IA95	LOTTO 13	CODIFICA R 78 GE	DOCUMENTO GE 0006 001	REV. B	FOGLIO 13 di 90

4.2.1.1 Elementi idrografici

L'area di studio ricade interamente nel bacino idrografico del Fiume Basento. Tale bacino si estende per circa 1537 km² tra il Monte Arioso, dove sono presenti le sorgenti, e il Mar Ionio, dove è situata la sua foce. Dal punto di vista amministrativo, il bacino ricade nel territorio delle province di Potenza e Matera, interessando a NW i monti dell'Appennino lucano settentrionale e a SE, la costa ionica lucana. Dal punto di vista idrografico, il bacino confina a Nord con il bacino del Fiume Bradano, a Sud con il bacino dei Fiumi Cavone e Agri e a Ovest con il bacino del Fiume Sele.

Con un'asta di circa 149 km il Fiume Basento si sviluppa inizialmente in direzione grossomodo W-E tra Monte Arioso e la stazione di Salandra, dove devia in direzione circa NW-SE fino alla foce nel Mar Ionio, nei pressi di Metaponto. La portata media alla foce è di circa 12.2 m³/s.

I corsi d'acqua secondari dell'area sono tutti degli affluenti del Fiume Basento, sia in destra che in sinistra idrografica. Tra questi i principali sono rappresentati, da Nord a Sud, dal Fosso Bradanello, dal Fosso delle Rose e dal Fosso Lo Spineto. Si tratta in generale di corsi a carattere marcatamente stagionale o torrentizio, con portate estremamente variabili e fortemente condizionate dal regime delle piogge, con andamento grossomodo ortogonale a quello dell'alveo principale. Ad essi si aggiungono, inoltre, numerosi valloni e solchi di erosione concentrata attivi solo in concomitanza con eventi meteorici particolarmente intensi.

4.2.1.2 Elementi strutturali e tettonici

Un importante ruolo nell'evoluzione morfologica del territorio è svolto dall'assetto strutturale dei litotipi affioranti e dal loro differente grado di erodibilità. Quest'ultimo risulta essenzialmente legato alla natura litologica e sedimentologica dei depositi, oltre che al loro grado di cementazione e alterazione. Secondario è invece il ruolo svolto dalla tettonica, sia a causa della specifica evoluzione strutturale dell'area che in relazione alla presenza di diffuse e spesse coperture quaternarie.

In generale, la morfogenesi selettiva ha portato allo sviluppo di forme morbide e poco marcate in corrispondenza dei settori di affioramento di termini prevalentemente pelitici (ASP), con rilievi generalmente poco acclivi intervallati da vallate di genesi alluvionale. Fanno eccezione i settori di versante fortemente incisi dalle acque di ruscellamento superficiale, dove si rinvergono scarpate, stacchi morfologici e zone calanchive piuttosto estese. Localmente, la sommità dei rilievi collinari è caratterizzata dalla presenza di limitate superficie terrazzate, blandamente degradanti verso il fondovalle. Tali superfici presentano un assetto piuttosto regolare e sono generalmente bordate da scarpate morfologiche di genesi sia fluviale che gravitativa.

Le strutture connesse alla tettonica fragile sono rappresentate da faglie dirette ad alto angolo, con modesta estensione areale. Tali elementi presentano rigetti nell'ordine di pochi metri e interessano prevalentemente le unità marine del substrato. Essendo sempre sepolte al di sotto dei depositi quaternari più recenti, queste strutture non sono visibili in superficie e, pertanto, svolgono un ruolo secondario nell'evoluzione morfologica del territorio. La loro presenza può essere dedotta unicamente da studi bibliografici a grande scala, mentre non sono state rinvenute tracce dirette di elementi tettonici nella zona di studio.

4.2.1.3 Forme, processi e depositi gravitativi

Nell'attuale contesto morfoclimatico, i fenomeni gravitativi di versante rappresentano un fattore morfoevolutivo di particolare importanza, in quanto fortemente influenti sul modellamento dei rilievi e sull'evoluzione geomorfologica del territorio in esame. Nello specifico, questi fenomeni risultano particolarmente diffusi in corrispondenza dei rilievi collinari che delimitano il fondovalle del Fiume Basento, caratterizzati dall'affioramento di litotipi argillosi e argilloso-sabbiosi, su cui poggiano lembi di depositi alluvionali terrazzati. I versanti interessati da tali fenomeni sono situati sia lungo il fondovalle del Fiume Basento che in corrispondenza dei suoi affluenti maggiori, sia in destra che in sinistra idrografica.

I fenomeni di massa sono riconducibili sia a movimenti franosi s.s. che a fenomeni di creep e/o soliflusso. In particolare, le frane sono per lo più classificabili come colamenti, scivolamenti e movimenti complessi, prevalentemente in terra e solo raramente in detrito. I fenomeni di piccole e medie dimensioni sono prevalentemente attivi e quiescenti mentre quelli più profondi ed estesi presentano uno stato variabile dall'attivo allo stabilizzato. La distribuzione è per lo più retrogressiva o multidirezionale, raramente costante, mentre le velocità sono mediamente piuttosto basse.

I suddetti fenomeni sono originati dall'azione congiunta di vari fattori quali caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni, dinamica delle acque superficiali e sotterranee e attuale utilizzo del territorio. In un tale contesto geologico-strutturale, pertanto, le fenomenologie di dissesto seguono canali e orientazioni preferenziali dettate in massima parte dai fenomeni erosivi connessi al deflusso delle acque correnti superficiali. In particolare, quest'ultimo rappresenta uno dei maggiori fattori predisponenti e/o scatenanti al verificarsi di movimenti franosi, che risultano pertanto generalmente distribuiti in corrispondenza di solchi di erosione o alvei in approfondimento. Alcuni fenomeni, spesso di discrete dimensioni, si rinvergono lungo i fianchi della valle alluvionale del Fiume Basento, in quanto connessi alla forte azione erosiva laterale di tale corso d'acqua.

Il principale fattore scatenante dei fenomeni franosi è rappresentato dagli eventi meteorici, sia stagionali che eccezionali, che favoriscono la saturazione dei terreni e la diminuzione della resistenza meccanica degli stessi. Ad esso si aggiungono fenomeni di modellazione del versante, indotti sia da interventi antropici che da fenomeni erosivi lungo i fondovalle. Come in altri settori dell'Appennino, è possibile che esista una stretta relazione tra movimenti franosi ed eventi sismici, anche se non sono presenti dati certi in letteratura.

I fenomeni gravitativi sono principalmente distribuiti lungo i versanti che bordano il fondovalle del Fiume Basento e dei suoi affluenti maggiori, oltre che in corrispondenza delle aree impluviali più importanti ed estese. Le frane presentano caratteristiche morfologiche e cinematiche variabili da zona a zona, in funzione dell'assetto geologico-strutturale dell'area e delle caratteristiche dei termini litologici affioranti. In generale, è possibile individuare due differenti condizioni morfologiche, una relativa ai versanti caratterizzati da un substrato prevalentemente pelitico privo con coperture assenti o ridotte e una relativa a rilievi con substrato pelitico e spesse coltri di copertura.

I pendii con substrato prevalentemente pelitico e depositi di copertura assenti o di limitato spessore sono caratterizzati da movimenti franosi con dimensioni e profondità estremamente variabili. I fenomeni più estesi si sviluppano dalla parte alta del versante fino al fondovalle, mentre i fenomeni più piccoli coinvolgono porzioni variabili del pendio. I fenomeni più piccoli sono rappresentati da colamenti, scivolamenti, frane complesse in terra, che interessano le porzioni più superficiali ed alterate del substrato e, localmente, piccoli lembi di depositi alluvionali terrazzati. I fenomeni più estesi, invece, sono prevalentemente rappresentati da frane complesse e colamenti in terra, che interessano le porzioni più profonde e meno alterate del substrato. Mentre i fenomeni più superficiali risultano generalmente attivi o al più quiescenti, le frane più profonde presentano uno stato variabile dall'attivo allo stabilizzato.

I pendii con substrato prevalentemente pelitico ricoperto da uno spessore più o meno variabile di coltri eluvio-colluviali, invece, sono caratterizzati da aree a franosità diffusa e colate di piccole e medie dimensioni, che costituiscono estesi bacini di frana in corrispondenza delle aree impluviali di ordine minore. La coalescenza di diversi fenomeni e la relativa mobilità degli stessi determina spesso la formazione di estesi accumuli gravitativi in prossimità del fondovalle, che localmente possono raggiungere spessori rilevanti. Per via delle specifiche caratteristiche dei terreni, le frane presenti in tali settori sono per lo più superficiali e di limitata estensione. I fenomeni interessano per lo più le coltri di copertura e le porzioni più superficiali ed alterate del substrato, mentre sono rari i movimenti gravitativi con superficie di scivolamento posta a profondità significative. I movimenti gravitativi sono per lo più attivi o quiescenti e, in generale, risultano fortemente influenzati dalle precipitazioni meteoriche e dai fenomeni erosivi connessi al deflusso delle acque correnti superficiali.

	PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA					
	INTERVENTI DI VELOCIZZAZIONE TRATTA GRASSANO-BERNALDA GEOTECNICA					
Relazione Geotecnica e sismica generale	COMMESSA IA95	LOTTO 13	CODIFICA R 78 GE	DOCUMENTO GE 0006 001	REV. B	FOGLIO 15 di 90

4.2.1.4 Forme, processi e depositi dovuti alle acque correnti superficiali

Nell'area di studio, le forme di accumulo connesse al deflusso idrico superficiale derivano, essenzialmente, dai processi deposizionali dei principali sistemi fluviali presenti, che conferiscono alle maggiori depressioni vallive una morfologia pianeggiante e leggermente degradante verso SE. Tali depositi presentano al loro interno vistose variazioni granulometriche e tessiturali e risultano, molto spesso, fortemente interdigeriti tra loro, creando così un articolato sistema sedimentario di origine alluvionale. Allo sbocco delle principali aste torrentizie nelle aree pianeggianti, si rinvengono inoltre locali conoidi alluvionali di estensione ed importanza variabile.

In corrispondenza dei corsi d'acqua principali, e secondariamente lungo gli alvei dei loro affluenti maggiori, si rinvengono inoltre vistose scarpate di erosione fluviale e zone di erosione laterale delle sponde. Tali elementi sono particolarmente evidenti lungo il fondovalle del Fiume Basento, che in questo settore risulta caratterizzato da una serie di canali intrecciati (braided channels) con elevata variabilità laterale. Gli alvei secondari mostrano, in generale, una marcata tendenza all'approfondimento (Foto 11), mentre gli alvei più importanti sono caratterizzati da zone in approfondimento e settori di prevalente deposizione. Ulteriori scarpate fluviali, ormai inattive e fortemente degradate, sono presenti in corrispondenza dei margini esterni dei terrazzi alluvionali più estesi, posti a quote variabili dai fondovalle attuali.

In prossimità dell'alveo del Fiume Basento, sono presenti tracce degli antichi corsi fluviali, spesso caratterizzati da depositi a granulometria fine tipici di un lago di meandro o canale in fase di abbandono. Tali elementi presentano, in generale, larghezza piuttosto contenuta e sono localmente sede di zone paludose o acquitrini di scarsa importanza ed estensione. I canali abbandonati sono ormai visibili solo attraverso l'analisi di foto aeree, in quanto l'attività antropica e i processi deposizionali del fondovalle hanno ormai completamente obliterato l'originaria morfologica depressa di questi settori.

In corrispondenza dei versanti e dei rilievi più acclivi, dove affiorano i termini litologici del substrato marino pleistocenico, sono presenti chiari fenomeni erosivi, sia areali che lineari, connessi col deflusso non regimato delle acque correnti superficiali. Tali fenomeni generano, ovviamente, forme caratteristiche come solchi di erosione concentrata. Questi elementi sono spesso connessi a importanti sistemi di frana, in quanto favoriscono lo sviluppo di fenomeni di instabilità a causa delle modificazioni indotte sul profilo del versante.

Localmente, lungo i versanti esposti a Sud e SE che bordano le maggiori incisioni torrentizie, i solchi di erosione e le vallecicole sono associati a forme di tipo calanchivo. Queste forme si impostano prevalentemente sui termini prevalentemente pelitici delle Argille Subappennine (ASP) e si presentano in uno stato generalmente da poco a mediamente evoluto. Spesso, soprattutto nella parte alta del versante e lungo le forme erosive di ordine minore, i calanchi sono associati a piccoli movimenti franosi superficiali, non cartografabili alla scala di rappresentazione degli elaborati progettuali.

4.2.1.5 Forme antropiche e manufatti

I principali elementi connessi con l'attività antropica derivano, essenzialmente, dai manufatti realizzati in corrispondenza delle maggiori aree urbanizzate e industriali e tutti gli elementi connessi con la costruzione delle principali infrastrutture a rete. In particolare, si sottolinea la presenza di importanti ed estesi rilevati ferroviari in corrispondenza delle linee esistenti, in uso o dismesse, e di rilevati stradali, soprattutto in corrispondenza della S.S. 407 Basentana. Ad essi si aggiungono, inoltre, opere di regimazione delle acque correnti superficiali e di interventi di sistemazione dei principali corsi d'acqua presenti nell'area, come argini, briglie e canali.

Nei settori più antropizzati si rinvengono estesi terreni di riporto provenienti da cavature e sbancamenti, realizzati nei depositi di copertura alluvionali ed esternamente all'area di studio. La maggior parte delle zone di riporto corrispondono, ovviamente, ai rilevati delle principali infrastrutture a rete ed ai terreni accumulati in corrispondenza delle aree urbane più importanti. Localmente sono presenti tagli e scarpate antropiche realizzate sia lungo le principali arterie stradali che in corrispondenza di fabbricati e abitazioni. Tali elementi presentano in

	PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA					
	INTERVENTI DI VELOCIZZAZIONE TRATTA GRASSANO-BERNALDA GEOTECNICA					
Relazione Geotecnica e sismica generale	COMMESSA IA95	LOTTO 13	CODIFICA R 78 GE	DOCUMENTO GE 0006 001	REV. B	FOGLIO 16 di 90

genere altezze contenute, raramente possono superiori ai 3 m, e sono spesso posti in corrispondenza di elementi geomorfologici e scarpate naturali preesistenti.

4.3 ASSETTO IDROGEOLOGICO

L'approfondimento idrogeologico realizzato per il presente studio ha consentito di definire le principali caratteristiche dell'area e lo schema di deflusso idrico sotterraneo relativo a tale settore. Le analisi sono state basate, in particolare, sui dati geologico-strutturali a disposizione e sulle informazioni idrogeologiche presenti nella vasta letteratura scientifica riguardante l'area.

Il modello idrogeologico così sviluppato è stato quindi integrato, ove possibile, con ulteriori dati provenienti dal monitoraggio piezometrico delle strumentazioni appositamente installate nei fori di sondaggio e dalle numerose prove di permeabilità condotte in fase di perforazione. Inoltre, i dati piezometrici reperiti e le informazioni idrogeologiche contenute negli studi esistenti, hanno costituito un valido strumento per la ricostruzione del deflusso idrico sotterraneo di alcuni settori caratteristici dell'area di studio.

Infine, lo studio geologico condotto ha permesso di definire lo stato di alterazione/fessurazione degli ammassi rocciosi e le caratteristiche granulometriche dei terreni interessati dalle opere in progetto che, come noto, influenzano in maniera diretta il coefficiente di permeabilità dei vari corpi geologici e, quindi, la circolazione idrica sotterranea dell'area di studio.

4.3.1 Assetto idrogeologico

Nei settori di intervento sono stati individuati quattro complessi idrogeologici, distinti sulla base delle differenti caratteristiche di permeabilità e del tipo di circolazione idrica che li caratterizza. Di seguito vengono descritti i caratteri peculiari dei diversi complessi individuati, seguendo uno schema basato sull'assetto geologico dell'area e sulle caratteristiche di permeabilità dei diversi termini litologici.

4.3.1.1 Complessi delle unità del substrato

Questo gruppo è rappresentato da un singolo complesso idrogeologico, riferibile alla successione marina delle Argille Subappennine.

Al presente complesso sono associati i depositi silicoclastici delle Argille Subappennine, in facies argilloso-limosa **ASP** e ghiaioso-conglomeratica **ASP2a**, costituenti il substrato geologico dell'intera area di studio. Dal punto di vista litologico, si tratta di argille limose e limi argillosi in strati da sottili a molto spessi, generalmente poco evidenti e a laminazione piano-parallela, con sottili e frequenti intercalazioni di argille marnose, sabbie limose e sabbie medio-fini; nella parte bassa della sequenza le argille passano eteropicamente a sabbie quarzoso-micacee a grana fine, mentre nella parte alta si rinvengono strati di vulcanoclastiti gradate cui si associano lamine di cineriti; a luoghi sono presenti passaggi di ghiaie e conglomerati poligenici a elementi calcarei e litarenitici fortemente eterometrici, da sub-angolosi ad arrotondati, talora appiattiti, in matrice sabbiosa e sabbioso-limosa generalmente abbondante.

I litotipi in questione costituiscono limiti di permeabilità per gli acquiferi giustapposti verticalmente o lateralmente e, nel contesto idrogeologico di riferimento, rappresentano degli *aquiclude* di notevole importanza per tutti i corpi idrogeologici limitrofi; non sono presenti falde o corpi idrici sotterranei di una certa rilevanza, a meno di piccole falde confinate all'interno degli orizzonti più grossolani e permeabili presenti all'interno del complesso. La permeabilità, per porosità e fessurazione, è variabile da impermeabile a bassa. A tale complesso si può pertanto attribuire un coefficiente di permeabilità k variabile tra $1 \cdot 10^{-10}$ e $5 \cdot 10^{-6}$ m/s.

	PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA					
	INTERVENTI DI VELOCIZZAZIONE TRATTA GRASSANO-BERNALDA GEOTECNICA					
Relazione Geotecnica e sismica generale	COMMESSA IA95	LOTTO 13	CODIFICA R 78 GE	DOCUMENTO GE 0006 001	REV. B	FOGLIO 17 di 90

4.3.1.2 Complesso fluvio-lacustre dei depositi di copertura

Tale gruppo è rappresentato da tre differenti complessi idrogeologici, composti essenzialmente da depositi quaternari di natura alluvionale, antropica ed eluvio-colluviale. I presenti depositi si rinvencono come copertura del substrato geologico dell'area e sono ulteriormente suddivisibili in relazione alla posizione morfologica e all'estensione plano-altimetrica.

Depositi alluvionali terrazzati

A questo complesso sono riferiti i depositi alluvionali terrazzati (unità bn2). Sotto il profilo litologico, il complesso è composto da sabbie, sabbie limose e limi sabbiosi a struttura indistinta o laminata, con locali ghiaie poligeniche da sub-angolose ad arrotondate; a luoghi si rinvencono passaggi di limi argilloso-sabbiosi e lenti di ghiaie poligeniche ed eterometriche, da sub-angolose a sub-arrotondate, in matrice sabbiosa, sabbioso-limosa e argilloso-sabbiosa da scarsa ad abbondante; al tetto della sequenza è presente un livello decimetrico di vulcanoclastiti stratificate a grana fine.

Questi depositi costituiscono acquiferi porosi di ridotta trasmissività, piuttosto eterogenei ed anisotropi; sono sede di falde idriche sotterranee di scarsa rilevanza, prevalentemente autonome e a carattere stagionale, direttamente influenzate dal regime delle precipitazioni meteoriche. La permeabilità, esclusivamente per porosità, è variabile da molto bassa a media. Al complesso in questione si può pertanto attribuire un coefficiente di permeabilità k variabile tra $5 \cdot 10^{-7}$ e $1 \cdot 10^{-4}$ m/s.

Depositi alluvionali di fondovalle

Tale complesso è composto dai depositi ghiaioso-sabbiosi delle unità ba1, bb1, dai terreni sabbioso-limosi delle unità bb2, bc2 e dai depositi limoso-argillosi dell'unità bb3. Litologicamente si tratta di ghiaie poligeniche ed eterometriche, da sub-angolose ad arrotondate, in matrice sabbiosa e sabbioso-limosa da scarsa ad abbondante; sabbie, sabbie limose e limi sabbiosi a struttura indistinta o laminata, con locali ghiaie poligeniche da sub-angolose ad arrotondate; argille limose e limi argillosi a struttura indistinta o laminata, con rare ghiaie poligeniche da sub-angolose a sub-arrotondate; talora sono presenti livelli di limi argilloso-sabbiosi e lenti di ghiaie poligeniche di dimensioni millimetriche e centimetriche.

I litotipi in esame costituiscono acquiferi porosi di elevata trasmissività, fortemente eterogenei ed anisotropi; sono sede di una falda freatica di discreta rilevanza, generalmente a deflusso unitario, che presenta interscambi con i corpi idrici superficiali e/o sotterranei delle strutture idrogeologiche limitrofe; i livelli meno permeabili favoriscono il confinamento di alcune porzioni dell'acquifero e rappresentano, pertanto, degli aquitard di modesta rilevanza. La permeabilità, esclusivamente per porosità, è variabile da molto bassa a media. A tale complesso si può quindi attribuire un coefficiente di permeabilità k compreso tra $5 \cdot 10^{-8}$ e $1 \cdot 10^{-3}$ m/s.

Complesso detritico-colluviale dei depositi di copertura

A questo complesso sono riferiti i terreni di copertura recenti delle unità **b2** e **h**. Sotto il profilo litologico, si tratta di ghiaie poligeniche ed eterometriche, da angolose a sub-arrotondate, con locali frammenti di laterizi, in matrice sabbiosa e sabbioso-limosa da scarsa ad abbondante; limi argillosi, argille sabbiose e limi argilloso-sabbiosi a struttura indistinta, con diffusi resti vegetali e locali ghiaie poligeniche da sub-angolose ad arrotondate; a luoghi si rinvencono passaggi di sabbie e sabbie limose a struttura indistinta, con diffusi resti vegetali e abbondanti ghiaie poligeniche da sub-angolose a sub-arrotondate.

I terreni in esame costituiscono acquiferi porosi di scarsa trasmissività a causa del ridotto spessore dei depositi, fortemente eterogenei ed anisotropi; sono privi di corpi idrici sotterranei di importanza significativa, a meno di piccole falde a carattere stagionale, direttamente influenzate dal regime delle precipitazioni meteoriche. La permeabilità, esclusivamente per porosità, è variabile da bassa ad alta. Al presente complesso, pertanto, è possibile attribuire un coefficiente di permeabilità k compreso tra $1 \cdot 10^{-7}$ e $1 \cdot 10^{-2}$ m/s.

 ITAFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA					
	INTERVENTI DI VELOCIZZAZIONE TRATTA GRASSANO-BERNALDA GEOTECNICA					
Relazione Geotecnica e sismica generale	COMMESSA IA95	LOTTO 13	CODIFICA R 78 GE	DOCUMENTO GE 0006 001	REV. B	FOGLIO 18 di 90

5 INDAGINI GEOGNOSTICHE

5.1 DESCRIZIONE DELLE INDAGINI

La caratterizzazione geotecnica dei terreni, e la successiva definizione del modello geotecnico di sottosuolo, sono stati ottenuti sulla base dei risultati delle indagini geognostiche e geofisiche disponibili di seguito elencate:

- 1) campagna di indagini eseguita da RFI negli anni 1999-2000 (Lavori di sondaggi sulle linee Foggia-Potenza e Potenza Metaponto - sito A: linea Potenza-Metaponto, dal km 202+806 al km 203+050);
- 2) campagna di indagini 2021, redatta da Italferr nella presente fase progettuale;

I punti di ubicazione sono riportati negli elaborati relativi ai profili geotecnici dell'area oggetto di studio.

Nel complesso la campagna geognostica, conta per il lotto 1, n. 15 sondaggi compresi tra 30 e 50 metri di profondità dal piano campagna, con prelievo di campioni rimaneggiati ed indisturbati, ed esecuzione di prove in foro (tra le quali prove penetrometriche dinamiche SPT, pressiometriche, geofisiche tipo Down Hole, MASW, HVSR,, prove di permeabilità tipo Lefranc) ed installazione di piezometri per il monitoraggio della falda.

Complessivamente sono state analizzate le seguenti indagini di sito:

- n. 15 sondaggi a rotazione e carotaggio continuo della campagna Italferr 2021, 7 strumentati con piezometro e 7 attrezzati per sismica in foro;
- n. 1 sondaggio a distruzione di nucleo della campagna Italferr 2021, attrezzato con piezometro;
- n. 4 pozzetti esplorativi della campagna Italferr 2021;
- n. 1 stendimenti sismici a rifrazione della campagna Italferr 2021;
- n. 1 tomografia elettrica della campagna Italferr 2021;
- n. 5 stendimenti sismici MASW della campagna Italferr 2021;
- n. 11 misure di microtremori HVSR della campagna Italferr 2021.
- n. 5 sondaggi a rotazione e carotaggio continuo della campagna RFI 1999, dei quali 1 non attrezzato (inclinato) e 4 strumentati con piezometro.

Il numero totale dei campioni prelevati è di 274, mentre quello delle prove SPT eseguite nei fori di sondaggio è di 174.

Per ciascun sondaggio è stato eseguito il rilievo della stratigrafia con esecuzione di fotografie a colori del materiale in cassetta.

Sui campioni prelevati sono state eseguite prove di laboratorio, in particolare analisi granulometrica, determinazione dei limiti di Atterberg, prove di taglio diretto, prove triassiali, prove di espansione laterale libera e prove edometriche.

Nel prosieguo i risultati principali verranno riportati generalmente in forma grafica e ne verrà fornita una sintesi volta alla definizione delle caratteristiche delle singole unità geotecniche.

5.2 SONDAGGI

Di seguito sono elencati tutti i sondaggi eseguiti nelle differenti fasi progettuali, con in evidenza i principali dati tecnici (sigla, progressiva di progetto, coordinate, quota di testa assoluta e tipo di strumentazione eventualmente installata in foro).

sigla	pk	WGS84/UTM zona 33N		quota m s.l.m.	strumentazione	prof m	campioni				prove in foro			
		X	Y				I	R	L	SPT	SPT	P	D	Ps
S-TA2ter	8+635	613049	4493672	144.0	Sismica in foro	50.0	6	2	0	12	12	2	0	0
S-P4	10+262	614641	4493328	137.0	Piezometro	50.0	7	1	0	14	14	2	0	0
S-TB0	10+709	615081	4493256	131.0	Sismica in foro	50.0	5	3	0	11	14	2	0	3
S-TB1 bis	12+352	616481	4492470	124.1	Piezometro	30.0	4	2	0	10	10	2	0	0
S-TB1	12+393	616516	4492447	123.0	Piezometro	30.0	3	2	0	10	10	2	0	0
S-TB2	12+999	617044	4492151	121.0	Sismica in foro	50.0	6	2	0	13	13	2	0	3
S-TB2 bis	13+646	617590	4491805	117.0	Piezometro	50.0	8	1	0	13	13	2	0	3
S-TB3	14+046	617929	4491593	114.3	Sismica in foro	50.0	7	1	0	13	13	2	0	3
S-TB3 BIS	14+675	618497	4491325	110.9	Piezometro	50.0	7	1	0	12	12	2	0	3
S-TB4	15+244	619019	4491102	110.0	Sismica in foro	50.0	8	0	0	13	13	2	0	3
S-TB4 BIS	15+744	619476	4490896	109.0	Piezometro	50.0	6	0	0	13	13	2	0	3
S-TB5	16+427	620094	4490606	108.0	Sismica in foro	50.0	6	2	0	14	14	2	0	1
S-P5	17+657	621192	4490061	104.0	Sismica in foro	50.0	7	1	0	14	14	2	0	0
S-P5 BIS	17+657	621192	4490061	104.0	Piezometro (distruzione)	30.0	0	0	0	0	0	0	0	0
S-TB6	19+233	622492	4489177	93.0	Piezometro	30.0	3	2	0	9	9	2	0	0
Totale							83	20	0	171	174	28	0	22

Tabella 1 - Sintesi dei sondaggi geognostici realizzati nell'ambito della campagna indagini, elencati in ordine di progressiva chilometrica (pk).

sigla	pk	WGS84/UTM zona 33N		quota m s.l.m.	strumentazione	prof m	campioni				prove in foro			
		X	Y				I	R	L	SPT	SPT	P	D	Ps
SM	8+064	612487	4493771	149.7	Piezometro	20.0	4	0	0	0	3	0	0	0
SL	8+384	612801	4493707	-	Non attrezzato (inclinato)	10.0	2	0	0	0	0	0	0	0
SI	8+595	613009	4493667	145.0	Piezometro	20.0	4	0	0	0	3	0	0	0
SO	16+894	-	-	-	Piezometro	20	4	0	0	0	3	0	0	0
SQ	17+170	-	-	-	Piezometro	20	4	0	0	0	3	0	0	0
Totale							18	0	0	0	12	0	0	0

Tabella 2 - Sintesi dei sondaggi geognostici realizzati nell'ambito della campagna indagini elencati in ordine di progressiva chilometrica (pk).

5.3 POZZETTI ESPLORATIVI

Di seguito vengono elencati tutti i pozzetti esplorativi eseguiti nell'ambito di ogni singola fase progettuale, con indicazione dei principali dati tecnici relativi ad ogni singola indagine (sigla, pk, coordinate, quota, profondità, numero dei campioni analizzati in laboratorio).

sigla	pk	WGS84/UTM zona 33N		quota m s.l.m.	profondità m	campioni
		X	Y			
TP1	11+089	615447	4493155	130.0	1.5	0
TP2	12+047	616250	4492671	122.0	1.2	0
TP3	17+038	620652	4490359	106.0	1.5	0
TP4	18+445	621844	4489619	97.0	1.2	0
Totale						0

Tabella 3 - Sintesi dei pozzetti esplorativi realizzati nell'ambito della campagna indagini elencati in ordine di progressiva chilometrica (pk).

5.4 INDAGINI GEOFISICHE

Nelle tabelle seguenti è riportata una sintesi di tutte le indagini sismiche e geoelettriche eseguite nell'ambito di ogni singola fase progettuale, con indicazione dei principali dati tecnici relativi ad ogni singola indagine (sigla, progressive e coordinate del punto iniziale (a) e del punto finale (b) di ogni singolo stendimento, tipologia di indagine).

sigla	pk	WGS84/UTM zona 33N		tipologia indagine
		X	Y	
HVSR S-P5	3+116	607589	4493651	MASW
MASW S-TB-2 bis	3+835	608313	4493703	MASW
HVSR S-P4	5+532	609989	4493871	HVSR
HVSR S-TB-4 bis	5+542	609999	4493871	MASW
MASW S-TB-1 bis	6+230	610677	4493989	Geoelettrica
HVSR S-TC6 bis	6+237	628196	4480207	HVSR
MASW S-TB-4 bis	6+240	610686	4493995	HVSR
HVSR S-TB2	10+237	614615	4493331	MASW
HVSR S-TB-2 bis	12+345	616476	4492475	MASW
HVSR S-TB-3 bis	12+372	616500	4492462	HVSR
ERT 1	12+997	617052	4492168	HVSR
MASW S-P4	13+666	617607	4491794	HVSR
HVSR S-TB3	13+687	617638	4491801	MASW
HVSR S-TB5	14+034	617918	4491600	HVSR
HVSR S-TB4	14+672	618494	4491327	HVSR
HVSR S-TB-1 bis	15+247	619028	4491116	HVSR
MASW S-TB-3 bis	15+762	619494	4490893	MASW
RIFR 1	17+661	621201	4490068	HVSR

Tabella 4 - Sintesi delle indagini geofisiche realizzate nell'ambito della campagna elencate in ordine di progressiva chilometrica (pk).

6 CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Si riportano, nei paragrafi che seguono, le modalità seguite per l'interpretazione dei risultati delle indagini svolte.

6.1 TERRENI A GRANA GROSSA (SABBIE E GHIAIE)

La caratterizzazione dei terreni a grana grossa avverrà essenzialmente ai risultati delle prove in sito, in particolare in base ai risultati delle prove penetrometriche dinamiche, e, ove disponibili, ai risultati delle prove di laboratorio, queste ultime eseguite generalmente su campioni rimaneggiati.

6.1.1 Classificazione

La classificazione di questi terreni avverrà essenzialmente sui risultati delle analisi granulometriche.

6.1.2 Stato di addensamento (D_R)

a) Gibbs e Holtz (1957)

$$D_R = 1.5 \cdot \left(\frac{N_{60}}{F} \right)^{0.222} - 0.6$$

$$F = 0.65 \cdot \left(\frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)^2 + 16.8 \cdot \left(\frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right) + 14$$

b) Meyerhof (1957)

$$D_R = 0.21 \cdot \left(\frac{N_{60}}{\frac{\sigma'_{v0}}{p_a} + 0.7} \right)^{0.5}$$

c) Yoshida e Kokuso (1988)

$$D_R = 0.22 \cdot N_{60}^{0.57} \cdot \left(100 \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)^{-0.14} \quad \text{sabbia fine}$$

$$D_R = 0.18 \cdot N_{60}^{0.57} \cdot \left(100 \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)^{-0.14} \quad \text{sabbia 75% ghiaia 25%}$$

$$D_R = 0.25 \cdot N_{60}^{0.44} \cdot \left(100 \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)^{-0.13} \quad \text{sabbia 50% ghiaia 50%}$$

$$D_R = 0.25 \cdot N_{60}^{0.46} \cdot \left(100 \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)^{-0.12} \quad \text{tutti i terreni granulari}$$

d) Skempton (1989)

$$D_R = 100 \cdot \left(\frac{N_{1(60)}}{60} \right)^{0.5}$$

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA					
	INTERVENTI DI VELOCIZZAZIONE TRATTA GRASSANO-BERNALDA GEOTECNICA					
Relazione Geotecnica e sismica generale	COMMESSA IA95	LOTTO 13	CODIFICA R 78 GE	DOCUMENTO GE 0006 001	REV. B	FOGLIO 22 di 90

6.1.3 Resistenza in terreni incoerenti (ϕ')

Per la stima dell'angolo di resistenza al taglio dalle prove SPT sono state utilizzate correlazioni che passano per la stima della D_R , stimata come descritto nel paragrafo precedente, e correlazioni che forniscono direttamente l'angolo di attrito in funzione del numero di colpi.

a) Schmertmann (1977)

$$\phi = 38.5 + 0.08 \cdot D_R \quad \text{sabbia e ghiaia poco limosa e ghiaietto uniforme}$$

$$\phi = 34.5 + 0.10 \cdot D_R \quad \text{sabbia grossa-media uniformemente ben gradata}$$

$$\phi = 31.5 + 0.115 \cdot D_R \quad \text{sabbia medio-fine uniformemente ben gradata}$$

$$\phi = 28.0 + 0.14 \cdot D_R \quad \text{sabbia fine uniforme}$$

essendo: D_r = densità relativa

b) Schmertmann (1975)

$$\phi = \arctan \left(\frac{N_{60}}{12.2 + 20.3 \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{p_a}} \right)^{0.34},$$

c) Hatanaka & Uchida (1996)

$$\phi = 20 + (15.4 \cdot N_{1(60)})^{0.5}$$

6.1.4 Caratteristiche di deformabilità

Le caratteristiche di deformabilità dei depositi incoerenti sono state stimate per mezzo delle indagini sismiche in sito (prove Down-Hole e MASW).

I moduli di deformabilità "operativi" (E') da adottare per il calcolo delle deformazioni/cedimenti delle opere di sostegno, saranno assunti pari a 1/5 di quello a piccole deformazioni da prove geofisiche (E_0).

Nel caso di valutazione di cedimenti di rilevati e fondazioni, i moduli elastici "operativi" saranno assunti pari a 1/10 di quello a piccole deformazioni da prove geofisiche ($E_{op}' = E_0/10$).

Dove eseguite, sono stati considerati i risultati delle prove pressiometriche.

6.2 DEPOSITI COESIVI

Per la caratterizzazione geotecnica dei terreni a grana fine si è proceduto alla definizione dei parametri non drenati e drenati. In particolare, si è fatto riferimento ai risultati delle prove in sito e di laboratorio

6.2.1 Classificazione

La classificazione di questi terreni avverrà essenzialmente sui risultati delle seguenti prove di laboratorio:

- Analisi granulometriche;
- Pesi di volume naturale e secco;
- Contenuti d'acqua naturale;
- Limiti di Atterberg.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA INTERVENTI DI VELOCIZZAZIONE TRATTA GRASSANO-BERNALDA GEOTECNICA					
	Relazione Geotecnica e sismica generale	COMMESSA IA95	LOTTO 13	CODIFICA R 78 GE	DOCUMENTO GE 0006 001	REV. B

6.2.2 Caratteristiche di resistenza

Per la determinazione delle caratteristiche di resistenza dei depositi coesivi ci si è basati principalmente sui risultati delle prove di laboratorio ovvero:

- Prove di taglio diretto
- Prove triassiali (CID, CIU, UU)

La coesione non drenata è stata stimata, per confronto, anche a partire dalla interpretazione delle prove penetrometriche dinamiche SPT in base alla seguente correlazione di Stroud (1974):

$$c_u \cong (4.5 \div 5) \times N_{SPT} \quad (\text{kPa})$$

6.2.3 Caratteristiche di deformabilità

Le caratteristiche di deformabilità dei depositi coesivi sono state stimate dall'interpretazione delle indagini sismiche in sito (Down Hole e MASW), e da quelli delle prove di compressibilità edometrica.

Il modulo di taglio e quello di Young a piccole deformazioni (G_0 , E_0), sono stati ricavati dalle consuete relazioni della teoria dell'elasticità:

- $G_0 = \gamma \cdot V_s^2$
- $E_0 = 2G_0 \cdot (1 + \nu)$

con:

- γ = peso di volume naturale del terreno
- ν = coefficiente di Poisson
- V_s = velocità di propagazione delle onde di taglio

Dove eseguite, sono stati considerati i risultati delle prove pressiometriche.

I moduli di deformabilità "operativi" (E') da adottare per il calcolo delle deformazioni/cedimenti delle opere di sostegno, saranno assunti pari a 1/5 di quello a piccole deformazioni da prove geofisiche (E_0).

Nel caso di valutazione di cedimenti di rilevati e fondazioni, i moduli elastici "operativi" saranno assunti pari a 1/10 di quello a piccole deformazioni da prove geofisiche ($E_{op}' = E_0/10$).

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA					
	INTERVENTI DI VELOCIZZAZIONE TRATTA GRASSANO-BERNALDA GEOTECNICA					
Relazione Geotecnica e sismica generale	COMMESSA IA95	LOTTO 13	CODIFICA R 78 GE	DOCUMENTO GE 0006 001	REV. B	FOGLIO 24 di 90

6.2.4 Caratteristiche di consolidazione

Per i terreni coesivi, soggetti a fenomeni di consolidazione a seguito dell'applicazione dei carichi derivanti dalla costruzione dei manufatti ferroviari (rilevati e scatolari), le caratteristiche di consolidazione sono state determinate per mezzo di prove di compressibilità edometrica. Tale prova consente di:

- determinare la relazione tensione-deformazione che caratterizza le proprietà di compressibilità e di rigonfiamento per effetto di variazioni di stato tensionale effettivo in condizioni monodimensionali (edometriche, o di deformazione trasversale impedita);
- determinare le caratteristiche che governano la variabilità di tali deformazioni nel tempo, per effetto dei fenomeni di consolidazione primaria e secondaria;

In particolare si è provveduto a riportare in forma grafica, al variare della profondità di prelievo del campione, le seguenti proprietà:

- e_0 : indice dei vuoti iniziale
- c_c : indice di compressibilità (lungo la retta di "normal consolidazione")
- c_s : indice di rigonfiamento (lungo i rami di scarico ed eventuale ricarico)
- σ'_p : tensione di preconsolidazione
- E_{ed} : modulo edometrico
- c_v : coefficiente di consolidazione verticale

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA INTERVENTI DI VELOCIZZAZIONE TRATTA GRASSANO-BERNALDA GEOTECNICA					
	Relazione Geotecnica e sismica generale	COMMESSA IA95	LOTTO 13	CODIFICA R 78 GE	DOCUMENTO GE 0006 001	REV. B

7 DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA DI PROGETTO

7.1 AZIONE SISMICA

Con riferimento alla normativa vigente (NTC-2018), le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche. La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR, come definite nel § 3.2.1 del D.M. 2018, nel periodo di riferimento VR, come definito nel § 2.4.3 del D.M. 2018. Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

a_g accelerazione orizzontale massima al sito;

F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T_{c^*} periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Gli spettri di risposta di progetto sono stati definiti per tutti gli stati limite considerati, e, note la latitudine e la longitudine del sito, si sono ricavati i valori dei parametri necessari alla definizione dell'azione sismica e quindi del relativo spettro di risposta. Più avanti sono indicati i valori di a_g , F_0 e T_{c^*} necessari per la determinazione delle azioni sismiche.

7.2 VITA NOMINALE

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. Per la definizione della Vita Nominale da assegnare ad ogni singolo manufatto facente parte di una infrastruttura ferroviaria si rimanda al "MANUALE DI PROGETTAZIONE DELLE OPERE CIVILI" - RFI DTC SI AM MA IFS 001 A del 28.03.2018.

TIPO DI COSTRUZIONE ⁽¹⁾	Vita Nominale [V_N] ⁽¹⁾
OPERE NUOVE SU INFRASTRUTTURE FERROVIARIE ESISTENTI OPERE NUOVE SU INFRASTRUTTURE FERROVIARIE PROGETTATE CON LE NORME VIGENTI PRIMA DEL DM 14/01/2008 A VELOCITA' CONVENZIONALE ($V < 250$ Km/h)	50
ALTRE OPERE NUOVE A VELOCITÀ ($V < 250$ km/h)	75
ALTRE OPERE NUOVE A VELOCITÀ ($V \geq 250$ Km/h)	100
OPERE DI GRANDI DIMENSIONI: PONTI E VIADOTTI CON CAMPATE DI LUCE MAGGIORE DI 150 m	≥ 100 ⁽²⁾
(1) - La medesima V_N si applica anche ad apparecchi di appoggio, coprigiunti e impermeabilizzazione delle stesse opere. (2) - Da definirsi per il singolo progetto a cura di RFI.	

Tabella 5: Vita Nominale in funzione del tipo di costruzione.

Tenendo conto delle indicazioni precedenti le strutture di progetto avranno Vita Nominale $V_N=75$.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA INTERVENTI DI VELOCIZZAZIONE TRATTA GRASSANO-BERNALDA GEOTECNICA					
	Relazione Geotecnica e sismica generale	COMMESSA IA95	LOTTO 13	CODIFICA R 78 GE	DOCUMENTO GE 0006 001	REV. B

7.3 CLASSE D'USO

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

- Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
- Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
- Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
- Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

TIPO DI COSTRUZIONE	Classe d'uso	Coefficiente d'uso [C _U]
GRANDI STAZIONI	C IV	2,0
OPERE D'ARTE DEL SISTEMA DI GRANDE VIABILITÀ FERROVIARIA	C III	1,5
ALTRE OPERE D'ARTE	C II	1,0

Tabella 6: Tabella Classe d'uso Coeff. d'uso in funzione del tipo di costruzione per l'infrastruttura ferroviaria.

Facendo riferimento al "MANUALE DI PROGETTAZIONE DELLE OPERE CIVILI" - RFI DTC SI AM MA IFS 001 A del 28.03.2018, – Ponti e strutture - per le strutture di progetto si considera una classe d'uso tipo II con **coefficiente d'uso C_U=1**, in quanto non è la linea presente nel sistema di grande viabilità ferroviaria (allegato 5).

7.4 PERIODO DI RIFERIMENTO

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U:

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA INTERVENTI DI VELOCIZZAZIONE TRATTA GRASSANO-BERNALDA GEOTECNICA					
	Relazione Geotecnica e sismica generale	COMMESSA IA95	LOTTO 13	CODIFICA R 78 GE	DOCUMENTO GE 0006 001	REV. B

$V_R = V_N \cdot C_U = 75 \cdot 1.0 = 75$ anni (tutte le opere del progetto).

7.5 VALUTAZIONE DEI PARAMETRI DI PERICOLOSITÀ SISMICA

Fissata la vita di riferimento V_R , i due parametri T_R e P_{VR} sono immediatamente esprimibili, l'uno in funzione dell'altro, mediante l'espressione:

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

	STATO LIMITE	P_{VR} : probabilità di superamento nel periodo di riferimento
SLE	SLO - Stato Limite di Operatività	81%
	SLD - Stato Limite di Danno	63%
SLU	SLV - Stato Limite di salvaguardia della Vita	10%
	SLC - Stato Limite di prevenzione del Collasso	5%

Tabella 7: Probabilità di superamento P_{VR} al variare dello stato limite considerato.

da cui si ottiene la seguente Tabella:

Stati limite		Valori in anni del periodo di ritorno T_R al variare del periodo di riferimento V_R (anni)
SLE	SLO	45
	SLD	75
SLU	SLV	712
	SLC	1462

Tabella 8: Probabilità di superamento P_{VR} al variare dello stato limite considerato

Per il sito in esame, in base ai parametri precedentemente adottati, il periodo T_R in corrispondenza dello stato limite ultimo SLV è pari a $T_R = 712$ anni.

Le strutture di progetto avranno quindi i seguenti parametri sismici:

- vita nominale $V_N = 75$;
- periodo di riferimento pari a $V_R = 75$;
- il periodo T_R in corrispondenza dello SLV sarà pari a $T_R = 712$ anni.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA INTERVENTI DI VELOCIZZAZIONE TRATTA GRASSANO-BERNALDA GEOTECNICA					
	Relazione Geotecnica e sismica generale	COMMESSA IA95	LOTTO 13	CODIFICA R 78 GE	DOCUMENTO GE 0006 001	REV. B

7.6 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL TERRENO

7.6.1 Categorie di Sottosuolo

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale.

Per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione delle categorie di sottosuolo di riferimento in accordo a quanto indicato nel § 3.2.2 delle NTC2018.

7.6.2 Condizioni Topografiche

In condizioni topografiche superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione:

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Tabella 9: Classificazione topografica superfici.

Le categorie topografiche appena definite si riferiscono a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, e devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore di 30 m.

In base all'assetto stratigrafico, topografico e ai risultati delle prove sismiche DH e MASW, il sottosuolo può essere classificato dal punto di vista della categoria sismica, come riassunto nella seguente tabella:

sondaggio	Anno	$V_{s,eq}$	categoria suolo	categoria topografica
(-)	(-)	(m/s)	(-)	(-)
DH S-TB2	2021	283	C	T1
DH S-TB3	2021	249	C	T1
DH S-TB4	2021	285	C	T1
DH S-TB5	2021	299	C	T1
DH S-P5	2021	282	C	T1
DH-S-TA2TER	2021	277	C	T1
DH-STB0	2021	284	C	T1

Tabella 10: Risultati prove DH, categoria di sottosuolo e Categoria topografica

MASW	Anno	V _{S,eq}	categoria suolo	categoria topografica
(-)	(-)	(m/s)	(-)	(-)
S-P4	2021	273	C	T1
S-TB1bis	2021	324	C	T1
S-TB2bis	2021	167	D	T1
S-TB3bis	2021	293	C	T1
S-TB4bis	2021	290	C	T1

Tabella 11: Risultati prove MASW, categoria di sottosuolo e Categoria topografica

7.6.3 Amplificazione Stratigrafica e Topografica

In riferimento a quanto indicato nel §3.2.3.2.1 delle NTC2018 per la definizione dello spettro elastico in accelerazione è necessario valutare il valore del coefficiente $S = S_S \cdot S_T$ e di C_c in base alla categoria di sottosuolo e alle condizioni topografiche; si fa riferimento nella valutazione dei coefficienti che sono riportati di seguito:

Categoria sottosuolo	S _s	C _c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Tabella 12: Tabella delle espressioni per S_s e C_c.

Categoria Topografica	Ubicazione dell'opera dell'intervento	S _T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Tabella 13: Valori massimi del coeff. di amplificazione topografica S_T

7.6.4 Parametri Sismici di Calcolo

Di seguito si riportano i parametri sismici di calcolo validi per le opere in progetto per lo stato limite di salvaguardia della vita SLV. A favore di sicurezza, per l'intera tratta Grassano - Ferrandina, si è fatto riferimento ai parametri sismici desunti in corrispondenza della stazione di Grassano.

Tratta Grassano – Ferrandina

- $a_g/g = 0.193$
- $F_0 = 2.494$
- $T_c^* = 0.351 \text{ s}$
- $S_s = 1.41$
- $C_c = 1.48$
- $S_T = 1.00$

8 ANALISI DI PERICOLOSITA' RISPETTO AL FENOMENO DELLA LIQUEFAZIONE

Allo scopo di accertare la stabilità nei confronti della liquefazione, per il sito in esame sono state eseguite delle verifiche che hanno consentito di determinare il potenziale di liquefazione, parametro indicativo dell'estensione che il fenomeno può avere nei terreni. La liquefazione è infatti un fenomeno per cui durante un sisma la rigidità e la resistenza del terreno possono ridursi significativamente. Ad essa sono associati la perdita di resistenza al taglio o l'accumulo di deformazioni plastiche che avvengono in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, a causa delle azioni cicliche e dinamiche che si verificano in condizioni non drenate. Tali fenomeni sono legati allo sviluppo di sovrappressioni interstiziali che, se positive, causano una diminuzione della tensione media efficace nel terreno e una riduzione della resistenza al taglio. Questa riduzione può essere una condizione temporanea o può indurre una condizione di collasso definitiva.

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

- 1 Accelerazioni massime attese al piano campagna in condizioni di campo libero minori di 0.1 g;
- 2 Profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
- 3 Depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$ dove $(N_1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa, e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione verticale efficace di 100 kPa;
- 4 Distribuzione granulometrica esterna alle zone comprese tra le curve rappresentate nelle figure seguenti (coefficiente di uniformità $U_c < 3.5$ e coefficiente di uniformità $U_c > 3.5$).

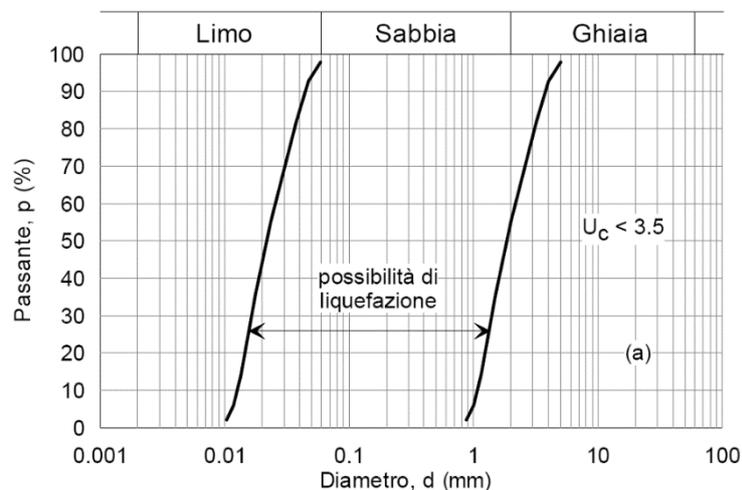


Figura 1: Ambito di potenziale liquefacibilità dei terreni ($U_c < 3.5$)

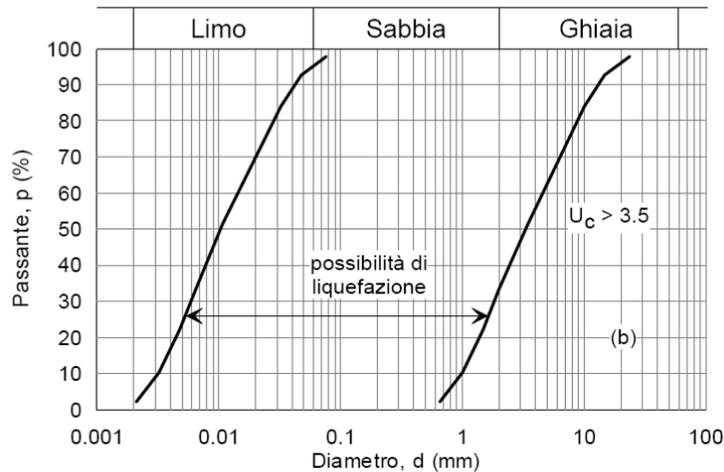


Figura 2: Ambito di potenziale liquefacibilità dei terreni ($U_c > 3.5$)

In generale nella tratta in esame all'unità più superficiale delle ghiaie (Ar(GS)) si può associare un rischio basso di liquefazione, trattandosi di terreni piuttosto addensati (elevato valore di numero di colpi SPT) e con contenuto in fine mediamente pari al di sotto del 10%, per i quali lo sviluppo di sovrappressioni interstiziali in caso di applicazione di azioni di breve durata risulta sostanzialmente assente. Un rischio altrettanto basso di liquefazione è possibile attribuire all'unità più profonda delle Argille Subappennine (ASP), trattandosi di depositi a grana fine, con frazione grossolana pressoché assente.

Ciò premesso si è comunque provveduto ad eseguire la verifica a liquefazione in corrispondenza delle verticali per le quali le condizioni di esclusione non risultavano soddisfatte.

Le curve granulometriche del materiale granulare esaminato sono di seguito riportate per il confronto con i fusi di riferimento (nello specifico il coefficiente di uniformità è $\gg 3.5$). Come si evince dall'andamento delle curve non è possibile escludere a priori il rischio di liquefazione solo basandosi sulla pezzatura del materiale.

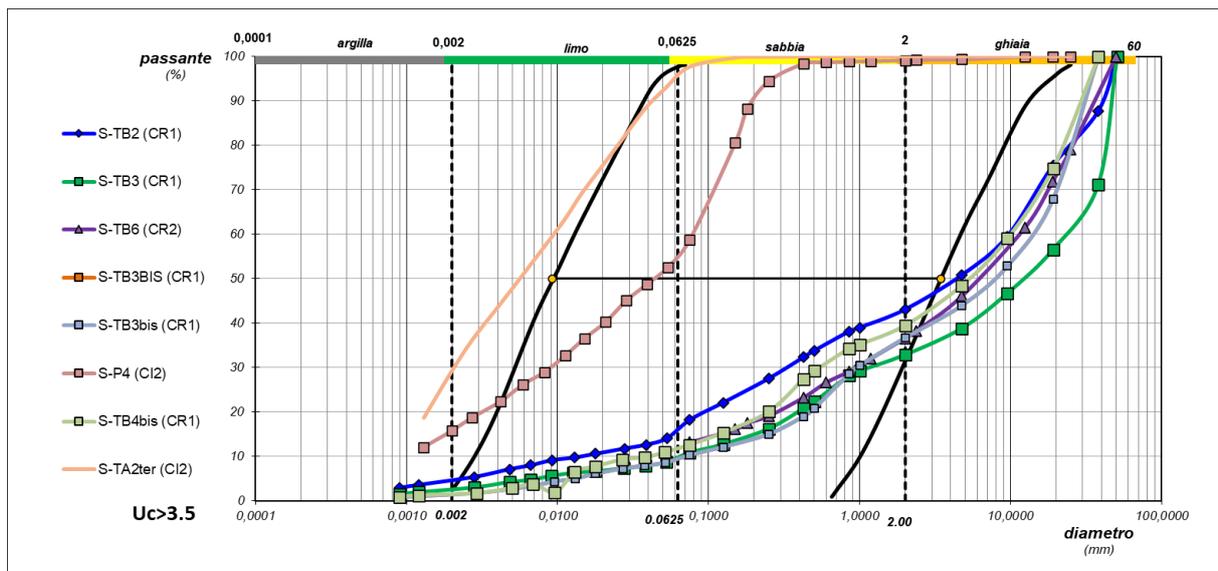


Figura 3: curve granulometriche dei campioni esaminati e confronto con i fusi di riferimento per la liquefazione

I valori di a_g/g sono superiori a 0.1 e pertanto anche il criterio di esclusione della verifica basato sul valore di accelerazione non viene rispettato.

Sondaggio	Anno	Criteri di esclusione						Verifica a liquefazione
		ag/g	$a_g < 0.1g$	Z_{falda}	$Z_{falda} > 15m$	$(N_1)_{60} > 30$	Granulometria	
S-TB2	2021	0,193	×	5,00	×	✓	×	VERIFICA DA NON ESEGUIRE
S-TB1	2021	0,193	×	2,00	×	×	×	VERIFICA DA ESEGUIRE
S-TB3	2021	0,193	×	3,00	×	✓	×	VERIFICA DA NON ESEGUIRE
S-TB6	2021	0,193	×	1,00	×	✓	×	VERIFICA DA NON ESEGUIRE
S-TB3bis	2021	0,193	×	4,00	×	✓	×	VERIFICA DA NON ESEGUIRE
S-TB0	2021	0,193	×	4,00	×	✓	×	VERIFICA DA NON ESEGUIRE
S-P4	2021	0,193	×	5,00	×	✓	×	VERIFICA DA NON ESEGUIRE
S-TB4	2021	0,193	×	3,00	×	✓	×	VERIFICA DA NON ESEGUIRE
S-TB4BIS	2021	0,193	×	5,50	×	✓	×	VERIFICA DA NON ESEGUIRE
S-TA2TER	2021	0,193	×	1,00	×	✓	✓	VERIFICA DA NON ESEGUIRE

Tabella 14: sintesi dei risultati delle verifiche a liquefazione

Il livello di falda considerato nelle verifiche, estrapolato dalle letture dei piezometri piu' prossimi alla verticale indagata, è pari per il sondaggio S-TB1, a circa 2.00 m dal piano campagna.

La verifica si riferisce a tale verticale considerato che nessuna delle condizioni di esclusione della verifica risulta soddisfatta.

Si precisa che per la verifica della verticale S-TB1 è stata considerata la granulometria del campione prelevato dal sondaggio S-TB2 (verticale indagata più prossima a quella di verifica per la quale sono state determinate le granulometrie del materiale potenzialmente suscettibile di liquefazione).

La valutazione del pericolo di liquefazione è stata condotta in accordo al "metodo semplificato" originariamente proposto da Seed e Idriss (1971,1982) e da Seed et al. (1985), confrontando lo sforzo di taglio ciclico normalizzato rispetto alla pressione verticale in sito (CSR) e la resistenza normalizzata del terreno al taglio ciclico (CRR) così definiti:

$$CSR = \frac{\tau_{media}}{\sigma'_{v0}} \quad \text{Rapporto di tensione ciclica}$$

$$CRR = \frac{\tau_l}{\sigma'_{v0}} \quad \text{Rapporto di resistenza ciclica}$$

Lo sforzo di taglio indotto ad ogni profondità in un sito a superficie piana durante l'evento sismico è dovuto essenzialmente alla propagazione delle onde di taglio polarizzate orizzontalmente. In accordo al metodo utilizzato, la tensione di taglio ciclico indotta dallo scuotimento sismico (sforzo di taglio ciclico normalizzato CSR) viene approssimata da un valore dell'accelerazione pari al 65% della accelerazione di picco a_{max} come segue:

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

dove:

a_{max} accelerazione di picco al sito

g accelerazione di gravità

τ_c valore rappresentativo dello sforzo di taglio ciclico

σ_{v0} tensione verticale alla profondità in esame, in termini di tensioni totali

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA INTERVENTI DI VELOCIZZAZIONE TRATTA GRASSANO-BERNALDA GEOTECNICA					
	Relazione Geotecnica e sismica generale	COMMESSA IA95	LOTTO 13	CODIFICA R 78 GE	DOCUMENTO GE 0006 001	REV. B

σ'_{vo} tensione verticale alla profondità in esame, in termini di tensioni efficaci

r_d coefficiente di riduzione dello sforzo di taglio ciclico in funzione della profondità da piano campagna, calcolato come segue in accordo a Blake (Blake, 1996, riportato da Youd et al., 2001):

$$r_d = \frac{1 - 0.4113 \cdot z^{0.5} + 0.04052 \cdot z + 0.001753 \cdot z^{1.5}}{1 - 0.4177 \cdot z^{0.5} + 0.05729 \cdot z - 0.006205 \cdot z^{1.5} + 0.00121 \cdot z^2}$$

CSR può essere messo in relazione al numero di cicli significativi dell'azione sismica, funzione della magnitudo M. Per $M \neq 7.5$ è necessario introdurre un fattore di scala della magnitudo MSF così definito:

$$MSF = \frac{CSR_M}{(CSR)_{M=7.5}} = \left(\frac{N_{M=7.5}}{N_M} \right)^b$$

dove CSR_M e N_M rappresentano i valori di CSR e numero di cicli equivalenti per il valore di magnitudo di progetto, mentre $(CSR)_{M=7.5}$ e $N_{M=7.5}$ sono riferiti all'evento con $M=7.5$. Nelle verifiche a liquefazione, è stato posto cautelativamente $MSF=1.0$.

Magnitude, M (1)	Seed and Idriss (1982) (2)	Idriss ^a (3)	Ambraseys (1988) (4)	Arango (1996)		Andrus and Stokoe (1997) (7)	Youd and Noble (1997b)		
				Distance based (5)	Energy based (6)		$P_L < 20\%$ (8)	$P_L < 32\%$ (9)	$P_L < 50\%$ (10)
5.5	1.43	2.20	2.86	3.00	2.20	2.8	2.86	3.42	4.44
6.0	1.32	1.76	2.20	2.00	1.65	2.1	1.93	2.35	2.92
6.5	1.19	1.44	1.69	1.60	1.40	1.6	1.34	1.66	1.99
7.0	1.08	1.19	1.30	1.25	1.10	1.25	1.00	1.20	1.39
7.5	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	—	—	1.00
8.0	0.94	0.84	0.67	0.75	0.85	0.8?	—	—	0.73?
8.5	0.89	0.72	0.44	—	—	0.65?	—	—	0.56?

Figura 4: Valori del fattore di scala dovuto alla Magnitudo definito da vari autori (Youd e Noble 1997)

Il rapporto di resistenza ciclica CRR può essere valutato mediante relazioni empiriche che correlino la sollecitazione sismica ai risultati di prove in sito di tipo SPT, come meglio descritto nel seguito.

CRR da correlazione su prove SPT

Il procedimento qui utilizzato si basa sulla relazione riportata nella figura che segue, originariamente proposta da Seed e Idriss (1971,1982) e da Seed et al. (1985), e successivamente confermata da Youd et al. (2001). La resistenza penetrometrica SPT è espressa come numero corretto di colpi $N_{1(60)}$, ossia normalizzato ad una pressione verticale efficace di 100 kPa e corretto per un valore standard di energia trasmessa (60% del valore nominale), come segue:

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

In questa espressione:

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

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

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

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

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

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

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

Sull'asse delle ordinate è riportato il valore di CSR calcolato ed i corrispondenti valori di $N_{1(60)}$ da siti in cui sono stati osservati o meno gli effetti della liquefazione per eventi simili avvenuti in passato, con magnitudo 7.5. Le corrispondenti curve CRR sono state determinate all'interno del grafico in modo da separare chiaramente i dati corrispondenti all'avvenuta liquefazione da quelli per i quali non è stato osservato il fenomeno in esame.

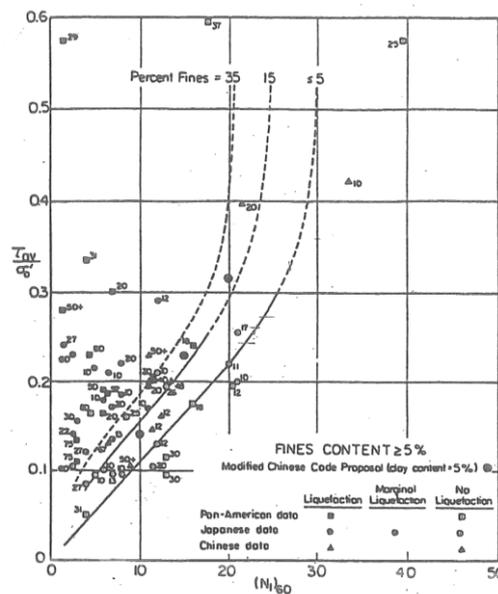


Figura 5: Relazione tra sforzo di taglio ciclico a liquefazione e $N_{1(60)}$

– sisma di riferimento Magnitudo = 7.5 (Seed et al., 1985).

Le curve sono valide per eventi simili di magnitudo pari a 7.5, per cui è necessario introdurre un fattore di scala (MSF) per adattare le curve di CRR alla magnitudo di riferimento per il caso in esame, come indicato in precedenza.

Le curve di resistenza ciclica sono state inoltre riferite a terreni aventi diverso contenuto di fine, a partire dalla curva di riferimento corrispondente alla sabbia pulita ($FC < 5\%$).

La curva di riferimento per sabbie pulite è descritta dalla seguente equazione (Rauch, 1998, come riportato da Youd et al., 2001):

$$CRR_{7.5} = \frac{1}{34 - (N_1)_{60}} + \frac{(N_1)_{60}}{135} + \frac{50}{[10 \cdot (N_1)_{60} + 45]^2} - \frac{1}{200}$$

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA					
	INTERVENTI DI VELOCIZZAZIONE TRATTA GRASSANO-BERNALDA GEOTECNICA					
Relazione Geotecnica e sismica generale	COMMESSA IA95	LOTTO 13	CODIFICA R 78 GE	DOCUMENTO GE 0006 001	REV. B	FOGLIO 36 di 90

L'equazione è valida per $N_{1(60)} < 30$. Nel caso in cui sia $N_{1(60)} \geq 30$, le sabbie pulite sono classificate come non liquefacibili, a causa della loro elevata densità.

L'equazione che segue (Idriss e Seed, come riportato da Youd et al. 2001) viene utilizzata per la correzione di valori di $N_{1(60)}$ ai valori corrispondenti per sabbia pulita $N_{1(60)cs}$:

$$(N_1)_{60cs} = \alpha + \beta(N_1)_{60}$$

Nella quale:

$$\alpha = 0 \text{ per } FC < 5\%$$

$$\alpha = \exp [1.76 - (190/FC^2)] \text{ per } 5\% < FC < 35\%$$

$$\alpha = 5 \text{ per } FC \geq 35\%$$

$$\beta = 1 \text{ per } FC < 5\%$$

$$\beta = [0.99 + (FC^{1.5}/1000)] \text{ per } 5\% < FC < 35\%$$

$$\beta = 1.2 \text{ per } FC \geq 35\%$$

La resistenza alla liquefazione aumenta meno che proporzionalmente al crescere della tensione di confinamento. Una rappresentazione di tale relazione è stata proposta da Hynes e Olsen (1999) e riportata da Youd et al. (2001), elaborata sulla base dei risultati di prove cicliche in laboratorio. In particolare, gli autori raccomandano di utilizzare il seguente coefficiente di correzione:

$$k_\sigma = \left(\frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)^{(f-1)} \leq 1$$

dove:

σ'_{v0} = tensione verticale efficace

p_a = pressione atmosferica di riferimento

f = fattore che dipende dalla densità relative del materiale in sito.

In accordo a Youd et al. (2001) il fattore "f" si può stimare come segue, sia per sabbie pulite o limose e per ghiaie:

$$40\% < D_R < 60\% \quad f = 0.7 \div 0.8$$

$$60\% < D_R < 80\% \quad f = 0.6 \div 0.7$$

In conclusione, in accordo a Youd et al. (2001) il fattore di sicurezza FL rispetto al fenomeno della liquefazione vale:

$$FL = (CRR_{7.5}/CSR) MSF k_s$$

Di seguito si riportano i risultati della verifica che risulta soddisfatta, anche in relazione all'elevato grado di addensamento dei terreni granulari (prevalente frazione ghiaiosa) presenti a tratti nei primi 5-6 m di profondità.

litotipo	n.	bh	Mw	ag	z (m)	zw (m)	γ (kN/m ³)	σ_v (kPa)	u (kPa)	σ'_{v0} (kPa)	σ'_{v0}/Pa	N _{SPT}
ghiaia	1	S-TB1	6.7	0.19	1.55	2	20	31	0	31.0	0.31	50
ghiaia	2	S-TB1	6.7	0.19	6.00	2	20	120	40	80.0	0.80	28
limo-argilla	3	S-TB1	6.7	0.19	8.55	2	20	171	66	105.5	1.06	33
limo-argilla	4	S-TB1	6.7	0.19	11.00	2	20	220	90	130.0	1.30	39
limo-argilla	5	S-TB1	6.7	0.19	13.55	2	20	271	116	155.5	1.56	42
limo-argilla	6	S-TB1	6.7	0.19	16.00	2	20	320	140	180.0	1.80	50
limo-argilla	7	S-TB1	6.7	0.19	19.55	2	20	391	176	215.5	2.16	50
limo-argilla	8	S-TB1	6.7	0.19	22.00	2	20	440	200	240.0	2.40	50
limo-argilla	9	S-TB1	6.7	0.19	25.00	2	20	500	230	270.0	2.70	50
limo-argilla	10	S-TB1	6.7	0.19	28.00	2	20	560	260	300.0	3.00	50

C _N	C _E	C _R	N ₆₀	FC	α	β	N _{60cs}	MSF	CRP	rd	tau_m (kPa)	CSR	k _{α}	FL
1.80	0.85	0.76	58	16	2.77	1.05	30	1.00	0.468	0.99	3.85	0.12	1.000	3.77
1.12	0.85	0.90	24	16	2.77	1.05	28	1.00	0.370	0.96	14.42	0.18	1.000	2.05
0.97	0.85	1.00	27	90	5.00	1.20	30	1.00	0.468	0.93	19.95	0.19	0.984	2.43
0.88	0.85	1.00	29	90	5.00	1.20	30	1.00	0.468	0.88	24.36	0.19	0.924	2.31
0.80	0.85	1.00	29	90	5.00	1.20	30	1.00	0.468	0.81	27.51	0.18	0.876	2.32
0.75	0.85	1.00	32	90	5.00	1.20	30	1.00	0.468	0.73	29.21	0.16	0.838	2.42
0.68	0.85	1.00	50	90	5.00	1.20	30	1.00	0.468	0.63	30.80	0.14	0.794	2.60
0.65	0.85	1.00	50	90	5.00	1.20	30	1.00	0.468	0.58	32.05	0.13	0.769	2.69
0.61	0.85	1.00	50	90	5.00	1.20	30	1.00	0.468	0.54	33.96	0.13	0.742	2.76
0.58	0.85	1.00	50	90	5.00	1.20	30	1.00	0.468	0.51	36.17	0.12	0.719	2.79

Figura 6: risultati della verifica a liquefazione (verticale S-TB1)

In base ai risultati delle indagini eseguite nel 2021, la verifica a liquefazione risulta generalmente soddisfatta, come si evince dai risultati di seguito presentati.

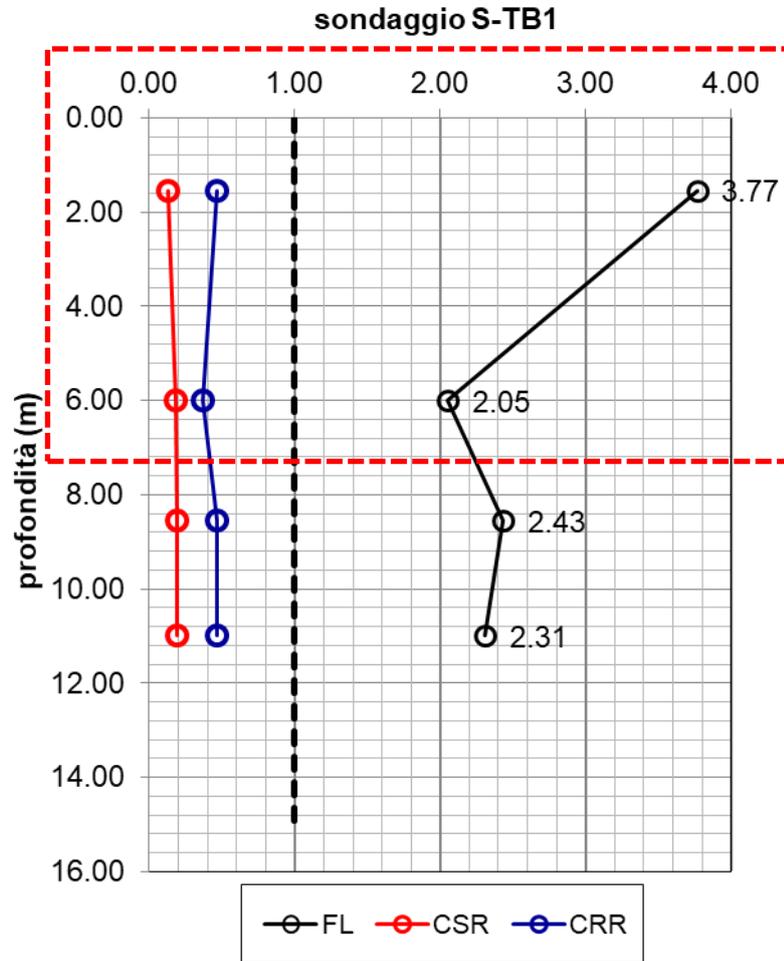


Figura 7: valori del fattore di sicurezza a liquefazione (verticale S-TB1; nel riquadro il tratto di profondità di interesse)

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA					
	INTERVENTI DI VELOCIZZAZIONE TRATTA GRASSANO-BERNALDA GEOTECNICA					
Relazione Geotecnica e sismica generale	COMMESSA IA95	LOTTO 13	CODIFICA R 78 GE	DOCUMENTO GE 0006 001	REV. B	FOGLIO 39 di 90

9 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Si riporta, nei paragrafi che seguono, la caratterizzazione geotecnica dei materiali rinvenuti nell'area di progetto basata sull'interpretazione dei dati disponibili.

9.1 DEFINIZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE INDIVIDUATE

9.1.1 Unità Ra

Si tratta dello spessore di terreno vegetale costituito prevalentemente da limo sabbioso debolmente argilloso con resti vegetali e inclusi clasti e da terreno di riporto antropico. Si presenta con spessori medi non superiori a 1.50-2.00 m tra le progressive di progetto 10+900 – 11+430 e 19+600 – 20+300.

Per tale unità non sono state eseguite determinazioni di laboratorio né prove in sito: per tale motivo le caratteristiche meccaniche sono state assegnate traendo spunto da dati bibliografici per terreni di simile composizione granulometrica. Di seguito se ne riportano i valori:

- $\gamma = 17-18 \text{ kN/m}^3$
- $c' = 0-5 \text{ kPa}$
- $\varphi' = 22^\circ-26^\circ$
- $E_0 = 150-250 \text{ MPa}$

9.1.2 Unità Ar (LS)

9.1.2.1 Identificazione

Si tratta di depositi alluvionali recenti in litofacies limoso-sabbiosa. Tale unità è stata rinvenuta nella maggior parte dei sondaggi eseguiti nell'area del lotto 1 fino ad una profondità massima di circa 6-7 m dal piano campagna ed è in genere affiorante. Lo spessore medio è dell'ordine dei 3-4 metri.

L'unità è essenzialmente costituita da "limi sabbioso-argillosi o sabbie con limo talvolta con struttura laminata" classificabili come A6, A7-6 (HRB–AASHTO) di colore giallo ocraceo o marrone.



Figura 8: Foto del materiale in cassetta – Unità Ar(LS)

Per l'unità geotecnica in esame sono stati prelevati principalmente campioni indisturbati, su cui sono state eseguite di laboratorio delle quali si riportano di seguito i risultati principali.

Dalle analisi granulometriche si ottiene (Figura 9):

- ghiaia compresa fra 0 e 4 % (media 0.65%);
- sabbia compresa fra 0 e 91 % (media 23%);
- limo compreso fra 3 e 68 % (media 48%);
- argilla compresa fra 1.6 e 60 % (media 27%).

Per quanto sopra l'unità **Ar(LS)** è classificabile mediamente come **Limo con argilla-sabbioso**. La distribuzione delle varie frazioni con la profondità è mostrata in Figura 10.

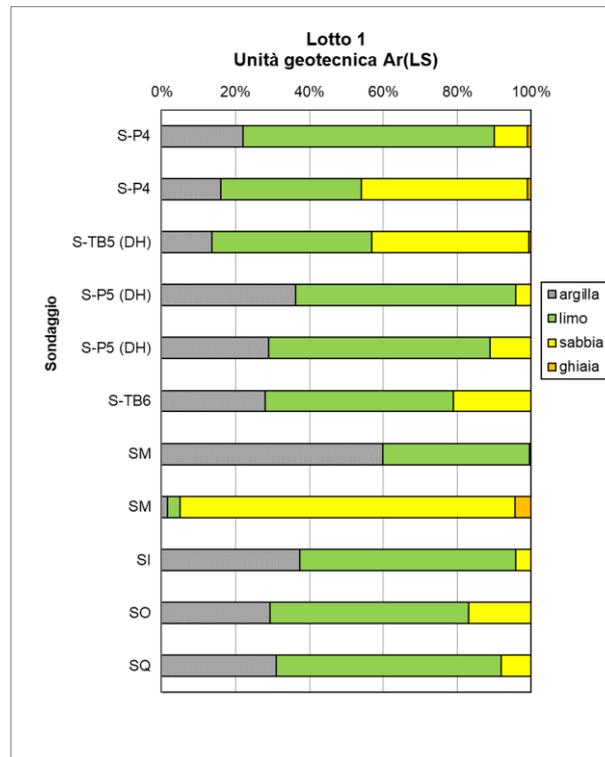


Figura 9: Analisi granulometrica per ciascuno dei campioni lavorati – Unità Ar(LS)

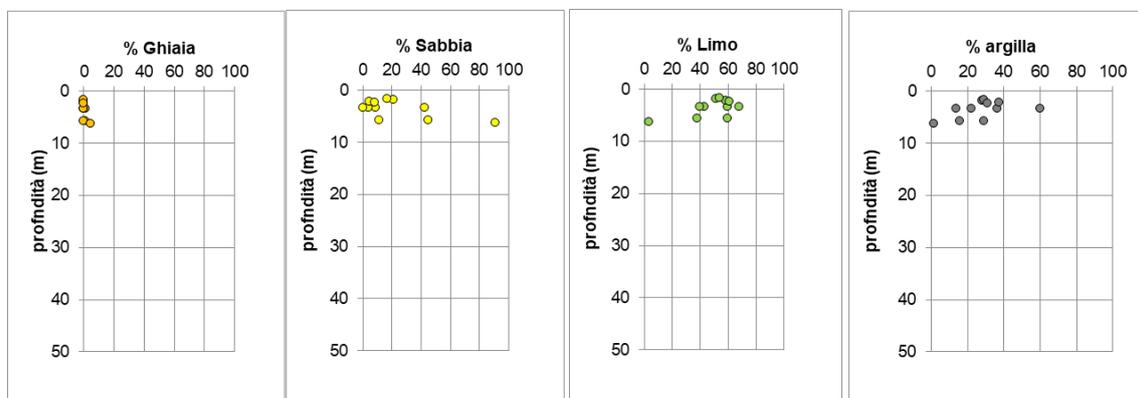


Figura 10: Distribuzione granulometrica con la profondità del campione – Unità Ar(LS)

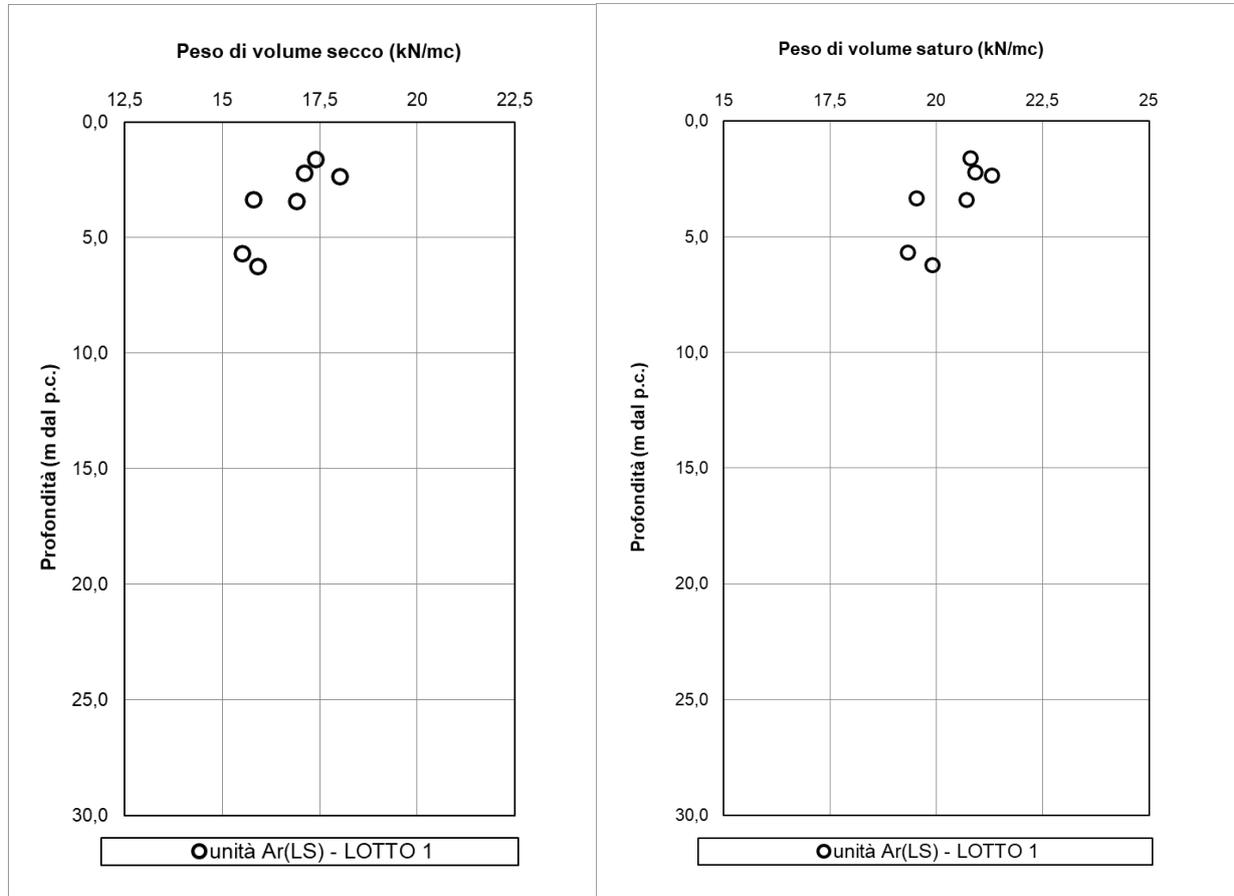


Figura 12: Peso di volume secco e saturo – Unità Ar(LS)

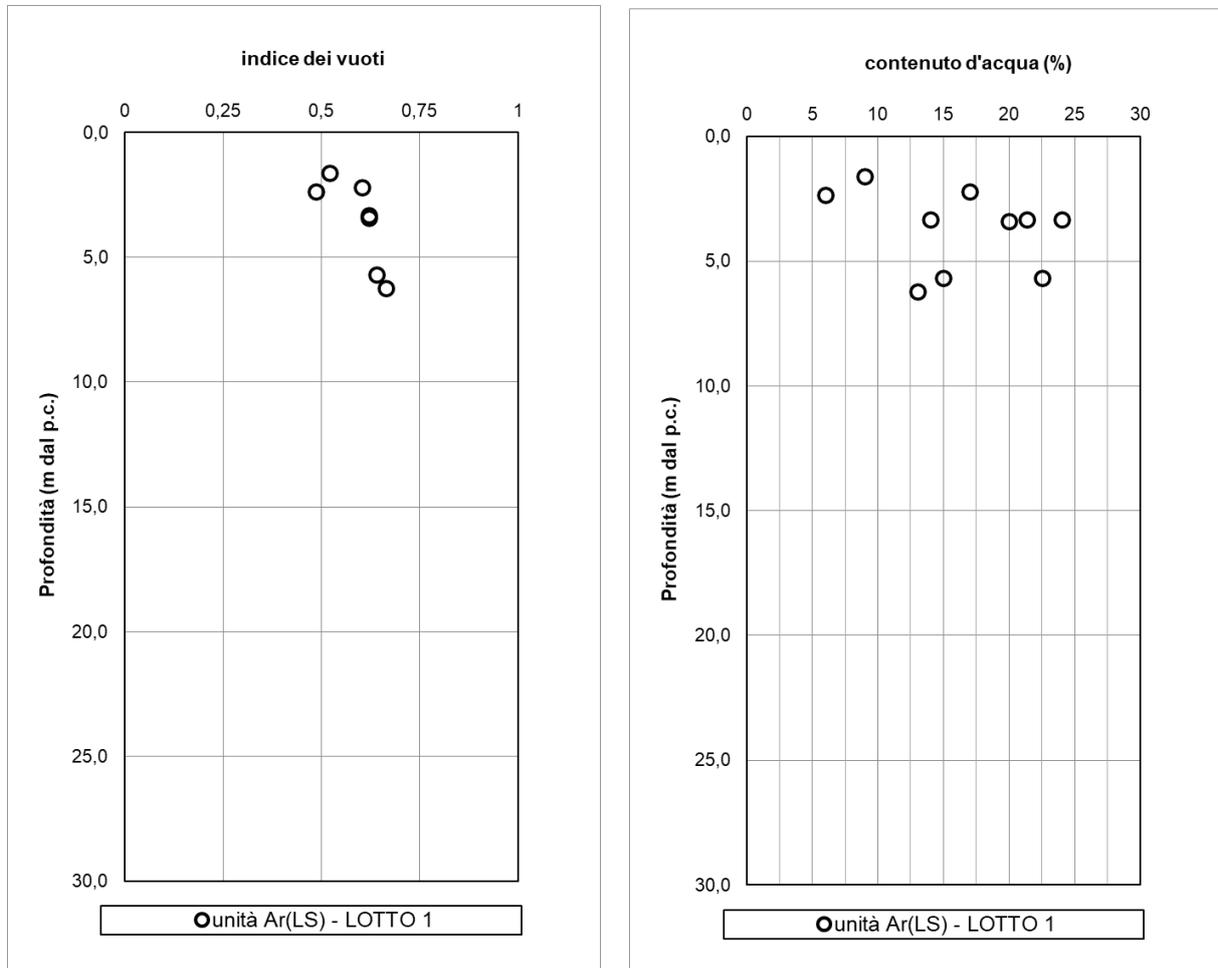


Figura 13:: indice dei vuoti e contenuto d'acqua – Unità Ar(LS)

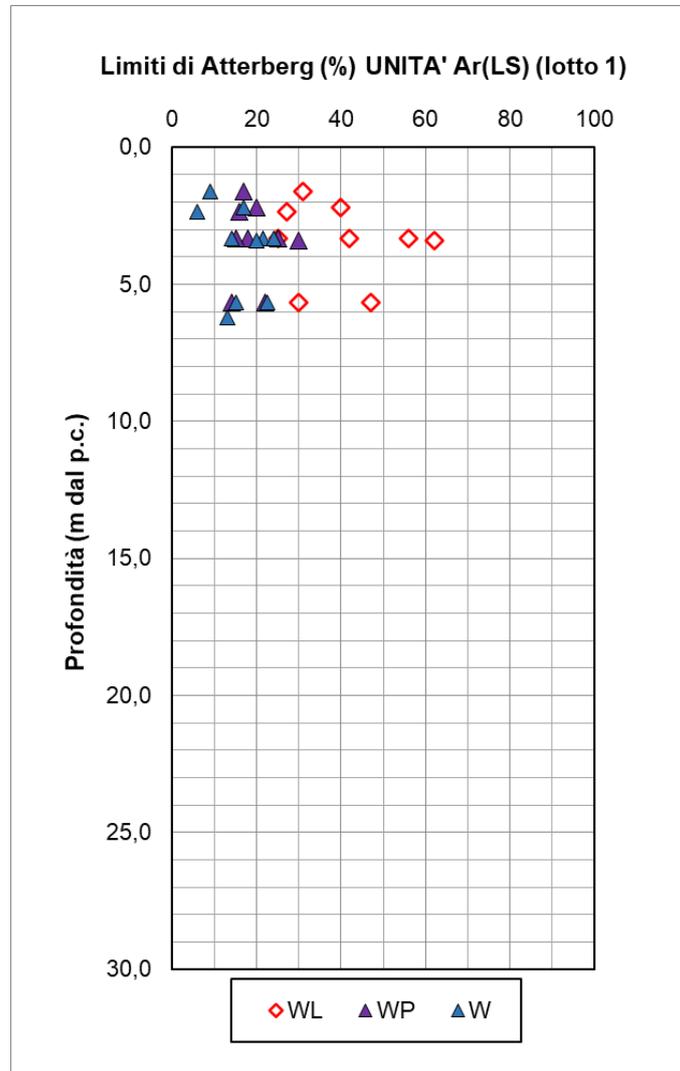


Figura 14: Limiti di Atterberg al variare della profondità dal piano campagna – Unità Ar(LS)

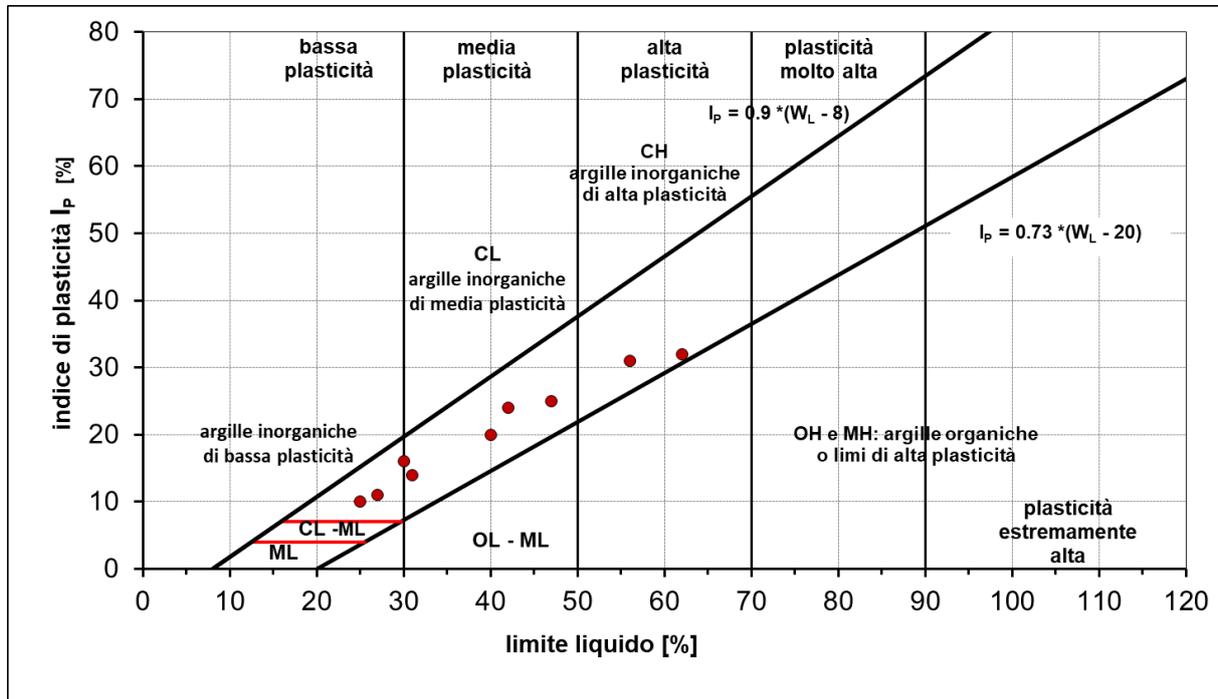


Figura 15: Carta di plasticità di Casagrande – Unità Ar(LS)

9.1.2.2 Parametri di resistenza al taglio

Sui campioni indisturbati presenti all'interno dell'unità ghiaiosa, sono state eseguite prove di laboratorio (taglio diretto, triassiali UU e CID) volte a determinare i parametri di resistenza al taglio. I risultati di queste prove sono di seguito riassunti.

	Taglio diretto	TX-CID	
c' =	0.0 ÷ 22	10-21	(kPa) coesione drenata
φ' =	22 ÷ 32	30	(°) angolo di resistenza al taglio

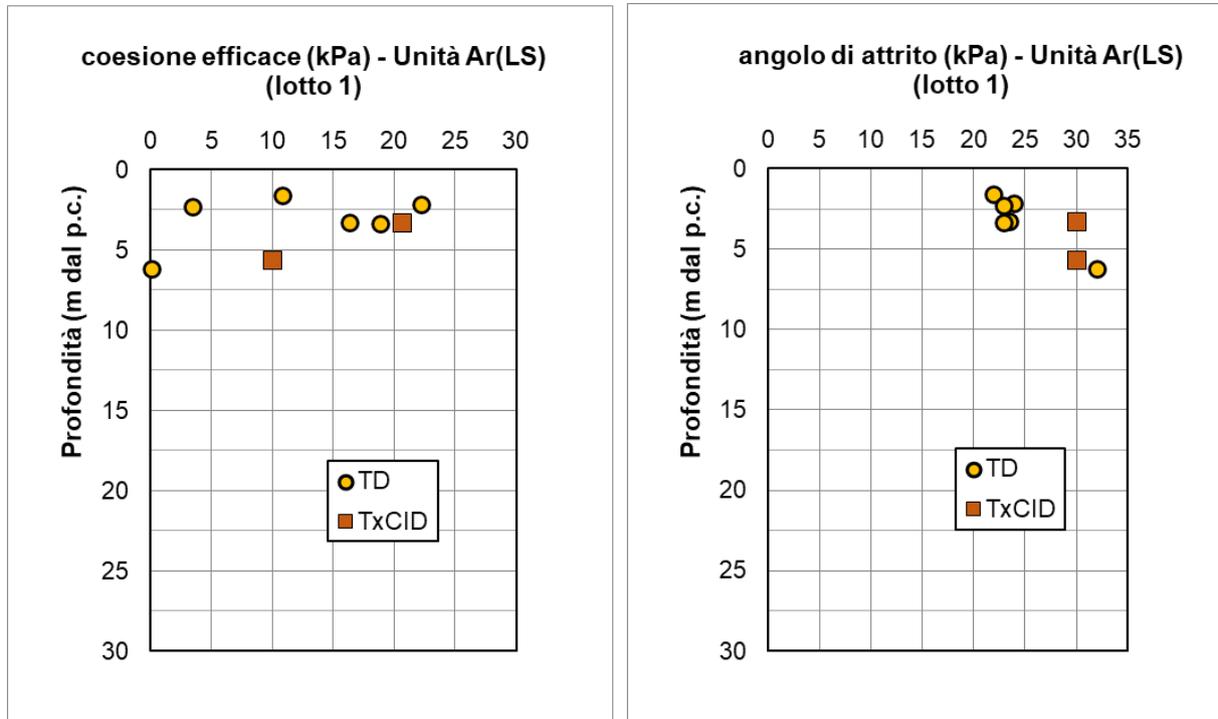


Figura 16: Coesione efficace (c'), angolo di resistenza al taglio (ϕ) al variare della profondità da p.c. – Unità Ar(LS)

La resistenza in condizioni non drenate è stata misurata per mezzo di prove triassiali non consolidate non drenate e stimata con vane test e pocket test sulle carote di laboratorio. Di seguito si riportano inoltre i valori di c_u ottenuti dalle prove penetrometriche dinamiche SPT con le correlazioni empiriche in precedenza esplicitate. Si precisa che, trattandosi di depositi prevalentemente coesivi, per l'angolo di resistenza al taglio si è fatto riferimento esclusivamente alle prove di laboratorio e non alle correlazioni con i risultati delle prove penetrometriche dinamiche.

In generale i valori sono rappresentativi di un materiale di discreta resistenza con una coesione non drenata variabile tra i 50 ed i 120 kPa.

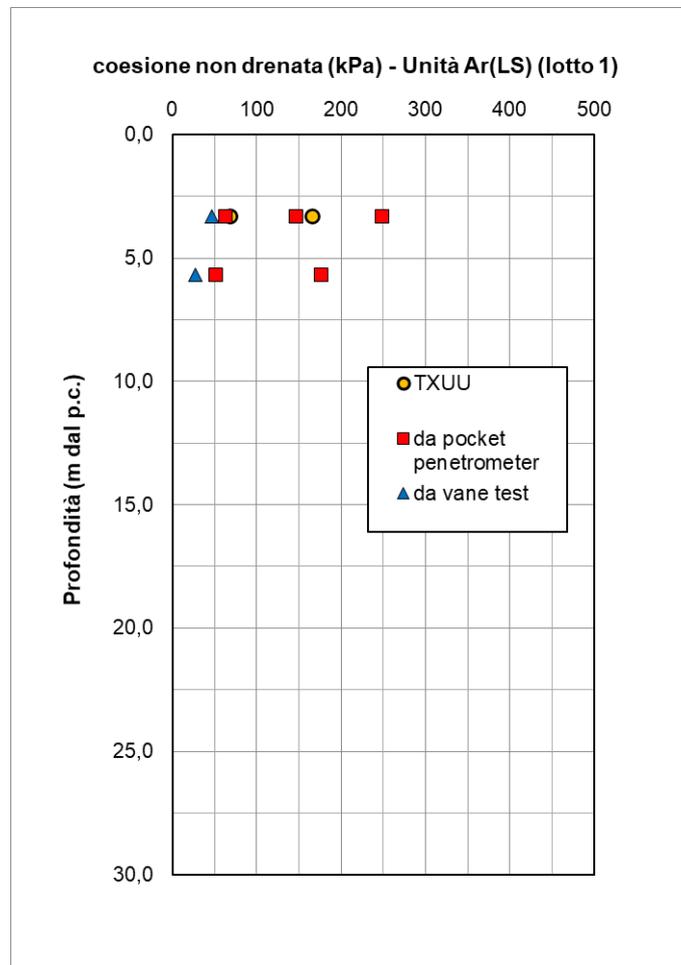


Figura 17: Coesione non drenata (c_u) al variare della profondità da p.c. – Unità Ar(LS)

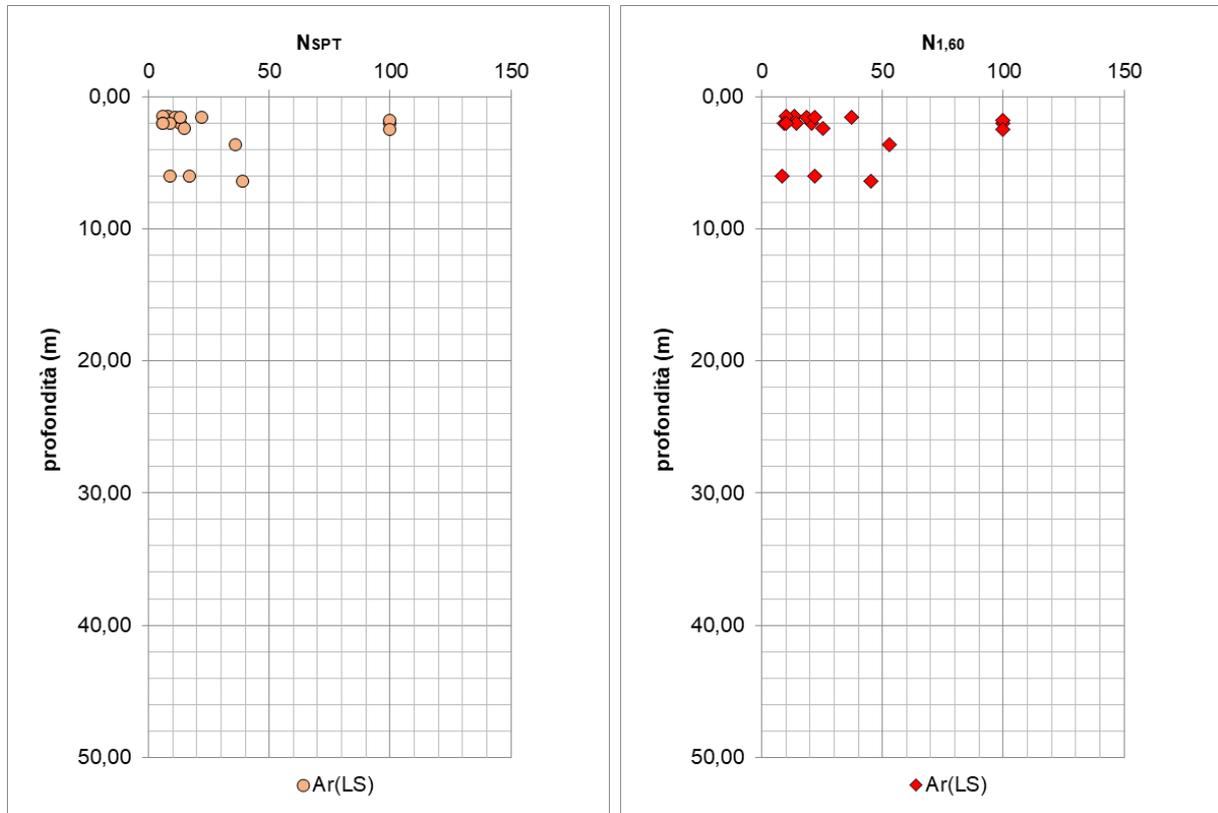


Figura 18: Valori del numero di colpi Nspt e N1,60 al variare della profondità da p.c. – Unità Ar(LS) [alle prove “a rifiuto” è stato assegnato un numero di colpi pari a 100]

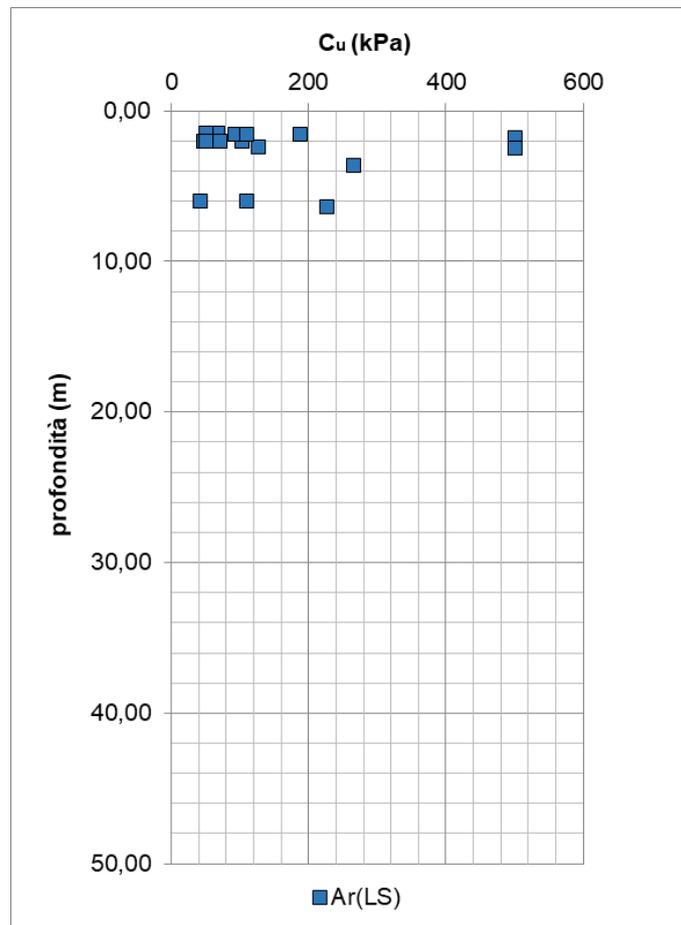


Figura 19: Coesione non drenata stimata da prove penetrometriche dinamiche SPT mediante la correlazione di Stroud (1974).

9.1.2.3 Parametri di deformabilità

I parametri di deformabilità sono stati stimati a partire dai risultati delle indagini sismiche Down-Hole e MASW i cui risultati sono sintetizzati nella che segue.

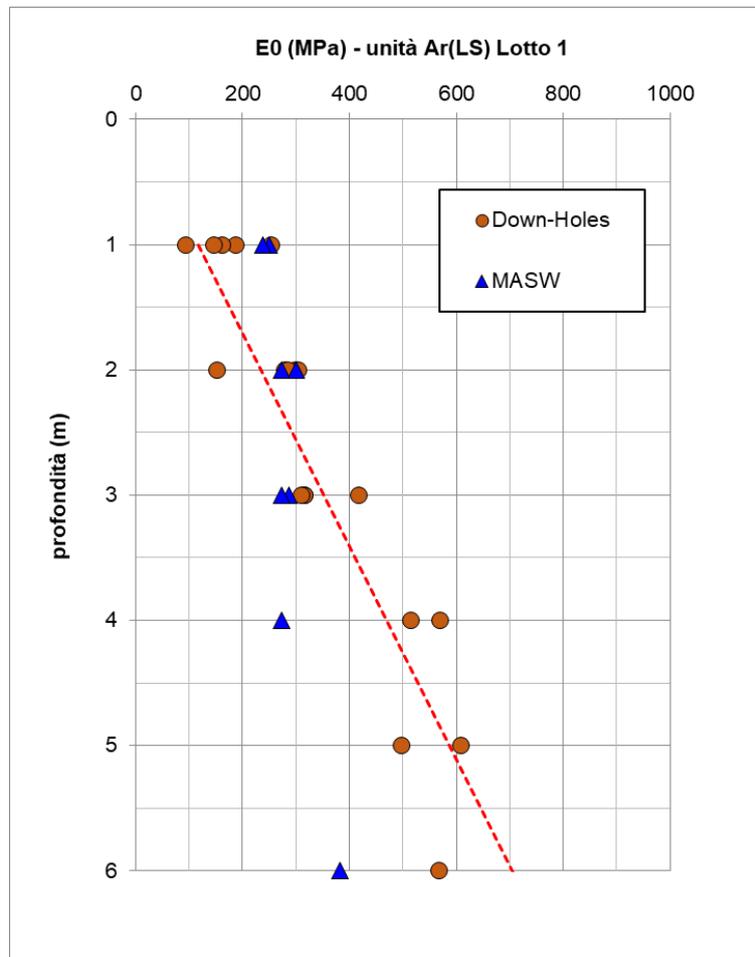


Figura 20: Modulo dinamico E_0 variare della profondità da p.c. – Unità Ar(LS)

Dalle prove geofisiche è possibile assumere una legge di incremento lineare con la profondità come di seguito riportato. Si evidenzia che i valori di modulo ottenuti dall'elaborazione delle prove MASW sono risultati tendenzialmente più bassi.

All'unità Ar(LS) possono essere quindi attribuiti i seguenti valori dei moduli operativi:

Profondità (m da p.c.)	E_0 (MPa)	$E_0/5$ (MPa)	$E_0/10$ (MPa)
1-6 m	$125*z$	$25*z$	$12.5*z$

Trattandosi di terreni di tipo coesivo, per la stima delle caratteristiche di deformabilità sono inoltre state eseguite prove di compressibilità edometrica. I risultati delle prove sono di seguito riportati. Da un'analisi degli stessi si evince che tale unità presenta ridotti valori degli indici di compressibilità rappresentativi di un materiale con grado di sovraconsolidazione non trascurabile ($OCR = 1.5 - 10$).

In sintesi si ottiene:

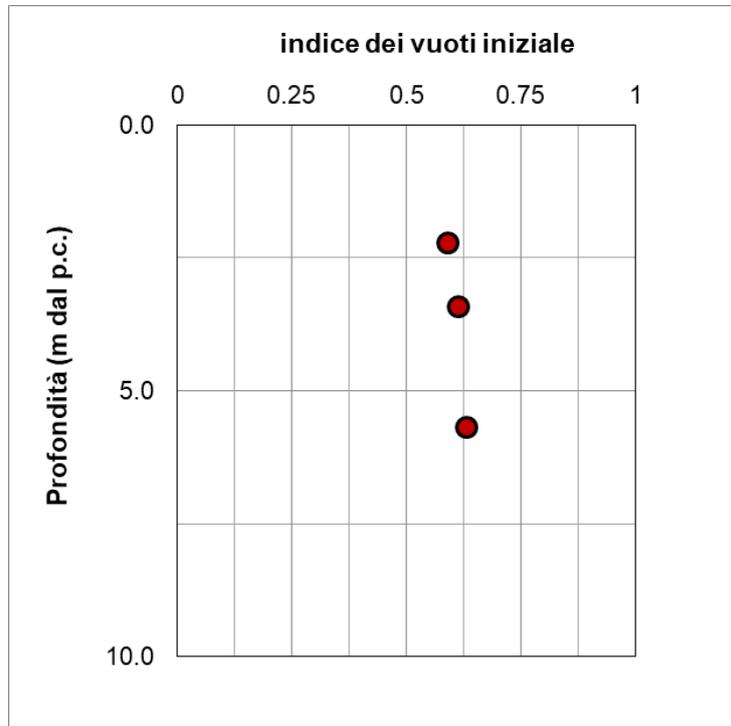


Figura 22: indice dei vuoti iniziale da prova edometrica al variare della profondità da p.c. – Unità Ar(LS)

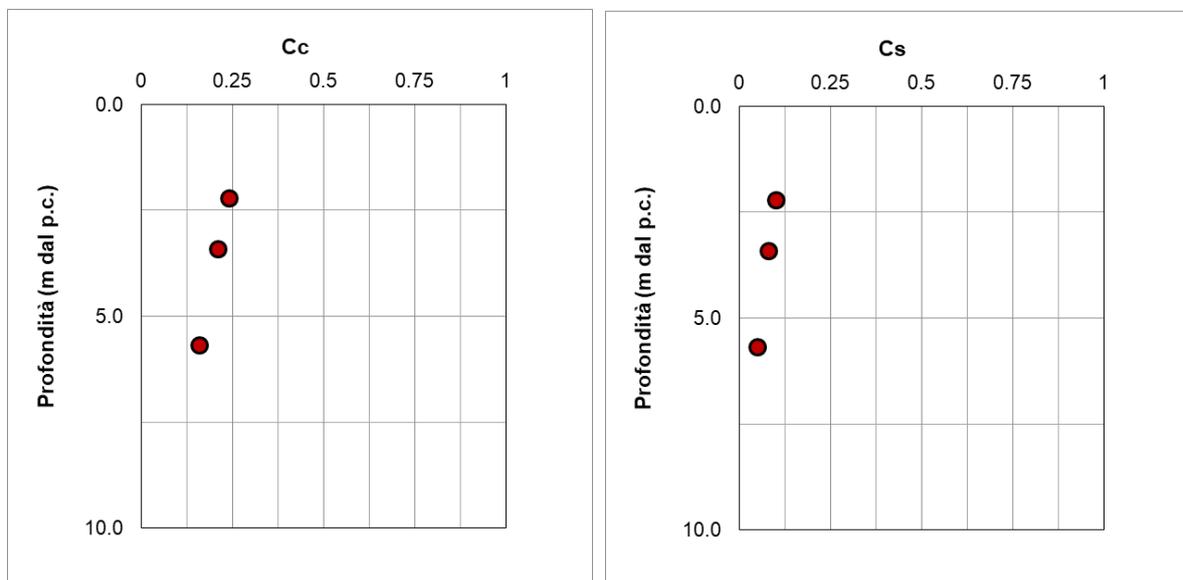


Figura 23: indice di compressibilità e di ricomprensione al variare della profondità da p.c. – Unità Ar(LS)

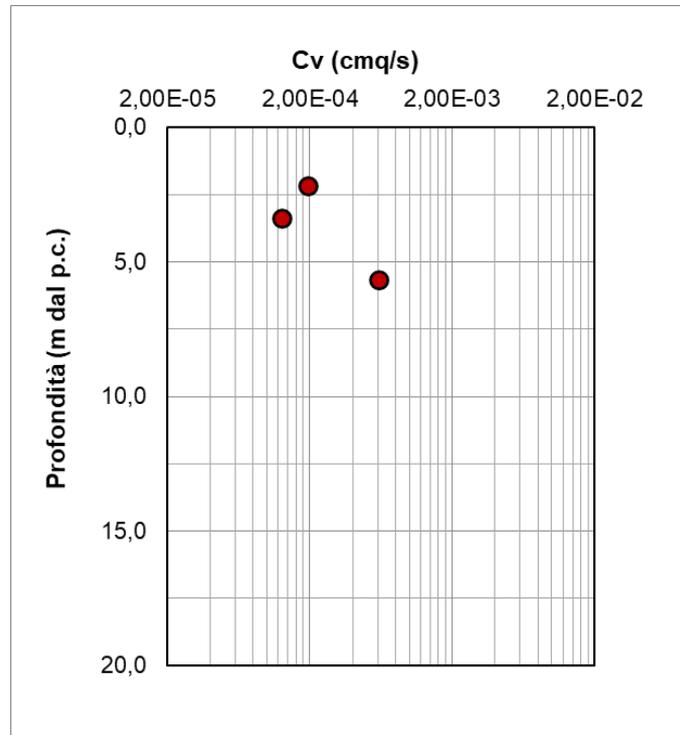


Figura 24: coefficiente di consolidazione verticale al variare della profondità da p.c. – Unità Ar(LS)

9.1.2.4 Permeabilità

La permeabilità dell'unità geotecnica è stata stimata mediante num. 6 prove Lefranc i cui risultati sono stati riportati nella seguente tabella. La permeabilità misurata è compresa tra 4.7×10^{-8} e 7.7×10^{-7} m/s (media 3.65×10^{-7} m/s).

LEFRANC LOTTO 1			
BH	Profondità (m)	k (m/s)	UNITA'
S-TB0	2,00	7,70E-07	Ar(LS-SL)
S-TB2	2,00	5,35E-07	Ar(LS-SL)
S-TB4	3,00	5,53E-08	Ar(LS-SL)
S-TB5	3,00	5,99E-07	Ar(LS-SL)
S-P5	2,00	1,30E-07	Ar(LS-SL)
S-TB6	2,00	4,67E-08	Ar(LS-SL)

Tabella 15: Risultati delle prove Lefranc – Unità Ar(LS)

9.1.3 Unità Ar(Gs)

9.1.3.1 Identificazione

Questa unità è stata rinvenuta in tutti sondaggi eseguiti nell'area del lotto 1 generalmente al di sotto dell'unità Ar(LS), ma anche in affioramento fino ad una ad una profondità massima di 13-14 m dal piano campagna.

Si tratta principalmente di alluvioni recenti in facies ghiaioso-sabbiosa costituita da *ghiaie poligeniche ed eterometriche, da sub-angolose ad arrotondate, con matrice sabbiosa e sabbioso-limosa di colore grigio e giallastro, da scarsa ad abbondante; si rinvencono diffusi passaggi di sabbie, sabbie limose e limi sabbiosi di colore grigio e marrone, a stratificazione indistinta o incrociata, con locali ghiaie poligeniche da sub-angolose ad arrotondate*. L'unità è riferibile al Pleistocene superiore – Olocene.



Figura 25: Foto del materiale in cassetta – Unità Ar(Gs)

Per l'unità geotecnica in esame sono stati lavorati campioni rimaneggiati sui quali sono state eseguite determinazioni di laboratorio delle quali si riportano di seguito i risultati principali.

Dalle analisi granulometriche si ottiene:

- ghiaia compresa fra 57 e 67 % (media 62 %);
- sabbia compresa fra 23 e 28 % (media 26 %);
- limo compreso fra 7 e 11 % (media 9 %);
- argilla compresa fra 1.5 e 5 % (media 2.5 %).

Per quanto sopra l'unità **Ar(Gs)** è classificabile mediamente come **Ghiaia con sabbia o ghiaia sabbiosa**.

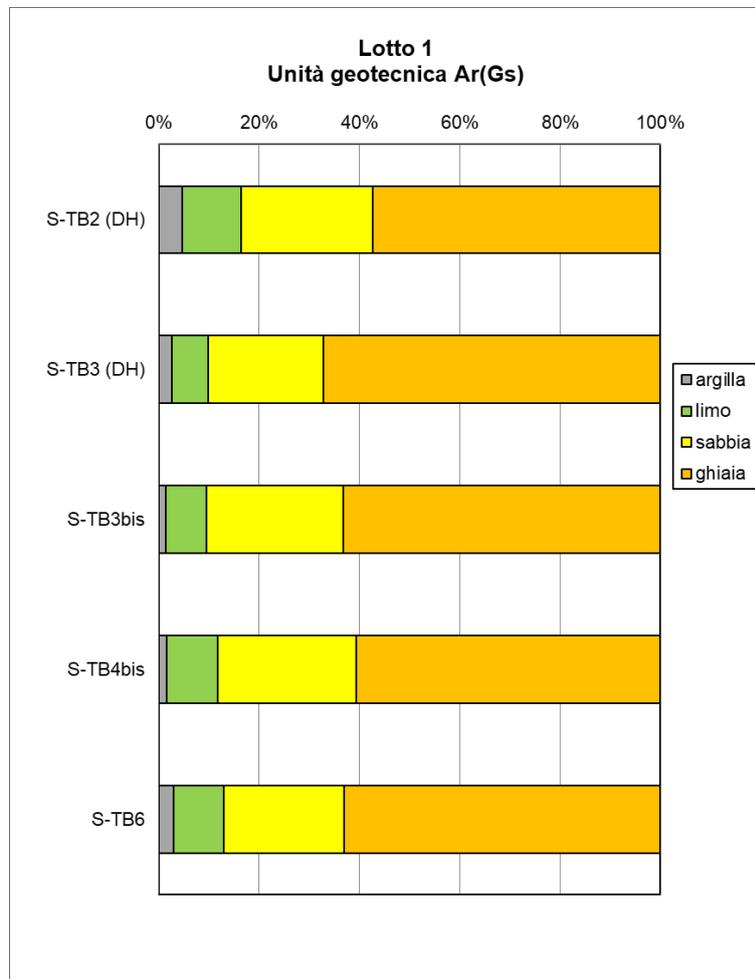


Figura 26: Analisi granulometrica per ciascuno dei campioni lavorati – Unità Ar(Gs)

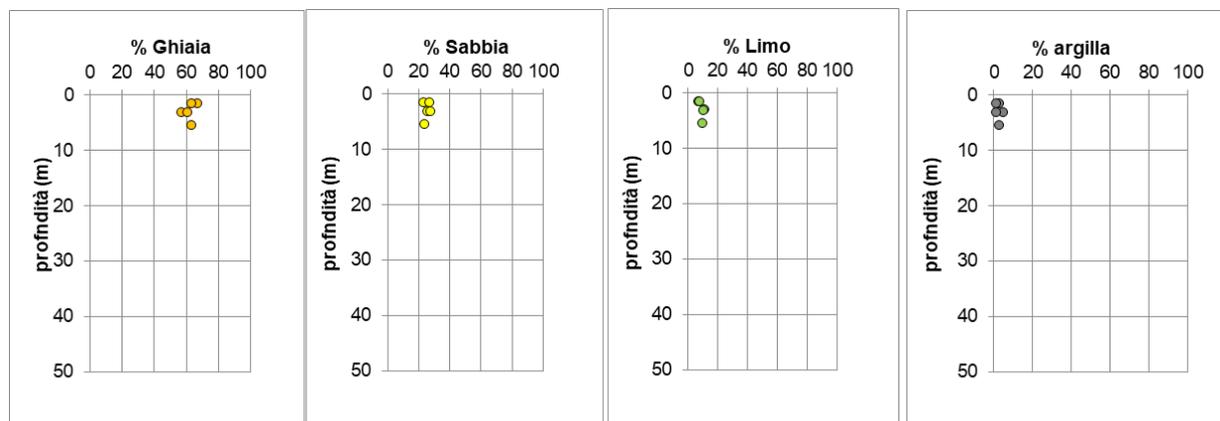


Figura 27: Distribuzione granulometrica con la profondità del campione – Unità Ar(Gs)

Trattandosi di materiale prettamente granulare, non è stata eseguita la determinazione dei limiti di Atterberg. Il peso specifico dei grani è risultato pari a 26.7 kN/m^3 , mentre il contenuto d'acqua mediamente pari al 7%.

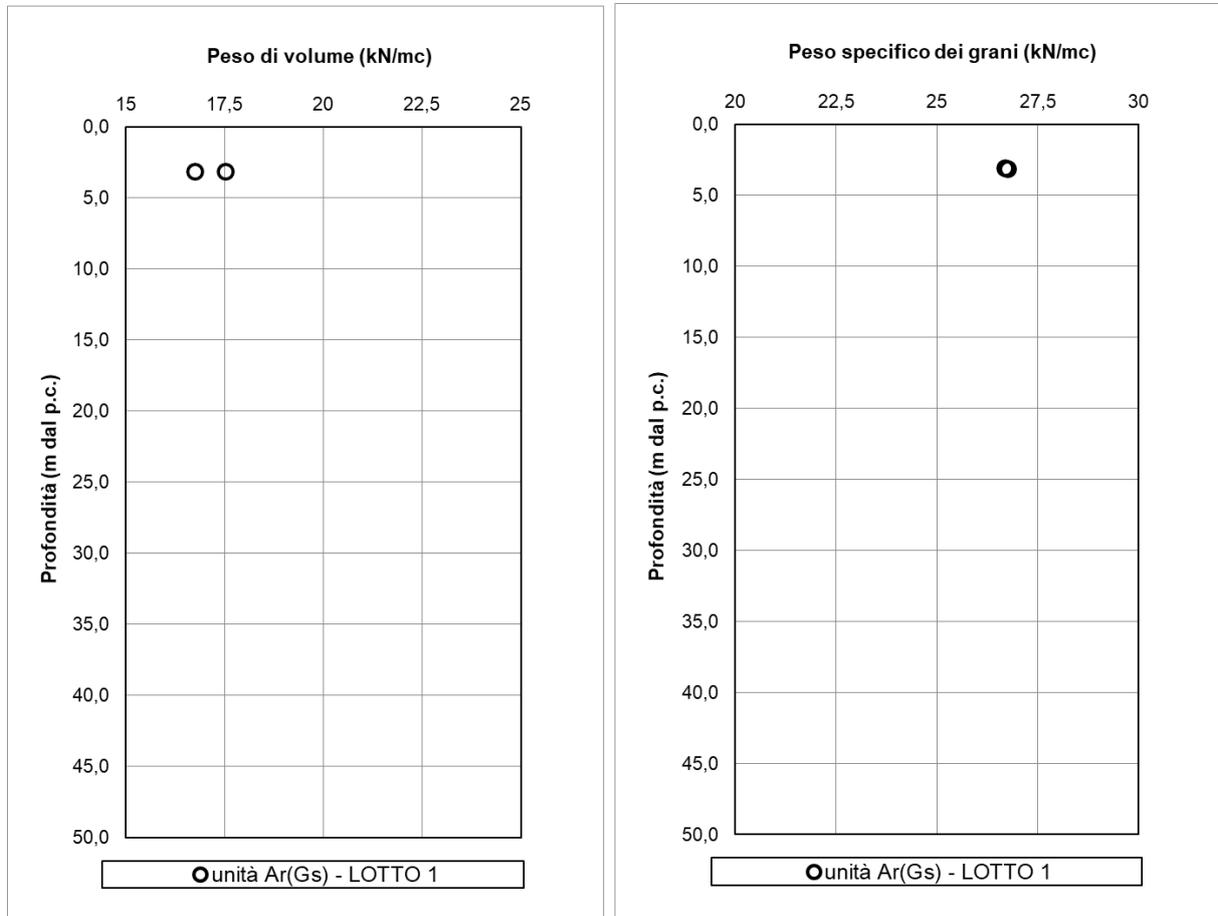


Figura 28: Peso di volume e peso specifico dei grani – Unità Ar(Gs)

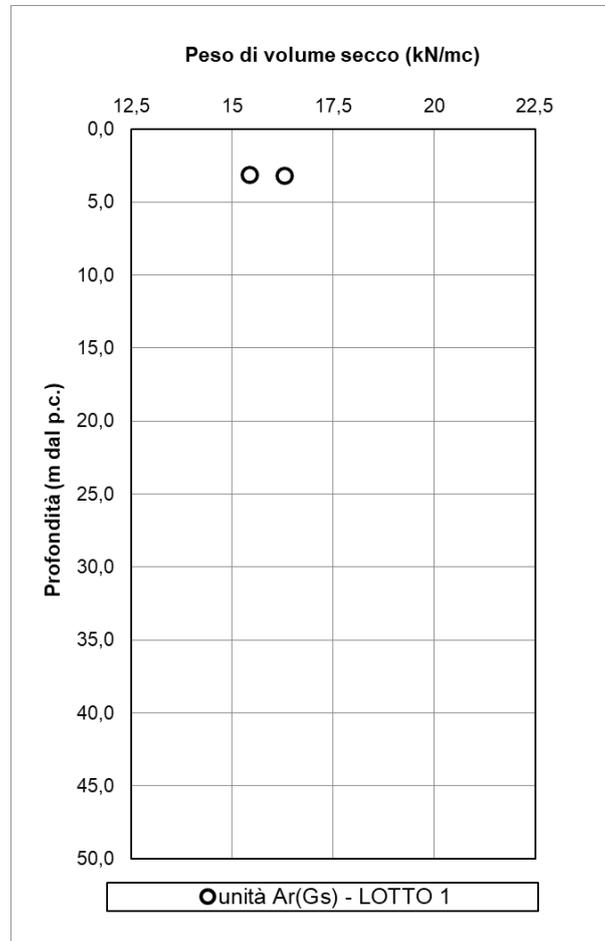


Figura 29: Peso di volume secco – Unità Ar(Gs)

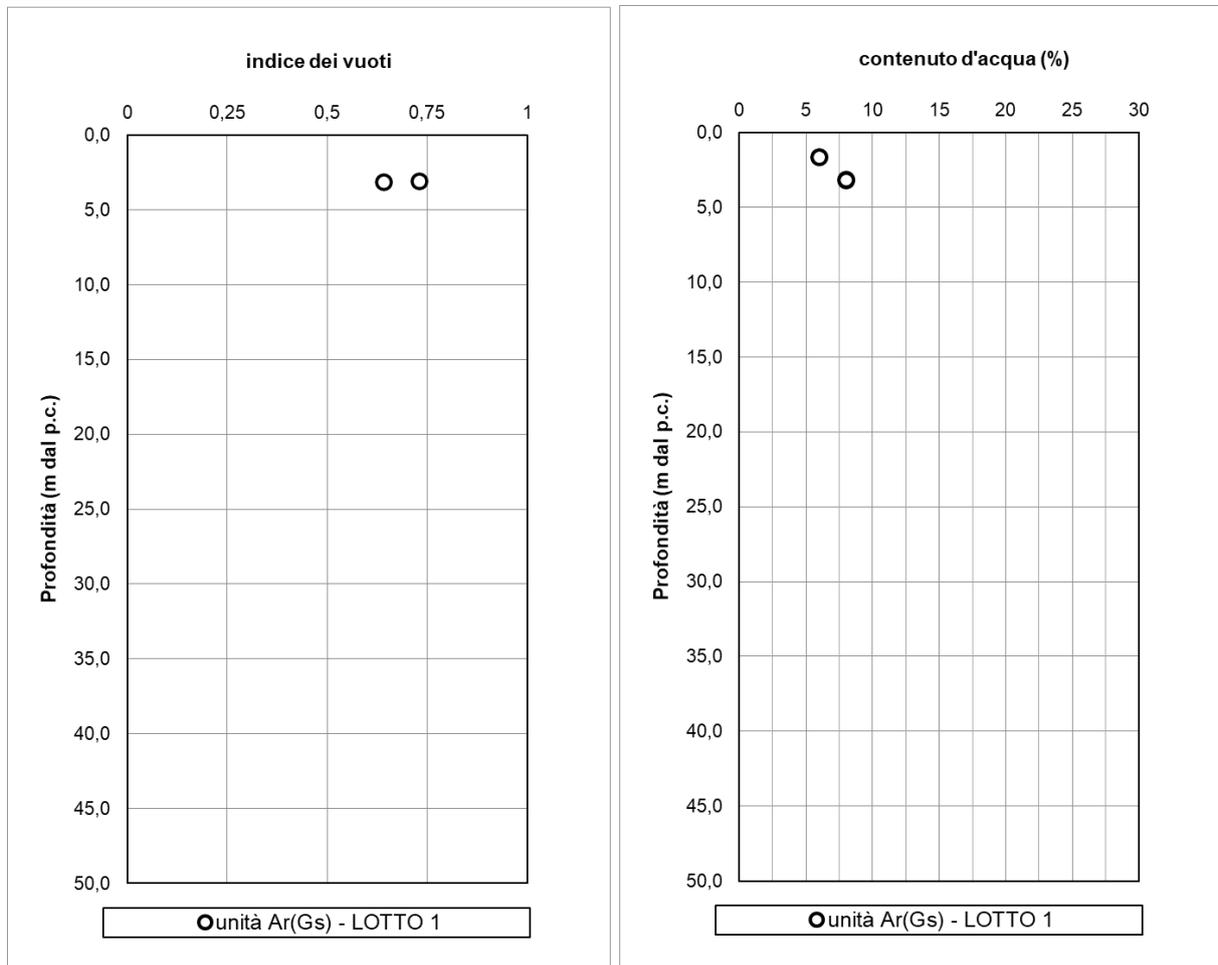


Figura 30: Indice dei vuoti e contenuto d'acqua – Unità Ar(Gs)

9.1.3.2 Parametri di resistenza

Le caratteristiche di resistenza dell'unità Ar(Gs) sono state stimate per mezzo dei risultati delle prove penetrometriche dinamiche SPT. Queste forniscono valori della resistenza alla penetrazione rappresentativi di un materiale da addensato a molto addensato con frequenti valori a rifiuto.

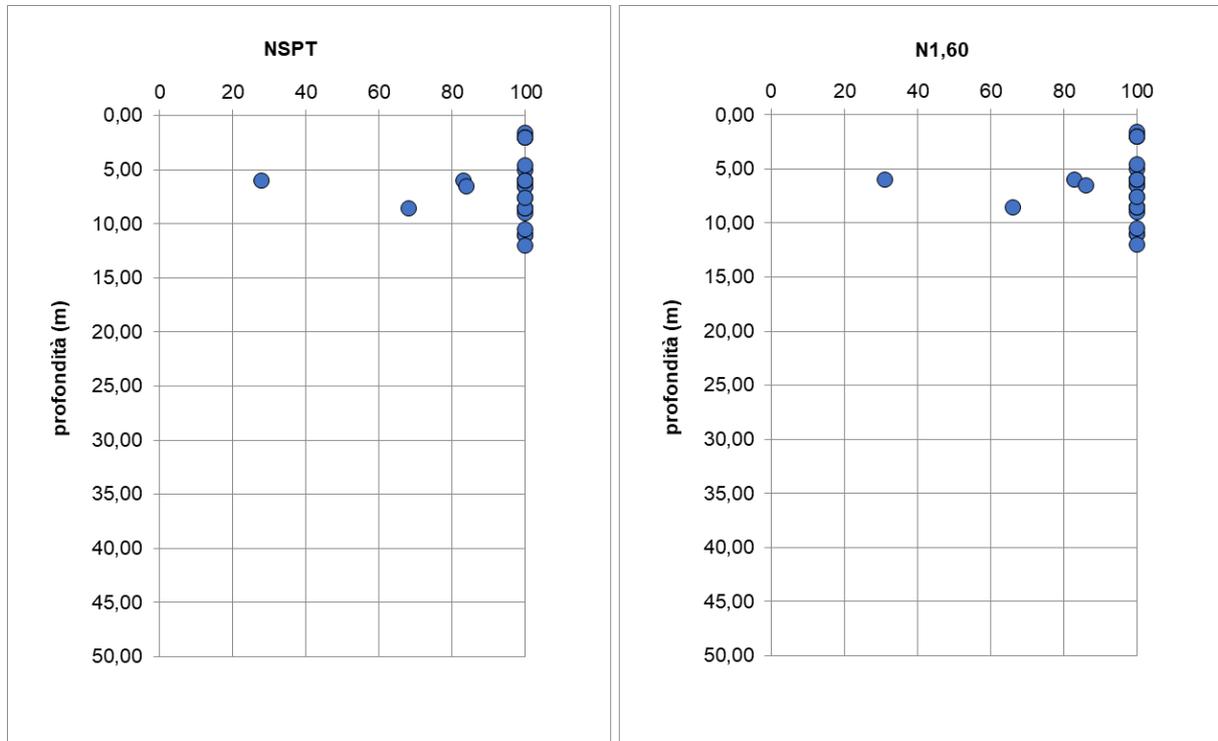


Figura 31: Valori del numero di colpi Nspt e N1,60 al variare della profondità da p.c. – Unità Ar(Gs)[alle prove “a rifiuto” è stato assegnato un numero di colpi pari a 100]

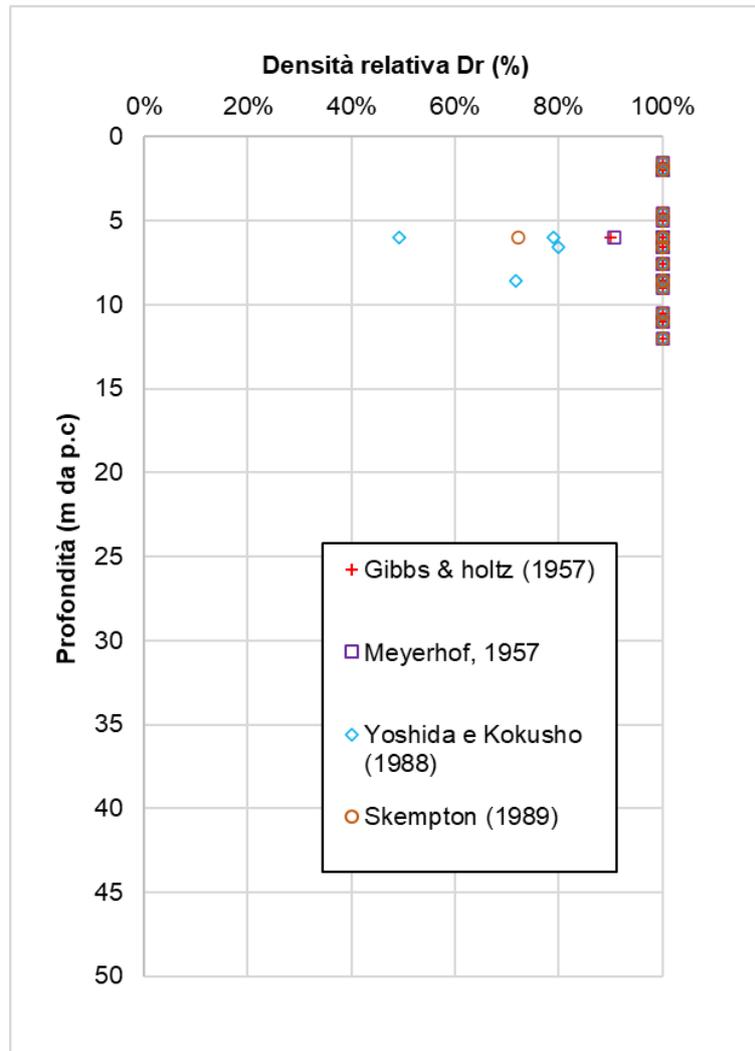


Figura 32: Densità relativa al variare della profondità da p.c. – Unità Ar(Gs)

Le correlazioni, considerato l'elevato numero di colpi registrato, forniscono valori dell'angolo di attrito sempre superiori ai 40° come si può notare dal diagramma sottostante. I valori riportati si riferiscono alle sole prove SPT non a rifiuto.

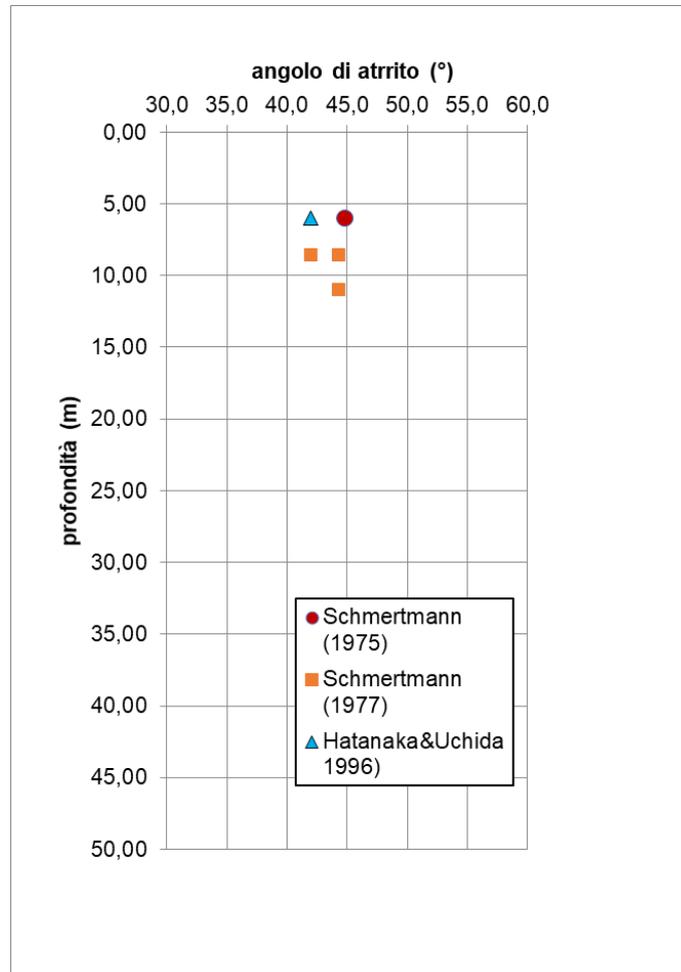


Figura 33: angolo di attrito da prove SPT al variare della profondità da p.c. (rappresentati solo valori non a rifiuto)
– Unità Ar(Gs)

9.1.3.3 Parametri di deformabilità

I parametri di deformabilità sono stati stimati a partire dai risultati delle indagini sismiche Down-Hole e MASW i cui risultati sono sintetizzati nella che segue.

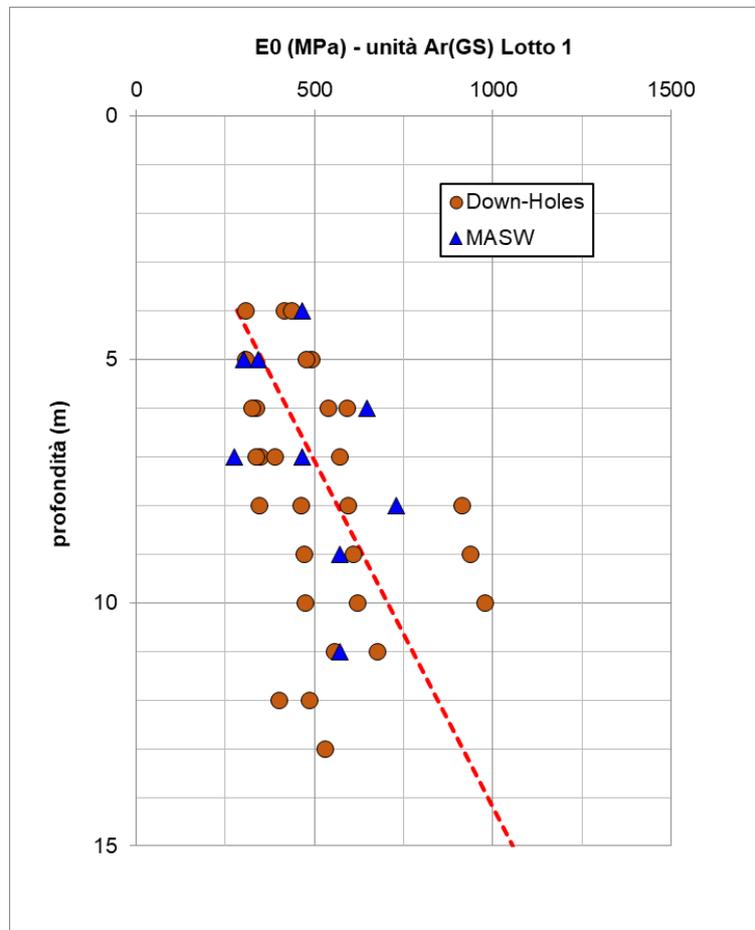


Figura 34: Modulo dinamico E_0 variare della profondità da p.c – Unità Ar(Gs)

Le prove geofisiche, mostrano una correlazione lineare per l'intervallo di profondità di interesse. Per dar conto di questo, al modulo di deformazione è stato attribuito un l'andamento di seguito esplicitato.

All'unità Ar(Gs) possono essere quindi attribuiti i seguenti valori dei moduli operativi:

Profondità (m da p.c.)	E_0 (MPa)	$E_0/5$ (MPa)	$E_0/10$ (MPa)
4-10	$70 \cdot z$	$14 \cdot z$	$7 \cdot z$

9.1.3.4 Permeabilità

La permeabilità dell'unità geotecnica è stata stimata mediante 8 prove Lefranc i cui risultati sono stati riportati nella seguente tabella. La permeabilità misurata è compresa tra 1.6×10^{-7} e 1×10^{-5} m/s (media 2.8×10^{-6} m/s).

LEFRANC LOTTO 1			
BH	Profondità (m)	k (m/s)	UNITA'
S-TB0	7,00	1,59E-07	Ar(Gs)
S-TB1	2,00	1,03E-05	Ar(Gs)
S-TB2bis	2,50	9,24E-07	Ar(Gs)
S-TB3	3,00	1,01E-06	Ar(Gs)
S-TB3bis	3,00	3,57E-06	Ar(Gs)
S-TB4bis	3,00	1,95E-06	Ar(Gs)
S-TB4bis	10,00	1,90E-06	Ar(Gs)
S-P5	10,00	3.51E-6	Ar(Gs)

Tabella 16: Risultati delle prove Lefranc – Unità Ar(Gs)

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA INTERVENTI DI VELOCIZZAZIONE TRATTA GRASSANO-BERNALDA GEOTECNICA					
	Relazione Geotecnica e sismica generale	COMMESSA IA95	LOTTO 13	CODIFICA R 78 GE	DOCUMENTO GE 0006 001	REV. B

9.1.4 Unità Sub(ASP)

9.1.4.1 Identificazione

Questa unità geotecnica rappresenta il substrato geologico di riferimento dell'intera area di studio. È formata da *argille limose e limi argillosi di colore grigio e grigio-azzurro (Sub(ASP)), in strati da sottili a molto spessi, generalmente poco evidenti e a laminazione piano-parallela, con sottili intercalazioni di argille marnose, sabbie limose e sabbie medio-fini più frequenti verso l'alto stratigrafico; nella parte alta della successione si riconosce una porzione costituita da sabbie limose e limi sabbiosi di colore giallastro e grigio-verdastro, in strati da sottili a spessi, progressivamente passanti a conglomerati poligenici grossolanamente stratificati e ben selezionati.* L'unità è composta da depositi costieri, di scarpata superiore e di piattaforma con uno spessore massimo di circa 1000 m, ascrivibili all'intervallo Pliocene medio - Pleistocene inferiore.



Figura 35: foto del materiale in cassetta – Unità Sub(ASP)

Per l'unità geotecnica in esame sono stati prelevati campioni indisturbati, su cui sono state eseguite di laboratorio delle quali si riportano di seguito i risultati principali.

Dalle analisi granulometriche si ottiene:

- Ghiaia: sostanzialmente assente
- sabbia compresa fra 0 e 24 % (media 3.7 %);
- limo compreso fra 43 e 72 % (media 56 %);
- argilla compresa fra 25 e 56 % (media 40 %).

Per quanto sopra l'unità **Sub(ASP)** è classificabile mediamente come **Limo con argilla debolmente sabbioso**.

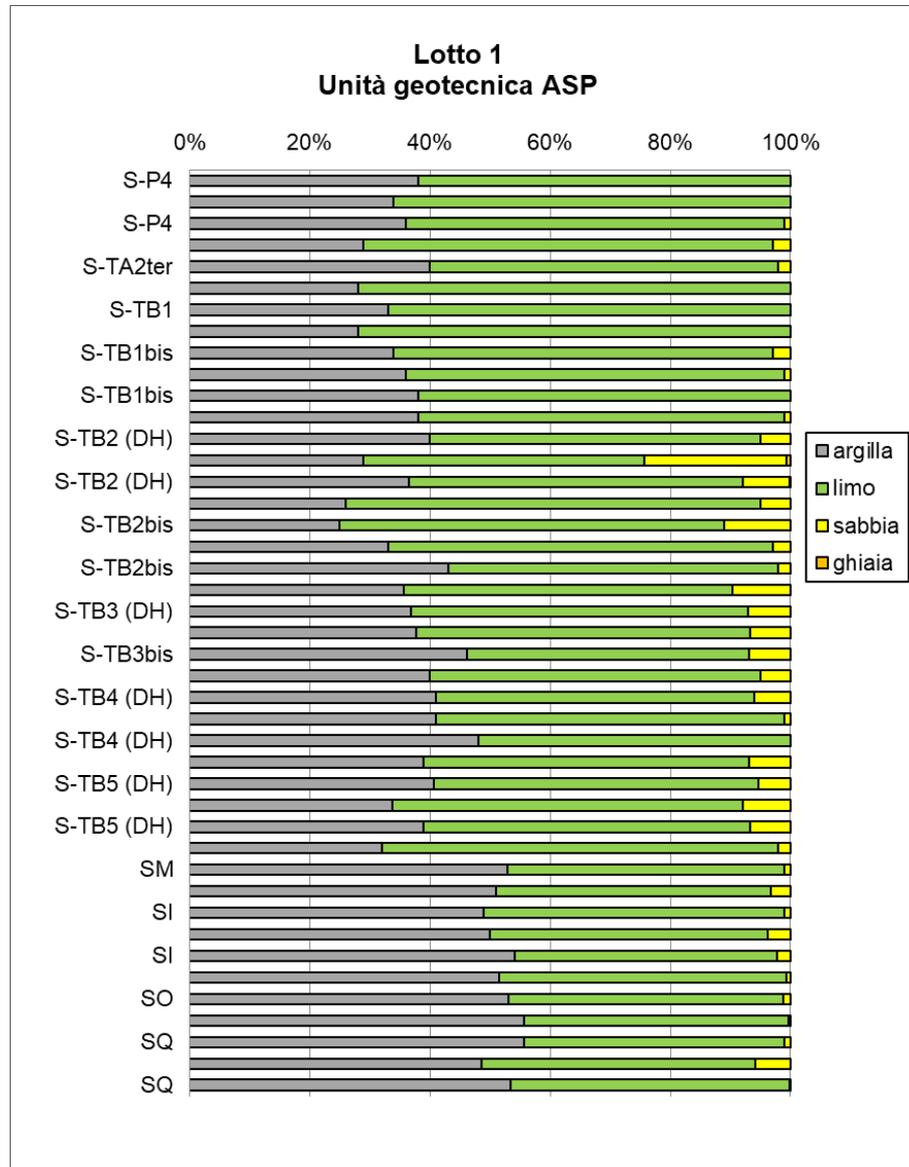


Figura 36: Analisi granulometrica per ciascuno dei campioni lavorati – Unità Sub(ASP)

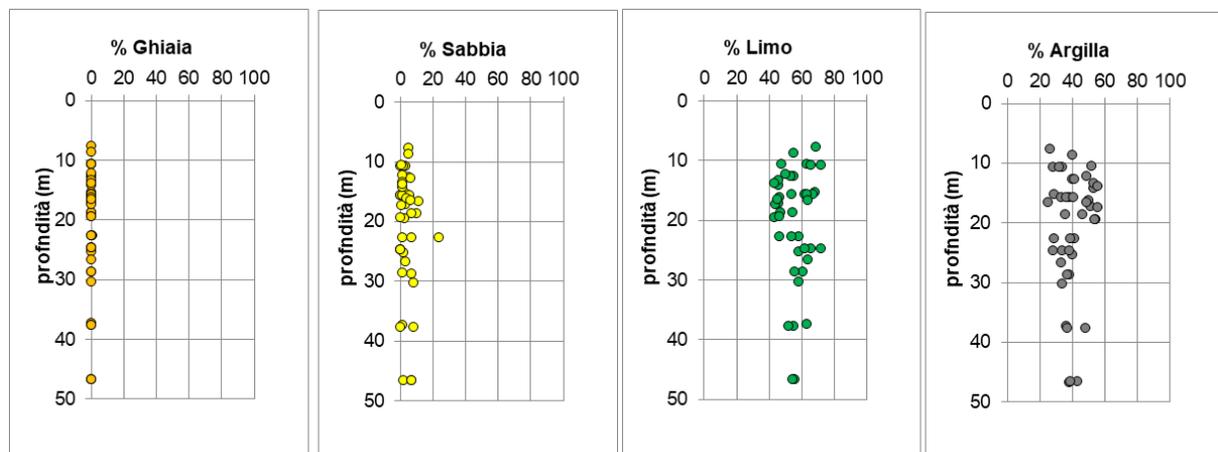


Figura 37: Distribuzione granulometrica con la profondità del campione – Unità Sub(ASP)

Il limite liquido è compreso tra 33 e 65% (media 52%), il limite plastico tra 13 e 31% (media 21%), l'indice plastico tra 12 e 47% (media 32% plastico).

In base alla carta di plasticità i campioni dell'unità Sup(ASP) sono per la maggior parte ascrivibili alle "Argille inorganiche di media-alta plasticità". Il valore dell'indice di consistenza I_c è risultato mediamente pari all'unità e pertanto la consistenza del materiale è tra solido-plastica e semisolida.

Il peso unità di volume è compreso fra 19.4 e 21.3 (media 20.2 kN/m³).

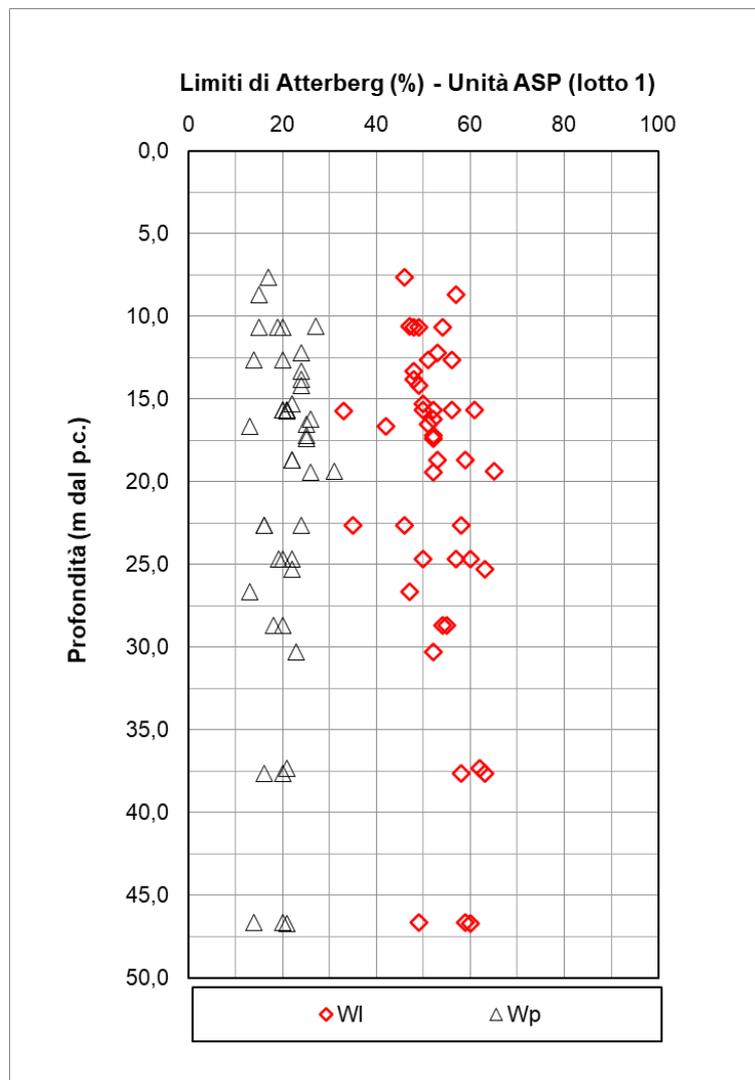


Figura 38: Limiti di Atterberg al variare della profondità dal piano campagna – Unità Sub(ASP)

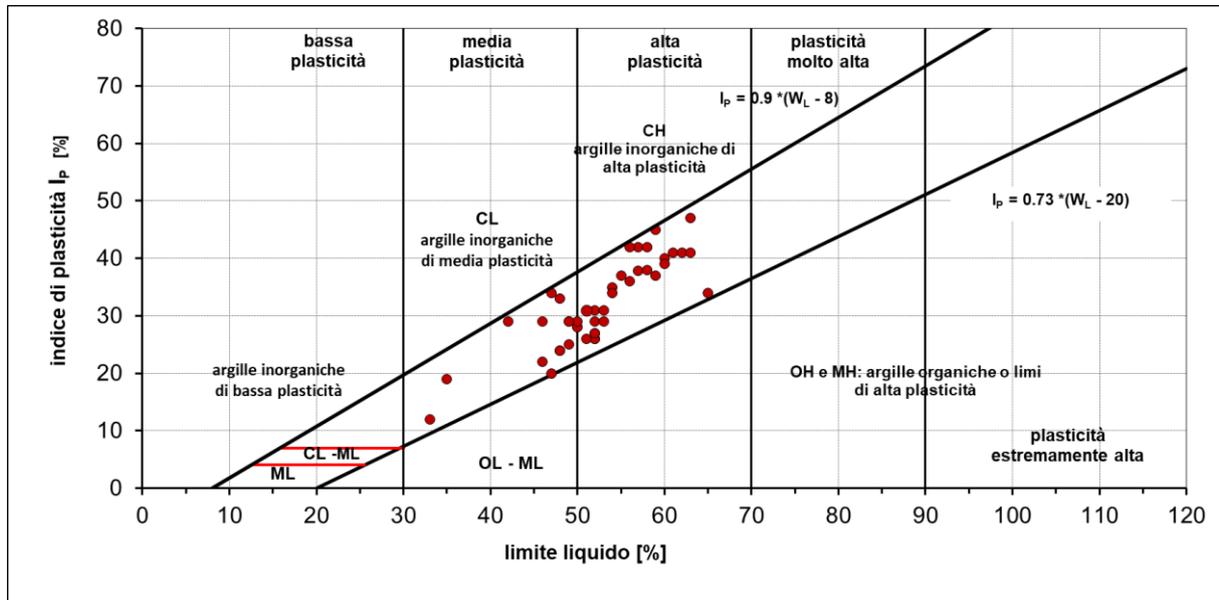


Figura 39: Carta di plasticità di Casagrande – Unità Sub(ASP)

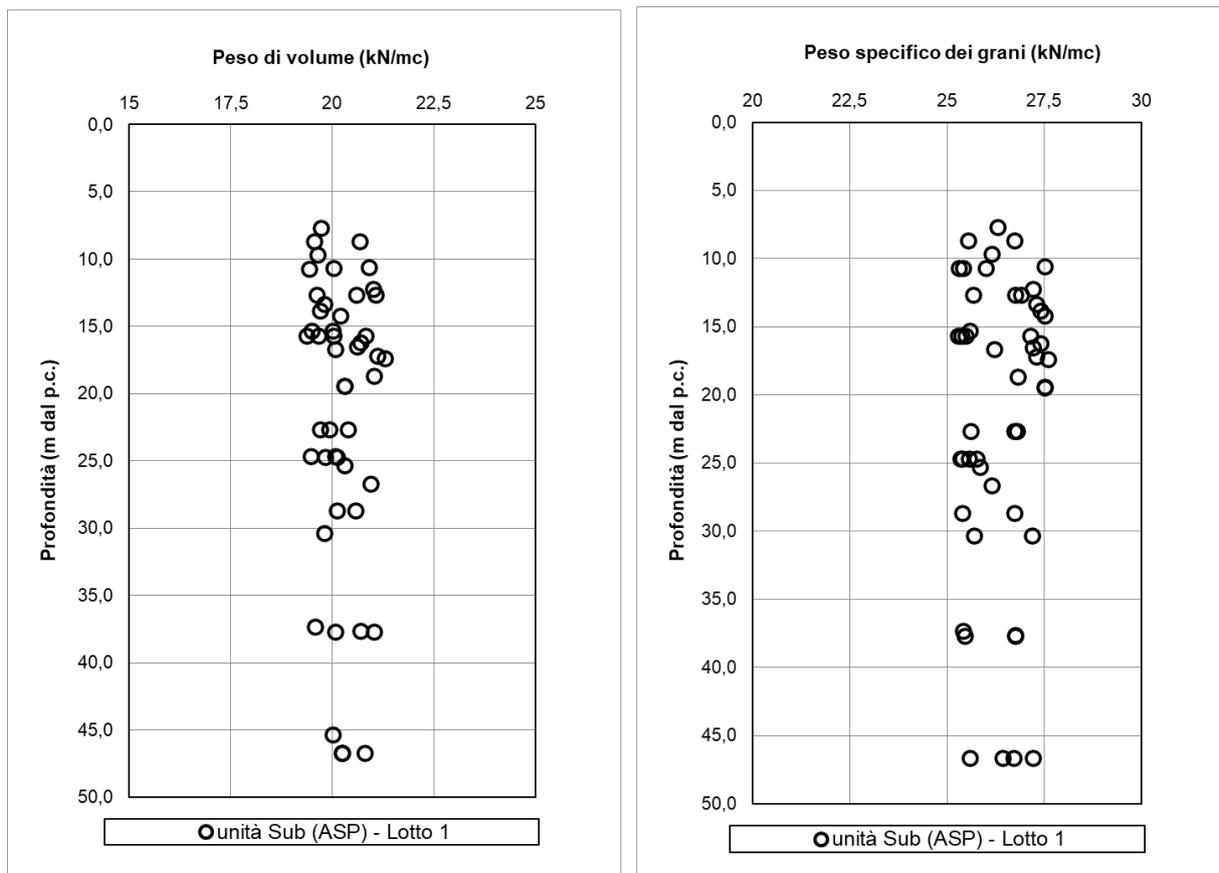


Figura 40: peso dell'unità di volume (γ) e peso specifico dei grani (γ_s) al variare della profondità da p.c. – Unità Sub(ASP)

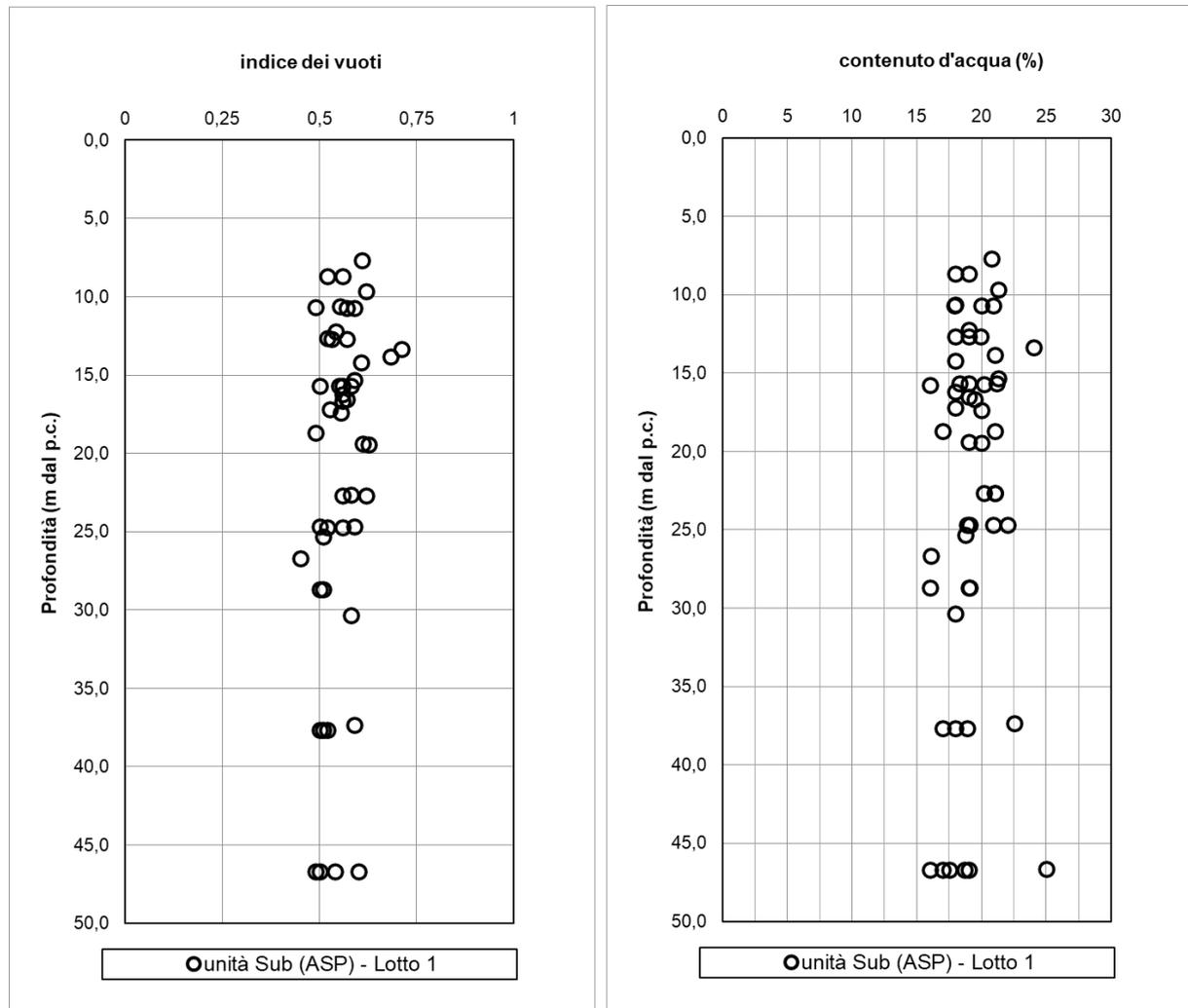


Figura 10: indice dei vuoti e contenuto d'acqua – Unità Sub(ASP)

Il valore del coefficiente di attività è risultato generalmente inferiore all'unità e pertanto tali materiali possono essere definiti "non sensibili".

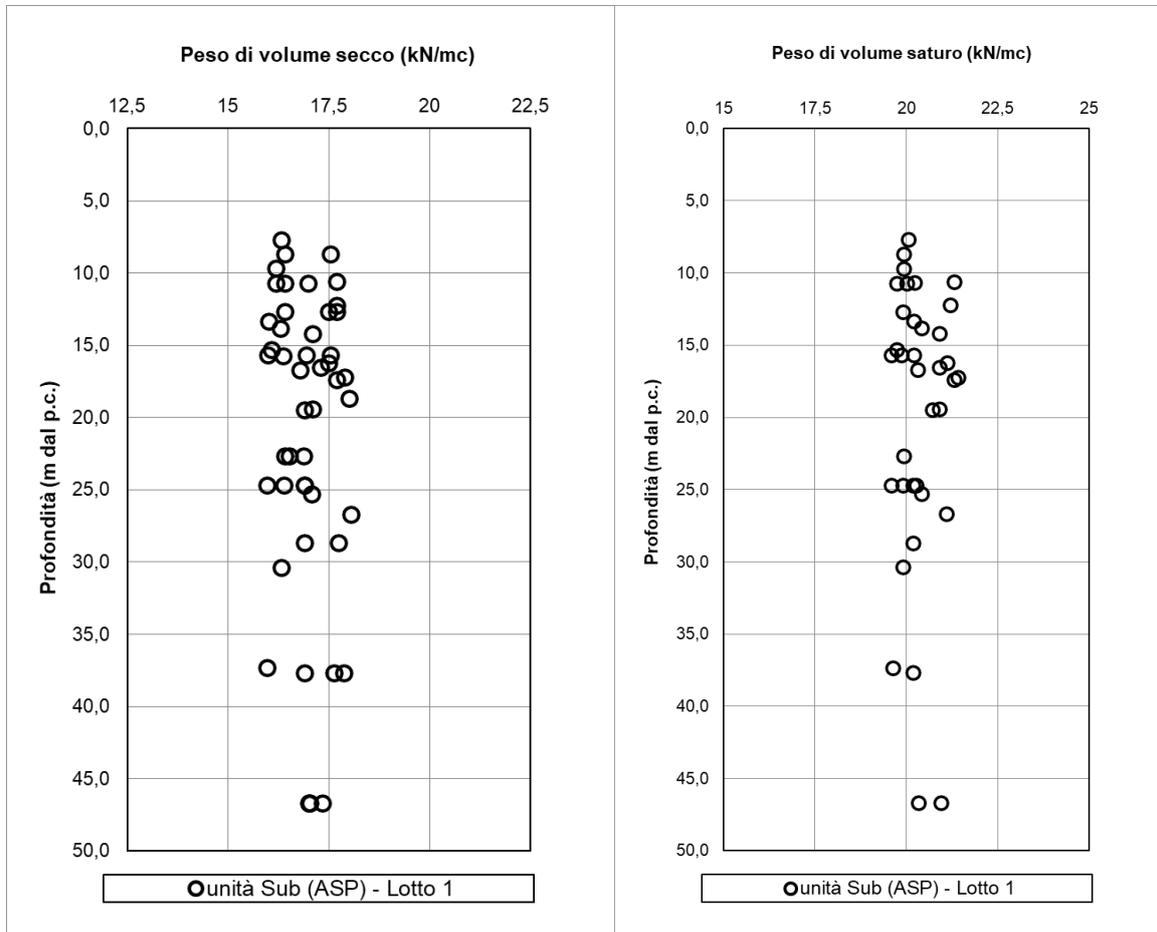


Figura 41: Peso di volume secco e saturo – Unità Sub(ASP)

9.1.4.2 Parametri di resistenza

Sui campioni prelevati sono state eseguite prove di taglio diretto e prove triassiali UU, CD e espansione laterale libera (ELL) che hanno fornito i seguenti valori dei parametri di resistenza al taglio (vedasi figure a seguire).

	TD	TxCID	
$c' =$	3 ÷ 62	8 ÷ 33	(kPa) coesione drenata
$\varphi' =$	19 ÷ 34	21 ÷ 29	(°) angolo di resistenza al taglio

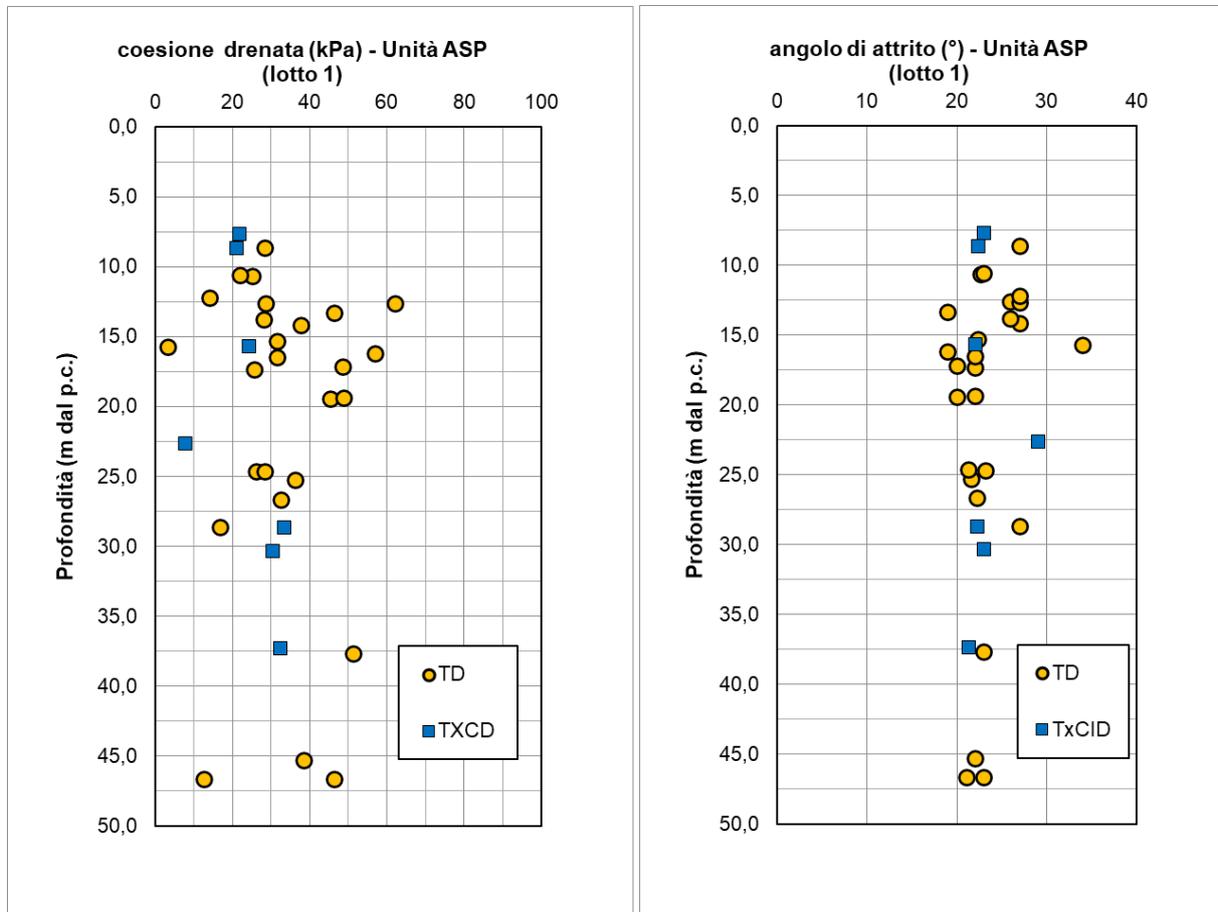


Tabella 17: Risultati delle prove di taglio diretto e TxCID – Unità Sub(ASP)

Le prove triassiali UU e quelle di espansione laterale libera, forniscono valori di cu compresi tra 102 e 517 kPa (media= 240 kPa circa). L'andamento con la profondità è mostrato nella figura che segue. Fino a circa 20 m di profondità l'incremento di resistenza risulta più marcato, mentre oltre tale profondità il valore tende ad essere costante e comunque mai inferiore ai 200 kPa.

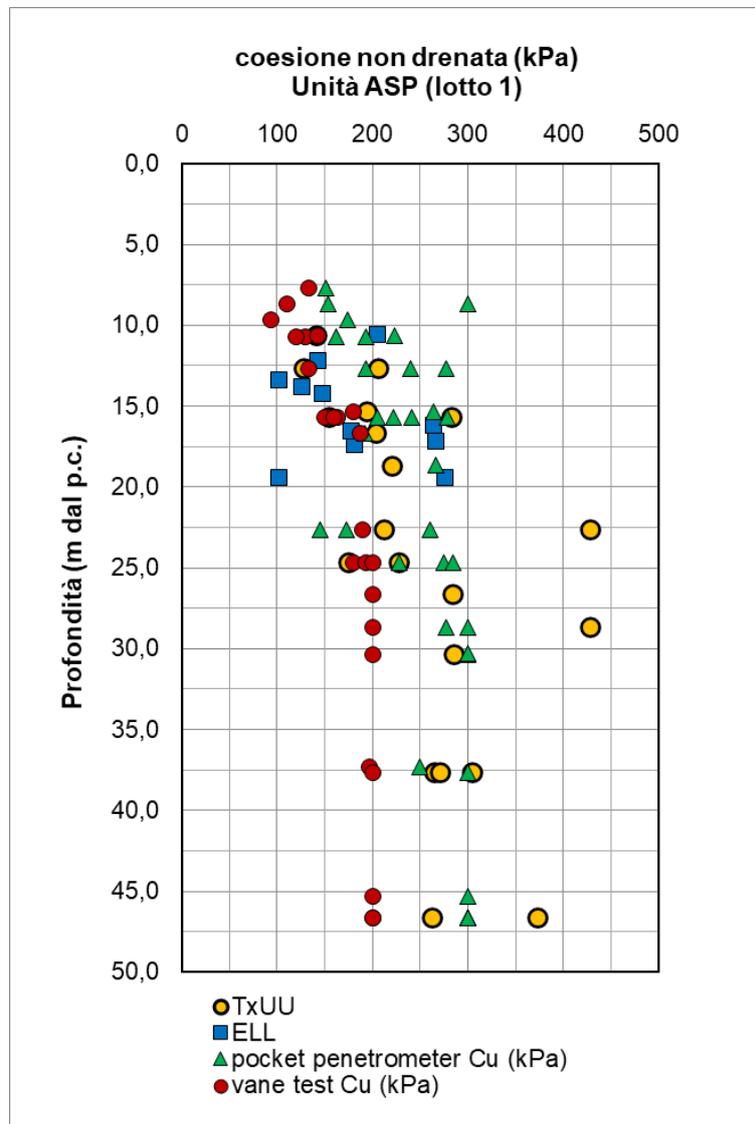


Figura 42: valori della coesione non drenata da prove di laboratorio al variare della profondità da p.c. – Unità Sub(ASP)

Nella figura seguente è riportata la stima della coesione non drenata calcolata a partire dai valori NSPT secondo la relazione di Stroud (1974).

I valori di coesione non drenata risultano pari a:

$$c_u = 90 \div 280 \quad \text{kPa} \quad (\text{media } 180 \text{ kPa circa})$$

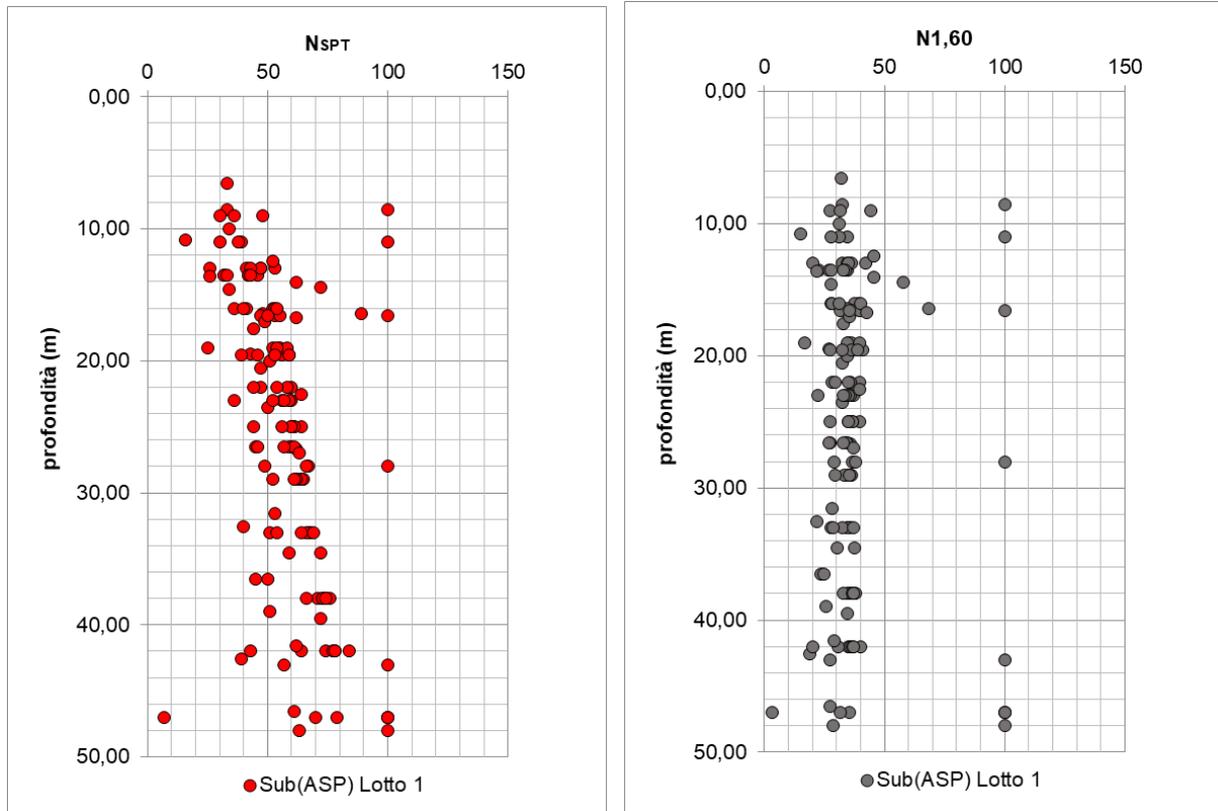


Figura 43: Valori del numero di colpi Nspt e N1,60 al variare della profondità da p.c. – Unità Sub(ASP)) [alle prove “a rifiuto” è stato assegnato un numero di colpi pari a 100]

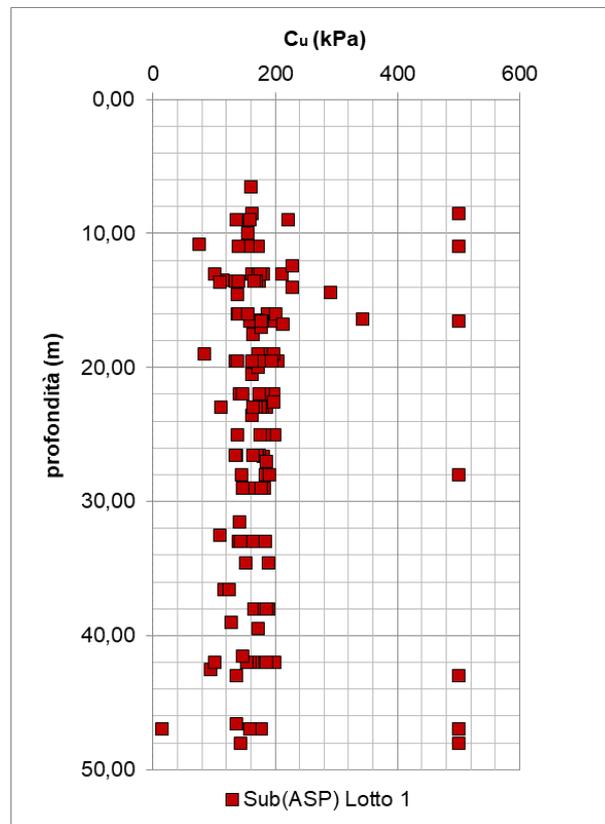


Figura 44: Stima della coesione non drenata da prove SPT al variare della profondità da p.c. – Unità Sub(ASP)

9.1.4.3 Parametri di deformabilità

I parametri di deformabilità sono stati stimati a partire dalle indagini sismiche DH e MASW. I valori del modulo dinamico al crescere della profondità sono piuttosto dispersi soprattutto considerando i valori ottenuti dalle prove MASW, in molti casi significativamente più alti rispetto a quelli ottenuti da Down-Holes. Si può ipotizzare tuttavia, considerando cautelativamente esclusivamente i valori Down-Holes, una crescita non lineare come mostrato nella figura che segue.

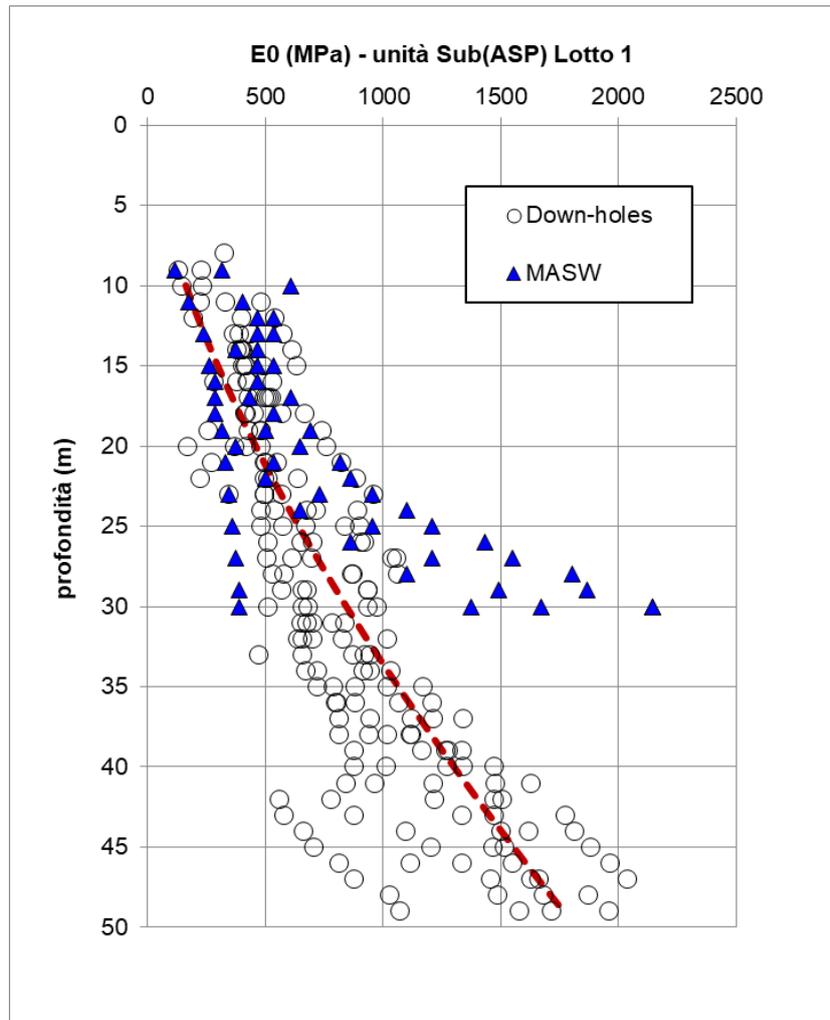


Figura 45: andamento del modulo elastico dinamico al variare della profondità da p.c. – Unità Sub(ASP)

All'unità Sub(ASP) possono essere quindi attribuiti i seguenti valori dei moduli operativi:

Profondità (m da p.c.)	E_0 (MPa)	$E_0/5$ (MPa)	$E_0/10$ (MPa)
>10	350- 1300 [$E_0 = (z/0.34)^{1/0.66}$]	100 - 360	50 - 180

Le caratteristiche di deformabilità per l'unità geotecnica in esame derivanti da prove di compressibilità edometrica sono di seguito riportate. Da un'analisi degli stessi si evince che tale unità presenta ridotti valori degli indici di compressibilità rappresentativi di un materiale piuttosto consistente e grado di sovraconsolidazione compreso tra 1.5 e 2.3 almeno fino a profondità dell'ordine dei 15 m.

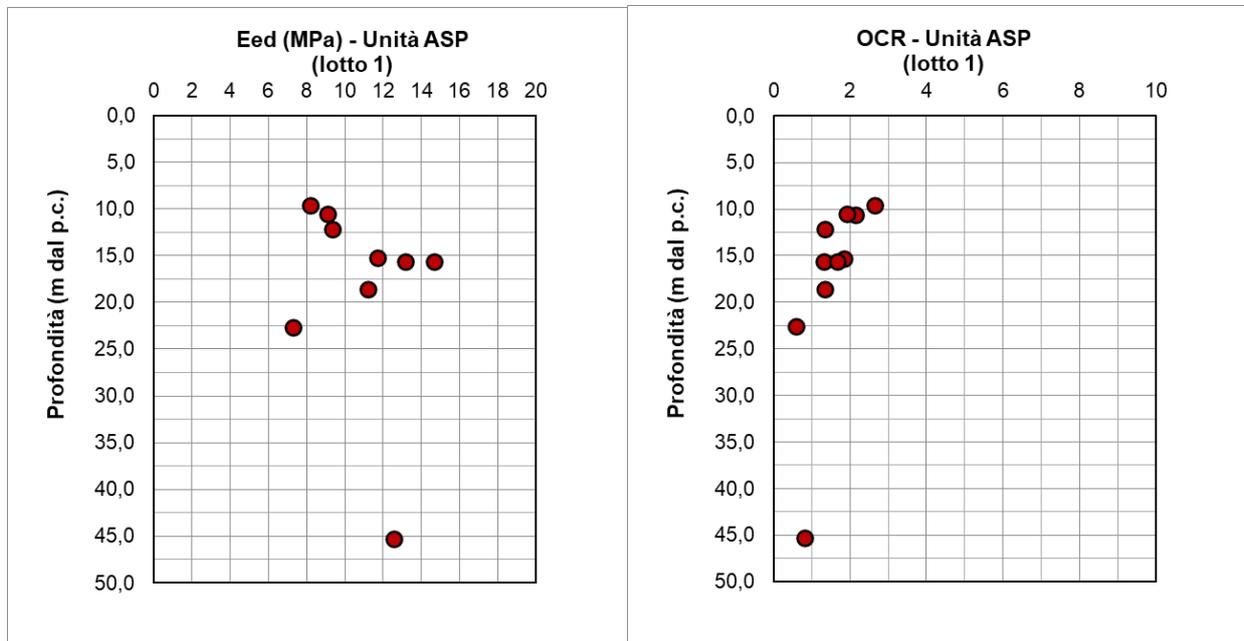


Figura 46: Modulo edometrico e OCR al variare della profondità da p.c. – Unità Sub(ASP)

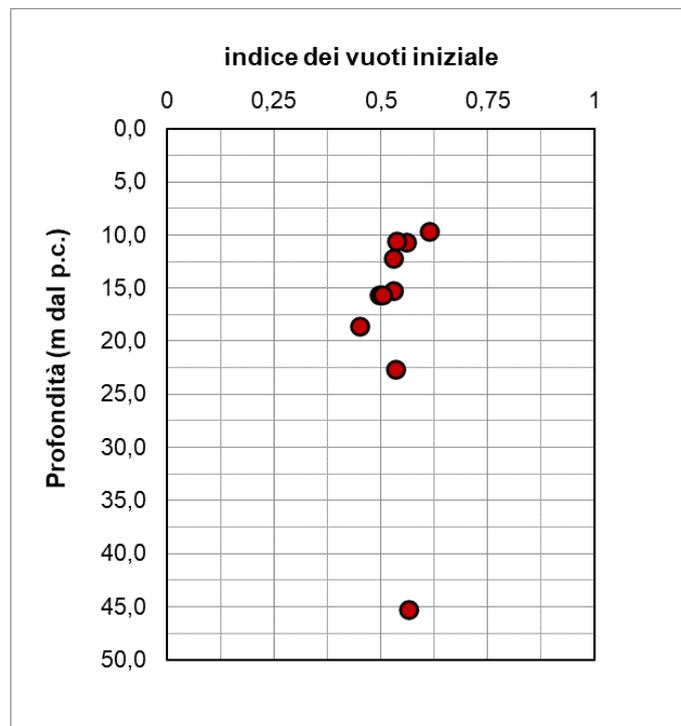


Figura 47: indice dei vuoti iniziale al variare della profondità da p.c. – Unità Sub(ASP)

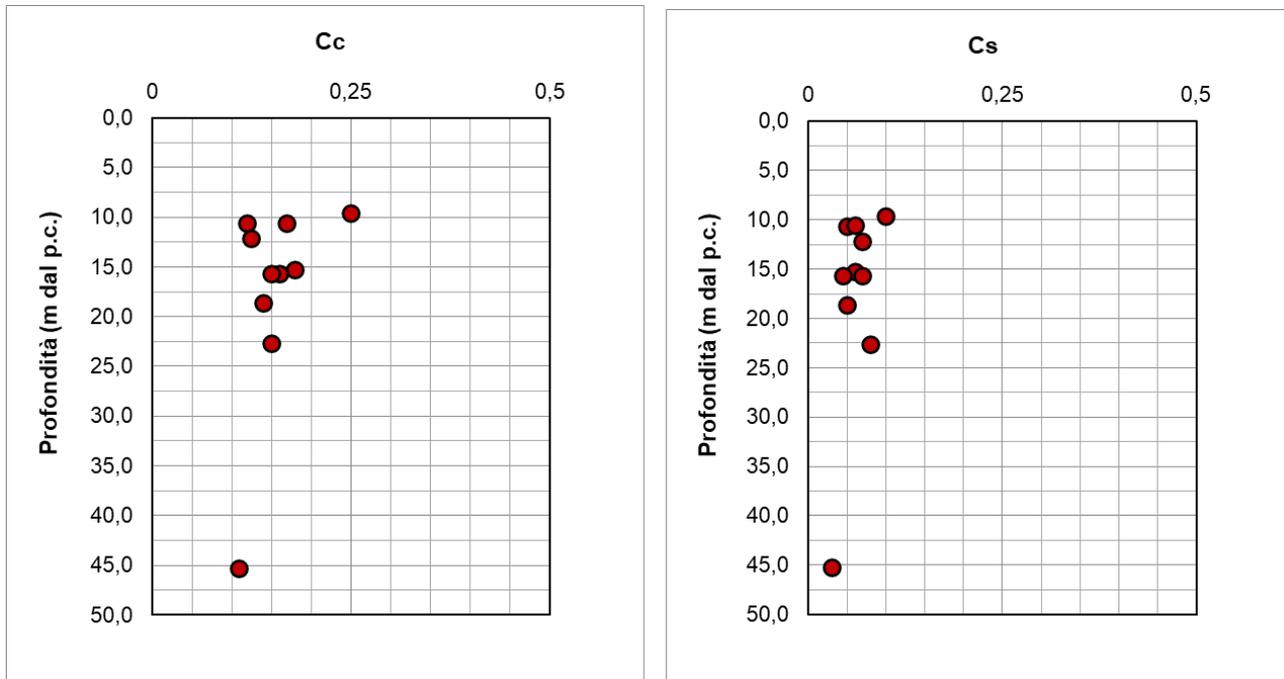


Figura 48: indice di compressibilità e di ricomprensione al variare della profondità da p.c. – Unità Sub(ASP)

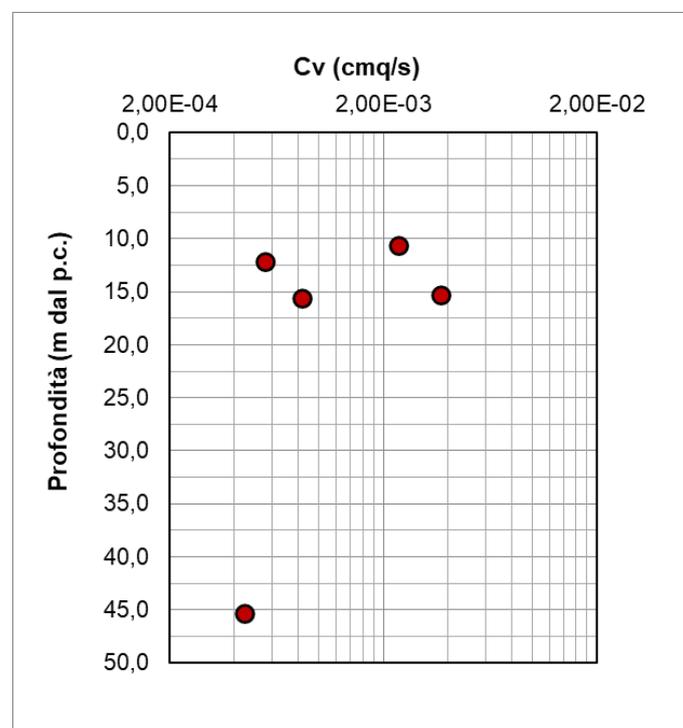


Figura 49: coefficiente di consolidazione verticale al variare della profondità da p.c. – Unità Sub(ASP)

Come accennato nei precedenti paragrafi, laddove eseguite sono stati considerati, per la stima delle caratteristiche di deformabilità, i risultati delle prove pressiometriche. Nel lotto 1 tali prove hanno interessato sempre l'unità Sub(ASP). Di seguito si riporta una sintesi dei risultati ottenuti.

BH	Lotto	prova	z (m)	unità	PL (MPa)	Ep (MPa)
S-TB2bis	1	P1	8.7	Sub(ASP)	4.1	41
S-TB2bis	1	P2	19.2	Sub(ASP)	6.2	49
S-TB2bis	1	P3	29	Sub(ASP)	6.8	58
S-TB3	1	P1	10.7	Sub(ASP)	2.5	17
S-TB3	1	P2	16	Sub(ASP)	2.9	21
S-TB3	1	P3	32.1	Sub(ASP)	5.9	37
S-TB4	1	P1	15.7	Sub(ASP)	3.8	27
S-TB4	1	P2	26	Sub(ASP)	3.5	30
S-TB4	1	P3	35.2	Sub(ASP)	5.7	36
S-TB5	1	P1	34	Sub(ASP)	5.9	38

Figura 50: valori del modulo pressiometrico nelle diverse prove eseguite. – Unità Sub(ASP)

Escludendo i valori della prova nel foro S-TB2bis, si nota una correlazione di tipo lineare con la profondità (cfr. figura seguente) e il modulo pressiometrico risulta all'incirca variabile tra 17 e 45 MPa.

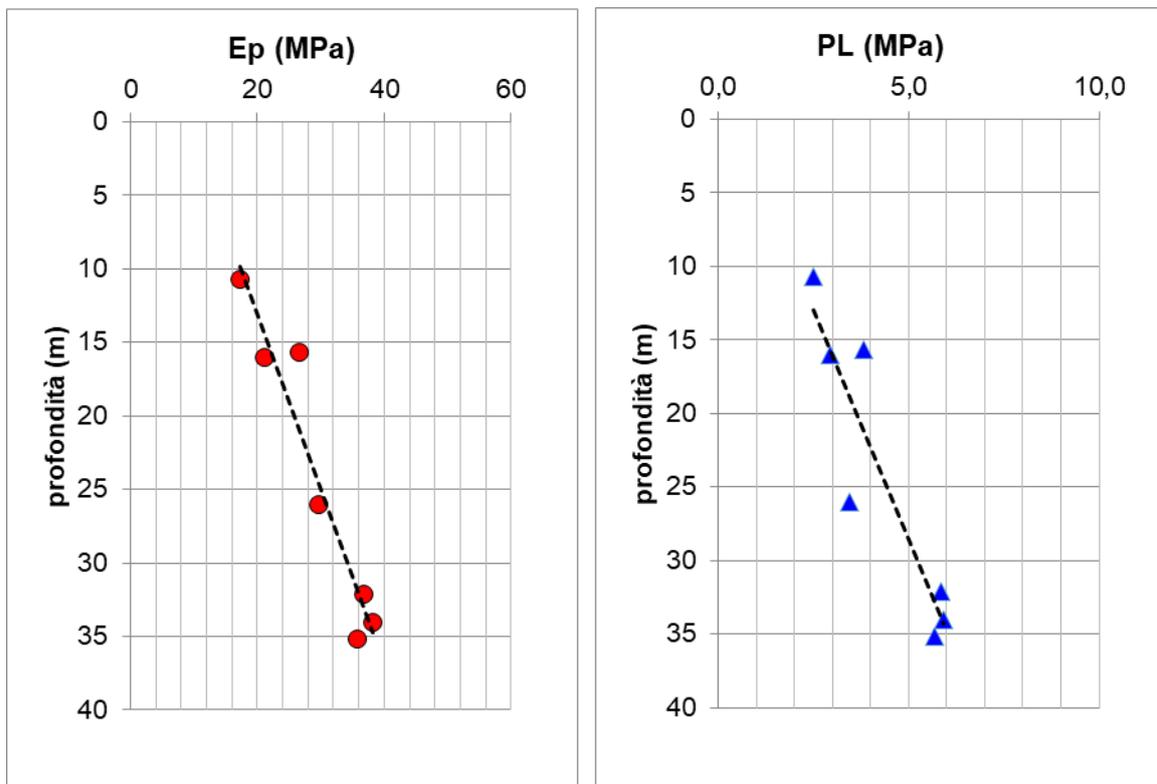


Figura 51: valori del modulo pressiometrico e della pressione limite al variare della profondità. – Unità Sub(ASP)

9.1.4.4 Permeabilità

In corrispondenza di tale unità sono state eseguite n. 8 prove tipo Lefranc che hanno fornito una permeabilità variabile tra a 6.7×10^{-9} e 3×10^{-8} m/s (media= 1.6×10^{-8} m/s).

LEFRANC LOTTO 1			
BH	Profondità (m)	k (m/s)	UNITA'
S-TB1	7,50	3,03E-08	ASP
S-TB2	12,50	6,69E-09	ASP
S-TB2bis	11,50	9,59E-09	ASP
S-TB3	10,00	1,76E-08	ASP
S-TB3bis	10,00	9,49E-09	ASP
S-TB4	10,00	1,51E-08	ASP
S-TB5	13,00	2,58E-08	ASP
S-TB6	15,00	9,36E-09	ASP

Tabella 18: Risultati delle prove Lefranc – Unità Sub(ASP)

9.2 DETERMINAZIONE DEI PARAMETRI GEOTECNICI

Sulla base dell'analisi dei dati proveniente dalle campagne geognostiche, è stato possibile caratterizzare dal punto di vista geotecnico i materiali. Di seguito se ne riporta la sintesi:

Unità geotecnica	γ	ϕ'_k	c'_k	c_{uk}	C_c	C_s	E_{ed}	c_v	$K_{LEFRANC}$
	[kN/m ³]	[°]	[kPa]	[kPa]	[-]	[-]	[MPa]	[m ² /s]	[m/s]
Ar(LS)	18-20	22-28	10-20	50-110	0.15-0.24	0.05-0.10	5-10	3x10 ⁻⁸	4.7x10 ⁻⁸ - 7.7x10 ⁻⁷
Ar(Gs)	20-21	38-40	0	-	-	-		-	1.6x10 ⁻⁷ - 1.3x10 ⁻⁵
Sub(ASP)	19-21	20-27	18-45	130-250	0.11-0.22	0.05-0.08	7-15	3x10 ⁻⁷	6.7x10 ⁻⁹ - 3x10 ⁻⁸

Tabella 19: Parametri di resistenza caratteristici dei terreni e parametri edometrici

Unità Geotecnica	G_0	E_0	E_p
	[MPa]	[MPa]	[MPa]
Ar(LS)	55-170	170-500	-
Ar(Gs)	110-230	330-700	-
Sub(ASP)	120-430	350-1300	17-45

Tabella 20: Parametri di deformabilità da prove geofisiche e pressiometriche

10 MONITORAGGIO PIEZOMETRICO

Allo scopo di indagare l'effettiva presenza di falde idriche sotterranee ed il relativo andamento della superficie piezometrica, nel corso dello studio sono state eseguite apposite campagne di monitoraggio consistenti nella misura del livello di falda nei tubi piezometrici precedentemente installati nei fori di sondaggio. In particolare, durante le varie campagne indagine eseguite sono stati attrezzati con piezometri n. 10 fori di sondaggio di cui n. 8 a tubo aperto e, n. 2 con due celle di Casagrande.

Più in dettaglio il primo monitoraggio dei livelli piezometrici è stato condotto da RFI nel periodo che va da dicembre 2000 ad agosto 2001, mentre una seconda campagna di letture condotta da Italferr è ancora in corso di esecuzione e proseguirà, quindi, nel corso dei successivi approfondimenti progettuali.

Di seguito si riportano i dati del livello piezometrico registrati nel corso del monitoraggio piezometrico che ha interessato le strumentazioni della campagna indagini eseguita a supporto della presente fase progettuale (Italferr 2021) e della campagna indagini RFI 1999, con indicazione delle principali caratteristiche della strumentazione.

Al momento della stesura della presente relazione, sono disponibili i dati di monitoraggio dei piezometri installati lungo il tracciato del lotto 1 nell'ultima lettura di Dicembre 2021. I livelli variano tra circa 1 metro (piezometro S-TB6) e 8.20 m (piezometro S-P4).

	L1	L2	L3	L4	L5	L6	L7
PZ	GIUGNO	LUGLIO	AGOSTO	SETTEMBRE	OTTOBRE	NOVEMBRE	DICEMBRE
NOME	FALDA m da p.c.	FALDA m da p.c.	FALDA m da p.c.	FALDA m da p.c.	FALDA m da p.c.	FALDA m da p.c.	FALDA m da p.c.
S-P5BIS	5,10	5,96	3,43	3,12	3,10	3,12	2,96
S-TB-1	2,40	2,43	(no lettura)	(no lettura)	2,84	2,77	2,82
S-P4 (C1)	7,40	7,44	(no lettura)	(no lettura)	STERILE	STERILE	STERILE
S-P4 (C2)	6,61	7,44	(no lettura)	7,93	8,32	8,16	8,20
S-TB-1BIS	4,40	4,78	(no lettura)	(no lettura)	5,39	5,36	5,37
S-TB-2BIS	2,10	2,35	(no lettura)	(no lettura)	2,15	2,16	1,83
S-TB-3BIS (C1)	(no lettura)	7,21	(no lettura)	(no lettura)	2,30	2,23	2,14
S-TB-3BIS (C2)	(no lettura)	7,21	(no lettura)	(no lettura)	2,40	2,36	2,16
S-TB-6	(no lettura)	13,76	1,36	0,87	1,38	1,40	1,01
S-TB-4BIS	(no lettura)	5,45	(no lettura)	(no lettura)	5,68	5,60	5,36

Tabella 21: Dati di monitoraggio piezometrico sulle strumentazioni installate nei fori di sondaggio della campagna indagine Italferr 2021

Di seguito si riporta l'andamento dei livelli misurati.

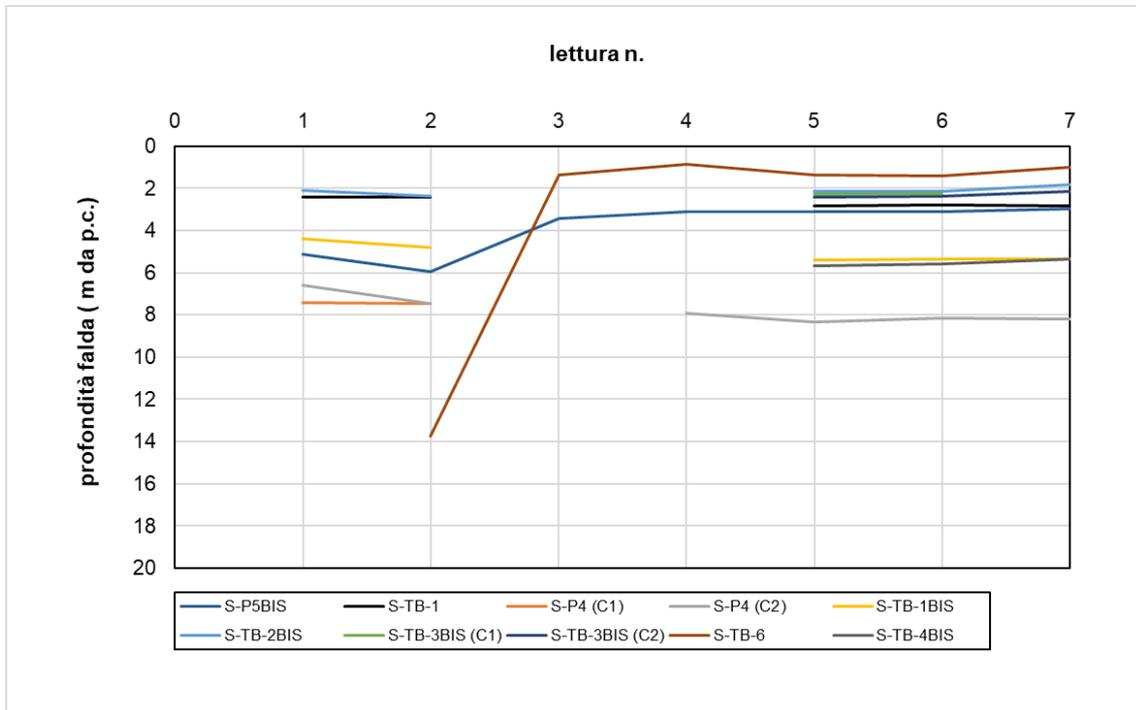


Figura 52: andamento dei livelli piezometrici misurati

11 PROVE DI CARICO SU PIASTRA IN POZZETTI ESPLORATIVI

Sulla base dei risultati delle indagini geotecniche in sito (sondaggi e pozzetti esplorativi) è stato possibile individuare lo spessore di coltre vegetale e quindi il trattamento idoneo per la formazione del piano di posa dei rilevati in progetto. Per quanto osservato, si esclude la bonifica per i rilevati in progetto.

Il valore del modulo di carico su piastra ricavato dalla prova eseguita nel pozzetto esplorativo TP4, non si ritiene rappresentativo, in quanto acquisito sul rilevato antropico e pertanto differente dal terreno di fondazione del rilevato ferroviario.

Di seguito si riporta la tabella di sintesi dei risultati delle prove eseguite.

Pozzetto	M_d (MPa)		M'_d (MPa)	M_d/M'_d (MPa)
	$\Delta\sigma$ (kPa)	$\Delta\sigma$ (kPa)	$\Delta\sigma$ (kPa)	
	50-150	150-250	150-250	(-)
TP1	88.23	88.24	138.46	0.64
TP2	52.63	60	84.11	0.71
TP3	25.21	56.6	150	0.38
TP4	8.67	12.24	66.18	0.18

Tabella 22: sintesi dei risultati delle prove di carico su piastra eseguite

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA					
	INTERVENTI DI VELOCIZZAZIONE TRATTA GRASSANO-BERNALDA GEOTECNICA					
Relazione Geotecnica e sismica generale	COMMESSA IA95	LOTTO 13	CODIFICA R 78 GE	DOCUMENTO GE 0006 001	REV. B	FOGLIO 83 di 90

12 SINTESI DEGLI ASPETTI PROGETTUALI GEOTECNICI

Le principali problematiche geotecniche connesse alla realizzazione delle opere incluse nel progetto in oggetto sono riconducibili in sintesi:

- alla valutazione dei cedimenti e della stabilità dei rilevati e delle trincee ferroviarie;
- al pre-dimensionamento delle fondazioni profonde dei viadotti ferroviari e stradali;
- al pre-dimensionamento delle opere di presidio eventualmente propedeutiche e necessarie per la realizzazione dei plinti di fondazione dei viadotti ferroviari e stradali;

La valutazione dei cedimenti e della stabilità dei rilevati ferroviari e stradali è stata effettuata facendo riferimento ad alcune sezioni ritenute rappresentative delle situazioni maggiormente critiche, in relazione sia all'altezza del rilevato/trincea, sia alle condizioni stratigrafiche locali. Le analisi sviluppate sono contenute nell'elaborato "Relazione descrittiva generale Rilevati e Trincee ferroviarie".

Le fondazioni previste per i viadotti sono di tipo profondo e sono costituite in generale da palificate di pali di grande diametro (D=1200/1500 mm), aventi lunghezze comprese tra 30 m e 45 m. Le analisi sviluppate sono contenute nelle singole "Relazione di predimensionamento delle pile".

Nel seguito saranno presentati i criteri di calcolo utilizzati per il dimensionamento dei pali di fondazione.

Riguardo infine al pre-dimensionamento delle opere di presidio propedeutiche alla realizzazione dei plinti di fondazione dei viadotti in progetto e con riferimento agli elaborati grafici tipologici di progetto e tabelle riepilogative seguenti, queste sono state stabilite considerando i seguenti criteri:

- Distanza dalla linea storica
- Condizione stratigrafica presente e livelli di falda attesi
- Interferenze con fossi e corsi d'acqua

VI07	SPA	PARATIA PUNTONATA				2.5
VI07	SPB	PARATIA PUNTONATA				2.5
VI08	SPA	SCAVO A CIELO APERTO				2.6
VI08	SPB	SCAVO A CIELO APERTO				2.6
VI09	SPA	PARATIA CON COLONNE DI JET DI INTASAMENTO	SI FINO A FONDO PALO	NO	LUNGHEZZA PALI 12 -15 m DA P.C.	2.4
VI09	P1	PARATIA CON COLONNE DI JET DI INTASAMENTO	SI FINO A FONDO PALO	NO	LUNGHEZZA PALI 12 -15 m DA P.C.	3
VI09	P2	PARATIA CON COLONNE DI JET DI INTASAMENTO	SI FINO A FONDO PALO	NO	LUNGHEZZA PALI 12 -15 m DA P.C.	3.4
VI09	P3	PARATIA CON COLONNE DI JET DI INTASAMENTO	SI FINO A FONDO PALO	NO	LUNGHEZZA PALI 12 -15 m DA P.C.	3.4
VI09	P4	PARATIA CON COLONNE DI JET DI INTASAMENTO	SI FINO A FONDO PALO	NO	LUNGHEZZA PALI 12 -15 m DA P.C.	3.4
VI09	P5	PARATIA CON COLONNE DI JET DI INTASAMENTO	SI FINO A FONDO PALO	NO	LUNGHEZZA PALI 12 -15 m DA P.C.	3.4
VI09	P6	PARATIA CON COLONNE DI JET DI INTASAMENTO	SI FINO A FONDO PALO	NO	LUNGHEZZA PALI 12 -15 m DA P.C.	3.8
VI09	P7	PARATIA CON COLONNE DI JET DI INTASAMENTO	SI FINO A FONDO PALO	NO	LUNGHEZZA PALI 12 -15 m DA P.C.	3.8
VI09	P8	PARATIA CON COLONNE DI JET DI INTASAMENTO	SI FINO A FONDO PALO	NO	LUNGHEZZA PALI 12 -15 m DA P.C.	3.8
VI09	P9	PARATIA CON COLONNE DI JET DI INTASAMENTO	SI FINO A FONDO PALO	NO	LUNGHEZZA PALI 12 -15 m DA P.C.	3.8
VI09	P10	PARATIA CON COLONNE DI JET DI INTASAMENTO	SI FINO A FONDO PALO	NO	LUNGHEZZA PALI 12 -15 m DA P.C.	3.4
VI09	P11	PARATIA CON COLONNE DI JET DI INTASAMENTO	SI FINO A FONDO PALO	NO	LUNGHEZZA PALI 12 -15 m DA P.C.	3.4
VI09	P12	PARATIA CON COLONNE DI JET DI INTASAMENTO	SI FINO A FONDO PALO	NO	LUNGHEZZA PALI 12 -15 m DA P.C.	3.4
VI09	P13	PARATIA CON COLONNE DI JET DI INTASAMENTO	SI FINO A FONDO PALO	NO	LUNGHEZZA PALI 12 -15 m DA P.C.	3.2
VI09	P14	PARATIA CON COLONNE DI JET DI INTASAMENTO	SI FINO A FONDO PALO	NO	LUNGHEZZA PALI 12 -15 m DA P.C.	3.2
VI09	P15	PARATIA CON COLONNE DI JET DI INTASAMENTO	SI FINO A FONDO PALO	NO	LUNGHEZZA PALI 12 -15 m DA P.C.	3.5
VI09	P16	PARATIA CON COLONNE DI JET DI INTASAMENTO	SI FINO A FONDO PALO	NO	LUNGHEZZA PALI 12 -15 m DA P.C.	3.5
VI09	P17	PARATIA CON COLONNE DI JET DI INTASAMENTO	SI FINO A FONDO PALO	NO	LUNGHEZZA PALI 12 -15 m DA P.C.	3.5
VI09	P18	PARATIA CON COLONNE DI JET DI INTASAMENTO	SI FINO A FONDO PALO	NO	LUNGHEZZA PALI 12 -15 m DA P.C.	3.2
VI09	P19	PARATIA CON COLONNE DI JET DI INTASAMENTO	SI FINO A FONDO PALO	NO	LUNGHEZZA PALI 12 -15 m DA P.C.	3.2
VI09	P20	PARATIA CON COLONNE DI JET DI INTASAMENTO	SI FINO A FONDO PALO	NO	LUNGHEZZA PALI 12 -15 m DA P.C.	3.8
VI09	P21	PARATIA CON COLONNE DI JET DI INTASAMENTO	SI FINO A FONDO PALO	NO	LUNGHEZZA PALI 12 -15 m DA P.C.	3.8
VI09	SPB	PARATIA CON COLONNE DI JET DI INTASAMENTO	SI FINO A FONDO PALO	NO	LUNGHEZZA PALI 12 -15 m DA P.C.	3

V110	SPA	PARATIA PUNTONATA JET DI INTASAMENTO	SI FINO A FONDO PALO	NO LUNGHEZZA PALI 12 -15 m DA P.C.	3.5
V110	P1	PARATIA PUNTONATA JET DI INTASAMENTO	SI FINO A FONDO PALO	NO LUNGHEZZA PALI 12 -15 m DA P.C.	5
V110	P2	PARATIA PUNTONATA JET DI INTASAMENTO	SI FINO A FONDO PALO	NO LUNGHEZZA PALI 12 -15 m DA P.C.	3.5
V110	P3	PARATIA PUNTONATA JET DI INTASAMENTO	SI FINO A FONDO PALO	NO LUNGHEZZA PALI 12 -15 m DA P.C.	4.2
V110	P4	PARATIA PUNTONATA JET DI INTASAMENTO	SI FINO A FONDO PALO	NO LUNGHEZZA PALI 12 -15 m DA P.C.	3.7
V110	P5	PARATIA PUNTONATA JET DI INTASAMENTO	SI FINO A FONDO PALO	NO LUNGHEZZA PALI 12 -15 m DA P.C.	3.7
V110	P6	PARATIA PUNTONATA JET DI INTASAMENTO	SI FINO A FONDO PALO	NO LUNGHEZZA PALI 12 -15 m DA P.C.	3.7
V110	P7	PARATIA PUNTONATA JET DI INTASAMENTO	SI FINO A FONDO PALO	NO LUNGHEZZA PALI 12 -15 m DA P.C.	3.7
V110	P8	PARATIA PUNTONATA JET DI INTASAMENTO	SI FINO A FONDO PALO	NO LUNGHEZZA PALI 12 -15 m DA P.C.	3.7
V110	P9	PARATIA PUNTONATA JET DI INTASAMENTO	SI FINO A FONDO PALO	NO LUNGHEZZA PALI 12 -15 m DA P.C.	3.7
V110	P10	PARATIA PUNTONATA JET DI INTASAMENTO	SI FINO A FONDO PALO	NO LUNGHEZZA PALI 12 -15 m DA P.C.	3.7
V110	P11	PARATIA PUNTONATA JET DI INTASAMENTO	SI FINO A FONDO PALO	NO LUNGHEZZA PALI 12 -15 m DA P.C.	3.7
V110	P12	SCAVO A CIELO APERTO			
V110	P13	SCAVO A CIELO APERTO			
V110	P14	SCAVO A CIELO APERTO			
V110	P15	SCAVO A CIELO APERTO			
V110	P16	SCAVO A CIELO APERTO			
V110	P17	SCAVO A CIELO APERTO			
V110	P18	SCAVO A CIELO APERTO			
V110	P19	SCAVO A CIELO APERTO			
V110	P20	SCAVO A CIELO APERTO			
V110	P21	PARATIA PUNTONATA JET DI INTASAMENTO	SI FINO A FONDO PALO	NO LUNGHEZZA PALI 12 -15 m DA P.C.	3.3
V110	P22	PARATIA PUNTONATA JET DI INTASAMENTO	SI FINO A FONDO PALO	NO LUNGHEZZA PALI 12 -15 m DA P.C.	3.1
V110	P23	PARATIA PUNTONATA JET DI INTASAMENTO	SI FINO A FONDO PALO	NO LUNGHEZZA PALI 12 -15 m DA P.C.	3.5
V110	P24	PARATIA PUNTONATA JET DI INTASAMENTO	SI FINO A FONDO PALO	NO LUNGHEZZA PALI 12 -15 m DA P.C.	3.5
V110	P25	PARATIA PUNTONATA JET DI INTASAMENTO	SI FINO A FONDO PALO	NO LUNGHEZZA PALI 12 -15 m DA P.C.	3.6
V110	P26	PARATIA PUNTONATA JET DI INTASAMENTO	SI FINO A FONDO PALO	NO LUNGHEZZA PALI 12 -15 m DA P.C.	3.6
V110	P27	PARATIA PUNTONATA JET DI INTASAMENTO	SI FINO A FONDO PALO	NO LUNGHEZZA PALI 12 -15 m DA P.C.	3.6
V110	P28	PARATIA PUNTONATA JET DI INTASAMENTO	SI FINO A FONDO PALO	NO LUNGHEZZA PALI 12 -15 m DA P.C.	3.6
V110	P29	PARATIA PUNTONATA JET DI INTASAMENTO	SI FINO A FONDO PALO	NO LUNGHEZZA PALI 12 -15 m DA P.C.	3.6
V110	P30	PARATIA PUNTONATA JET DI INTASAMENTO	SI FINO A FONDO PALO	NO LUNGHEZZA PALI 12 -15 m DA P.C.	3.2
V110	P31	PARATIA PUNTONATA JET DI INTASAMENTO	SI FINO A FONDO PALO	NO LUNGHEZZA PALI 12 -15 m DA P.C.	3.2
V110	P32	PARATIA PUNTONATA JET DI INTASAMENTO	SI FINO A FONDO PALO	NO LUNGHEZZA PALI 12 -15 m DA P.C.	3.2
V110	P33	PARATIA PUNTONATA JET DI INTASAMENTO	SI FINO A FONDO PALO	NO LUNGHEZZA PALI 12 -15 m DA P.C.	3.5
V110	P34	PARATIA PUNTONATA JET DI INTASAMENTO	SI FINO A FONDO PALO	NO LUNGHEZZA PALI 12 -15 m DA P.C.	3.5
V110	P35	PARATIA PUNTONATA JET DI INTASAMENTO	SI FINO A FONDO PALO	NO LUNGHEZZA PALI 12 -15 m DA P.C.	3.8
V110	P36	PARATIA PUNTONATA JET DI INTASAMENTO	SI FINO A FONDO PALO	NO LUNGHEZZA PALI 12 -15 m DA P.C.	5.2
V110	P37	PARATIA PUNTONATA JET DI INTASAMENTO	SI FINO A FONDO PALO	NO LUNGHEZZA PALI 12 -15 m DA P.C.	5
V110	P38	PARATIA PUNTONATA JET DI INTASAMENTO	SI FINO A FONDO PALO	NO LUNGHEZZA PALI 12 -15 m DA P.C.	3.8
V110	P39	PARATIA PUNTONATA JET DI INTASAMENTO	SI FINO A FONDO PALO	NO LUNGHEZZA PALI 12 -15 m DA P.C.	3.6
V110	P40	PARATIA PUNTONATA JET DI INTASAMENTO	SI FINO A FONDO PALO	NO LUNGHEZZA PALI 12 -15 m DA P.C.	3.4
V110	P41	PARATIA PUNTONATA JET DI INTASAMENTO	SI FINO A FONDO PALO	NO LUNGHEZZA PALI 12 -15 m DA P.C.	3.4
V110	P42	PARATIA PUNTONATA JET DI INTASAMENTO	SI FINO A FONDO PALO	NO LUNGHEZZA PALI 12 -15 m DA P.C.	3.4
V110	P43	PARATIA PUNTONATA JET DI INTASAMENTO	SI FINO A FONDO PALO	NO LUNGHEZZA PALI 12 -15 m DA P.C.	3.4
V110	P44	PARATIA PUNTONATA JET DI INTASAMENTO	SI FINO A FONDO PALO	NO LUNGHEZZA PALI 12 -15 m DA P.C.	3.4
V110	P45	PARATIA PUNTONATA JET DI INTASAMENTO	SI FINO A FONDO PALO	NO LUNGHEZZA PALI 12 -15 m DA P.C.	3.4
V110	P46	PARATIA PUNTONATA JET DI INTASAMENTO	SI FINO A FONDO PALO	NO LUNGHEZZA PALI 12 -15 m DA P.C.	3.4
V110	P47	PARATIA PUNTONATA JET DI INTASAMENTO	SI FINO A FONDO PALO	NO LUNGHEZZA PALI 12 -15 m DA P.C.	3.6
V110	P48	PARATIA PUNTONATA JET DI INTASAMENTO	SI FINO A FONDO PALO	NO LUNGHEZZA PALI 12 -15 m DA P.C.	3.7
V110	P49	PARATIA PUNTONATA JET DI INTASAMENTO	SI FINO A FONDO PALO	NO LUNGHEZZA PALI 12 -15 m DA P.C.	3.7
V110	P50	PARATIA PUNTONATA JET DI INTASAMENTO	SI FINO A FONDO PALO	NO LUNGHEZZA PALI 12 -15 m DA P.C.	3.6
V110	P51	PARATIA PUNTONATA JET DI INTASAMENTO	SI FINO A FONDO PALO	NO LUNGHEZZA PALI 12 -15 m DA P.C.	3.6
V110	P52	PARATIA PUNTONATA JET DI INTASAMENTO	SI FINO A FONDO PALO	NO LUNGHEZZA PALI 12 -15 m DA P.C.	3.6
V110	P53	PARATIA PUNTONATA JET DI INTASAMENTO	SI FINO A FONDO PALO	NO LUNGHEZZA PALI 12 -15 m DA P.C.	3.6
V110	P54	PARATIA PUNTONATA JET DI INTASAMENTO	SI FINO A FONDO PALO	NO LUNGHEZZA PALI 12 -15 m DA P.C.	3.6
V110	P55	PARATIA PUNTONATA JET DI INTASAMENTO	SI FINO A FONDO PALO	NO LUNGHEZZA PALI 12 -15 m DA P.C.	3.7
V110	SPB	PARATIA PUNTONATA JET DI INTASAMENTO	SI FINO A FONDO PALO	NO LUNGHEZZA PALI 12 -15 m DA P.C.	2.7
V111	SPA	PARATIA PUNTONATA COLONNA DI INTASAMENTO IN JETO LUNGO IL FOSSO	SI FINO A FONDO PALO	NO LUNGHEZZA PALI 12 -15 m DA P.C.	2.7
V111	SPB	PARATIA PUNTONATA COLONNA DI INTASAMENTO IN JETO LUNGO IL FOSSO	SI FINO A FONDO PALO	NO LUNGHEZZA PALI 12 -15 m DA P.C.	3.5

V112	SPA	PARATIA PUNTONATA JET DI INTASAMENTO	SI FINO A FONDO PALO	NO LUNGHEZZA PALI 12 -15 m DA P. C.	4.6
V112	P1	PARATIA PUNTONATA JET DI INTASAMENTO	SI FINO A FONDO PALO	NO LUNGHEZZA PALI 12 -15 m DA P. C.	4
V112	P2	PARATIA PUNTONATA JET DI INTASAMENTO	SI FINO A FONDO PALO	NO LUNGHEZZA PALI 12 -15 m DA P. C.	4.7
V112	P3	PARATIA PUNTONATA JET DI INTASAMENTO	SI FINO A FONDO PALO	NO LUNGHEZZA PALI 12 -15 m DA P. C.	3.7
V112	P4	PARATIA PUNTONATA JET DI INTASAMENTO	SI FINO A FONDO PALO	NO LUNGHEZZA PALI 12 -15 m DA P. C.	3.4
V112	P5	PARATIA PUNTONATA JET DI INTASAMENTO	SI FINO A FONDO PALO	NO LUNGHEZZA PALI 12 -15 m DA P. C.	3.4
V112	P6	PARATIA PUNTONATA JET DI INTASAMENTO	SI FINO A FONDO PALO	NO LUNGHEZZA PALI 12 -15 m DA P. C.	3.7
V112	P7	PARATIA PUNTONATA JET DI INTASAMENTO	SI FINO A FONDO PALO	NO LUNGHEZZA PALI 12 -15 m DA P. C.	3.4
V112	P8	PARATIA PUNTONATA JET DI INTASAMENTO	SI FINO A FONDO PALO	NO LUNGHEZZA PALI 12 -15 m DA P. C.	3.4
V112	P9	PARATIA PUNTONATA JET DI INTASAMENTO	SI FINO A FONDO PALO	NO LUNGHEZZA PALI 12 -15 m DA P. C.	3.7
V112	P10	PARATIA PUNTONATA JET DI INTASAMENTO	SI FINO A FONDO PALO	NO LUNGHEZZA PALI 12 -15 m DA P. C.	3.2
V112	P11	PARATIA PUNTONATA JET DI INTASAMENTO	SI FINO A FONDO PALO	NO LUNGHEZZA PALI 12 -15 m DA P. C.	3.4
V112	P12	PARATIA PUNTONATA JET DI INTASAMENTO	SI FINO A FONDO PALO	NO LUNGHEZZA PALI 12 -15 m DA P. C.	3.4
V112	P13	PARATIA PUNTONATA JET DI INTASAMENTO	SI FINO A FONDO PALO	NO LUNGHEZZA PALI 12 -15 m DA P. C.	3.4
V112	P14	PARATIA PUNTONATA JET DI INTASAMENTO	SI FINO A FONDO PALO	NO LUNGHEZZA PALI 12 -15 m DA P. C.	3.6
V112	P15	PARATIA PUNTONATA JET DI INTASAMENTO	SI FINO A FONDO PALO	NO LUNGHEZZA PALI 12 -15 m DA P. C.	4
V112	P16	PARATIA PUNTONATA JET DI INTASAMENTO	SI FINO A FONDO PALO	NO LUNGHEZZA PALI 12 -15 m DA P. C.	3.6
V112	P17	PARATIA PUNTONATA JET DI INTASAMENTO	SI FINO A FONDO PALO	NO LUNGHEZZA PALI 12 -15 m DA P. C.	3.6
V112	P18	PARATIA PUNTONATA JET DI INTASAMENTO	SI FINO A FONDO PALO	NO LUNGHEZZA PALI 12 -15 m DA P. C.	3.7
V112	P19	PARATIA PUNTONATA JET DI INTASAMENTO	SI FINO A FONDO PALO	NO LUNGHEZZA PALI 12 -15 m DA P. C.	3.8
V112	P20	PARATIA PUNTONATA JET DI INTASAMENTO	SI FINO A FONDO PALO	NO LUNGHEZZA PALI 12 -15 m DA P. C.	3.8
V112	P21	PARATIA PUNTONATA JET DI INTASAMENTO	SI FINO A FONDO PALO	NO LUNGHEZZA PALI 12 -15 m DA P. C.	3.3
V112	P22	PARATIA PUNTONATA JET DI INTASAMENTO	SI FINO A FONDO PALO	NO LUNGHEZZA PALI 12 -15 m DA P. C.	3.4
V112	P23	PARATIA PUNTONATA JET DI INTASAMENTO	SI FINO A FONDO PALO	NO LUNGHEZZA PALI 12 -15 m DA P. C.	3.5
V112	P24	PARATIA PUNTONATA JET DI INTASAMENTO	SI FINO A FONDO PALO	NO LUNGHEZZA PALI 12 -15 m DA P. C.	3.7
V112	P25	PARATIA PUNTONATA JET DI INTASAMENTO	SI FINO A FONDO PALO	NO LUNGHEZZA PALI 12 -15 m DA P. C.	3.7
V112	P26	PARATIA PUNTONATA JET DI INTASAMENTO	SI FINO A FONDO PALO	NO LUNGHEZZA PALI 12 -15 m DA P. C.	3.2
V112	P27	PARATIA PUNTONATA JET DI INTASAMENTO	SI FINO A FONDO PALO	NO LUNGHEZZA PALI 12 -15 m DA P. C.	3.4
V112	P28	PARATIA PUNTONATA JET DI INTASAMENTO	SI FINO A FONDO PALO	NO LUNGHEZZA PALI 12 -15 m DA P. C.	3.7
V112	P29	PARATIA PUNTONATA JET DI INTASAMENTO	SI FINO A FONDO PALO	NO LUNGHEZZA PALI 12 -15 m DA P. C.	3.4
V112	P30	PARATIA PUNTONATA JET DI INTASAMENTO	SI FINO A FONDO PALO	NO LUNGHEZZA PALI 12 -15 m DA P. C.	3.5
V112	P31	PARATIA PUNTONATA JET DI INTASAMENTO	SI FINO A FONDO PALO	NO LUNGHEZZA PALI 12 -15 m DA P. C.	3.6
V112	P32	PARATIA PUNTONATA JET DI INTASAMENTO	SI FINO A FONDO PALO	NO LUNGHEZZA PALI 12 -15 m DA P. C.	3.7
V112	SPB	PARATIA PUNTONATA JET DI INTASAMENTO	SI FINO A FONDO PALO	NO LUNGHEZZA PALI 12 -15 m DA P. C.	2.9

Sostanzialmente in tutti i casi di sufficiente distanza dalla linea storica, superiore almeno a 10 metri dal rilevato di base, si è scelto di eseguire degli scavi a cielo aperto per il raggiungimento della quota imposta del plinto di fondazione, tipicamente dell'ordine di 3 metri da piano campagna.

In corrispondenza di scavi in prossimità del rilevato di base della linea storica si è invece optato per un'opera di presidio costituita da pali in c.a. di medio di diametro (500 mm) per la protezione del perimetro di scavo tipicamente a pianta quadrata o rettangolare. Tale berlinese potrà prevedere eventuali controventamenti interni in funzione della profondità prevista degli scavi: tipicamente fino a circa 3.5 – 4 metri non sono previsti puntellamenti.

Per problematiche legate alla presenza di falda sopra il fondo scavo, qualora le paratie non si intestano nel substrato poco permeabile o nel caso in cui risultano possibili fenomeni di sifonamento o potenziali di instabilità idrauliche del fondo scavo, sarà prevista l'esecuzione di un tampone di fondo in jet-grouting. Per le opere del Lotto 1 non si ritiene necessaria questo intervento.

Si conferma infine l'utilizzo di iniezioni di intasamento con miscela cementizia opportunamente calibrata, realizzate tra palo e palo fino al piede della berlinese, per prevenire e contenere l'infiltrazione di acqua all'interno dello scavo in caso di piezometrica superiore al fondo scavo.

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

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA					
	INTERVENTI DI VELOCIZZAZIONE TRATTA GRASSANO-BERNALDA GEOTECNICA					
Relazione Geotecnica e sismica generale	COMMESSA IA95	LOTTO 13	CODIFICA R 78 GE	DOCUMENTO GE 0006 001	REV. B	FOGLIO 87 di 90

13 METODOLOGIE DI CALCOLO CAPACITA' PORTANTE DEI PALI

13.1 PREMESSA

Nel presente capitolo si riportano le metodologie di calcolo della capacità portante per i pali trivellati di grande diametro previsti per le opere in progetto.

La lunghezza di progetto del palo è quella che soddisfa tutte le verifiche di capacità portante, anche in presenza di scalzamento. Si verificherà inoltre che la risposta del palo in esercizio sia di tipo "elastico"; verificando un adeguato coefficiente di sicurezza sulla portata ultima per attrito laterale:

- $N_{\max,SLE} < Q_{II} / 1.25$ la massima sollecitazione assiale allo SLE RARA dovrà essere inferiore alla portata laterale limite del palo (Q_{II} , riportata nelle seguenti tabelle) con un fattore di sicurezza di 1.25.

Il carico di progetto sul palo dovrà essere compatibile con le caratteristiche resistenti della sezione del palo.

13.2 ANALISI AGLI STATI LIMITE

Le verifiche di capacità portante dei pali vengono svolte secondo la metodologia degli stati limite ultimi, in accordo alla normativa vigente. La verifica della capacità portante dei pali è soddisfatta se:

$$F_{cd} < R_{cd}$$

essendo:

$$R_{cd} = R_k / \gamma_R$$

nella quale:

F_{cd} = carico assiale di compressione di progetto;

R_{cd} = capacità portante di progetto nei confronti dei carichi assiali;

R_k = valore caratteristico della capacità portante limite del palo.

In particolare le verifiche di capacità portante dei pali agli stati limite ultimi (SLU) vengono condotte secondo l'Approccio (A1+M1+R3) tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali delle tabelle di normativa 6.2.I, 6.2.II, 6.4.II e 6.4.VI.

La resistenza di progetto a compressione $R_{c,d}$ è calcolata applicando al valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ i coefficienti parziali γ_R riportati in tabella seguente (tabella di normativa 6.4.II), relativi alla condizione di pali trivellati.

Il valore caratteristico della resistenza a compressione del palo, $R_{c,k}$ (o a trazione R_{tk}) è ottenuto applicando i fattori di correlazione ξ_3 e ξ_4 (vedasi **Tabella 24**) alle resistenze di calcolo $R_{c,cal}$ (o $R_{t,cal}$); tali fattori di correlazione sono funzione del numero di verticali d'indagine rappresentative (tabella di normativa 6.4.IV).

Per ogni opera verrà assunto un coefficiente ξ_3 in funzione delle verticali di indagine eseguite, sufficientemente rappresentative per la caratterizzazione geotecnica, secondo quanto indicato da normativa.

In condizioni sismiche le verifiche di capacità portante dei pali agli stati limite ultimi vanno condotte con riferimento allo stesso approccio utilizzato per le condizioni statiche (A1+M1+R3), tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nella successiva tabella e ponendo i coefficienti parziali sulle azioni tutti pari all'unità.

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale ^(*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

^(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Tabella 23 Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Tabella 24 Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali d'indagine

13.3 METODOLOGIA DI CALCOLO CAPACITÀ PORTANTE AI CARICHI VERTICALI

La portata di progetto di un palo trivellato (eseguito con completa asportazione del terreno) "Qd" può essere espressa dalla seguente relazione:

$$Q_d = Q_{ll} / F_{SL} + Q_{bl} / F_{SB} - W'_p$$

dove:

Q_{ll} = portata laterale limite,

Q_{bl} = portata di base limite,

W'_p = peso efficace del palo (al netto del peso del terreno asportato: peso calcestruzzo-peso terreno),

F_{SL} = fattore di sicurezza per la portata laterale a compressione ($=\xi_3 \cdot \gamma_s$)

F_{SB} = fattore di sicurezza per la portata di base ($=\xi_3 \cdot \gamma_b$).

Portata laterale

La portata laterale limite viene valutata con la seguente relazione:

$$Q_{II} = \pi \cdot D \cdot \sum_i (\tau_i \cdot h_i)$$

dove:

D = diametro palo,

τ_i = tensione di adesione laterale limite nello strato i-esimo,

h_i = altezza dello strato i-esimo.

Depositi incoerenti

Per i depositi incoerenti, la tensione tangenziale ultima lungo il fusto del palo, in accordo ad esempio a Burland [1973], Reese & O'Neill [1988], Chen & Kulhawy [1994], O'Neill & Hassan [1994], può essere valutata con riferimento alla seguente espressione:

$$\tau_i = \beta \cdot \sigma'v \leq \tau_{i,max}$$

dove:

$\sigma'v$ = tensione verticale efficace litostatica,

$\tau_{i,max}$ = valore massimo dell'adesione laterale limite palo-terreno (pari a 150 kPa per terreni incoerenti).

β = coefficiente empirico $\beta = k \cdot \tan \phi$, essendo

k = coefficiente di pressione laterale = 0.6 a compressione e 0.5 a trazione;

ϕ = angolo di resistenza al taglio.

Depositi coesivi

Nelle condizioni di breve termine la tensione tangenziale è stata valutata con la seguente espressione:

$$\tau_i = \alpha \cdot c_u \leq \tau_{i,max}$$

dove:

c_u = resistenza al taglio in condizioni non drenate

α = parametro empirico assunto come indicato nelle raccomandazioni AGI (1984):

$\alpha = 0.90$ per $c_u \leq 25$ kPa;

$\alpha = 0.80$ per $25 \leq c_u \leq 50$ kPa;

$\alpha = 0.60$ per $50 \leq c_u \leq 75$ kPa;

$\alpha = 0.40$ per $c_u \geq 75$ kPa.

$\tau_{i,max}$ = valore massimo dell'adesione laterale limite palo-terreno (pari a 100 kPa per terreni coesivi alluvionali).

Portata di base

Per la valutazione della portata di base limite sono state utilizzate le seguenti relazioni:

$$Q_{bl} = A_p \cdot q_{bl}$$

dove:

A_p = area della base del palo,

q_{bl} = portata limite specifica di base.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA					
	INTERVENTI DI VELOCIZZAZIONE TRATTA GRASSANO-BERNALDA GEOTECNICA					
Relazione Geotecnica e sismica generale	COMMESSA IA95	LOTTO 13	CODIFICA R 78 GE	DOCUMENTO GE 0006 001	REV. B	FOGLIO 90 di 90

Depositi incoerenti

Nei terreni incoerenti la pressione di base del palo associabile a cedimenti pari al 10% del diametro del palo viene valutata con la relazione di Berezantzev (1965) indicata nelle Raccomandazioni AGI (1984):

$$q_b = N_q^* \cdot \sigma'_v \leq q_{b,lim}$$

essendo:

- N_q^* = coefficiente in funzione dell'angolo di resistenza al taglio del terreno (Raccomandazioni AGI, 1984) da calcolare considerando la correzione proposta da Kishida (1967) per pali trivellati $\phi'_{calc} = \phi'_k - 3^\circ$;
- σ'_v = tensione verticale efficace;
- $q_{b,lim}$ = pressione ultima di base massima consigliabile. Nel caso in esame si è fatto riferimento a quanto indicato da Gwizdala, 1984, vedasi seguente tabella.

	$q_{b,lim}$ (kPa)
GHIAIE	7300
SABBIE	5800
SABBIE LIMOSE	4300

Tabella 25 – Valori di q_{blim} secondo Gwizdala [1984]

Depositi coesivi

La portata di base limite nei terreni coesivi viene valutata con la seguente relazione:

$$q_b = 9 \cdot c_u + \sigma_v \leq q_{b,lim}$$

dove:

c_u = resistenza al taglio non drenata [kPa];

σ_v = tensione totale verticale;

$q_{b,lim}$ = pressione ultima di base massima consigliabile (3800 kPa in accordo a Engling e Reese, 1974).

13.4 DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA DI PROGETTO A TRAZIONE

La portata a trazione di progetto di un palo trivellato (eseguito con completa asportazione del terreno) “ Q_d ” può essere espressa dalla seguente relazione:

$$Q_d = Q_{LL} / FS_L + W'_p$$

dove:

Q_{LL} = portata laterale limite (da determinarsi in conformità a quanto già descritto nel precedente paragrafo),

W'_p = peso efficace del palo (alleggerito se sotto falda),

FS_L = fattore di sicurezza per la portata laterale a trazione ($= \gamma_{st} \cdot \xi_3$).