

ITINERARIO RAGUSA-CATANIA

Collegamento viario compreso tra lo Svincolo della S.S. 514 "di Chiaramonte" con la S.S. 115 e lo Svincolo della S.S. 194 "Ragusana"

LOTTO 4 - Dallo svincolo n. 8 "Francofonte" (compreso) allo svincolo della "Ragusana"(escluso)

PROGETTO ESECUTIVO

COD. **PA898**

PROGETTAZIONE: ATI SINTAGMA - GP INGEGNERIA - COOPROGETTI - GDG - ICARIA - OMNISERVICE

PROGETTISTA RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:

Dott. Ing. Nando Granieri

Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A351



IL GRUPPO DI PROGETTAZIONE:

MANDATARIA:

	Dott. Ing. N.Granieri Dott. Ing. F.Durastanti Dott. Ing. V.Truffini Dott. Arch. A.Bracchini Dott. Ing. L.Nani	Dott. Ing. M.Abram Dott. Ing. F.Pambianco Dott. Ing. M.Briganti Botta Dott. Ing. L.Gagliardini Dott. Geol. G.Cerquiglini
---	---	--

MANDANTI:

	Dott. Ing. G.Guiducci Dott. Ing. A.Signorelli Dott. Ing. E.Moscatelli Dott. Ing. A.Belà	Dott. Ing. G.Lucibello Dott. Arch. G.Guastella Dott. Geol. M.Leonardi Dott. Ing. G.Parente
	Dott. Arch. E.A.E.Crimi Dott. Ing. M.Panfilì Dott. Arch. P.Ghirelli Dott. Ing. D.Pelle	Dott. Ing. L.Ragnacci Dott. Arch. A.Strati Archeol. M.G.Liseno
	Dott. Ing. D.Carlaccini Dott. Ing. S.Sacconi Dott. Ing. C.Consorti	Dott. Ing. F.Aloe Dott. Ing. A.Salvemini
	Dott. Ing. V.Rotisciani Dott. Ing. G.Pulli Dott. Ing. F.Macchioni	Dott. Ing. G.Verini Supplizi Dott. Ing. V.Piunno Geom. C.Sugaroni
	Dott. Ing. P.Agnello	

IL GEOLOGO:

Dott. Geol. Giorgio Cerquiglini

Ordine dei Geologi della Regione Umbria n° 108

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

Dott. Ing. Filippo Pambianco

Ordine degli Ingegneri della Provincia di Perugia n° A1373

VISTO IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Dott. Ing. Luigi Mupo

IL RESPONSABILE DI PROGETTO:



GEOTECNICA

Relazione geotecnica generale

CODICE PROGETTO			NOME FILE	REVISIONE	SCALA:
PROGETTO	LIV. PROG.	N. PROG.	T04GE00GETRE01B		
L O 4 0 8 Z	E	2 1 0 1	CODICE ELAB. T 0 4 G E 0 0 G E T R E 0 1	B	-
B	Revisione a seguito campagna indagini 2021		Nov.2021	S.Sacconi	D. Carlaccini N.Granieri
A	Emissione		Giu 2021	S.Sacconi	D. Carlaccini N.Granieri
REV.	DESCRIZIONE		DATA	REDATTO	VERIFICATO APPROVATO

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 4

1	PREMESSA	3
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
3	INDAGINI ESEGUITE	5
3.1	INDAGINI PREGRESSE 2003 E 2004.....	5
3.2	CAMPAGNA DI INDAGINE DEL 2012-2013 (PD).....	6
3.3	CAMPAGNA DI INDAGINE DEL 2021 (PE).....	17
4	INQUADRAMENTO GEOLOGICO	23
5	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	25
5.1	CRITERI DI CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	25
5.1.1	Note generali	25
5.1.2	Terreni a grana fine.....	25
5.1.3	Terreni a grana grossa	26
5.1.1	Formazioni litoidi	28
5.1.2	Determinazione del modulo di rigidità da prove sismiche	30
5.2	DEFINIZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE	31
5.2.1	Unità geotecnica <i>R</i>	32
5.2.2	Unità geotecnica <i>TR</i>	32
5.2.3	Unità geotecnica <i>ec</i>	32
5.2.4	Unità geotecnica <i>a-GF</i>	32
5.2.5	Unità geotecnica <i>a-GG</i>	40
5.2.6	Unità geotecnica <i>Qcs</i>	42
5.2.7	Unità geotecnica <i>ar</i>	45
5.2.8	Unità geotecnica <i>Qa</i>	46
5.2.9	Unità geotecnica <i>Qc(a)</i>	57
5.2.10	Unità geotecnica <i>Pvs – GG</i>	60

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 4

5.2.11	Unità geotecnica Pv-GG	61
5.2.12	Unità geotecnica Pvl – GG.....	63
5.2.13	Unità geotecnica Pvl – R2	65
6	MODELLO GEOTECNICO	70
7	REGIME DELLE PRESSIONI INTERSTIZIALI	72
8	STABILITÀ NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE	75
8.1	CRITERI DI ESCUSIONE DALLA VERIFICA	75
8.2	METODI DI VERIFICA	75
8.2.1	Valutazione del rapporto di tensione ciclica CSR.....	76
8.2.2	Valutazione del rapporto di tensione ciclica CRR	76
8.3	RISULTATI DELLE VERIFICHE.....	77
8.3.1	Tratto 1 (da pk 14+600 a pk 15+600).....	77
8.3.2	Tratto 2 (da pk 17+800 a pk 18+220).....	78
8.3.3	Tratto 3 (da pk 19+020 a pk 19+520).....	79
8.4	INTERVENTO DI MITIGAZIONE DEL RISCHIO LIQUEFAZIONE.....	80
8.4.1	Descrizione intervento.....	80
8.4.2	Combinazioni di calcolo	81
8.4.3	Risultati delle verifiche	82
9	CARATTERISTICHE DEI PIANI DI POSA DEI RILEVATI	84

1 PREMESSA

In riferimento alla progettazione esecutiva del collegamento autostradale nel settore sud-orientale della Sicilia, lungo l'itinerario Ragusa-Catania, il presente documento riporta gli esiti degli studi geotecnici relativi ai terreni presenti nell'area interessata dal Lotto 4 (in fase di progettazione preliminare tratto finale del lotto 6, interi lotto 7 e 8).

L'intervento si attua attraverso la realizzazione di una strada a carreggiate separate con due corsie per senso di marcia. L'itinerario attuale presenta uno sviluppo complessivo di 71.5 km circa, interamente ad una corsia per senso di marcia. L'intero tracciato si sviluppa alternando tratti in rilevato, in trincea o di attraversamento tramite viadotti.

Il Lotto 4 si sviluppa per una lunghezza complessiva di 20 km circa; le opere maggiori che lo compongono sono la Galleria di Francofonte e i Viadotti Barbaianni e Margi (ex Lotto 7), il Viadotto San Leonardo (ex Lotto 8). Inoltre, alla pk 3+200, il tracciato intercetta una frana di tipo colamento attiva, in corrispondenza della quale sono state eseguite apposite indagini (rilevamento geomorfologico, indagini geognostiche (S186i) e geofisiche), per la descrizione di questi fenomeni si rimanda all'elaborato "Monografie delle frane censite" (T04GE01GEORE02).

Nel prosieguo della relazione si fornisce una descrizione delle campagne di indagine condotte per la redazione del progetto; vengono illustrate le interpretazioni delle misure in sito e in laboratorio per la caratterizzazione del modello geotecnico di sottosuolo di riferimento.

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Nel progetto è stato fatto riferimento alle seguenti Normative ed Istruzioni:

- D.M. 14/01/2018 "Approvazione delle nuove norme tecniche per le Costruzioni" (pubblicato sulla G.U. n. 29 – Suppl. Ordinario n.30 – del 4 febbraio 2008).
- Circolare n.617 del 02.02.200 "Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008".
- D.M. 17/01/2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni" (pubblicato sulla G.U. n. 42 – Suppl. Ordinario n. 8 – del 20 febbraio 2018).
- Circolare 21/01/2019 "Istruzione C.S.LL.PP. per l'applicazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M. 17 gennaio 2018.
- Decreto Ministero Lavori Pubblici 11/03/1988 – "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione."
- Circolare Ministero Lavori Pubblici n. 30483 del 24/09/1988 – D.M. 11.3.88. "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

3 INDAGINI ESEGUITE

Ai fini della redazione della caratterizzazione geotecnica del progetto esecutivo sono state considerate tutte le indagini eseguite nell'area in esame nel corso degli anni e di cui si dispone.

Nello specifico, sono state considerate:

- indagini pregresse del 2003 e del 2004 (di seguito verranno trattate insieme), a sostegno del progetto preliminare;
- campagna indagine 2012-2013, a sostegno del progetto definitivo (PD);
- campagna indagine 2021, a sostegno del progetto esecutivo (PE).

L'ubicazione di tali indagini è illustrata negli elaborati "Planimetria ubicazione indagini" (T04GE02GEOPU01-12).

Le indagini geotecniche sono consistite nell'esecuzione di prove in sito e in laboratorio; di seguito si riporta una sintesi delle tipologie e del numero di indagini eseguite per ciascuna campagna.

3.1 INDAGINI PREGRESSE 2003 E 2004

A supporto della fase di Progettazione Preliminare sono state eseguite, in due distinte fasi, nel 2003 e nel 2004, due campagne di indagini geognostiche, geofisiche e geotecniche.

Le due fasi sono consistite in:

- fase I svolta dal 23.09.2003 al 03.10.2003 nel tratto compreso fra lo Svincolo sulla SS. 114 e lo Svincolo Zona Industriale Lentini;
- fase II svolta nel periodo febbraio – maggio 2004 lungo tutto il tracciato di progetto, dopo la validazione del programma di indagine da parte di ANAS – Direzione Centrale Programmazione e Progettazione.

Le fasi sono hanno riguardato le seguenti prove:

- n.7 sondaggi geognostici verticali a carotaggio continuo;
- n.14 prove penetrometriche *SPT*;
- n.12 prelievi di campioni, di cui 1 rimaneggiato e 11 indisturbati;
- n.4 prove *down-hole*;
- n. 2 prove *Lugeon*;
- n. 4 *Point load test*;
- n.2 profili sismici a rifrazione.

In Tabella 1 si descrivono i sondaggi effettuati, con indicazione delle profondità di investigazione raggiunte, $L_{sondaggio}$, e per cui è specificata l'eventuale strumentazione installata (*p*:piezometro, *i*:inclinometro; *d*: prova *Down-hole*).

Sono inoltre riportate le prove in sito eseguite, il numero e la tipologia di campioni prelevati (*Cl*: campioni indisturbati; *Rim*: campioni rimaneggiati, *Li*: campioni litoidi; *SC*: spezzoni di carota).

- Tabella 1: Campagna indagine 2012/2013 - Scheda sintetica dei sondaggi.

Indagine	Denominazione	$L_{sondaggio}$ (m)	SPT (n°)	Pressiometriche (n°)	Lefranc e/o		Campioni prelevati			Strumentazione installata
					Lugeon (n°)	Cl (n°)	Rim (n°)	Li (n°)		

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 4

	S05bis	11	3	-	-	-	-	-	-
2004	S06	15	2	-	-	3	-	-	Down – hole
(ex Lotto 7)	S07	45	2	-	-	2	-	-	-
	S08	41	1	-	-	3	-	-	Down – hole
2003	S03	30	4	-	-	3	-	-	Down – Hole
(ex Lotto 8)	S04	30	2	-	-	1	-	-	Piezometro
2004	S05	20	-	-	-	-	-	-	Down – hole
(ex Lotto 8)									

I campioni prelevati durante tale campagna di indagine sono stati sottoposti alle seguenti prove di laboratorio:

- **prove di classificazione:**
 - analisi granulometriche per vagliatura e per sedimentazione;
 - limiti di Atterberg (*limite liquido e limite plastico*);
 - contenuto naturale d'acqua;
 - peso di volume naturale;
 - peso specifico dei grani;
- **prove per la determinazione delle caratteristiche di resistenza e di deformabilità:**
 - prove di taglio diretto (TD);
 - prove triassiali consolidate isotropicamente drenate (TX-CID);
 - prove edometriche ad incrementi di carico (ED-IL);
 - prova di rigonfiamento.

Si precisa che, per quanto riguarda le prove di taglio della fase I, laddove nei certificati di prova è specificato che "i provini del taglio sono stati parzialmente ricostruiti", le stesse non sono state considerate ai fini della caratterizzazione.

3.2 CAMPAGNA DI INDAGINE DEL 2012-2013 (PD)

Nella zona in oggetto è stata condotta una campagna di indagini geognostiche, espletate tra il mese di Dicembre 2012 e l'inizio di Marzo 2013, finalizzata alla determinazione delle caratteristiche geotecniche e alla identificazione stratigrafica. La fase di progettazione definitiva ha altresì compreso una campagna di indagini compiute tra novembre e dicembre 2016, in cui sono state effettuate indagini geofisiche integrative.

Si riporta di seguito una descrizione della tipologia e del numero di indagini eseguite nell'intero tratto, rispettando la suddivisione in lotti descritta in PD. Le documentazioni delle indagini sono riportate negli elaborati:

- Documentazione indagini geognostiche preesistenti – sondaggi;
- Documentazione indagini geognostiche preesistenti – pozzetti e prove di carico su piastra;
- Documentazione indagini geognostiche preesistenti – prove in sito;
- Documentazione indagini geofisiche preesistenti – planimetria;
- Documentazione indagini geofisiche preesistenti – report;
- Documentazione prove di laboratorio preesistenti;
- Documentazione campionamento in alveo – prelievo campioni e report.

Lotto 7

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 4

- n. 25 sondaggi geognostici verticali a carotaggio continuo;
- n. 12 sondaggi attrezzati con piezometro a tubo aperto e 1 Casagrande;
- n. 104 prove penetrometriche *SPT*;
- n.11 prove di permeabilità *Lefranc* e 5 *Lugeon*;
- n. 7 prove pressiometriche *Menard*;
- n. 110 prelievi di campioni, di cui n. 49 indisturbati, n. 42 rimaneggiati e 19 in materiale lapideo, sottoposti a prove di laboratorio (cfr. "Documentazione prove di laboratorio preesistenti - Report" - T04GE04GEORE07);
- n. 25 pozzetti esplorativi;
- n. 30 prelievi di campioni rimaneggiati in pozzetto esplorativo;
- n. 7 prove di carico su piastra in corrispondenza dei pozzetti esplorativi;
- n. 18 prelievi di campioni in alveo, di cui 9 da fondo alveo e 9 da sponda;
- n. 12 prospezioni simiche *MASW*;
- n. 7 prove *down-hole*;
- n. 17 prospezioni sismiche a rifrazione;
- n.2 sondaggi attrezzati con inclinometro.

Lotto 8

- n. 26 sondaggi geognostici verticali a carotaggio continuo;
- n. 103 prove penetrometriche *SPT*;
- n.1 prove di permeabilità *Lefranc*;
- n. 1 prove pressiometriche *Menard*;
- n. 101 prelievi di campioni, di cui n. 46 indisturbati, n. 33 rimaneggiati e 22 in materiale lapideo, sottoposti a prove di laboratorio (cfr. "Documentazione prove di laboratorio preesistenti - Report" - T04GE04GEORE07);
- n. 33 pozzetti esplorativi;
- n. 41 prelievi di campioni rimaneggiati in pozzetto esplorativo;
- n. 15 prove di carico su piastra in corrispondenza dei pozzetti esplorativi;
- n. 14 prelievi di campioni in alveo, di cui 8 da fondo alveo e 6 da sponda;
- n. 8 prospezioni simiche *MASW*;
- n. 6 prove *down-hole*;
- n. 14 prospezioni sismiche a rifrazione + 1 stendimento sismico a rifrazione (2016);
- n. 2 stazioni di rilevamento geomeccanico.

In Tabella 1 si descrivono i sondaggi effettuati, con indicazione delle profondità di investigazione raggiunte, $L_{sondaggio}$, e per cui è specificata l'eventuale strumentazione installata (p :piezometro, i :inclinometro; d : prova *Down-hole*).

Di seguito la tabella riepilogativa dei sondaggi realizzati con indicazione della profondità di investigazione raggiunta, $L_{sondaggio}$, e per cui è specificata la strumentazione installata, ove prevista (p :piezometro, i :inclinometro; d : prova *Down-hole*). È inoltre riportato il numero e la tipologia di

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 4

campioni prelevati (*Cl*: campioni indisturbati; *Rim*: campioni rimaneggiati, *Li*: campioni litoidi; *SC*: spezzoni di carota) e di prove eseguita in sito.

Tabella 2: Campagna indagine 2013 - Scheda sintetica dei sondaggi.

Indagine	Denominazione	L _{sondaggio} (m)	SPT (n°)	Pressiometriche (n°)	Lefranc e/o Lugeon (n°)	Campioni prelevati				Strumentazione installata
						Cl (n°)	Rim (n°)	Li (n°)	SC (n°)	
2012/2013 (ex Lotto 7)	S177p	35	4	-	-	-	3	1	-	Piezometro T.A.
	S178d	40	5	-	-	-	-	2	2	Down - Hole
	S179p	15	3	-	-	-	-	2	1	Piezometro T.A.
	S180p	30	3	-	-	3	-	2	4	Piezometro T.A.
	S181d	50	5	1	-	3	1	2	3	Down - Hole
	S182p	50	4	3	-	3	3	2	2	Piezometro di Casagrande
	S183p	60	5	3	-	3	3	2	3	Piezometro T.A.
	S184d	30	5	-	-	3	3	3	-	Down - Hole
	S185i	30	5	-	-	-	4	2	2	Inclinometro
	S186i	30	3	-	-	-	2	2	2	Inclinometro
	S188	20	4	-	-	-	-	-	2	-
	S189p	35	6	-	-	-	3	1	1	Piezometro T.A.
	S190d	30	4	-	-	-	2	3	-	Down - Hole
	S193p	15	4	-	-	-	1	4	-	Piezometro T.A.
	S194p	15	2	-	-	-	2	-	-	Piezometro T.A.
	S198d	30	5	-	-	-	3	3	-	Down - Hole
	S199d	15	3	-	-	-	2	-	-	Piezometro T.A.
	S200p	15	3	-	-	-	2	2	-	Piezometro T.A.
	S201p	35	6	-	-	-	3	1	-	Down - Hole
	S202p	30	5	-	-	-	3	-	-	Piezometro T.A.
S203d	30	5	-	-	1	3	-	-	Down - Hole	
S204p	30	5	-	-	-	3	-	-	Piezometro T.A.	
S205p	15	4	-	-	-	2	1	-	Piezometro T.A.	
S206	15	3	-	-	-	2	-	-	-	
S207p	15	3	-	-	-	2	1	-	Piezometro T.A.	
S208d	35	6	-	-	-	3	2	-	Down - Hole	
S208bisp	20	4	-	-	-	2	-	-	Piezometro TA	
S210p	30	5	-	-	-	3	1	-	Piezometro TA	
S211d	30	5	-	-	-	3	1	-	Down - Hole	
S212p	15	3	-	-	-	2	-	-	Piezometro TA	
S213p	30	5	-	-	-	3	-	-	Piezometro TA	
S214p	15	3	-	-	-	2	-	-	Piezometro TA	
S215d	30	5	-	-	-	3	-	-	Down - Hole	
S216p	20	4	-	-	-	-	3	-	Piezometro TA	

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 4

S217p	30	5	-	-	1	2	-	-	Piezometro TA
S218d	30	3	-	-	-	3	1	-	Down – Hole
S219p	35	5	-	-	1	2	-	1	Piezometro TA
S220p	25	4	1	-	3	1	-	-	Piezometro TA
S220bisd	40	5	-	-	3	3	4	-	Down – Hole
S220terp	20	4	-	-	2	2	4	-	Piezometro TA
S221	20	2	-	-	1	1	4	-	-
S222p	15	4	-	-	3	1	-	-	Piezometro TA
S223p	20	4	-	-	2	2	-	-	Piezometro TA
S224p	40	6	-	-	2	3	-	-	Piezometro TA
S225d	40	6	-	1	4	1	-	-	Down – Hole
S226p	40	3	-	-	-	1	4	-	Piezometro TA
S227p	20	-	-	-	-	-	4	-	Piezometro TA
S228p	15	3	-	-	2	-	-	-	Piezometro TA
S229p	15	3	-	-	1	1	-	-	Piezometro TA
S230p	20	3	-	-	-	3	-	-	Piezometro TA
S231	15	3	-	-	-	1	1	-	-

Inoltre sono stati prelevati campioni rimaneggiati da pozzetti esplorativi, di cui si riporta un elenco nella tabella seguente:

Tabella 3: Schema sintetico dei pozzetti

Pozzetto	Lotto	Profondità (m)	Campioni rimaneggiati
P200	L4 ex L7 PD	2	1
P200a	L4 ex L7 PD	2.5	1
P202	L4 ex L7 PD	0.5	1
P203	L4 ex L7 PD	0.9	1
P205	L4 ex L7 PD	1	1
P207	L4 ex L7 PD	0.4	1
P210	L4 ex L7 PD	2	1
P211	L4 ex L7 PD	2	2
P212	L4 ex L7 PD	3.3	2
P213	L4 ex L7 PD	2	1
P214b	L4 ex L7 PD	2.5	1
P216	L4 ex L7 PD	2.2	1
P218	L4 ex L7 PD	2.3	1
P220	L4 ex L7 PD	2.5	1
P230	L4 ex L7 PD	2.1	2
P231	L4 ex L7 PD	2.5	1
P232	L4 ex L7 PD	2.5	1

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 4

<i>Pozzetto</i>	<i>Lotto</i>	<i>Profondità (m)</i>	<i>Campioni rimaneggiati</i>
P234	L4 ex L7 PD	3	2
P242	L4 ex L7 PD	2.2	1
P246	L4 ex L7 PD	2.5	1
P248	L4 ex L7 PD	1.7	2
P249	L4 ex L7 PD	2	1
P250	L4 ex L7 PD	2.5	1
P254	L4 ex L7 PD	2	1
P255	L4 ex L7 PD	2.5	1
P256	L4 ex L8 PD	3	1
P257	L4 ex L8 PD	2.5	2
P258	L4 ex L8 PD	2.5	1
P258a	L4 ex L8 PD	2.5	1
P259	L4 ex L8 PD	2	1
P260	L4 ex L8 PD	2.5	3
P262	L4 ex L8 PD	3	1
P263	L4 ex L8 PD	3	1
P264	L4 ex L8 PD	2.7	1
P265	L4 ex L8 PD	2.7	1
P267	L4 ex L8 PD	3.1	1
P270	L4 ex L8 PD	2.3	1
P271	L4 ex L8 PD	2.6	1
P274	L4 ex L8 PD	2	1
P276	L4 ex L8 PD	2.5	1
P277	L4 ex L8 PD	2.5	1
P278	L4 ex L8 PD	2	2
P280	L4 ex L8 PD	2.5	2
P282	L4 ex L8 PD	2.5	2
P283	L4 ex L8 PD	1.5	1
P284	L4 ex L8 PD	1	1
P285	L4 ex L8 PD	2.5	2
P286	L4 ex L8 PD	3	1
P288	L4 ex L8 PD	2.5	1
P289	L4 ex L8 PD	2.5	1
P291	L4 ex L8 PD	2.5	1
P292	L4 ex L8 PD	2.2	2
P293	L4 ex L8 PD	2.3	1
P295	L4 ex L8 PD	2.3	1
P297	L4 ex L8 PD	0.5	1

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 4

Pozzetto	Lotto	Profondità (m)	Campioni rimaneggiati
P298	L4 ex L8 PD	2.2	1
P299	L4 ex L8 PD	2	1
P300	L4 ex L8 PD	1.7	1
TOT. 58 POZZETTI	TOT. 58 POZZETTI	127.6	71

I campioni indisturbati, prelevati durante la campagna di indagine del 2013 e 2014, sono stati sottoposti alle seguenti prove di laboratorio:

- **prove di classificazione:**
 - analisi granulometriche per vagliatura e per sedimentazione;
 - limiti di Atterberg (*limite liquido e limite plastico*);
 - contenuto naturale d'acqua;
 - peso di volume naturale;
 - peso specifico dei grani;
- **prove per la determinazione delle caratteristiche di resistenza e di deformabilità:**
 - prove di taglio diretto (*TD*);
 - prove edometriche ad incrementi di carico (*ED-IL*).

Sui campioni rimaneggiati, compresi quelli prelevati all'interno dei pozzetti, sono state eseguite le seguenti prove:

- analisi granulometriche per vagliatura e per sedimentazione;
- limiti di Atterberg (*limite liquido e limite plastico*).

Suoi campioni lapidei sono state eseguite le seguenti prove:

- definizione del parametro *RQD (Rock Quality Designation)*;
- *Point load test*;
- prova di compressione uniaassiale;
- prova triassiale in roccia.

Gli spezzoni di carota sono stati utilizzati al fine di determinare caratteristiche chimiche del materiale estratto, tra cui il potenziale di reattività in presenza di alcali, il contenuto di zolfo, contenuto in sostanza organica, ma anche la resistenza alla frammentazione, la massa volumica dei grani e la porosità.

In corrispondenza di alcuni di questi pozzetti sono state effettuate prove di carico su piastra, utilizzando una piastra di acciaio rigida, con spessore di 20 mm ed un diametro pari a 298.5 mm.

Si riporta in Tabella 4 la sintesi delle prove di carico su piastra e la profondità a cui sono stati svolte:

Tabella 4: Scheda di riepilogo prove su piastra.

Indagine	N.	ID Pozzetto	Profondità
2012/2013 (ex Lotto 7)	1	Pz205	0.6
	2	Pz210	1.1
	3	Pz212	1.5
	4	Pz231	1.2
	5	Pz248	1.1
	6	Pz249	1

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 4

<i>Indagine</i>	<i>N.</i>	<i>ID Pozzetto</i>	<i>Profondità</i>
	7	Pz255	1.2
2012/2013 (ex Lotto 8)	1	Pz257	0.9
	2	Pz258	1.2
	3	Pz258a	1
	4	Pz260	1.1
	5	Pz263	1
	6	Pz265	1.2
	7	Pz271	1.2
	8	Pz274	1
	9	Pz277	1
	10	Pz280	1.5
	11	Pz285	1.2
	12	Pz288	0.9
	13	Pz291	1.1
	14	Pz293	1
	15	Pz299	1.1

In Tabella 5 è riportato l'elenco dei campioni prelevati in alveo in entrambi i lotti (ex Lotto 7 ed ex Lotto 8).

Tabella 5: Prelievi sedimenti in alveo

<i>Corso d'acqua</i>	<i>Sigla campioni</i>	<i>Fondo alveo / Sponde</i>
F. Affl. T. Canale	G16-01	F
T. Canale	G17-01	F
	G17-02	S
	G17-03	S
	G17-04	F
F. Barbaianni	G18-01	S
	G18-02	S
	G18-03	F
	G18-04	F
	G18-05	S
Fosso S.N.	G19-01	F
T. Margi	G20-01	S
	G20-02	S
	G20-03	F
	G20-04	S
	G20-05	S
F. Contrada Canneddazza	G21-01	F
	G21-02	F
F. Buonafede	G22-01	F
	G22-02	S
	G22-03	S

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 4

	G22-04	F
C. Lentini	G23-01	F
	G23-02	F
Fosso Ex Molino Riceputo	G24-01	F
F. San Leonardo	G25-01	S
	G25-02	F
	G25-03	S
	G25-04	S
	G25-05	F
Fosso Masseria Privitera	G25-06	S
	G26-01	F
TOTALE 32 PRELIEVI		

Per quanto riguarda le prove *Lefranc* (carico variabile) e *Lugeon* (prova in avanzamento con otturatore singolo), queste sono state eseguite all'interno dei fori di sondaggio realizzando una sezione filtrante di altezza compresa tra 1 e 3 m e diametro 101 mm. Nella tabella che segue sono riportati in maniera riassuntiva le caratteristiche di tali indagini:

Tabella 6. Scheda di riepilogo prove *Lefranc* e *Lugeon*.

Indagine	N.	Denominazione	Tipo di prova	Profondità investigata (m)
2012/2013 (ex Lotto 7)	1	S180p	<i>Lefranc</i>	25.1-26.1
	2		<i>Lugeon</i>	7-9
	3		<i>Lugeon</i>	14-16
	4	S181d	<i>Lefranc</i>	21-23
	5		<i>Lefranc</i>	29-31
	6		<i>Lugeon</i>	8-11
	7	S182p	<i>Lefranc</i>	12-13
	8		<i>Lefranc</i>	31.5-33
	9		<i>Lugeon</i>	7.50-11
	10	S183p	<i>Lefranc</i>	25-26
	11		<i>Lefranc</i>	37-38
	12		<i>Lugeon</i>	8.3-11.8
	13	S184d	<i>Lefranc</i>	4-5
	14		<i>Lefranc</i>	14-15
	15		<i>Lefranc</i>	24-25
	16	S203d	<i>Lefranc</i>	12-13
2012/2013 (ex Lotto 8)	17	S225p	<i>Lefranc</i>	37-38

Di seguito è riportata la tabella riepilogativa delle prove pressiometriche eseguite e la corrispondente profondità di prova:

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 4

Tabella 7. Scheda di riepilogo delle prove pressiometriche.

Indagine	N.	ID sondaggio	Sigla Prova	Profondità (m dal pc)
2012/2013 (ex Lotto 7)	1	S181	MPT1	38.7
	2	S182	MPT1	15
	3		MPT2	20.7
	4		MPT3	30.7
	5	S183	MPT1	25.2
	6		MPT2	37.2
	7		MPT3	45.2
2012/2013 (ex Lotto 8)	1	S220	MPT1	17.7

Le analisi geofisiche di tipo *MASW* e *Down-Hole* hanno consentito di valutare la classificazione sismica dei siti e dei suoli. Nelle seguenti tabelle si elencano le indagini eseguite e la relativa categoria sismica, in riferimento alla classificazione effettuata dalle *NTC 08* e dalle *Linee guida della Protezione Civile 'Indirizzi e Criteri per la Microzonazione Sismica'*.

Tabella 8: Tabella riassuntiva delle MASW eseguite e relative Vs30 e categoria sismica secondo le NTC/08 e le Linee guida della Protezione Civile 'Indirizzi e Criteri per la Microzonazione Sismica'.

Identificativo	Lotto	Vs30 (m/s)	Classe di Suolo NTC/08	Classe di Suolo 'Indirizzi e Criteri per la Microzonazione Sismica'
M078	L4 ex L6 PD	625	B	B
M079	L4 ex L7 PD	494	S2	B
M082	L4 ex L7 PD	514	B	B
M084	L4 ex L7 PD	572	B	B
M085	L4 ex L7 PD	705	S2	B
M085bis	L4 ex L7 PD	622	S2	B
M086	L4 ex L7 PD	357	C	C
M087	L4 ex L7 PD	347	C	C
M088	L4 ex L7 PD	282	C	C
M090	L4 ex L7 PD	360	C	C / B
M091	L4 ex L7 PD	325	C	C
M092	L4 ex L7 PD	288	S2	S2
M092bis	L4 ex L7 PD	320	S2	C
M093	L4 ex L8 PD	333	S2	C
M095	L4 ex L8 PD	360	C	C
M096	L4 ex L8 PD	378	B	B
M097	L4 ex L8 PD	630	E	E / B
M098	L4 ex L8 PD	334	C	C
M100	L4 ex L8 PD	352	C	C
M101	L4 ex L8 PD	765	A	A
M102	L4 ex L8 PD	314	C	C

Tabella 9: Tabella riassuntiva delle prove Down-Hole eseguite e relative Vs30 e categoria sismica secondo le NTC/08 e le Linee guida della Protezione Civile "Indirizzi e criteri per la Microzonazione sismica".

Identificativo	Lotto	Vs30 (m/s)	Classe di Suolo NTC/08	Classe di Suolo 'Indirizzi e Criteri per la Microzonazione Sismica'
----------------	-------	------------	------------------------	---

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 4

<i>Identificativo</i>	<i>Lotto</i>	<i>Vs30 (m/s)</i>	<i>Classe di Suolo NTC/08</i>	<i>Classe di Suolo 'Indirizzi e Criteri per la Microzonazione Sismica'</i>
S178	L4 ex L7 PD	534	S2	B
S181	L4 ex L7 PD	472	S2	B
S184	L4 ex L7 PD	288	C	C
S190	L4 ex L7 PD	648	B	B
S198	L4 ex L7 PD	268	S2	S2
S201	L4 ex L7 PD	266	C	C
S203	L4 ex L7 PD	243	C	C
S208	L4 ex L8 PD	307	S2	S2 / C
S211	L4 ex L8 PD	344	C	C
S215	L4 ex L8 PD	359	C	C
S218	L4 ex L8 PD	329	S2	S2 / C
S220bis	L4 ex L8 PD	326	C	C
S225	L4 ex L8 PD	267	C	C

Le basi sismiche effettuate nell'indagine del 2012/2013 (BS), le tomografie integrative del 2016 e le rispettive lunghezze investigate sono riportati nella Tabella 10.

Tabella 10 Tabella riepilogativa delle basi sismiche eseguite

<i>Identificativo</i>	<i>Lunghezza (m)</i>	<i>Lotto</i>
BS_168	115	L4 ex L7 PD
BS_169	115	L4 ex L7 PD
BS_170	115	L4 ex L7 PD
BS_171	115	L4 ex L7 PD
BS_172	115	L4 ex L7 PD
BS_173	115	L4 ex L7 PD
BS_174	115	L4 ex L7 PD
BS_175	115	L4 ex L7 PD
BS_178	115	L4 ex L7 PD
BS_179	115	L4 ex L7 PD
BS_180	115	L4 ex L7 PD
BS_182	115	L4 ex L7 PD
BS_183	115	L4 ex L7 PD
BS_184	115	L4 ex L7 PD
BS_185	115	L4 ex L7 PD
BS_186	115	L4 ex L7 PD
BS_187	115	L4 ex L8 PD
BS_188	115	L4 ex L8 PD
BS_189	115	L4 ex L8 PD
BS_190	115	L4 ex L8 PD
BS_191	115	L4 ex L8 PD
BS_192	115	L4 ex L8 PD
BS_193	115	L4 ex L8 PD

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 4

<i>Identificativo</i>	<i>Lunghezza (m)</i>	<i>Lotto</i>
BS_194	115	L4 ex L8 PD
BS_195	115	L4 ex L8 PD
BS_196	115	L4 ex L8 PD
BS_197	115	L4 ex L8 PD
BS_198	115	L4 ex L8 PD
BS_199	115	L4 ex L8 PD
BS_200	115	L4 ex L8 PD
TOTALI	3450	30

<i>Identificativo</i>	<i>Lunghezza (m)</i>	<i>Lotto</i>
TS_12	115	L8

Nell'ambito dei rilevamenti eseguiti è stato condotto anche un rilievo geomeccanico-strutturale che ha riguardato la realizzazione di n. 2 stazioni di misura per valutare l'indice BMR (Bieniawski. 1973) necessario per la classificazione degli ammassi rocciosi.

Secondo il sistema utilizzato, la classificazione dell'ammasso roccioso utilizza i seguenti parametri:

- Resistenza della roccia alla compressione monoassiale;
- RQD (*Rock quality designation*);
- Spaziatura delle discontinuità;
- Condizioni delle discontinuità;
 - Persistenza;
 - Apertura;
 - Rugosità a piccola scala (JRC);
 - Riempimento;
 - Alterazione (JCS);
- Condizioni idrogeologiche;
- Orientamento delle discontinuità.

A ciascun punto sopra indicato equivale un valore numerico; valori più alti indicano migliori condizioni della roccia.

Nello svolgimento dei rilievi geomeccanici è stata seguita la metodologia di Z. T. BIENIAWSKI (1989), che individua la classifica BMR (*Basic Mass Rating*) che, con le dovute correzioni, consentirà di valutare la classifica RMR (*Rock Mass Rating*).

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 4

È necessario comunque evidenziare che le stazioni geomeccaniche sono state eseguite su affioramenti litoidi delle diverse formazioni che rappresentano quindi le *facies* più competenti delle unità che saranno interessate dal progetto.

Nella sottostante tabella si riportano i valori di BMR emersi dalle 2 stazioni di rilevamento eseguite la cui precisa ubicazione è riportata sulla carta geologica.

Tabella 11 Riepilogo delle stazioni geomeccaniche eseguite e relativi valori Tabella riepilogativa delle basi sismiche eseguite

Identificativo stazione	Lotto	Valore BMR	Classe ammasso	Litologia
SG11	L4 ex L8 PD	55	III-ammasso discreto	Colate di lava (Pvl)
SG12	L4 ex L8 PD	68	II-ammasso buono	Breccia lavica (Pvl)

3.3 CAMPAGNA DI INDAGINE DEL 2021 (PE)

La campagna di indagini a sostegno del progetto esecutivo è stata condotta nel 2021.

Si riporta di seguito una descrizione della tipologia e del numero di indagini eseguite nell'intero tratto del Lotto 4. Le documentazioni delle indagini sono riportate negli elaborati:

- Documentazione indagini geognostiche- campagna 2021;
- Documentazione indagini geofisiche – campagna 2021;
- Documentazione prove di laboratorio – campagna 2021.

Lotto 4 (PE)

- n. 39 sondaggi geognostici verticali a carotaggio continuo;
- n. 7 sondaggi a distruzione di nucleo;
- n. 6 sondaggi attrezzati con piezometro a tubo aperto e 19 Casagrande;
- n. 94 prove penetrometriche *SPT*;
- n. 184 prelievi di campioni, di cui n. 80 indisturbati, n. 99 rimaneggiati e 5 in materiale lapideo, sottoposti a prove di laboratorio (cfr. "Documentazione prove di laboratorio preesistenti - Report" - T04GE04GEORE07);
- n. 32 pozzetti esplorativi;
- n. 36 prelievi di campioni rimaneggiati in pozzetto esplorativo;
- n. 32 prove di carico su piastra in corrispondenza dei pozzetti esplorativi;
- n. 19 prelievi di campioni ambientali;
- n. 11 prospezioni simiche *MASW*;
- n. 4 prove *down-hole*;
- n. 7 prove *cross-hole*;
- n. 6 tomografie sismiche;
- n.2 sondaggi attrezzati con inclinometro.

In Tabella 12 si descrivono i sondaggi effettuati, con indicazione delle profondità di investigazione raggiunte, $L_{sondaggio}$, e per cui è specificata la tipologia di sondaggio (*A*: ambientale, *G*: geotecnico) e l'eventuale strumentazione installata (*p*:piezometro, *i*:inclinometro; *d*: prova *Down-hole*).

Di seguito la tabella riepilogativa dei sondaggi realizzati con indicazione della profondità di investigazione raggiunta, $L_{sondaggio}$, e per cui è specificata la strumentazione installata, ove prevista

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 4

(*p*:piezometro, *i*:inclinometro; *d*: prova *Down-hole*). È inoltre riportato il numero e la tipologia di campioni prelevati (*CI*: campioni indisturbati; *Rim*: campioni rimaneggiati, *Li*: campioni litoidi; *SC*: spezzoni di carota; *CA*: Campioni ambientali) e di prove eseguita in sito.

Tabella 12: Campagna indagine 2021 (PE) - Scheda sintetica dei sondaggi.

Indagine	Denominazione	L _{sondaggio} (m)	SPT (n°)	Pressiometriche (n°)	Lefranc e/o Lugeon (n°)	Campioni prelevati				Strumentazione installata
						CI (n°)	Rim (n°)	Li/SC (n°)	CA (n°)	
2021	SE224_AGp	20.0	3	-	-	3	3	-	-	Piezometro TA
	SE226_AGp	25.0	7	-	-	-	8	-	3	Piezometro TA
	SE227_AGp(*)	35.0	4	-	-	-	6	-	3	Piezometro Casagrande
	SE228_AGp(*)	40.0	4	-	-	-	1	-	3	Piezometro Casagrande
	SE229_AGp(*)	35.0	2	-	-	-	3	-	3	Piezometro Casagrande
	SE230_Gd	35.0	2	-	-	-	2	-	-	-
	SE231_Gp	30.0	2	-	-	-	3	1	-	Piezometro TA
	SE231bis_Gp (a distruzione)	10.0	-	-	-	-	-	-	-	Piezometro Casagrande
	SE232_Gi	30.0	2	-	-	-	1	-	-	Inclinometro
	SE233_Gi	30.0	1	-	-	-	2	1	-	Inclinometro
	SE234_Gp	30.0	2	-	-	-	2	-	-	Piezometro Casagrande
	SE235_Gp	20.0	2	-	-	-	4	-	-	Piezometro Casagrande
	SE236_Gp	35.0	2	-	-	-	2	-	-	Piezometro Casagrande
	SE237_AGp	30.0	2	-	-	-	4	-	3	Piezometro Casagrande
	SE238_Gp	20.0	2	-	-	-	2	-	-	Piezometro Casagrande
	SE239_Gd	35.0	2	-	-	-	2	-	-	-
	SE240_Gp	35.0	2	-	-	-	2	-	-	Piezometro Casagrande
	SE241_Gp	35.0	2	-	-	-	2	-	-	Piezometro Casagrande
	SE242_Gp	35.0	1	-	-	-	2	-	-	Piezometro Casagrande
	SE243_Gd	35.0	2	-	-	-	2	-	-	-
	SE244_Gd (a distruzione)	35.0	-	-	-	-	-	-	-	-
	SE245_Gp	35.0	1	-	-	-	2	1	-	Piezometro Casagrande
	SE246_Gd	35.0	2	-	-	-	2	-	-	-
	SE247_Gd (a distruzione)	35.0	-	-	-	-	-	-	-	-
SE249_Gd	35.0	2	-	-	-	2	-	-	-	

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 4

SE250_Gd (a distruzione)	35.0	-	-	-	-	-	-	-	-
SE251_Gp	30.0	3	-	-	-	3	-	-	Piezometro TA
SE252_Gd	35.0	2	-	-	-	3	-	-	-
SE253_Gd (a distruzione)	35.0	-	-	-	-	-	-	-	-
SE254_Gd	35.0	2	-	-	-	2	-	-	-
SE255_Gd (a distruzione)	35.0	-	-	-	-	-	-	-	-
SE256_Gp	20.0	3	-	-	-	3	-	-	Piezometro TA
SE257_Gp	40.0	3	-	-	-	8	-	-	Piezometro TA
SE257bis_Gp (a distruzione)	10.0	-	-	-	-	6	-	-	Piezometro Casagrande
SE258_Gp	40.0	5	-	-	-	1	-	-	Piezometro Casagrande
SE259_Gp	40.0	3	-	-	-	3	-	-	Piezometro Casagrande
SE260_Gd	35.0	3	-	-	-	2	-	-	-
SE261_Gd (a distruzione)	35.0	-	-	-	-	3	1	-	-
SE262_AGp(*)	30.0	4	-	-	-	-	-	-	Piezometro Casagrande
SE263_G (*)	8.5	-	-	-	-	1	-	-	-
SE264_AGd(*)	35.0	-	-	-	-	2	1	3	-
SE265_Gp	30.0	2	-	-	-	2	-	-	Piezometro Casagrande
SE266_Gd	40.0	4	-	-	-	4	-	-	-
SE267_Gd	40.0	4	-	-	-	2	-	-	-
SE268_Gd (a distruzione)	40.0	-	-	-	-	4	-	-	-
SE269_AGp	30.0	6	-	-	-	2	-	1	Piezometro Casagrande

Inoltre sono stati prelevati campioni rimaneggiati da pozzetti esplorativi, di cui si riporta un elenco nella tabella seguente:

Tabella 13: Schema sintetico dei pozzetti

Pozzetto	Lotto	Profondità (m)	Campioni rimaneggiati
PE365_G*		2	-
PE372_G (*)		1	-
PE373_G (*)		1	-
PE374_G (*)		2	1
PE375_G (*)		1	1
PE376_G		1	1

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 4

Pozzetto	Lotto	Profondità (m)	Campioni rimaneggiati
PE377_AG (*)	Lotto 4	2	-
PE380_AG (*)		1	1
PE394_AG		1	1
PE401_G		2	1
PE402_G (*)		1	-
PE411_AG		1	1
PE412_G		1	1
PE413_G		1	1
PE415_G		1	1
PE416_G (*)		1	1
PE417_G		2	1
PE418_G		2	1
PE425_AG(*)		1	-
PE457_G (*)		1	-
PE458_G (*)		1	-
PE459_G (*)		1	-
PE460_G		2	1
PE473_G		2	1
PE474_G		2	1
PE485_G (*)		2	-
PE486_G (*)		2	1
PE487_G		2	1
PE491_G		1	-
PE516_G (*)		1	1
PE517_G (*)	1	-	
PE518_G	2	1	

I campioni indisturbati, prelevati durante la campagna di indagine di progetto esecutivo, sono stati sottoposti alle seguenti prove di laboratorio:

- **prove di classificazione:**
 - analisi granulometriche per vagliatura e per sedimentazione;
 - limiti di *Atterberg* (*limite liquido e limite plastico*);
 - contenuto naturale d'acqua;
 - peso di volume naturale;
 - peso specifico dei grani;
- **prove per la determinazione delle caratteristiche di resistenza e di deformabilità:**
 - prove di taglio diretto (*TD*);
 - prove edometriche ad incrementi di carico (*ED-IL*).

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 4

Sui campioni rimaneggiati, compresi quelli prelevati all'interno dei pozzetti, sono state eseguite le seguenti prove:

- analisi granulometriche per vagliatura e per sedimentazione.

Suoi campioni lapidei sono state eseguite le seguenti prove:

- *Point load test*;
- prova di compressione uniassiale.

In corrispondenza di alcuni di questi pozzetti sono state effettuate prove di carico su piastra. Si riporta in Tabella 14 la sintesi delle prove di carico su piastra e la profondità a cui sono stati svolte:

Tabella 14: Scheda di riepilogo prove su piastra.

<i>Indagine</i>	<i>ID Pozzetto</i>	<i>Profondità</i>
2021	PE374_G (*)	0.3
	PE375_G (*)	0.3
	PE376_G	0.3
	PE380_AG (*)	0.3
	PE394_AG	0.3
	PE401_G	0.3
	PE411_AG	0.3
	PE412_G	0.3
	PE413_G	0.3
	PE415_G	0.3
	PE416_G (*)	0.3
	PE417_G	0.3
	PE418_G	0.3
	PE460_G	0.3
	PE473_G	0.3
	PE474_G	0.3
	PE486_G (*)	0.3
	PE487_G	0.3
	PE516_G (*)	0.3
PE518_G	0.3	

Le analisi geofisiche di tipo *MASW*, *Down-Hole* e *Cross-Hole* hanno consentito di valutare la classificazione sismica dei siti e dei suoli. Nelle seguenti tabelle si elencano le indagini eseguite e la relativa categoria sismica, in riferimento alla classificazione effettuata dalle *NTC 08* e dalle *Linee guida della Protezione Civile 'Indirizzi e Criteri per la Microzonazione Sismica'*.

Tabella 15: Tabella riassuntiva delle MASW eseguite e relative Vs30 e categoria sismica secondo le NTC/08 e le Linee guida della Protezione Civile 'Indirizzi e Criteri per la Microzonazione Sismica'.

<i>Identificativo</i>	<i>Lotto</i>	<i>Vs30 (m/s)</i>	<i>Classe di Suolo NTC/08</i>	<i>Classe di Suolo 'Indirizzi e Criteri per la Microzonazione Sismica'</i>
ME206	L4	343	E	E
ME207	L4	635	B	B
ME208	L4	713	B	B

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 4

Identificativo	Lotto	Vs30 (m/s)	Classe di Suolo NTC/08	Classe di Suolo 'Indirizzi e Criteri per la Microzonazione Sismica'
ME209	L4	292	E	E
ME210	L4	416	B	B
ME211	L4	404	B	B
ME212	L4	263	E	E
ME213	L4	357	E	E
ME215	L4	312	E	E
ME216	L4	639	B	B
ME217	L4	538	B	B

Tabella 16: Tabella riassuntiva delle prove Down-Hole eseguite e relative Vs30 e categoria sismica secondo le NTC/08 e le Linee guida della Protezione Civile "Indirizzi e criteri per la Microzonazione sismica".

Identificativo	Lotto	Vs30 (m/s)	Classe di Suolo NTC/08	Classe di Suolo 'Indirizzi e Criteri per la Microzonazione Sismica'
SE230	L4	363	B	B
SE239	L4	495	B	B
SE264	L4	592	B	B
SE266	L4	530	B	B

Tabella 17: Tabella riassuntiva delle prove Cross-Hole eseguite e relative Vs30 e categoria sismica secondo le NTC/08 e le Linee guida della Protezione Civile "Indirizzi e criteri per la Microzonazione sismica".

Identificativo	Lotto	Vs30 (m/s)	Classe di Suolo NTC/08	Classe di Suolo 'Indirizzi e Criteri per la Microzonazione Sismica'
SE243-244	L4	348	C	C
SE246-247	L4	398	B	B
SE249-250	L4	372	B	B
SE252-253	L4	363	B	B
SE254-255	L4	368	B	B
SE260-261	L4	339	C	C
SE267-268	L4	368	C	C

Inoltre, sono state condotte 6 tomografie sismiche, sintetizzate in Tabella 18:

Tabella 18: Tabella riassuntiva delle tomografie sismiche

Identificativo	Lotto	Lunghezza (m)
BSE207	L4	115
BSE208	L4	80,5
BSE209	L4	115
BSE210	L4	115
BSE212	L4	115
BSE213	L4	115

4 INQUADRAMENTO GEOLOGICO

Il Lotto 4 si sviluppa nel territorio della Piana di Lentini, definita come area di deposito alluvionale in considerazione delle modeste pendenze che presentano i vari corsi d'acqua. Superata la zona terrazzata su cui sorge Francofonte, il terreno degrada dolcemente verso un'ampia distesa alluvionale sub-pianeggiante, caratterizzata dalla presenza di litotipi coerenti, appartenenti a formazioni affioranti dalla coltre alluvionale, quali sabbie, calcareniti pleistoceniche e le vulcaniti plioceniche.

Il tracciato, superato lo Svincolo n.8 di Francofonte, passa in sotterraneo in corrispondenza di un vasto terrazzo alluvionale sinistro del Fiume Costanzo, per poi intercettare un dissesto franoso (Frana L7_1), situato sul versante meridionale del rilievo di Francofonte. Il fenomeno si sviluppa in un versante a bassa acclività ed interessa i termini argillosi e calcarenitici quaternari (*Qa* e *Qca*) ricoperti da spessori variabili della coltre eluvio-colluviale (*ec*). Proseguendo in direzione Catania, il tratto è caratterizzato da vaste aree di esondazione fluviale. Nella zona terminale del tracciato, superate le estese aree soggette ad alluvionamento da parte delle acque del Fiume San Leonardo, il tracciato si discosta dal fiume e si sviluppa nei pianori calcarenitici interessati da attività di cava.

Le formazioni geologiche presenti nell'area in esame sono le seguenti:

Riporti antropici (R) – Attuale

Si tratta di materiale di risulta accumulatosi in seguito alle attività di estrazione di materiale da costruzione, di materiale di risulta degli scavi delle trincee esistenti e di rilevati stradali e ferroviari.

Depositi eluvio – colluviali (ec) – Olocene

Per brevi tratti il tracciato intercetta lembi di tali depositi. Si tratta di depositi derivati sia dall'alterazione in posto del substrato roccioso (*eluvium*) che da materiali prodotti dal disfacimento del basamento e trasportati in luoghi distanti da quello di origine (*colluvium*). Costituiscono una copertura del basamento e sono rappresentati da sabbie, limi e terre rosse. Generalmente sono privi di strutture sedimentarie e non cementati.

Alluvioni fluviali e fondi palustri recenti ed attuali (a) – Pleistocene superiore – Olocene

Si tratta di depositi alluvionale che costituiscono prevalentemente il prodotto dell'attività esondativa dei sistemi fluviali Acate-Dirillo e San Leonardo. I depositi sono costituiti da alternanze non regolari di ciottoli, ghiaie, sabbie e argille derivati dall'azione di trasporto e accumulo ad opera delle acque fluviali. La consistenza è generalmente bassa in funzione di un elevato contenuto di sostanza organica in via di decomposizione ed un variabile grado di consolidamento. Tali alluvioni fluviali si trovano in successione stratigrafica con le (*Qa*).

Terrazzi fluviali (ar) – Pleistocene superiore – Olocene

Si tratta di depositi di natura alluvionale presenti nelle aree prossimali alle incisioni fluviali. Si presentano terrazzate, distribuite in vari ordini e costituite da ciottoli carbonatici arrotondati in abbondante matrice sabbioso-limoso a luoghi prevalente.

Sabbie da cementate a debolmente cementate, con lenti ghiaiose e argille salmastre (Qcs) – Pleistocene medio

Si tratta di sabbie fossilifere e conglomerati poligenici che poggiano al di sopra delle argille grigio-azzurre che, per effetto della chiusura a lente del termine pelitico sul bordo meridionale del *graben* Scordia-Lentini, possono ricoprire direttamente le calcareniti del *Qc(a)*.

Argille siltoso-marnose (Qa) – Pleistocene inferiore

Sono rappresentate da sedimenti pelitici talora con intercalazioni sabbioso-siltose che giacciono sui termini marcatamente argillosi pliocenici (Pa). Occupano diffusi lembi e settori nella fascia compresa tra l'abitato di Francofonte e il termine del lotto.

Calcareniti, sabbie e argille siltoso marnose (Qc(a) e Qc(b)) – Pleistocene inferiore

Tali unità geologiche appartengono al Pleistocene inferiore, talvolta passano a calciruditi di colore giallo chiaro o bianco crema, piuttosto friabili essendo poco cementate (Qc(a)). In continuità stratigrafica e in parziale eteropia laterale di trovano le argille grigio azzurre (Qc(b)), talvolta sabbiose, azzurre se fresche, giallastre per alterazioni superficiali e sfumano in genere sulle calcareniti e raramente sulle vulcaniti plioceniche.

Successione vulcanica Pliocene medio – superiore Pleistocene inferiore

Il tracciato incontra una potente successione di vulcaniti basiche, prevalentemente submarine. Nello specifico, i prodotti submarini sono costituiti da ioloclastiti, da breccie vulcanoclastiche a grana minuta (Pv) e da breccie a pillows immerse in una matrice vulcanoclastica giallo-rossastro (Ppw).

I prodotti subaerei sono costituiti da prevalenti colate di lave bollose e scoriacee e da subordinati prodotti piroclastici (Pvl). Intercalazioni di materiale sedimentario (Pvs), generalmente sabbie e limi carbonatici, sono presenti un po' ovunque nella zona di Vizzini scalo fino a fine lotto.

5 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Per la definizione delle caratteristiche fisico-meccaniche delle unità geotecniche interessate dalla realizzazione dell'opera sono stati interpretati e utilizzati i dati provenienti dalle campagne di indagine eseguite per la progettazione preliminare e definitiva (cfr §3).

5.1 CRITERI DI CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

5.1.1 Note generali

A livello generale, dal punto di vista dei criteri di caratterizzazione geotecnica, si distinguono tre tipologie di materiale:

- materiali a grana fine costituiti da argille e limi con percentuali delle stesse superiori al 70 – 80 % o in ogni caso laddove sia stato possibile prelevare campioni indisturbati;
- materiali a grana grossa costituiti da sabbie e ghiaie, generalmente aventi percentuali delle stesse superiori al 60 – 70 %;
- materiali litoidi.

L'individuazione del tipo di materiale, e quindi la scelta del metodo di interpretazione, è fatta principalmente sulla base:

- della descrizione stratigrafica dei sondaggi;
- delle prove di laboratorio sui campioni di terreno e sulle carote di roccia.

Nei paragrafi che seguono sono pertanto illustrati nell'ordine:

- i criteri per la caratterizzazione dei materiali a grana fine;
- i criteri per la caratterizzazione dei materiali a grana grossa;
- i criteri per la caratterizzazione delle rocce.

5.1.2 Terreni a grana fine

Per la caratterizzazione di tali litotipi, con particolare riferimento alle caratteristiche fisiche e alle proprietà indice, sono state utilizzate le prove di laboratorio svolte sui campioni (indisturbati e rimaneggiati) prelevati nei sondaggi geognostici.

Per quanto riguarda le caratteristiche meccaniche si è fatto riferimento alle prove in laboratorio condotte unicamente sui campioni indisturbati. In particolare, per la valutazione dei parametri di resistenza in termini di coesione c' e angolo di attrito φ' , sono state utilizzate le prove di taglio diretto TD , mentre per la determinazione della resistenza non drenata c_u si è fatto riferimento alle prove ad espansione laterale libera ELL e al test speditivo con penetrometro in laboratorio RP_{lab} sugli stessi campioni. Altresì, per la valutazione della stessa, sono state considerate le prove *pocket* eseguite sulle carote estratte dai sondaggi geognostici in fase di indagine.

La valutazione del grado di sovraconsolidazione OCR è avvenuta partendo dai valori della resistenza non drenata ottenuti dai *pocket*. attraverso la relazione di *Koutsoftas* e *Ladd (1985)*:
 $c_u/\sigma'_{v0}=(0.22\pm 0.03)\cdot OCR^{0.8}$.

La valutazione del grado di sovraconsolidazione è stata effettuata elaborando - laddove presenti - le prove edometriche, ossia stimando la tensione di preconsolidazione σ'_p mediante la costruzione di *Casagrande* e poi confrontandola con la tensione efficace competente alla quota di prelievo del

campione

σ'_{v0} :

$$OCR = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}}$$

Per quanto riguarda le caratteristiche di deformabilità, la stima del modulo di Young E' è stata condotta mediante l'elaborazione delle prove edometriche e delle prove sismiche (MASW e/o Down-Hole).

Con particolare riferimento alle prove edometriche è stato dapprima valutato il grado di disturbo del campione, calcolando la deformazione volumetrica ε_v e verificando che la stessa non superasse l'ordine del 3% mediante la relazione:

$$\varepsilon_v = \frac{e_0 - e}{1 + e}, \text{ dove } e_0 \text{ rappresenta l'indice dei vuoti iniziale ed } e \text{ l'indice dei vuoti corrispondente alla}$$

tensione in sito corrispondente alla quota di prelievo del campione. Successivamente, appurato che il campione risultasse effettivamente privo di disturbo significativo, si è proceduto alla valutazione dei moduli di compressibilità c_c e c_s , valutati (nel piano cartesiano $\text{Log}(\sigma'_v) - e$), rispettivamente come i coefficienti angolari delle rette definite dai punti terminali della curva di carico edometrico e dai punti che definiscono la curva di scarico edometrico, mediante la relazione:

$$c_c(c_s) = \frac{e_2 - e_1}{\text{Log}\left(\frac{\sigma'_1}{\sigma'_2}\right)}$$

In seguito, è stato valutato il modulo edometrico E_{edo} mediante la seguente relazione:

$E_{ed} = 2.3 \cdot (1 + e_0) \cdot \frac{\sigma'_v}{c_c(c_s)}$ avendo utilizzato il modulo di compressibilità c_c ovvero c_s per terreni rispettivamente normalconsolidati e sovraconsolidati.

La valutazione del modulo E' (nei grafici E'_{edo}) è stata condotta mediante la relazione:

$$E' = E_{edo} \cdot \left(\frac{1 - \nu - 2\nu^2}{1 - \nu} \right)$$

5.1.3 Terreni a grana grossa

In conseguenza del fatto che in tali materiali risulta difficile prelevare campioni indisturbati, la caratterizzazione geotecnica, in termini di parametri di resistenza e deformabilità, è affidata principalmente all'interpretazione delle prove in sito penetrometriche dinamiche (SPT), mentre per la determinazione delle caratteristiche fisiche (fusi granulometrici e peso dell'unità di volume γ) si è fatto riferimento ai campioni rimaneggiati ivi prelevati.

In particolare, per l'individuazione dell'angolo d'attrito, si è fatto riferimento alle correlazioni di Schmertmann (1978) funzione della densità relativa D_R e del tipo di terreno interessato riportate di seguito e rappresentate in Figura 1:

- | | |
|--|-------------------------------|
| 1) Sabbia fine uniforme | $\varphi' = 28 + 0.14 D_R$ |
| 2) sabbie fini ben gradate - sabbia media uniforme | $\varphi' = 31.5 + 0.115 D_R$ |
| 3) sabbia media ben gradata - sabbia grossa uniforme | $\varphi' = 34.5 + 0.1 D_R$ |
| 4) sabbie e ghiaie poco limose - ghiaietto uniforme | $\varphi' = 38 + 0.08 D_R$ |

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 4

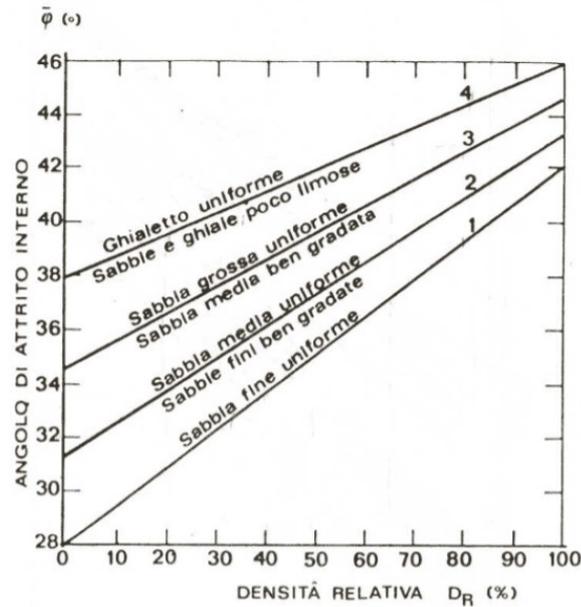


Figura 1: Correlazioni di Schmertmann (1978) per la valutazione dell'angolo di attrito ϕ' .

La determinazione della densità relativa D_R è stata a sua volta effettuata a partire dalla correlazione empirica proposta da Skempton (1986) in funzione del numero di colpi N_{SPT} :

$D_R = \left(\frac{N_1}{60}\right)^{0.5}$ dove $N_1 = N_{SPT} \cdot C_N$ ed il fattore di correzione C_N risulta funzione della tipologia di terreno e risulta pari a:

$$1) \text{ sabbie fini} \quad C_N = \frac{2}{1 + \frac{\sigma'_{v0}}{100}}$$

$$2) \text{ sabbie grosse} \quad C_N = \frac{3}{2 + \frac{\sigma'_{v0}}{100}}$$

Il numero di colpi N_{SPT} è stato altresì utilizzato per la stima delle caratteristiche di rigidezza, facendo riferimento alla correlazione di natura empirica $E' = s_1 N_{SPT} + s_2$ proposta da Denver (1982) funzione del tipo di materiale intercettato per la valutazione dei coefficienti empirici s_1 e s_2 che definiscono le curve riportate di seguito e rappresentate in Figura 2:

- | | |
|-----------------------|------------------------------------|
| 1) Sabbia e ghiaia NC | $s_1=0.756$ MPa e $s_2=18.75$ MPa; |
| 2) Sabbia SC | $s_1=1.043$ MPa e $s_2=36.79$ MPa; |
| 3) - | $s_1=0.517$ MPa e $s_2=7.46$ MPa; |
| 4) Sabbia satura | $s_1=0.478$ MPa e $s_2=7.17$ MPa; |
| 5) Sabbia argillosa | $s_1=0.316$ MPa e $s_2=1.58$ MPa. |

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 4

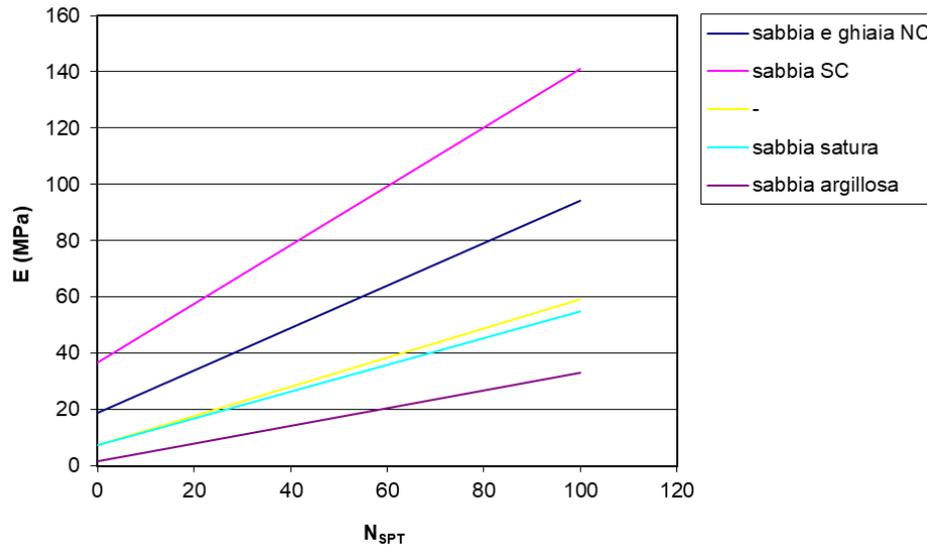


Figura 2: Correlazioni di Denver (1982) per la valutazione del modulo di rigidezza E' .

Per la stima del modulo di rigidezza E' si è fatto altresì riferimento alle prove sismiche in sito disponibili (MASW e/o Down-Hole).

5.1.1 Formazioni litoidi

La caratterizzazione delle unità litoidi è stata eseguita mediante la valutazione dell'indice GSI , *Geological Strength Index*, il quale caratterizza la qualità intrinseca dell'ammasso roccioso indipendentemente dalla specifica opera da realizzare. L'indice GSI è successivamente impiegato per ricavare i parametri di resistenza e di deformabilità dell'ammasso in questione per le specifiche opere da realizzare.

Il GSI è ottenuto come somma di 5 indici parziali, stimati sulla base di:

- Resistenza a compressione uniassiale, σ_c – Indice A_1 ;
- Indice di qualità, RQD – Indice A_2 ;
- Spaziatura delle discontinuità, J_s – Indice A_3 ;
- Condizione delle discontinuità (persistenza, apertura, scabrezza, riempimento, alterazione delle pareti) – Indice A_4 ;
- Condizioni idrauliche – Indice A_5 .

La Figura 3 riporta lo schema per la valutazione dei cinque indici suddetti a partire dai dati di indagine grezzi di partenza.

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 4

1. σ_c (MPa)	> 200	200 + 100	100 + 50	50 + 25	25 + 10	10 + 3	3 + 1
Indice parziale	15	12	7	4	2	1	0
2. RQD (%)	100 + 90	90 + 75	75 + 50	50 + 25	< 25		
Indice parziale	20	17	13	8	3		
3. J_z (m)	> 3	3 + 1	1 + 0,3	0,3 + 0,06	< 0,06		
Indice parziale	30	25	20	10	5		
4. Condizione delle discontinuità	Pareti molto scabre, giunti non continui, roccia non alterata	Pareti poco scabre, apertura < 1 mm, roccia poco alterata	Pareti poco scabre, apertura < 1 mm, roccia molto alterata	Pareti laminate, riempimento < 5 mm, apertura 1 + 5 mm, giunti continui	Riempimento mat. sciolto > 5 mm, apertura > 5 mm, giunti continui		
Indice parziale	25	20	12	6	0		
5. Condizioni idrauliche							
Indice parziale	10						

Figura 3: Schema per la valutazione degli indici parziali $A_1 - A_5$.

Per la determinazione della resistenza a compressione uniassiale σ_c , sono stati utilizzati (laddove disponibili) i risultati delle prove di compressione uniassiale effettuate su campioni di roccia prelevati dai sondaggi delle campagne indagine disponibili per le unità litotecniche di riferimento, o altresì, dalla valutazione dell'indice I_{s50} medio desunto dalle prove *Point Load*, mediante l'utilizzo della formulazione empirica che correla la σ_c all'indice I_{s50} : $\sigma_c = a \cdot I_{s50}$, con $a = 20 \div 25$ (ISMR, 1985). Nei casi di seguito descritti si è assunto, cautelativamente, un valore di $a = 20$.

La valutazione dell'indice di qualità RQD è stata effettuata sulla base dei sondaggi geognostici effettuati durante le campagne di indagine di progetto definitivo e pregresse, considerando un valore medio rappresentativo della qualità della roccia nei sondaggi stessi. Analogamente a quanto fatto per la resistenza a compressione uniassiale σ_c , in merito alla caratterizzazione di porzioni di ammasso prospicienti le zone in faglia, la valutazione dell' RQD è avvenuta considerando un'aliquota pari alla metà del valore medio corrispondente all'ammasso non interessato da fenomeni tettonici.

Inoltre, per ciò che attiene la valutazione della resistenza a compressione uniassiale σ_c e dell'indice RQD , laddove non si disponesse di tali informazioni da sondaggi geognostici (e campioni ivi prelevati) prospicienti la formazione litoide di interesse, si è fatto riferimento ai rilievi geostrutturali riportati nell'elaborato *T04GE01GEORE03*.

Gli indici parziali A_3 e A_4 sono stati, invece, valutati unicamente sulla base dei sopra citati rilievi geostrutturali.

Il peso dell'unità di volume dell'ammasso è stato determinato facendo riferimento alle prove di laboratorio disponibili.

A partire dal valore di GSI e dal valore della resistenza a compressione uniassiale, σ_c , è possibile poi ricavare i parametri di resistenza dell'ammasso roccioso attraverso il criterio di resistenza di *Hoek & Brown*, definito dall'espressione seguente:

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

dove:

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 4

- σ'_1 e σ'_3 sono le tensioni efficaci principali massima e minima;
- σ_c è la resistenza a compressione uniassiale;
- m_b valore ridotto della costante del materiale m_i , pari a $m_b = m_i \cdot \exp\left(\frac{GSI-100}{28-14D}\right)$;
- $s = \exp\left(\frac{GSI-100}{9-3D}\right)$;
- D è il fattore di disturbo;
- $a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \cdot (e^{-GSI/15} - e^{-20/3})$.

Il fattore di disturbo D assume valori differenti in funzione del tipo di opera in progetto e delle caratteristiche di resistenza della roccia.

I parametri di resistenza del criterio di *Mohr-Coulomb*, se necessari, possono essere poi ottenuti linearizzando il criterio di resistenza di *Hoek & Brown* nel range di tensioni specifico per le problematiche geotecniche del progetto in esame.

Nel dettaglio è possibile ottenere i valori di c' e φ' attraverso le seguenti relazioni (cfr. *Hoek. E., Carranza-Torres C. & Corkum. B., 2002*):

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

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

in cui $\sigma'_{3n} = \sigma'_{3max} / \sigma_{ci}$.

I valori specifici dei parametri di resistenza in termini di *Mohr-Coulomb* saranno esposti nelle specifiche relazioni geotecniche e di calcolo delle opere in questione.

5.1.2 Determinazione del modulo di rigidezza da prove sismiche

Il modulo di rigidezza delle formazioni è stato, inoltre, stimato a partire dai risultati delle indagini sismiche (prove *MASW* e prove *Down-Hole*) effettuate durante le campagne di indagine di progetto definitivo e pregresse. La velocità delle onde di taglio, ottenuta dalle stesse, dipende principalmente dalla rigidezza al taglio a piccoli livelli di deformazione del materiale attraversato; il modulo di taglio, G_0 , è stato determinato a partire dal valore della velocità delle onde di taglio, misurato impiegando la seguente relazione:

$$V_s = \sqrt{\frac{G_0}{\rho}}$$

dove:

- V_s è la velocità delle onde di taglio;
- G_0 è il modulo di rigidezza a taglio a piccole deformazioni;
- ρ è la densità dell'ammasso roccioso.

Nota il valore del modulo di rigidezza a taglio è possibile determinare il valore del modulo di elasticità a piccole deformazioni E_0 secondo la teoria dell'elasticità:

$$G_0 = \frac{E_0}{2 \cdot (1 + \nu)}$$

dove:

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 4

- ν è il coefficiente di Poisson;
- E_0 è il modulo di *Young* a piccole deformazioni.

Operativamente il valore del modulo di *Young* E' è stato valutato pari a una aliquota del modulo elastico a piccole deformazioni, ed in particolare pari ad 1/10 di E_0 per le formazioni a carattere terrigeno, pari a 1/5 di E_0 per le formazioni a carattere litoide.

5.2 DEFINIZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE

Come descritto nel paragrafo relativo all'inquadramento geologico, l'area oggetto dell'intervento è caratterizzata, nel tratto iniziale e finale, da una stratigrafia complessa costituita da materiale granulare raramente cementato (*ar*, *Qcs*, *Qc(a)*), negli strati più superficiali. Nel tratto intermedio del lotto 4, che si sviluppa tra le pk 6+500 a 14+960 circa la stratigrafia è costituita dall'alternanza delle alluvioni fluviali, a granulometria fine o grossolana, in successione con le argille siltoso marnose *Qa*. Le formazioni vulcaniche (*Pvl*, *Pvs*) rappresentano generalmente il substrato e raramente riaffiorano in superficie.

Nel dettaglio, le unità geotecniche intercettate dal tracciato sono le seguenti:

- **Unità geotecnica R:** si tratta di terreni sabbiosi, appartenenti a sottofondi stradali incoerenti;
- **Unità geotecnica TR:** costituiscono tale unità i riporti, terreni sabbiosi;
- **Unità geotecnica ec:** quando il terreno vegetale raggiunge spessori considerevoli, costituisce l'unità geotecnica, con comportamento a grana grossa, delle *ec*;
- **Unità geotecnica a-GF:** tale unità rappresenta la parte con comportamento a grana fine dell'unità geologica *a* ed è caratterizzata da un buon indice di consistenza;
- **Unità geotecnica a-GG:** parte più granulare dei depositi alluvionali, costituita da sabbia e ghiaia;
- **Unità geotecnica ar:** si tratta di alluvioni terrazzate, costituite da materiale prevalentemente a grana grossa;
- **Unità geotecnica Qcs:** si tratta di sabbie fossilifere da cementate a debolmente cementate e conglomerati poligenici;
- **Unità geotecnica Qa:** argille e limi di colore grigio-azzurro, da consistenti a molto consistenti;
- **Unità geotecnica Qc(a):** tale unità è costituita prevalentemente da calcareniti e sabbie giallastre e talvolta passano a calciruditi piuttosto friabili. Quando le calcareniti si sovrappongono direttamente ai terreni lavici, presentano uno scarso livello di cementazione;
- **Unità geotecnica Pv-GG:** si tratta di materiale a grana grossa, che deriva dalla parte più sciolta delle unità geologiche *Pv*, brecce vulcanoclastiche;
- **Unità geotecnica Pvs-GG:** l'unità geologica delle *Pvs* costituisce l'unità geotecnica *Pvs-GG* quando il materiale sedimentario è prevalentemente a grana grossa;
- **Unità geotecnica Pvl-R2:** appartenente all'unità geologica *Pvl*. questa unità geotecnica è costituita da materiale lapideo di buone caratteristiche, in termini di resistenza a compressione. Si presenta, generalmente, come basalto di colore grigio – bruno nerastro.

In Tabella 19 si sintetizzano le unità geotecniche intercettate lungo il tracciato e le unità geologiche da cui esse derivano:

Tabella 19: Unità geologiche e corrispondenti unità geotecniche.

Unità geologiche	Unità geotecniche	
R	R	Rilevato esistente
	TR	Terreno di riporto
ec	ec	Terreni a grana grossa
a	a-GF	Terreni a grana fine

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 4

	a-GG	Terreni a grana grossa
ar	ar	Terreni a grana grossa
Qcs	Qcs	Terreni a grana grossa
Qa	Qa	Terreni a grana fine
Qc(a)	Qc(a)	Terreni a grana grossa
Pvs	Pvs-GG	Depositi a grana grossa
Pv	Pv-GG	Terreni a grana grossa
Pvl	Pvl-GG	Terreni a grana grossa
	Pvl-R2	Rocchia vulcanica

Nel seguito si riporta la caratterizzazione delle unità geotecniche identificate e precedentemente esposte.

5.2.1 Unità geotecnica R

In alcuni tratti, le opere e gli scavi interagiscono con rilevati esistenti. Per tali ragioni risulta necessario caratterizzarli dal punto di vista geotecnico, sebbene non siano disponibili prove per l'unità in questione. Si tratta di terreni superficiali di modesto spessore. Trattandosi, comunque, di sottofondi stradali incoerenti, in genere costituiti da materiali sabbioso, è possibile caratterizzarli considerando una coesione nulla, un angolo di attrito pari a $33 \div 35^\circ$ ed un peso dell'unità di volume pari a $17 \div 18 \text{ kN/m}^3$.

5.2.2 Unità geotecnica TR

Per la caratterizzazione di tale unità non si dispone di prove specifiche. Per tali ragioni il modulo E' è cautelativamente assunto pari a 10 MPa. Per quanto riguarda i parametri fisici e meccanici, si considera una coesione nulla, un angolo di attrito pari a 29° e un peso γ pari a 16 kN/m^3 .

5.2.3 Unità geotecnica ec

Gli strati di terreno che si generano in seguito a fenomeni di alterazione degli strati superficiali (*eluvium*) e al trasporto gravitativo (*colluvium*), costituiscono l'unità geologica *ec*. La corrispondente unità geotecnica, che raggiunge spessori massimi modesti, non può essere definita in maniera diretta dal punto di vista fisico e meccanico a causa dell'assenza di prove effettuate in corrispondenza della stessa. Poiché questi terreni sono comunque prevalentemente di tipo vegetale, la loro caratterizzazione può essere effettuata in maniera cautelativa assumendo una coesione nulla ed un angolo di attrito pari a 22° . Il peso specifico γ può essere assunto pari a $16-17 \text{ kN/m}^3$.

5.2.4 Unità geotecnica a-GF

Il litotipo *a-GF* rappresenta l'unità geotecnica corrispondente all'unità geologica delle alluvioni fluviali a fondi palustri, nella componente più limoso argillosa. Tale litotipo, che dunque mostra una granulometria prevalentemente fina, è stato caratterizzato sulla base di prove in laboratorio effettuate su campioni indisturbati.

In generale, l'unità raggiunge spessori massimi di 10 m; solo in corrispondenza del sondaggio SE258 si approfondisce fino ai 25 m circa. Si specifica, però, che non si hanno a disposizione prove in laboratorio per spessori maggiori di 10 m.

Si riporta in Tabella 20 un riepilogo dei campioni estratti in questo litotipo, le principali caratteristiche fisiche e le proprietà indice ottenute dalle prove di laboratorio effettuate.

Tabella 20: Unità geotecnica *a-GF*, riepilogo campioni sottoposti a prove di laboratorio e principali caratteristiche fisiche.

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 4

Indagine	Sondaggio e campione	Profondità da p.c. (m)	γ (kN/m ³)	e (-)	w (%)	w_l (%)	w_p (%)	I_p (%)	I_c (%)
2012/2013 (ex Lotto 7)	S200 CR A	2.50	18.30	0.91	32.60	51.80	36.60	15.20	1.26
	S201 CI 1	3.80	17.50	0.89	31.80	54.80	36.60	18.20	1.26
	S203 CI 1	2.60	18.20	0.82	25.10	39.90	30.90	9.00	1.64
	S204 CI 1	3.20	17.90	0.89	28.30	39.80	30.90	8.90	1.29
	S205 CI 1	2.70	19.00	0.70	27.00	53.00	36.80	16.20	1.60
	S207 CR A	3.10	19.80	0.69	24.20	61.20	42.10	19.10	1.94
	P230 CR A	1.30	17.80	0.95	25.50	59.10	43.60	15.50	2.17
	P234 CR A	1.50	18.10	1.00	15.20	35.60	28.00	7.60	2.68
	P242 CRA	1.40	16.50	1.28	22.50	46.50	36.00	10.50	2.29
2012/2013 (ex Lotto 8)	S208 CI 1	2.9	17.90	0.91	34	48	40	8	1.75
	S210 CI 1	2.8	17.10	1.30	39.8	63.7	49.5	14.2	1.68
	S211 CR A	2.3	18.70	0.975	24.3	54.8	37.1	17.7	1.72
	S212 CI 1	6.7	18.00	0.796	31.8	52.7	37.5	15.2	1.38
	S213 CI 1	6.2	17.70	0.937	29.9	55.5	36.8	18.7	1.37
	S214 CI 1	2.2	19.40	0.619	23.9	59.1	37.2	21.9	1.61
	S215 CI 1	4.7	18.00	0.938	30.7	40.1	32.9	7.2	1.31
	S216 CR A	4.8	18.90	0.688	26.6	55.5	33.3	22.2	1.30
	S217 CI 1	3.2	18.30	0.888	33.8	63.9	43.8	20.1	1.50
	S221 CI 1	3	19.90	0.656	20.2	45.4	31.2	14.2	1.77
	S223 CI 1	1.7	20.40	0.468	14.6	44.2	31.5	12.7	2.33
	S223 CR A	8.8	18.10	0.943	31.2	46.7	33.3	13.4	1.16
	S224 CI 1	2.7	17.40	0.815	26.6	42.8	28.8	14	1.16
	S225 CI 1	3.7	18.30	0.839	27.1	44.2	32.6	11.6	1.47
	P256 CR A	1	17.50	1.081	30.2	60.7	44	16.7	1.83
	P262 CR A	1.3	19.10	0.648	20.5	43.1	33.5	9.6	2.35
P274 CR A	1.8	17.80	1.04	15	32.3	24	8.3	2.08	
P292 CR A	1.6	21.50	0.373	9.6	45.5	31.3	14.2	2.53	
2021	SE240_Gp CI1	4.20	19.82	0.65	24.10	41.60	26.70	14.90	1.17
	SE241_Gp CI1	1.60	19.67	-	24.90	43.30	24.90	18.40	1.00
	SE241_Gp CRSPT1	2.20	-	-	-	-	-	-	-
	SE242_Gp CI1	2.80	17.69	-	16.10	57.90	28.70	29.20	1.43
	SE245_Gp CI1	2.20	18.61	0.86	29.90	66.50	34.30	32.20	1.14
	SE245_Gp CR1	4.20	-	-	-	-	-	-	-
	SE249_GD CRSPT1	4.20	-	-	-	-	-	-	-
	SE251_Gp CI1	2.80	18.87	0.64	16.70	48.30	25.50	22.80	1.39
	SE252_4d CI1	3.40	17.57	0.93	27.90	33.70	21.90	11.80	0.49
	SE256_Agp CI1	2.70	18.10	0.97	36.00	60.70	31.40	29.30	0.84
	SE257_Gp CI2	5.30	18.26	0.71	17.60	57.30	29.20	28.10	1.41
	SE257_Gp CI3	9.30	19.95	0.53	15.60	42.20	22.20	20.00	1.33
	SE257_Gp CRSPT1	3.20	-	-	-	-	-	-	-
	SE258_Gp CI1	2.30	18.67	-	-	42.00	19.90	22.10	1.90

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 4

SE258_Gp CI2	7.30	18.70	-	22.30	44.20	26.70	17.50	1.25
SE258_Gp CI3	17.30	19.18	-	24.90	32.30	25.50	6.80	1.09
SE258_Gp CI4	8.20	20.43	-	21.30	46.90	29.60	17.30	1.48
SE258_Gp CRSPT1	2.7	-	-	-	-	-	-	-
SE258_Gp CRSPT2	7.8	-	-	-	-	-	-	-
SE259_Gp CRSPT1	3.2	-	-	-	-	-	-	-
SE260_CD CR1	3.7	-	-	-	-	-	-	-
SE267_Gp CRSPT1	3	-	-	-	-	-	-	-

Come si può notare dalla granulometria riportata in Figura 4, il materiale è costituito prevalentemente da limo ed argilla, solo in alcuni campioni la percentuale di sabbia supera il 25%. Inoltre, dall'andamento delle proprietà indice con la profondità, è possibile osservare che l'indice di plasticità varia tra 10 e 30%. L'indice di consistenza, maggiore per i primi 2 m, si mantiene poi costante ad un valore pari a 1.5. Il limite liquido si attesta intorno al 50%.

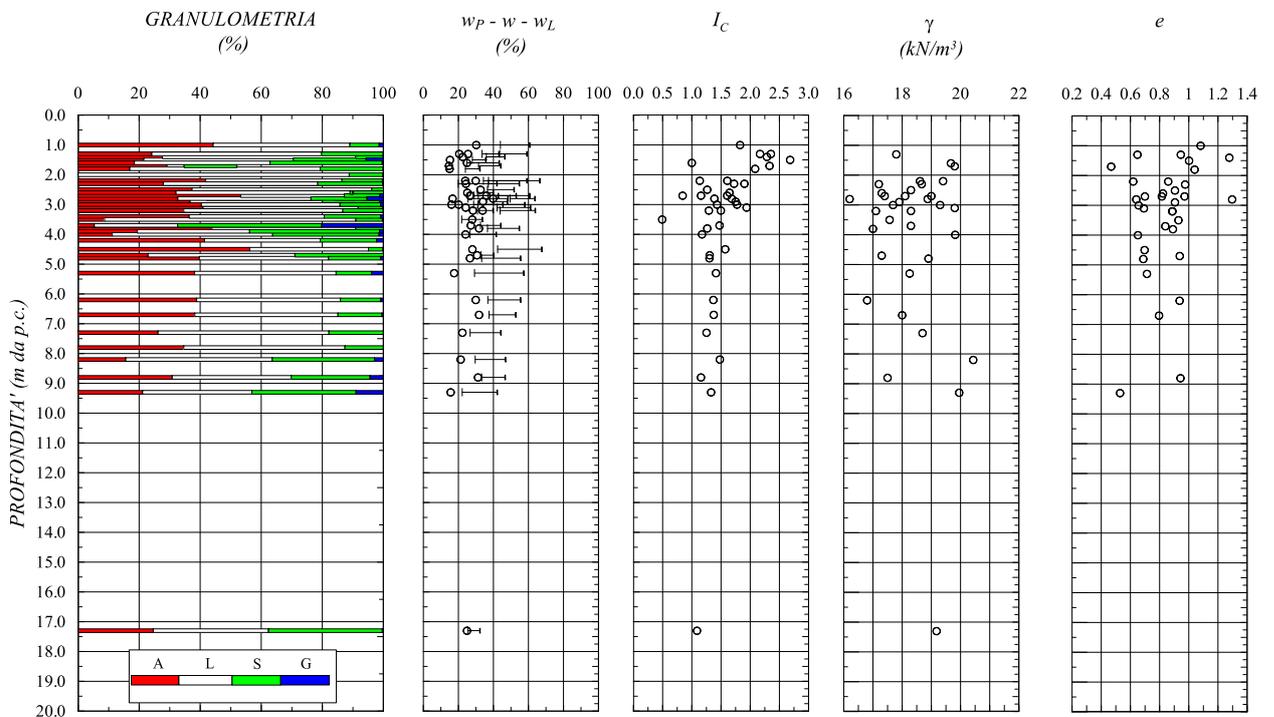


Figura 4: Unità geotecnica a-GF, caratteristiche fisiche.

Riportando i valori relativi ai campioni prelevati dai sondaggi sulla carta di plasticità di Casagrande è possibile classificare la frazione tra "limo inorganico ad alta compressibilità" e "limi inorganici di media compressibilità e limi organici" (Figura 19).

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 4

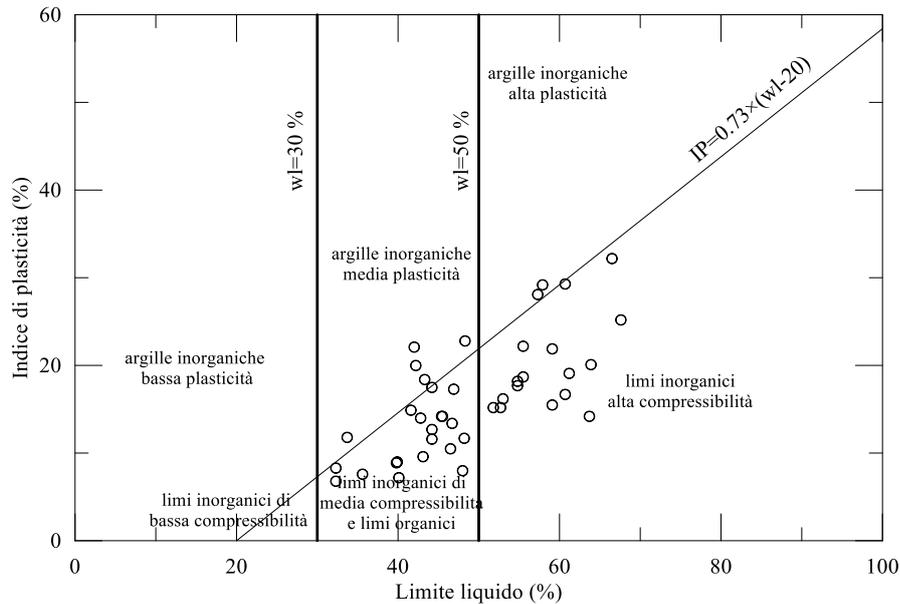


Figura 5: Unità geotecnica a-GF, carta di plasticità di Casagrande.

Per la valutazione delle caratteristiche di resistenza in termini di tensioni efficaci si è fatto riferimento alle prove di laboratorio di taglio diretto (TD), mentre il valore della resistenza non drenata è stato ricavato dalle prove ad espansione laterale libera (ELL) e dalle prove triassiali non consolidate non drenate (UU), i cui risultati sono riepilogati in Tabella 23.

Tabella 21: Unità geotecnica a-GF, riepilogo risultati prove di laboratorio.

Indagine	Sondaggio e campione	Profondità da p.c. (m)	TD		ELL	UU
			c'_p (kPa)	φ'_p (°)	c_u (kPa)	
2012/2013 (ex Lotto 7)	S200 CR A	2.50	-	-	-	-
	S201 CI 1	3.80	11.50	30.88	97.35	-
	S203 CI 1	2.60	12.00	28.62	165.90	-
	S204 CI 1	3.20	8.00	28.94	55.35	-
	S205 CI 1	2.70	17.50	22.61	174.25	-
	S207 CR A	3.10	-	-	-	-
	P230 CR A	1.30	-	-	-	-
	P234 CR A	1.50	-	-	-	-
	P242 CRA	1.40	-	-	-	-
2012/2013 (ex Lotto 8)	S208 CI 1	2.9	28	24	187.2	-
	S210 CI 1	2.8	5.5	24.3	159.75	-
	S211 CR A	2.3	-	-	-	-
	S212 CI 1	6.7	10	24.3	62.35	-
	S213 CI 1	6.2	7	29.4	69.2	-
	S214 CI 1	2.2	23	25	172.85	-
	S215 CI 1	4.7	7	31.6	67.85	-
S216 CR A	4.8	-	-	-	-	

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 4

	S217 CI 1	3.2	16	19.9	-	141.3
	S221 CI 1	3	18	27.9	212.25	-
	S223 CI 1	1.7	24.5	28.4	267.75	-
	S223 CR A	8.8	-	-	-	-
	S224 CI 1	2.7	6	28.6	50.7	-
	S225 CI 1	3.7	9	23.3	66.1	-
	S229 CI 1	4.6	18	17	103	-
	P256 CR A	1	-	-	-	-
	P262 CR A	1.3	-	-	-	-
	P274 CR A	1.8	-	-	-	-
	P292 CR A	1.6	-	-	-	-
	SE240_Gp CI1	4	-	-	39.2	-
	SE241_Gp CI1	1.6	-	-	86.5	-
	SE251_CI1	2.8	-	-	143	-
	SE252_4d CI1	3.50	5.9	33.6	-	-
2021	SE256_Agp CI1	2.70	-	-	57.3	-
	SE257_Gp CI2	5.30	16.1	33.9	-	-
	SE257_Gp CI3	9.30	-	-	-	84.6
	SE258_Gp CI1	2.30	-	-	36.5	-
	SE258_Gp CI2	7.30	30.8	26.5	-	-

Le prove di taglio permettono di stabilire che l'angolo d'attrito, ϕ' , risulta compreso tra 23 e 28°; è inoltre possibile osservare che la coesione ha un *range* di variazione ampio, ma si considera rappresentativo un *range* che varia tra 5 e 15 kPa. Per la determinazione della coesione non drenata si riportano, altresì, i valori ottenuti dalle prove *Pocket* effettuate in sito e i valori di coesione ottenuti da prove spedite in laboratorio (Rp_{lab}). L'andamento della resistenza non drenata è posto a confronto con l'andamento della retta di equazione $c_u = 0.24 \sigma'_v$, che rappresenta una stima attendibile del valore della resistenza non drenata di un materiale coesivo normalmente consolidato. Si nota che i valori di c_u ottenuti dalle prove sono lontani da tale retta.

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 4

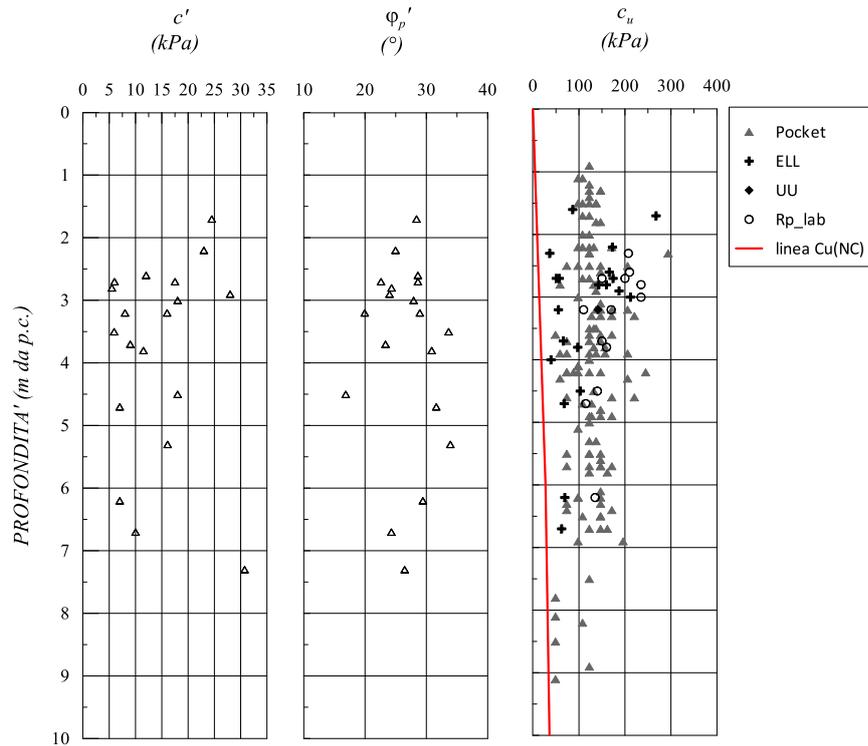


Figura 6: Unità geotecnica α -GF, caratteristiche di resistenza da prove di laboratorio (condizioni drenate e non drenate).

Ulteriori considerazioni in merito possono essere fatte osservando il grafico riportato in Figura 7, in cui vengono riportati i valori di *OCR* determinati partendo dai valori della resistenza non drenata ottenuti dai *pocket*, attraverso la seguente relazione (Koutsoftas e Ladd, 1985):

$$c_u / \sigma'_{v0} = (0.22 \pm 0.03) \cdot OCR^{0.8}$$

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 4

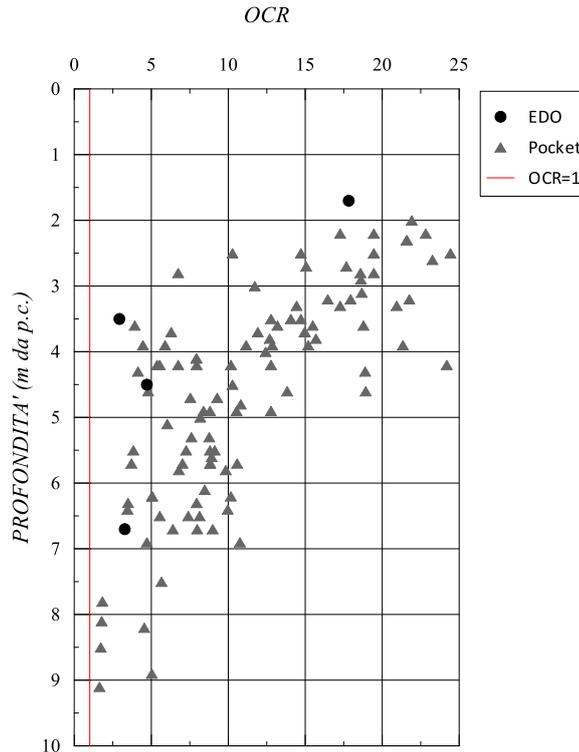


Figura 7: Unità geotecnica *a*-GF - OCR da pocket.

L'andamento dell'OCR con la profondità dimostra un grado di sovraconsolidazione elevato per il litotipo in questione. Dalla figura, inoltre, sembrerebbe che tale sovraconsolidazione vada a diminuire, fino a raggiungere la normalconsolidazione presumibilmente a profondità maggiori o uguali di 10 m. Tale considerazione non può essere confermata dalle prove effettuate, poiché il litotipo è stato investigato fino a profondità di 9 m circa.

La stima del modulo di rigidezza è stata eseguita interpretando prove edometriche, prove *Down-Hole* e le *MASW* (Figura 8, Figura 10). In particolare, è stato assunto un modulo pari a 10 MPa fino a 5 m, e pari a 20 MPa per profondità maggiori.

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 4

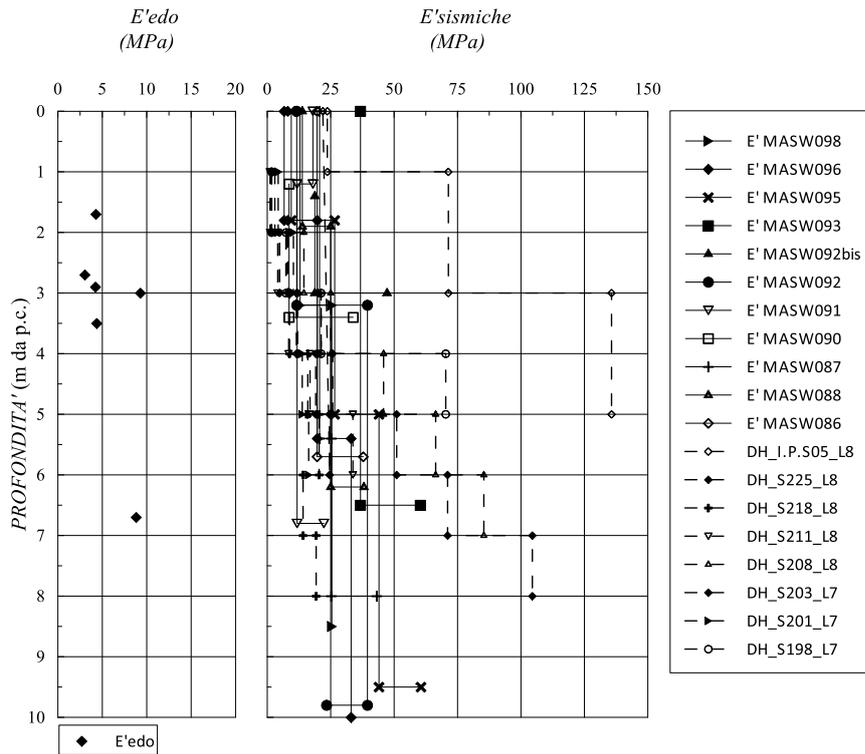


Figura 8: Unità geotecnica α -GF – Stima del modulo E' .

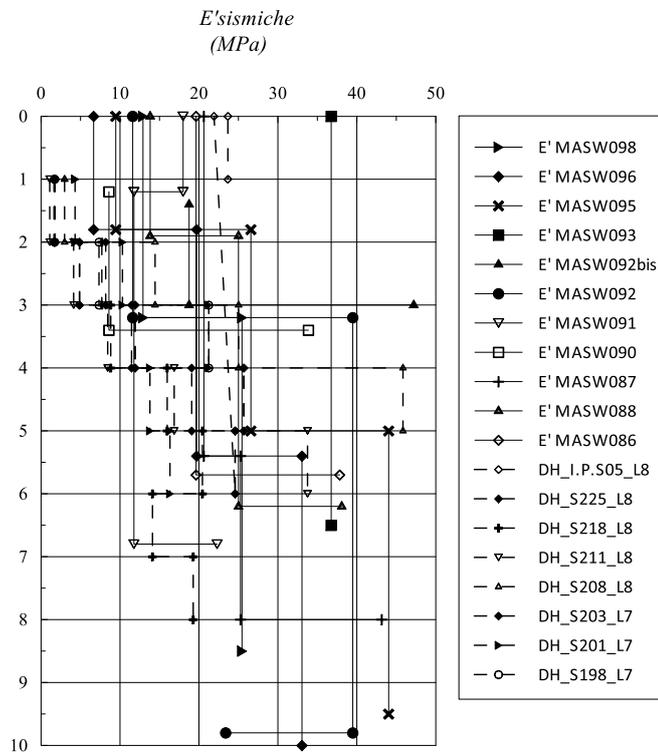


Figura 9: Unità geotecnica α -GF – Dettaglio stima del modulo E' .

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 4

Dalle prove edometriche eseguite durante le due campagne d'indagine sono stati stimati i valori del coefficiente di compressibilità C_c , di rigonfiamento C_s e del coefficiente di consolidazione verticale c_v (Figura 10).

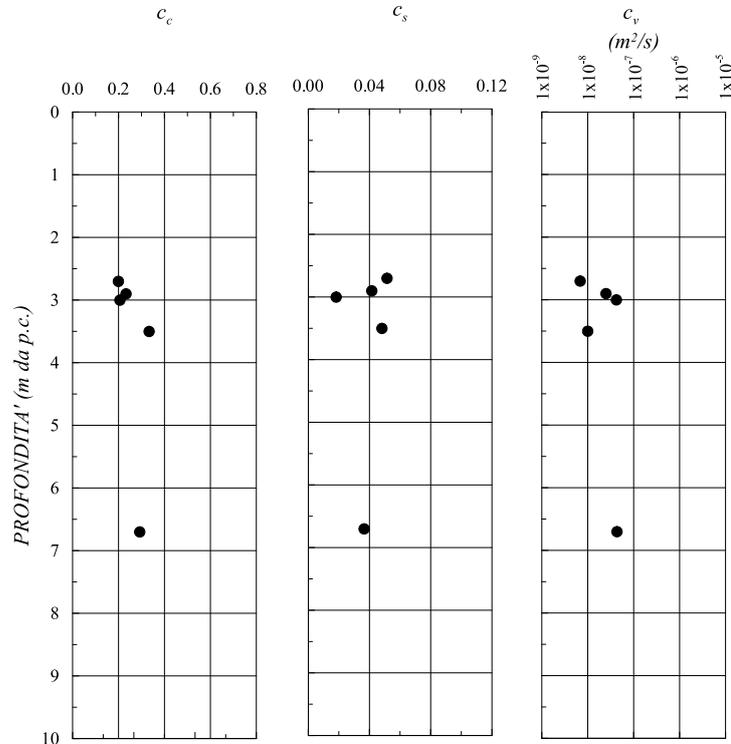


Figura 10: Unità α -GF - Coefficienti di compressibilità, rigonfiamento e consolidazione verticale ottenuti dalle prove edometriche.

I coefficienti C_c e C_s risultano rispettivamente compresi tra 0.2 e 0.3 e tra 0.02 e 0.06.

Relativamente al coefficiente di consolidazione c_v , dall'interpretazione delle prove edometriche sono stati ottenuti valori mediamente compresi tra 1×10^{-8} e $1 \times 10^{-7} m^2/s$.

5.2.5 Unità geotecnica α -GG

La parte più granulare delle alluvioni fluviali a fondi palustri, costituisce l'unità geotecnica denominata " α -GG". Tale unità è generalmente in successione stratigrafica con la componente più fine ed affiora in superficie solo in brevissimi tratti (tra le pk 18+400 e 19+500 circa). Raggiunge spessori massimi di 18 m in corrispondenza del sondaggio S217.

I pochi campioni nel litotipo presente, prelevati da carote o in pozzetti, hanno permesso di concludere che tale unità è prevalentemente costituita da granulometria compresa tra sabbia debolmente limosa e ghiaia (Figura 11). Il peso γ può assumersi pari a $20 kN/m^3$.

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 4

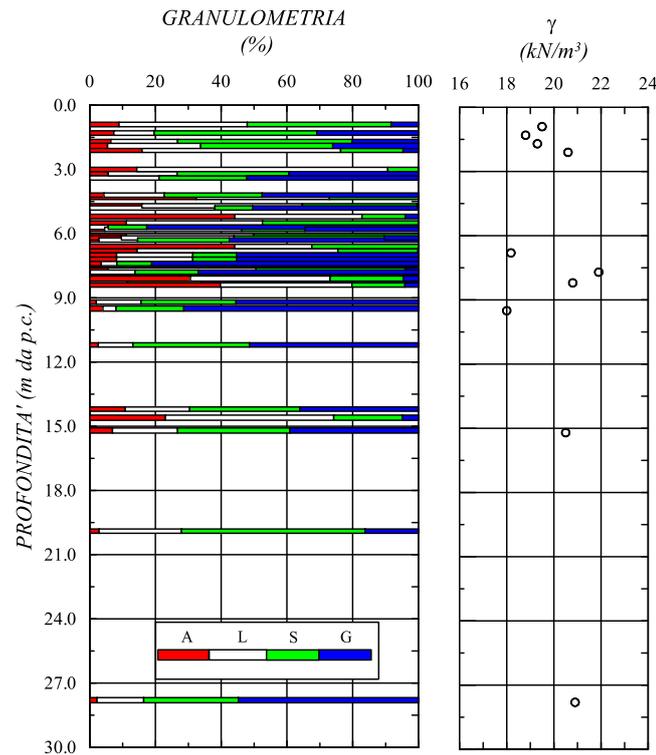


Figura 11: Unità geotecnica a-GG, caratteristiche fisiche.

Avendo assunto per tale unità un comportamento a grana grossa, sono state trascurati i campioni a granulometria più fina e le corrispondenti prove di laboratorio.

Il litotipo è stato caratterizzato sulla base di prove *SPT* effettuate in sito, escludendo quelle che hanno raggiunto un rifiuto strumentale. Nello specifico la densità relativa è stata determinata considerando la teoria di *Skempton* e si è calcolato il coefficiente C_N corrispondente alle "sabbie fini"; per l'angolo di attrito, in accordo con la teoria di *Schmertmann* (1986), sono stati considerati i coefficienti a e b corrispondenti ad un litotipo medio tra "sabbia fine uniforme" e "sabbie fini ben gradate-sabbia media uniforme". Infine, il modulo E' è stato determinato considerando la teoria di *Denver* (1982) e assumendo i coefficienti $s1$ e $s2$ compresi tra "Sabbia e ghiaia NC" e "Sabbia SC". Per la determinazione del modulo E' sono state altresì prese in considerazione le prove sismiche effettuate nel litotipo in esame: si osserva come le prove *DH* tendano a sovrastimare il valore del modulo, soprattutto quella effettuata nel S190. Si sottolinea, inoltre, che i valori ricavati dalle prove *MASW* sono "puntuali", questo è da attribuire al fatto che il litotipo raggiunge raramente spessori importanti, e dunque non si hanno a disposizione andamenti con la profondità.

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 4

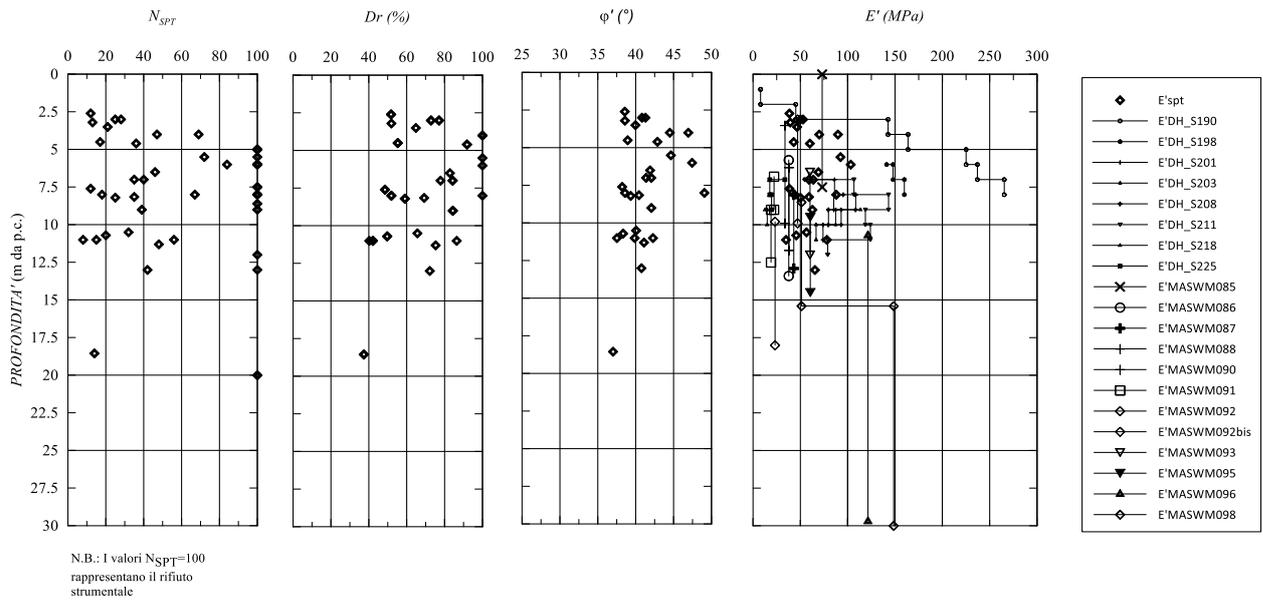


Figura 12: Unità geotecnica *a-GG*, caratteristiche di resistenza e deformabilità.

Per l'unità geotecnica *a-GG*, si può considerare un valore di angolo di attrito pari compreso tra 38 e 44°. Per quanto riguarda il modulo *E'* si assume, cautelativamente, un valore pari a 40 MPa.

5.2.6 Unità geotecnica Qcs

L'unità geotecnica *Qcs* è costituita prevalentemente da sabbie (Figura 13), con grado di cementazione variabile. All'aumentare del grado di cementazione, la struttura di tale litotipo passa da granulare a lapidea ed il materiale tende alle calcareniti di colore avana biancastro.

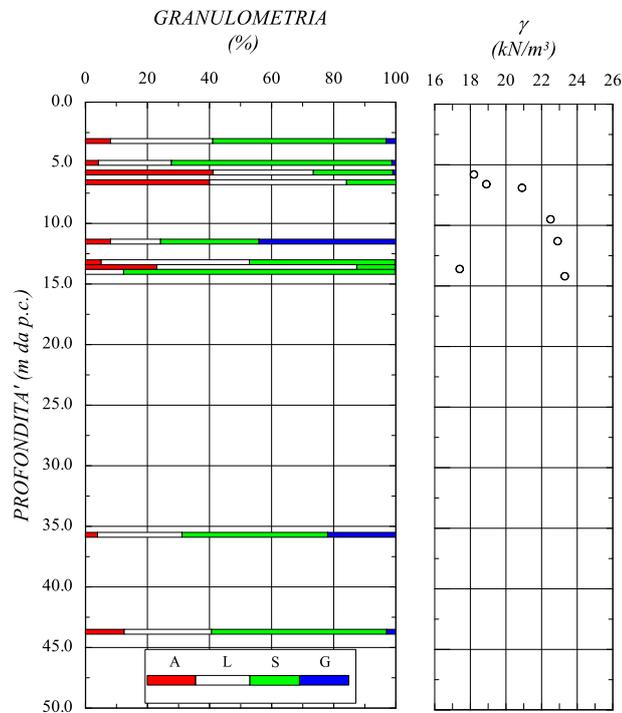


Figura 13: Unità geotecnica *Qcs*, caratteristiche fisiche.

L'eterogeneità dovuta al diverso grado di cementazione è evidente dalle foto Figura 14 (cassette da 10 a 30 m del terreno carotato nel sondaggio S180) che rappresentano l'unità in oggetto intercettata tra le profondità 10 e 30 nel sondaggio S180.



Figura 14: Unità geotecnica Qcs, cassette catalogatrici (S180, da 10 a 30 m).

Per la progettazione delle opere geotecniche (eccetto la galleria Francofonte) il comportamento dell'unità Qcs, trascurando il contributo della cementazione, è stato assimilato a quello di un materiale a grana grossa, anche in ragione della frequenza con cui il materiale si presenta sciolto o cementato nelle colonne stratigrafiche dei sondaggi a disposizione. Per determinare le caratteristiche di resistenza, quindi, si è scelto di fare riferimento soltanto ai risultati delle prove in sito di tipo SPT, dalla cui interpretazione, classicamente, si possono ricavare i parametri di resistenza in riferimento ad un criterio puramente attritivo. Resta inteso che al valore così stimato dell'angolo d'attrito contribuisce anche la cementazione eventualmente presente nel materiale; detto in altri termini, la componente di resistenza legata alla cementazione è implicitamente compresa nel valore dell'angolo d'attrito stimato. Le caratteristiche di deformabilità sono state determinate considerando i risultati delle SPT e delle prove sismiche *Down-Hole* e *Masw*. I grafici in Figura 15 e Figura 16 riportano gli esiti di tali interpretazioni. Come si può notare, i risultati delle prove SPT forniscono un *range* ampio di numero di colpi NSPT,

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 4

compreso tra 20 e 80; sono presenti anche diversi valori a rifiuto, a conferma dell'eterogeneità del materiale (da sciolto a cementato); sulla base dei dati disponibili, si può assumere un valore di ϕ' pari a 38-42°.

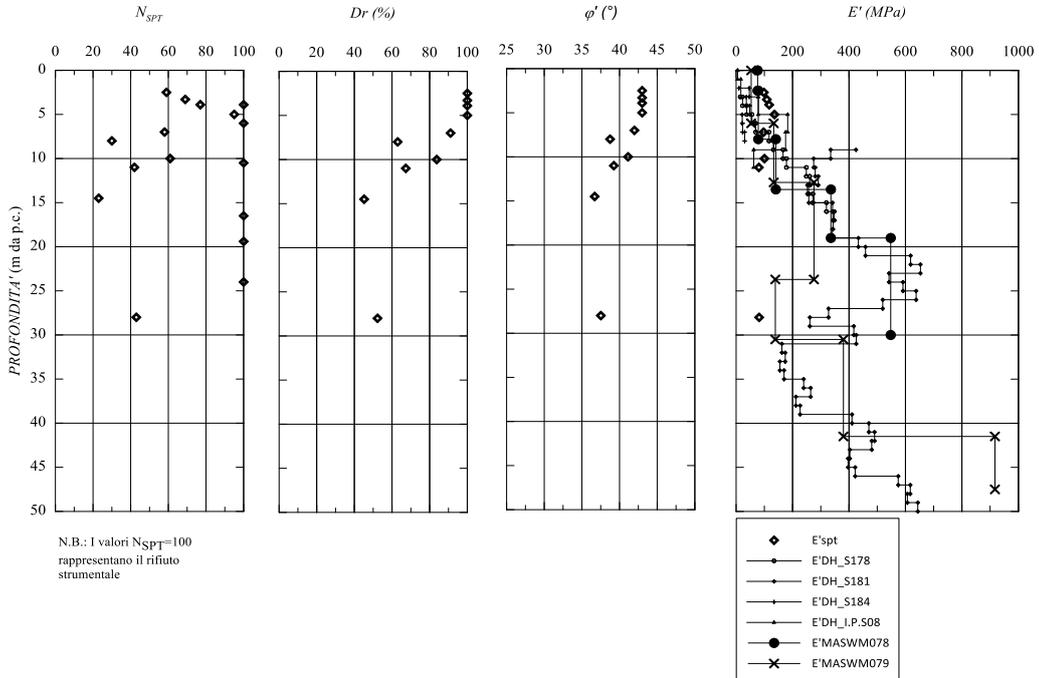


Figura 15: Unità geotecnica Qcs: caratteristiche fisiche e meccaniche da prove SPT e prove sismiche.

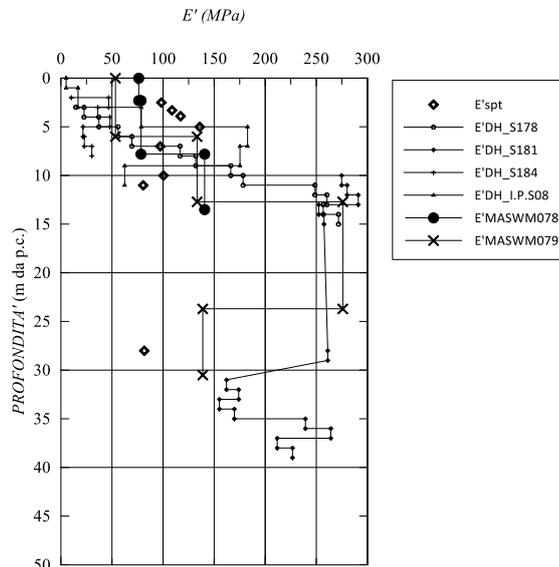


Figura 15: Unità geotecnica Qcs: dettaglio andamento E'.

La permeabilità è stata determinata da prove *Lefranc* (Figura 16) ed è dell'ordine di 1.3×10^{-5} .

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 4

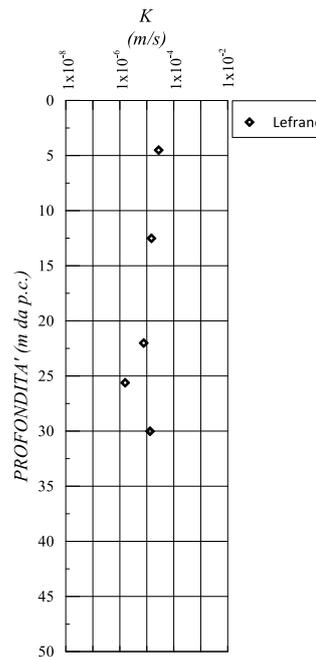


Figura 16: Unità geotecnica Qcs, prove Lefranc

Per opere che interessano l'unità in oggetto in profondità, come la galleria naturale Francofonte, è possibile caratterizzare l'unità in questione considerando un valore della coesione diverso da zero, con corrispondente angolo d'attrito più basso rispetto al caso del criterio puramente attritivo sopra esposto e stimabile a partire dal piano di Mohr, assumendo che la rottura in corrispondenza dello stato tensionale tipico dell'opera in questione avvenga a parità di tensione tangenziale t (cfr. Figura 17) Per una descrizione dettagliata della caratterizzazione geotecnica del materiale e dei valori operativi dei parametri geotecnici nell'ambito della progettazione della galleria Francofonte si rimanda direttamente all'elaborato specifico T04GN01OSTRE01C.

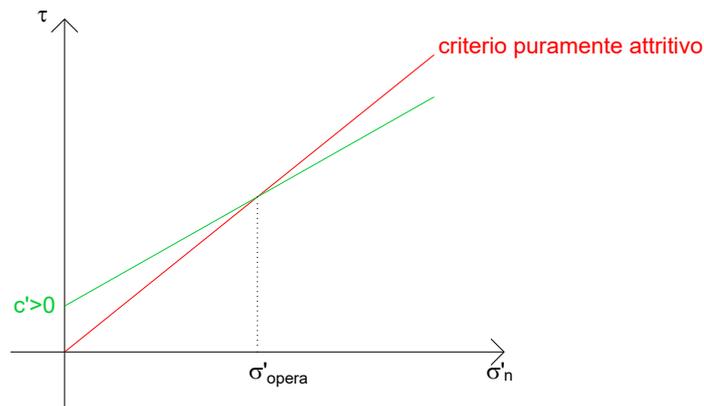


Figura 17: Piano di Mohr, confronto criterio puramente attritivo con criterio con coesione e angolo d'attrito.

5.2.7 Unità geotecnica ar

A partire dalle pk 1+240 e fino a 2+440 ed ancora da pk 16040 a 16+600 circa, il tracciato intercetta una coltre di terrazzi fluviali, che costituiscono l'unità geotecnica ar. La relazione geologica descrive l'unità geotecnica in questione come costituita da ciottoli carbonatici in abbondante matrice sabbioso limosa, a luoghi prevalente, per cui fa diretto riferimento ad un terreno granulare. Le poche prove effettuate, che sono state svolte su campioni a prevalenza limosa, sono state pertanto scartate. Le

uniche informazioni ad ora disponibili provengono dalle poche prove *SPT* effettuate nell'unità in questione. Ad ogni modo si è proceduto in maniera cautelativa all'elaborazione delle stesse: nello specifico la densità relativa è stata determinata considerando la teoria di *Skempton* e si è calcolato il coefficiente C_N corrispondente alle "sabbie fini"; per l'angolo di attrito, in accordo con la teoria di *Schmertmann* (1986), sono stati considerati i coefficienti a e b corrispondenti ad un litotipo medio tra "sabbia fine uniforme" e "sabbie fini ben gradate-sabbia media uniforme". Infine, il modulo E' è stato determinato considerando la teoria di *Denver* (1982).

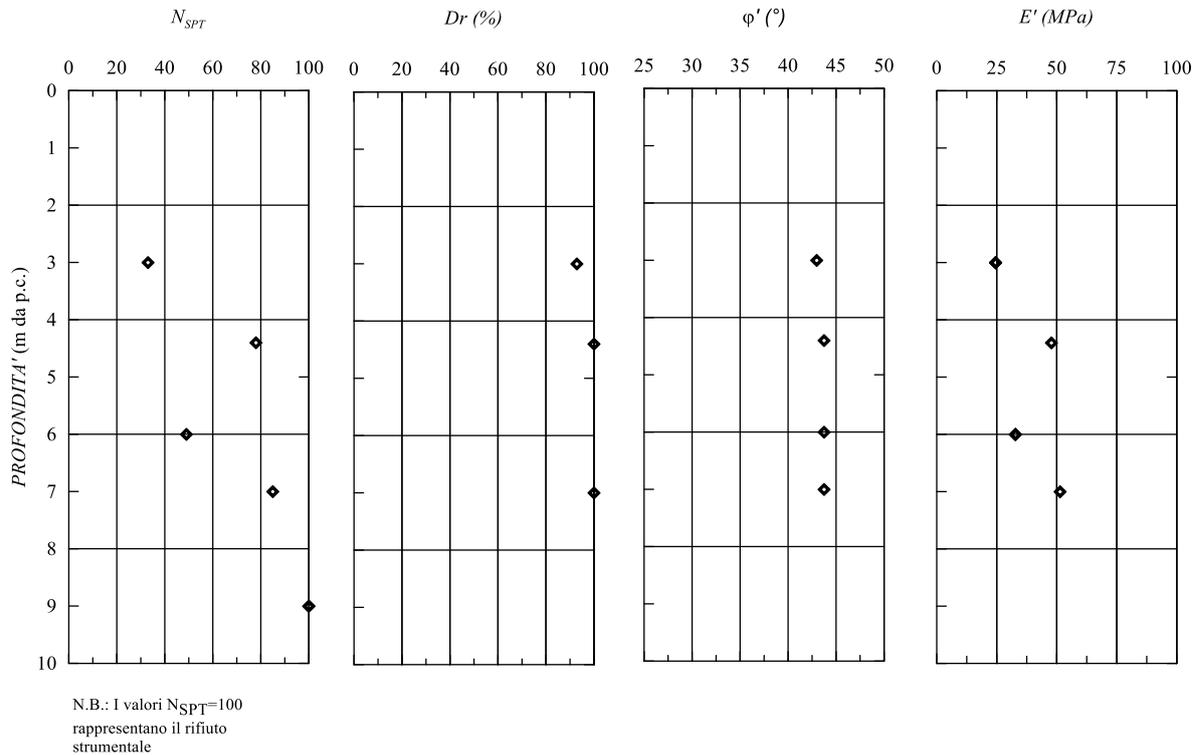


Figura 18: Unità geotecnica *ar*: caratteristiche fisiche e meccaniche da prove *SPT* e prove sismiche.

Dall'interpretazione delle sole prove *SPT* il litotipo può essere caratterizzato considerando un angolo di attrito $\phi'=40 - 45^\circ$ ed un modulo $E'=25-50$ MPa.

5.2.8 Unità geotecnica *Qa*

Il litotipo *Qa* è stato caratterizzato sulla base di prove di laboratorio effettuate su campioni indisturbati. Il comportamento del materiale è quello tipico di una argilla consistente, e presenta una granulometria argilloso – limosa.

In Tabella 22 sono riepilogati i campioni estratti in questo litotipo, le principali caratteristiche fisiche e proprietà indice ottenute dalle prove di laboratorio eseguite.

Tabella 22: Unità geotecnica *Qa*, riepilogo campioni sottoposti a prove di laboratorio e principali caratteristiche fisiche.

Indagine	Sondaggio e campione	Profondità da p.c. (m)	γ (kN/m^3)	e (-)	w (%)	w_l (%)	w_p (%)	I_p (%)	I_c (%)
2012/2013 (ex Lotto 7)	S182 CI 1	16.2	18.50	0.78	29.30	46.10	34.50	11.60	1.45
	S182 CI 2	25.2	18.60	0.82	31.20	63.00	43.60	19.40	1.64
	S182 CI 3	33.2	19.10	0.68	26.20	52.40	34.60	17.80	1.47

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 4

Indagine	Sondaggio e campione	Profondità da p.c. (m)	γ (kN/m ³)	e (-)	w (%)	w _l (%)	w _p (%)	I _p (%)	I _c (%)
	S182 CR B	49.20	-	-	-	-	-	-	-
	S183 CI 1	23.2	18.40	0.88	28.20	54.70	38.40	16.30	1.63
	S183 CI 2	34.2	19.00	0.75	26.10	57.80	38.00	19.80	1.60
	S183 CI 3	42.2	18.80	0.78	28.20	61.20	41.40	19.80	1.67
	S183 CI 3	42.2	18.80	0.78	28.20	61.20	41.40	19.80	1.67
	S184 CI 2	15.2	18.30	0.80	31.40	63.30	39.40	23.90	1.33
	S184 CI 3	24.2	18.60	0.73	28.60	69.10	36.60	32.50	1.25
	S184 CR C	9.9	-	-	25.40	-	-	-	-
	S185 CI 2	10.2	18.90	0.68	26.70	64.20	40.00	24.20	1.55
	S185 CR1	7.2	-	-	20.70	50.90	29.50	21.40	1.41
	S190 CI 2	9.20	17.90	0.98	29.70	42.70	35.70	7.00	1.86
	S194 CI 1	10.60	18.30	0.89	33.90	60.90	38.90	22.00	1.23
	S198 CI 2	12.30	18.30	0.80	31.10	63.70	40.30	23.40	1.39
	S198 CI 3	22.70	18.60	0.78	30.20	60.20	43.60	16.60	1.81
	S200 CI 1	11.20	18.80	0.75	28.90	60.70	40.00	20.70	1.54
	S201 CI 2	11.70	17.40	1.07	35.40	69.10	43.60	25.50	1.32
	S202 CI 3	26.20	18.00	0.90	34.70	62.90	44.90	18.00	1.57
	S203 CI 2	11.70	17.70	0.91	31.80	61.90	38.70	23.20	1.30
	S203 CI 2	11.70	17.70	0.91	31.80	61.90	38.70	23.20	1.30
	S204 CI 3	17.20	18.60	0.79	30.50	60.10	39.90	20.20	1.47
	S206 CI 2	13.20	18.80	0.76	28.50	50.60	37.30	13.30	1.66
Indagini pregresse (2003/2004)	S7-1	38.00	19.30	0.73	27.56	46.50	24.60	21.90	0.86
	S7-2	42.00	18.99	0.84	31.07	57.80	26.50	31.30	0.85
	S8-1	15.50	18.58	0.91	33.69	46.10	27.20	18.90	0.66
	S8-2	21.00	18.70	0.88	32.58	49.30	24.70	24.60	0.68
	S8-3	30.10	-	-	-	-	-	-	-
2012/2013 (ex Lotto 8)	S208 CI 2	12.7	18.5	0.845	32	57.4	39.6	17.8	1.43
	S208 CI 3	29.2	18.6	0.828	25.7	39.6	31.2	8.4	1.65
	S208bis CI 1	12.7	18.5	0.833	31.8	56.7	38.6	18.1	1.38
	S210 CI 2	13.3	18.6	0.821	30.8	58.2	39.5	18.7	1.47
	S210 CI 3	24.6	18.7	0.836	26.5	40.5	33.1	7.4	1.89
	S211 CI 1	14.7	17.5	0.932	31.9	58	41.5	16.5	1.58
	S211 CI 3	25.2	18.8	0.706	27.5	45.9	36.3	9.6	1.92
	S213 CI 2	14.7	18.8	0.739	28	50.8	37	13.8	1.65
	S214 CI 2	13.2	18.6	0.853	31.9	55.7	40.5	15.2	1.57
	S215 CI 2	10.2	19.3	0.726	25.9	61.5	39.7	21.8	1.63
	S215 CI 3	20.7	19	0.752	26.4	38.9	31.8	7.1	1.76
	S220 CI 1	4.7	18.2	0.89	34.1	73.1	43.7	29.4	1.33
	S220 CI 2	9.6	19	0.79	29.6	64.5	43.6	20.9	1.67
	S220 CI 3	16.7	18.9	0.742	28.3	61.4	43.2	18.2	1.82
	S220bis CI 1	2.6	18.4	0.836	27.5	62.5	41.3	21.2	1.65

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 4

Indagine	Sondaggio e campione	Profondità da p.c. (m)	γ (kN/m ³)	e (-)	w (%)	w _l (%)	w _p (%)	I _p (%)	I _c (%)
	S220bis CI 2	10.2	18.8	0.701	27.2	77.2	44.6	32.6	1.53
	S220bis CI 3	17.8	18	0.873	27.8	64.9	39.8	25.1	1.48
	S220ter CI 1	5.2	18.7	0.758	29	61.1	40	21.1	1.52
	S220ter CI 2	10.2	17.6	0.991	32.3	70.6	45.3	25.3	1.51
	S222 CI 1	3.8	18.8	0.685	26.9	60.8	40.8	20	1.70
	S222 CI 2	6.2	18.80	0.762	29.1	63.3	40.4	22.9	1.49
	S222 CI 3	11.4	18	0.863	29.3	60.3	34.8	25.5	1.22
	S223 CI 2	16.5	18.6	0.759	28	42.7	34.6	8.1	1.81
	S225 CI 3	16.7	17.8	0.958	31.7	69.5	46.7	22.8	1.66
	S225 CI 4	28.2	18.3	0.843	26.8	51.3	38.7	12.6	1.94
	S228 CI 1	2.8	18.7	0.756	29.1	69.2	43.3	25.9	1.55
	S228 CI 2	8.2	18.8	0.743	28.5	63.8	42.2	21.6	1.63
	S229 CI 1	4.5	18.4	0.697	28	67.6	42.4	25.2	1.571
	SE227_AgP CI1	17.20	17.18	-	31.7	58.2	33.1	25.10	1.06
	SE227_AgP CI2	25.20	19.58	0.669	24.4	42.9	23.7	19.20	0.96
	SE228_AgP CI3	25.30	19.04	0.768	27.5	-	-	-	-
	SE228_AgP CI4	30.20	18.70	0.805	26.6	56.9	28.4	28.50	1.06
	SE228_AgP CI5	35.20	18.72	0.804	26.6	-	-	-	-
	SE229_AgP CI1	5.20	18.08	0.823	23.3	70.2	30.8	39.40	1.19
	SE229_AgP CI2	7.20	18.26	0.833	25.2	80.6	32.4	48.20	1.15
	SE230_gp CI1	5.20	19.39	0.630	19.4	33	18.5	14.50	0.94
	SE230_gp CI2	10.20	18.20	0.811	23.4	70.8	31.8	39.00	1.22
	SE230_gp SPT1	16.50	-	-	-	-	-	-	-
	SE236_GP CI1	6.20	18.08	0.869	28.5	-	-	-	-
	SE236_GP CI2	20.20	18.50	0.888	33.1	-	-	-	-
2021	SE239_Gp CI2	8.70	17.48	1.003	33.1	55.4	29.6	25.80	0.86
	SE239_Gp CI3	17.20	19.21	0.722	26	43.5	29.7	13.80	1.27
	SE240_Gp CI2	7.30	19.71	0.705	25.6	56.4	35.3	21.10	1.46
	SE240_Gp CI3	12.30	18.20	0.923	30.8	66.4	37.5	28.90	1.23
	SE240_Gp CI4	15.20	18.47	0.818	25.7	55.1	35.9	19.20	1.53
	SE241_Gp CI2	12.30	18.19	-	29.8	52.4	33.2	19.20	1.18
	SE241_Gp CI3	19.20	19.31	0.755	27	54.4	33.9	20.50	1.34
	SE242_Gp CI2	12.30	18.50	-	28.60	57.80	29.90	27.90	1.05
	SE242_Gp CI3	18.70	18.59	-	-	-	-	-	-
	SE242_Gp CI4	27.30	18.72	-	26.00	52.20	27.50	24.70	1.06
	SE243_Gd CI1	9.20	18.02	0.97	32.00	76.30	31.40	44.90	0.99
	SE243_Gd CI2	16.20	18.32	0.94	33.10	68.10	33.80	34.30	1.02

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 4

Indagine	Sondaggio e campione	Profondità da p.c. (m)	γ (kN/m ³)	e (-)	w (%)	w _l (%)	w _p (%)	I _p (%)	I _c (%)
	SE243_Gd CI3	24.20	18.39	0.87	28.20	63.60	30.90	32.70	1.08
	SE243_Gd CR2	8.00	-	-	-	-	-	-	-
	SE245_Gp CI2	7.80	18.62	0.88	31.10	61.40	30.00	31.40	0.96
	SE245_Gp CI3	21.40	18.29		30.00	67.40	32.20	35.20	1.06
	SE245_Gp CRSPT1	8.20	-	-	-	-	-	-	-
	SE249_Agp CI1	11.20	17.94	-	26.30	59.80	25.50	34.30	0.98
	SE249_Agp CI2	17.30	19.10	-	-	56.00	27.60	28.40	1.97
	SE251_Gp CI2	13.70	18.62	0.81	26.00	56.30	26.30	30.00	1.01
	SE251_Gp CI3	17.80	18.25	0.83	24.90	57.20	28.10	29.10	1.11
	SE251_Gp CI4	21.20	19.32	0.67	21.30	60.50	25.20	25.30	1.55
	SE252_4d CRSPT2	10.80	-	-	-	-	-	-	-
	SE254_Gd CI1	15.20	17.91	0.91	28.50	56.00	27.60	28.40	0.97
	SE254_Gd CI2	24.70	18.40	0.84	27.40	54.40	25.70	28.70	0.94
	SE256_Gp CRSPT3	20.00	-	-	-	-	-	-	-
	SE257_Gp CI5	18.20	18.88	0.73	22.30	58.60	27.00	28.70	1.26
	SE265 CRSPT1	8.20	-	-	-	-	-	-	-
	SE269_Agp CRSPT4	12.20	-	-	-	-	-	-	-

La Figura 18 riporta le principali caratteristiche fisiche del litotipo in questione stimate dalle prove di laboratorio. Come si può notare, si tratta essenzialmente di argilla limosa – limo argilloso con un indice di consistenza che si attesta intorno ad 1.5; il limite liquido ha valori compresi tra 40% e 70% circa.

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 4

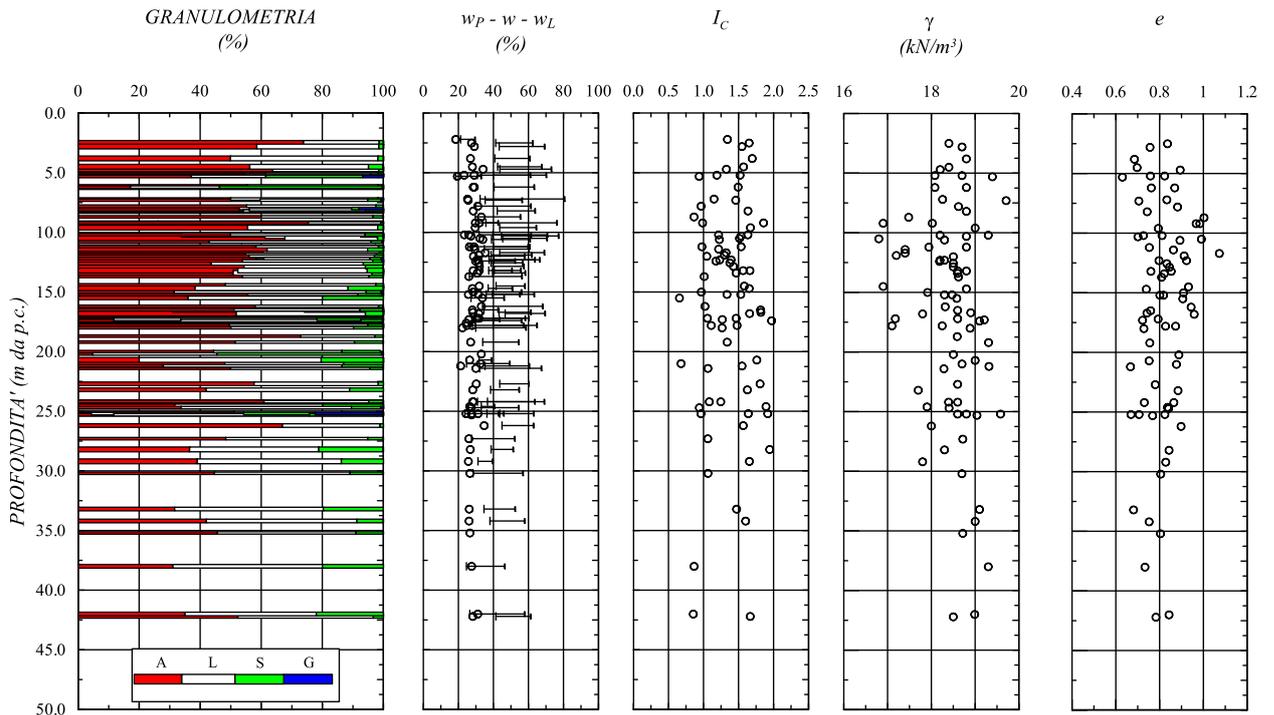


Figura 18: Unità geotecnica Qa, caratteristiche fisiche.

Riportando i valori relativi ai campioni prelevati dai sondaggi sulla carta di plasticità di Casagrande è possibile classificare la frazione fine limo-argillosa come "inorganica ad alta compressibilità" (Figura 19).

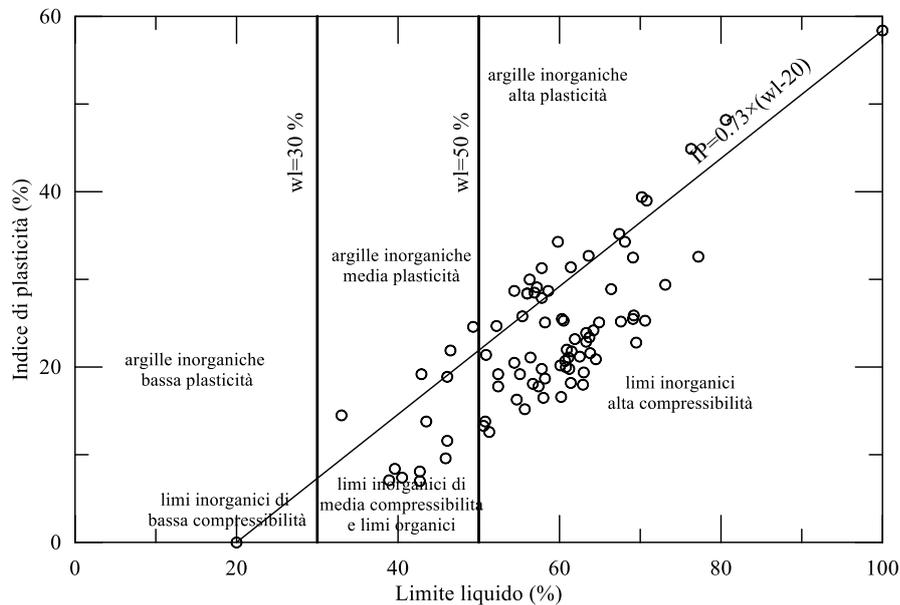


Figura 19: Unità geotecnica Qa, carta di plasticità di Casagrande.

Per la valutazione delle caratteristiche di resistenza in termini di tensioni efficaci si è fatto riferimento alle prove di laboratorio di taglio diretto (TD) e alle prove triassiali consolidate non drenate (CIU). mentre per la valutazione della resistenza non drenata sono state elaborate le prove ad espansione

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 4

laterale libera (ELL) e a prove triassiali non consolidate non drenate (effettuate in fase di progettazione definitiva), i cui risultati sono riepilogati in Tabella 23.

Tabella 23: Unità geotecnica Qa, riepilogo risultati prove di laboratorio.

Indagine	Sondaggio e campione	Profondità da p.c. (m)	TD			CIU		ELL	UU
			c' _p (kPa)	φ' _p (°)	φ' _r (°)	c' _p (kPa)	φ' _p (°)	c _u (kPa)	
2012/2013 (ex Lotto 7)	S182 CI 1	16.2	-	-	-	208.14	15.21	-	-
	S183 CI 1	23.2	10.50	24.22	-	-	-	158.0	-
	S183 CI 2	34.2	-	-	-	137.64	10.71	130.70	-
	S183 CI 3	42.2	11.50	18.48	13.84	-	-	-	225.00
	S184 CI 2	15.2	29.50	16.13	-	-	-	-	-
	S184 CI 3	24.2	-	-	-	-	-	-	213.67
	S185 CI 2	10.2	-	-	-	191.70	16.91	-	-
	S190 CI 2	9.2	15.50	30.74	-	-	-	141.50	-
	S194 CI 1	10.6	5.00	22.92	-	-	-	106.45	-
	S198 CI 2	12.3	-	-	-	157.10	7.39	149.25	-
	S198 CI 3	22.70	14.70	22.08	-	-	-	-	251.33
	S200 CI 1	11.20	16.50	22.05	-	-	-	164.00	-
	S201 CI 2	11.70	15.50	25.26	-	-	-	122.35	-
	S202 CI 3	26.20	12.00	28.27	-	-	-	291.70	-
	S203 CI 2	11.90	13.52	19.42	-	-	-	124.50	-
	S204 CI 3	17.20	8.50	17.17	-	-	-	213.90	-
	S206 CI 2	13.20	40.00	21.14	-	-	-	184.50	-
	Indagini pregresse (2003/2004)	S7-1	38.00	-	-	-	-	-	184.50
S8-2		21.00	11.86	23.53	-	-	-	-	-
S208 CI 2		12.85	29	20.5	-	-	-	-	-
S208 CI 3		29.20	25	28	-	-	-	-	-
S208bis CI 1		12.55	21.5	24.6	-	-	-	-	-
S210 CI 2		13.40	-	-	-	-	-	-	244.7
S210 CI 3		24.60	55	22.5	-	-	-	-	-
S211 CI 1		14.50	17.5	26.1	-	-	-	-	-
S211 CI 3		25.20	24	25.8	-	-	-	-	494
S213 CI 2		14.70	21	30.5	-	164.5	22.7	-	506
2012/2013 (ex Lotto 8)	S214 CI 2	13.20	-	-	-	54.8	24.21	-	-
	S215 CI 3	20.70	27.5	26.7	-	-	-	-	427.3
	S220 CI 1	4.70	8.5	20.1	-	-	-	123	-
	S220 CI 2	9.60	24.5	21	-	-	-	206.25	-
	S220 CI 3	16.70	-	-	-	-	-	-	330
	S220bis CI 1	2.50	9.5	20.3	-	-	-	177.95	-
	S220bis CI 2	10.30	12.5	18.5	-	-	-	-	226.7
	S220bis CI 3	17.80	13.5	17.6	-	-	-	103.65	-
	S220ter CI 1	5.20	15.5	16.7	-	-	-	-	222.7
	S220ter CI 2	10.50	12	20.5	-	-	-	159.45	-
	S222 CI 1	3.80	11.5	16.3	-	-	-	178	-
	S222 CI 2	6.20	4.5	18.7	-	-	-	-	171
S222 CI 3	11.40	21	19.9	-	-	-	117.3	-	

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 4

Indagine	Sondaggio e campione	Profondità da p.c. (m)	TD			CIU		ELL	UU
			c'_p (kPa)	φ'_p (°)	φ'_r (°)	c'_p (kPa)	φ'_p (°)	c_u (kPa)	
	S223 CI 2	16.50	32.5	31.7	-	-	-	186	-
	S225 CI 3	16.80	33	21.4	-	-	-	198	336.3
	S225 CI 4	28.20	24	27.9	-	-	-	-	490
	S228 CI 1	2.80	21	22.5	-	-	-	118.05	-
	S228 CI 2	8.20	28	18.9	-	-	-	166.5	-
	S229 CI 1	4.50	-	-	-	-	-	102.8	-
	SE227_AgP CI1	17.20	51.5	27.23	-	-	-	-	-
	SE228_AgP CI3	25.30	-	-	-	27.4	22	-	-
	SE228_AgP CI4	30.20	-	-	-	-	-	-	223.2
	SE228_AgP CI5	35.20	-	-	-	16.5	23.9	-	-
	SE229_AgP CI1	5.20	34.2	21.36	-	-	-	-	-
	SE229_AgP CI2	7.20	49.2	20	-	-	-	-	156.67
	SE230_gp CI1	5.20	20.6	30.82	-	-	-	178.5	-
	SE230_gp CI2	10.20	49.42	18.41	-	-	-	-	166.97
	SE236_GP CI1	6.20	8.79	45.68	-	-	-	-	-
	SE236_GP CI2	20.20	-	-	-	-	-	32.45	-
	SE239_Gp CI2	8.70	17.78	22.42	-	-	-	141.75	-
	SE239_Gp CI3	17.20	-	-	-	-	-	208	-
	SE240_Gp CI3	12.30	-	-	-	-	-	-	169.16
	SE240_Gp CI4	15.20	42.9	21.18	-	-	-	-	-
	SE241_Gp CI2	12.30	24.2	29.64	-	-	-	-	-
2021	SE241_Gp CI3	19.20	-	-	-	-	-	226.85	-
	SE242_Gp CI2	12.30	52.20	20.11	-	208.14	15.21	-	173.38
	SE242_Gp CI3	18.70	-	-	-	-	-	275.28	-
	SE242_Gp CI4	27.30	46.00	23.43	-	-	-	-	296.30
	SE243_Gd CI1	9.20	17.61	24.19	-	-	-	-	127.40
	SE243_Gd CI2	16.20	-	-	-	-	-	-	224.81
	SE243_Gd CI3	24.20	64.20	15.81	-	-	-	-	-
	SE245_Gp CI2	7.80	-	-	-	-	-	-	131.13
	SE245_Gp CI3	21.40	63.90	10.36	-	-	-	46.35	-
	SE245_Gp CRSPT1	8.20	-	-	-	-	-	-	-
	SE249_AgP CI1	11.20	24.07	25.58	-	-	-	-	-
	SE249_AgP CI2	17.30	-	-	-	-	-	167.90	-
	SE251_Gp CI3	17.80	6.20	29.95	-	-	-	-	-
	SE254_Gd CI1	15.20	17.61	24.19	-	-	-	-	-
	SE254_Gd CI2	24.70	54.55	22.61	-	-	-	-	-
	SE257_Gp CI5	18.20	-	-	-	-	-	-	340.29

Sulla base delle prove di taglio si può concludere che l'angolo d'attrito, φ' , risulta compreso tra 15 e 32°; è inoltre possibile osservare che la coesione ha un range di variazione ampio, poiché varia tra 10 e 50 kPa. Una sola prova è stata ritenuta attendibile per la definizione dell'angolo di attrito residuo, per tale ragione il grafico rappresentante il valore di φ'_r con la profondità è stato omesso. Per la determinazione della coesione non drenata si riportano, altresì, i valori ottenuti dalle prove *Pocket* effettuate in sito e dalle prove speditive effettuate in laboratorio (*Rp_lab*). L'andamento della resistenza

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 4

non drenata è posto a confronto con l'andamento della retta di equazione $c_u = 0.24 \sigma'_{v0}$, che rappresenta una stima attendibile del valore della resistenza non drenata di un materiale coesivo normalmente consolidato. Si nota che i valori di c_u ottenuti dalle prove sono lontani da tale retta.

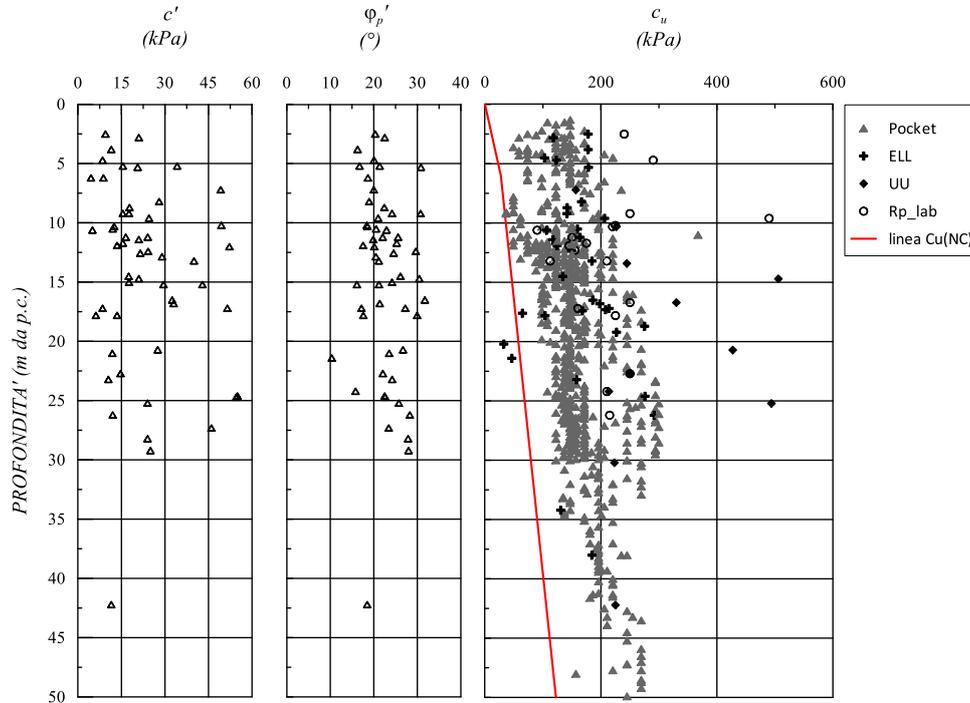


Figura 20: Unità geotecnica Qa, caratteristiche di resistenza da prove di laboratorio di taglio diretto e coesione non drenata c_u .

Ulteriori considerazioni in merito possono essere fatte osservando il grafico riportato in Figura 7, in cui vengono riportati i valori di OCR determinati partendo dai valori della resistenza non drenata ottenuti dai *pocket*, attraverso la seguente relazione (Koutsoftas e Ladd, 1985):

$$c_u / \sigma'_{v0} = (0.22 \pm 0.03) \cdot OCR^{0.8}$$

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 4

OCR

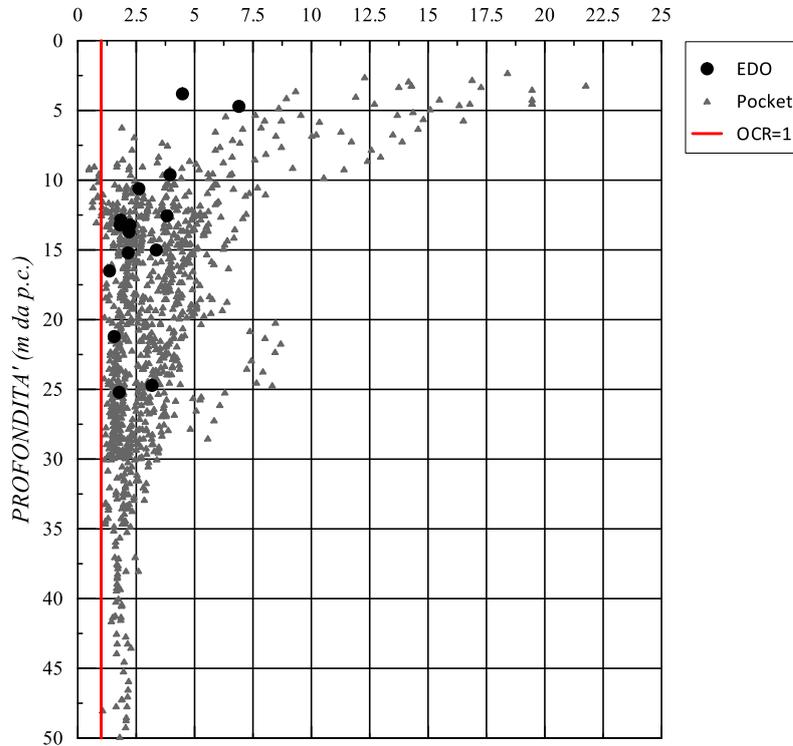


Figura 21: Unità geotecnica Qa - OCR da pocket.

Come si può osservare dalla figura, i valori di *OCR* ottenuti dall'elaborazione dei *pocket* risultano compresi tra 5 e 20 per profondità fino a 10 m, per poi continuare a decrescere fino a raggiungere un valore pari a 2 ad una profondità da circa 30 m.

La stima del modulo di rigidezza è stata eseguita interpretando le prove pressiometriche, le prove edometriche su campioni indisturbati, le prove *Down-Hole* e le *MASW* (Figura 22). Per quanto riguarda le prove pressiometriche, si osserva che queste hanno fornito un valore di modulo basso e pressoché costante con la profondità, dunque poco rappresentativo per l'unità in questione. Per tali ragioni, per profondità maggiori di 10 m, si è fatto riferimento alle prove sismiche ed edometriche.

Osservando i punti riportati sul grafico risulta evidente come nei primi 10 m di profondità il modulo E' assuma valori compresi tra 10 e 20 MPa, mentre a profondità maggiori esso appare variabile tra un minimo di 15 fino a valori superiori a 100 MPa.

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 4

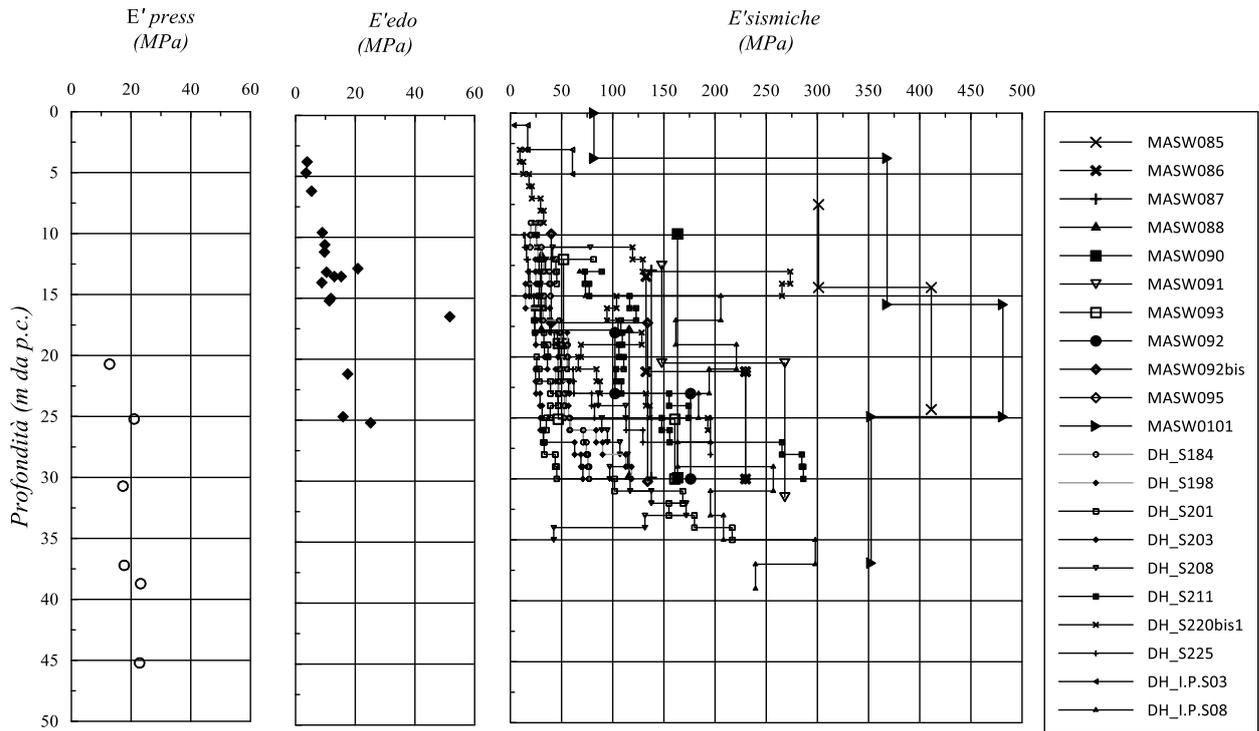


Figura 22: Unità geotecnica Qa: stima del modulo E' .

Dalle prove edometriche eseguite durante le campagne d'indagine sono stati stimati i valori del coefficiente di compressibilità C_c , di rigonfiamento C_s e del coefficiente di consolidazione verticale c_v (cfr. Figura 22).

I coefficienti C_c e C_s risultano rispettivamente compresi tra 0.1 e 0.4 e tra 0.02 e 0.08.

Relativamente al coefficiente di consolidazione c_v , dall'interpretazione delle prove edometriche sono stati ottenuti valori mediamente compresi tra 1×10^{-8} e 1×10^{-7} m²/s (cfr. Figura 22).

Sull'unità geotecnica in esame sono state eseguite n. 6 prove di permeabilità *Lefranc*, che hanno restituito valori di k dell'ordine di 2.2×10^{-7} (Figura 24).

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 4

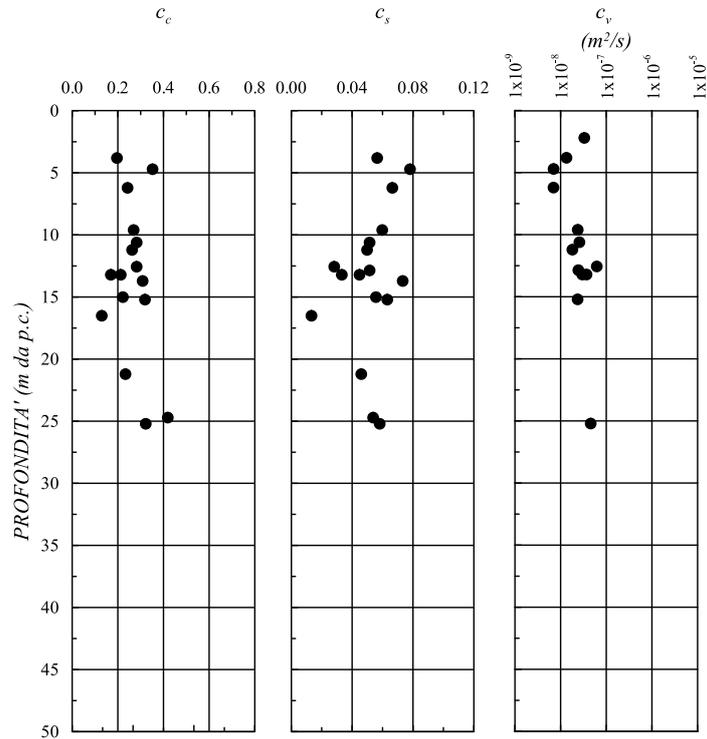


Figura 23: Unità Qa - Coefficienti di compressibilità, rigonfiamento e consolidazione verticale ottenuti dalle prove edometriche.

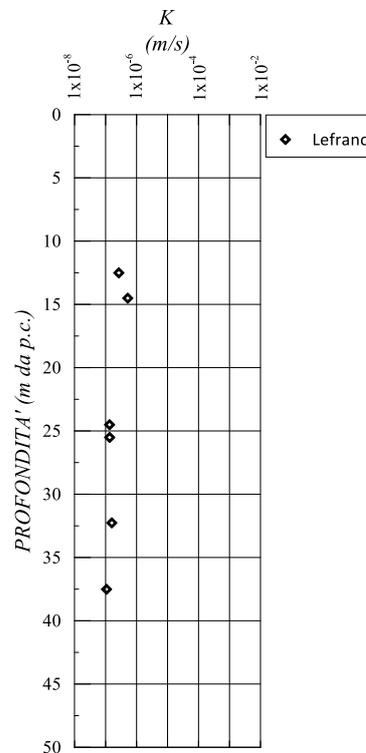


Figura 24: Unità Qa - Permeabilità - prove Lefranc.

5.2.9 Unità geotecnica Qc(a)

L'unità geotecnica Qc(a) è costituita prevalentemente da sabbie giallastre grossolane e poco cementate, a tal riguardo si riportano, come esempio, le foto delle cassette catalogatrici in corrispondenza del sondaggio S188 (da 10 a 20 m) riportata in Figura 26 e i risultati dell'analisi granulometrica (Figura 25).

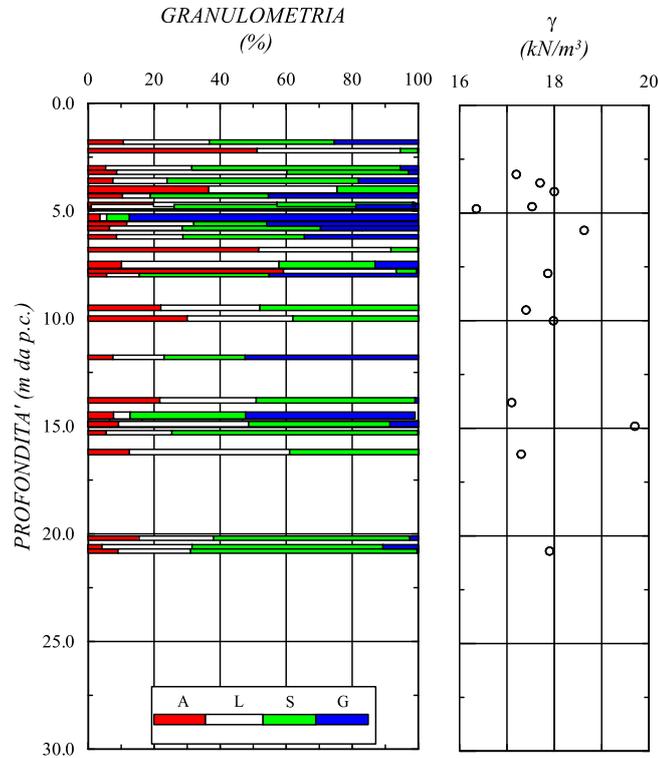


Figura 25: Unità geotecnica Qc(a), caratteristiche fisiche.

Per tali ragioni la caratterizzazione è stata effettuata sulla base di prove SPT, Down-hole e MASW (Figura 27).



Figura 26: Unità geotecnica Qc(a), foto cassette del sondaggio S188 (da 10 a 20 m).

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 4

Come si nota dai grafici in Figura 27, in diversi casi la prova SPT va a rifiuto. segno che il materiale ha buone caratteristiche meccaniche. La prova è stata elaborata utilizzando i coefficienti relativi alle "Sabbie SC" (Denver 1982) per il calcolo del modulo E' . Per la determinazione della densità relativa si è utilizzata la teoria di Skempton (1986) in riferimento alle "sabbie fini". Per tale litotipo si può assumere un valore di angolo di attrito pari a 40° . Tale valore è stato determinato utilizzando i coefficienti a e b di Schmertmann in riferimento a "sabbie fini ben gradate - sabbia media uniforme".

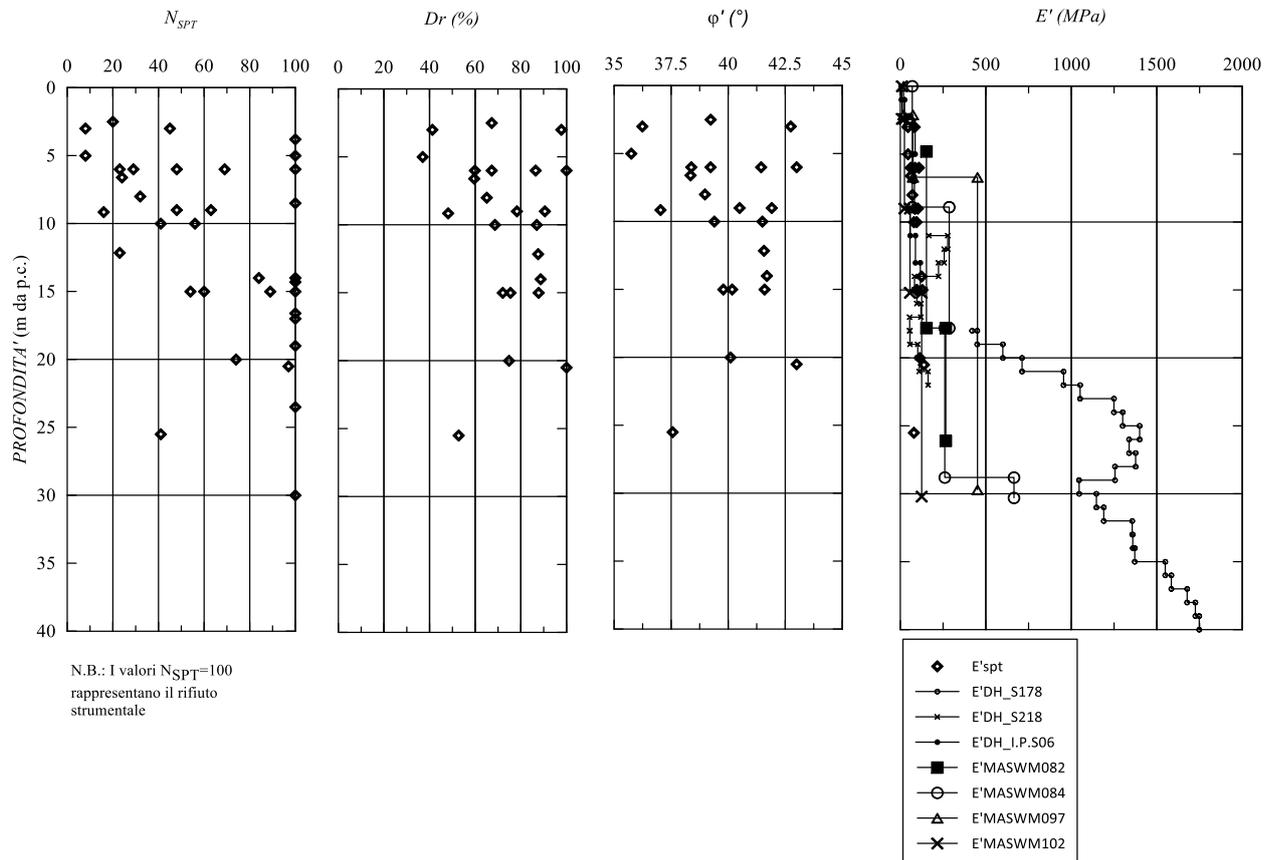


Figura 27: Unità geotecnica $Q_c(a)$: caratteristiche fisiche e meccaniche da prove SPT e prove sismiche.

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 4

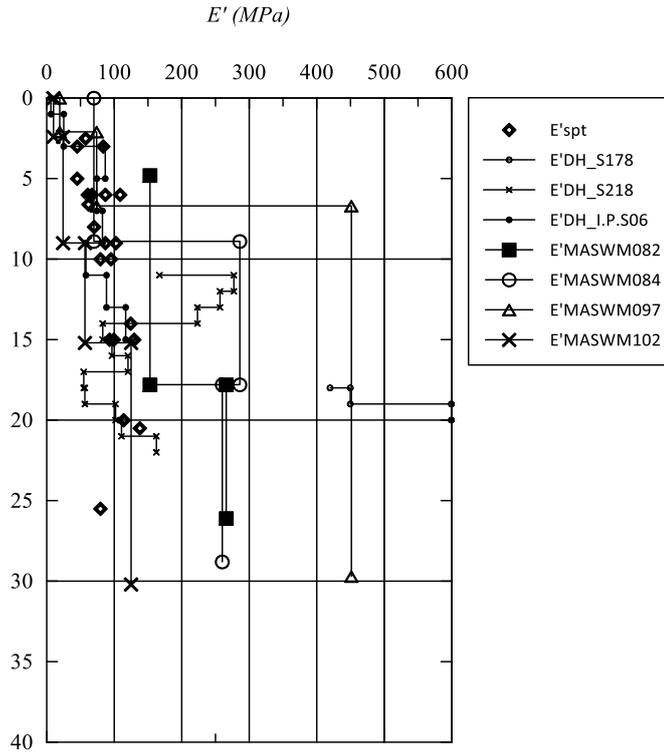


Figura 28: Unità geotecnica Qc(a): dettaglio andamento E'.

Nei tratti in cui il litotipo è a contatto con le vulcaniti plioceniche (ciò avviene soprattutto in corrispondenza dell'ex Lotto 8), si presenta lapideo (Figura 29) e, dunque, ne è stato determinato l'RQD e la resistenza a compressione uniaassiale mediante prove di compressione uniaassiale e *Point Load test*.



Figura 29: Unità Qc(a), cassetta catalogatrice sondaggio S221 10-15 m.

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 4

Sebbene il litotipo presenti in alcuni tratti un comportamento più lapideo, in assenza di specifiche informazioni e per una maggiore cautela, il comportamento complessivo è stato assimilato a quello di un terreno a grana grossa.

5.2.10 Unità geotecnica Pvs – GG

Le intercalazioni di materiale sedimentario che compongono l'unità geologica Pvs, se costituite da granulometria dalla sabbia alla ghiaia, costituiscono l'unità geotecnica delle Pvs-GG.

Il litotipo Pvs – GG, con comportamento a grana grossa e costituito da componente limoso-argillosa dell'ordine del 20-30% (Figura 30), è stato caratterizzato secondo i criteri esposti al § 5.1.3.

Lo stesso litotipo è stato intercettato anche nel Lotto 3. Vista la scarsità di risultati, si è ritenuto opportuno accorpate le informazioni ai fini della caratterizzazione.

Il peso dell'unità di volume γ si può assumere compreso tra 18 e 19 kN/m³.

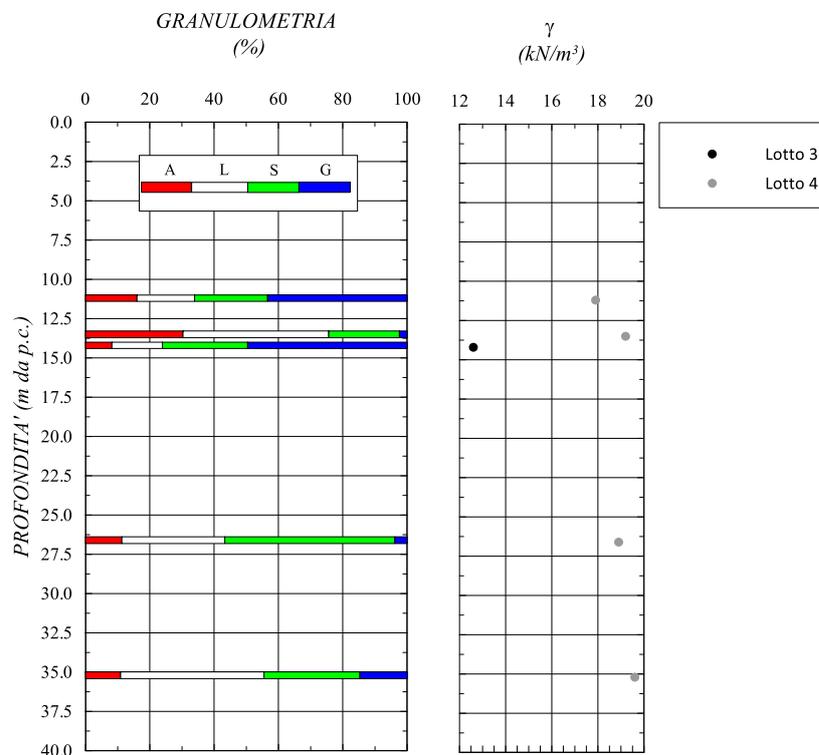


Figura 30: Unità geotecnica Pvs - GG – Proprietà indice.

Il numero di colpi N_{SPT} ottenuto dalle prove SPT eseguite nel corso delle due campagne d'indagine è variabile tra 20 e 80, con molte prove andate a rifiuto. La densità relativa D_R , valutata con la formula di Skempton (1986), mediante la correlazione riferita al litotipo 1, risulta mediamente pari all' 80%.

Dall'elaborazione delle SPT, si ottengono valori dell'angolo di attrito ϕ' compresi tra 39° e 41°, determinati mediante la formula di Schmertmann (1978), mediante la correlazione riferita al litotipo 2 (cfr. Figura 31); tali valori ϕ' di sono associati a valori nulli della coesione efficace, non determinabile dalle prove SPT.

Il modulo di Young E' , valutato sia a partire dal numero di colpi N_{SPT} attraverso la formula di Denver (1982), mediante la correlazione riferita al litotipo 2, sia dall'elaborazione delle prove sismiche (Down-Hole e/o MASW), risulta compreso tra 70 e 100 MPa nei primi 10 m di profondità e tra 100 e 150 MPa per profondità maggiori. I valori di ϕ' ed E' ottenuti sono riportati graficamente in Figura 31.

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 4

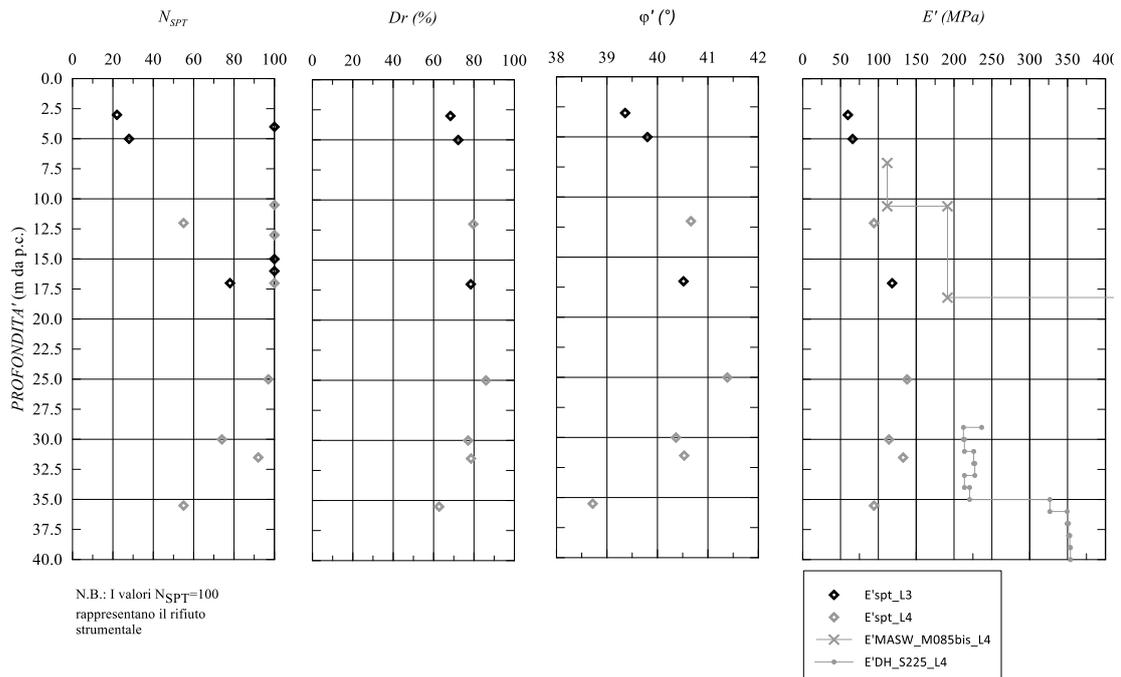


Figura 31: Unità geotecnica Pv-GG – caratteristiche fisiche e meccaniche da prove SPT e prove sismiche.

5.2.11 Unità geotecnica Pv-GG

L'unità geologica delle Pv (ialoclastiti e breccie vulcanoclastiche), facente parte delle successioni vulcaniche di origine submarina, è intercettata nel tratto finale del Lotto 4. Dai sondaggi che interessano tale unità, si nota che il litotipo, in questo tratto, è costituito da materiale granulare. Viste le scarse informazioni che derivano dal Lotto in questione, si è deciso di accorparle a quelle del Lotto 3, nei tratti in cui il comportamento del materiale è il medesimo.

Il litotipo Pv-GG, è costituito da ghiaie sabbiose con una componente limoso-argillosa dell'ordine del 20-40% (Figura 32) e presenta un comportamento essenzialmente a grana grossa, pertanto è stato caratterizzato secondo i criteri esposti al § 5.1.3.

Il peso dell'unità di volume γ si può assumere compreso tra 17 e 19 kN/m³.

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 4

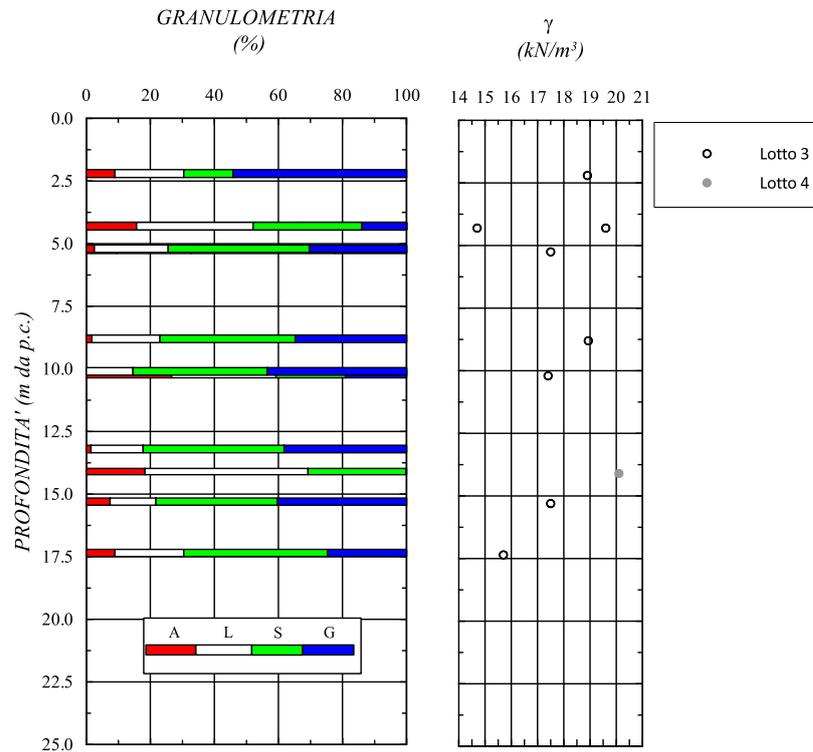


Figura 32: Unità geotecnica Pv-GG – Proprietà indice.

Il numero di colpi N_{SPT} ottenuto dalle prove *SPT* eseguite nel corso delle due campagne d'indagine è variabile tra 20 e 65, con alcune prove andate a rifiuto. La densità relativa D_R , valutata con la formula di *Skempton* (1986), mediante la correlazione riferita al litotipo 2, risulta mediamente compresa tra 60 e 80%.

Dall'elaborazione delle *SPT*, si ottengono valori dell'angolo di attrito ϕ' compresi tra 40 e 42°, determinati mediante la formula di *Schmertmann* (1978), mediante la correlazione riferita al litotipo 3 (cfr. Figura 31); tali valori ϕ' di sono associati a valori nulli della coesione efficace, non determinabile dalle prove *SPT*.

Il modulo di Young E' , di cui è riportato un grafico di dettagli per facilitarne la lettura Figura 33 valutato sia a partire dal numero di colpi N_{SPT} attraverso la formula di *Denver* (1982), mediante una correlazione riferita alla media tra i litotipi 1 e 2, sia dall'elaborazione delle prove sismiche (*Down-Hole* e/o *MASW*). risulta compreso tra 40 e 70 MPa nei primi 15 m di profondità ed è maggiore di 100 MPa per profondità superiori a 10 m, avendo trascurato cautelativamente valori sensibilmente superiori a quelli indicati. I valori di ϕ' ed E' ottenuti sono riportati graficamente in Figura 33.

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 4

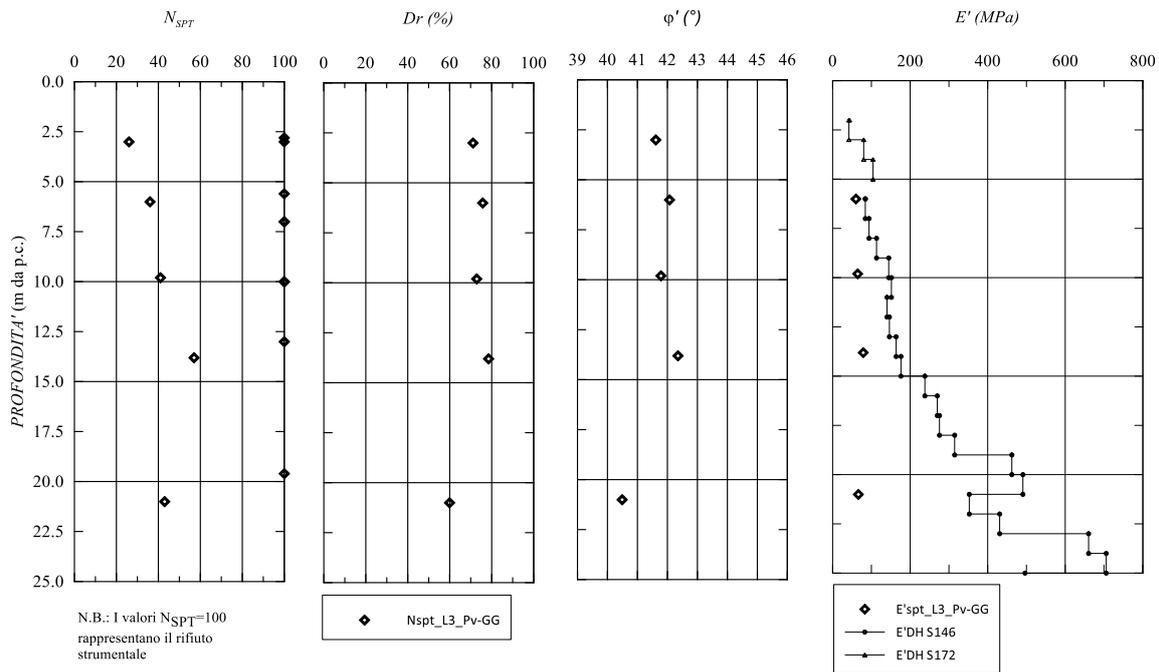


Figura 33: Unità geotecnica Pv-GG– caratteristiche fisiche e meccaniche da prove SPT e prove sismiche.

5.2.12 Unità geotecnica Pvl – GG

Nel tratto che va dalla pk 5+740 alla pk 6+560, l'unità geologica Pvl affiora in superficie. Il materiale, intercettato in questo tratto dal solo sondaggio S 193 per una profondità di 8 m, si presenta sciolto e costituito da sabbia, ciottoli e rari spezzoni di carota. Per tali ragioni, nel tratto in questione, si è considerato uno strato di alterazione spesso 8 m, la cui unità geotecnica corrispondente è la Pvl-GG. Poiché, però, le informazioni disponibili nel Lotto 4, in riferimento a tale unità, sono scarse, si riportano di seguito integrandole con quelle della medesima unità intercettata nel Lotto 3.

Il litotipo, costituito da ghiaie sabbiose con una componente limoso-argillosa dell'ordine del 20% (Figura 34), presenta un comportamento essenzialmente a grana grossa e dunque è stato caratterizzato secondo i criteri esposti al § 5.1.3.

Il peso dell'unità di volume γ si può assumere compreso tra 15.5 e 20 kN/m³.

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 4

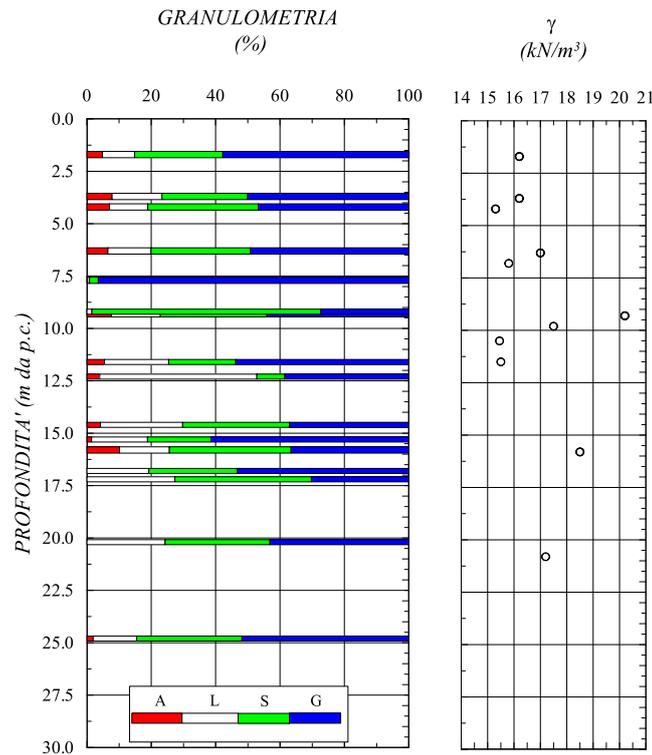


Figura 34: Unità geotecnica PVI - GG – Proprietà indice.

Il numero di colpi N_{SPT} ottenuto dalle prove SPT eseguite nel corso delle due campagne d'indagine è variabile tra 50 e 80, con molte prove andate a rifiuto. La densità relativa D_R , valutata con la formula di Skempton (1986), mediante la correlazione riferita al litotipo 2, risulta pari al 100%.

Dall'elaborazione delle SPT , si ottengono valori dell'angolo di attrito ϕ' pari a 44° , determinati mediante la formula di Schmertmann (1978), mediante la correlazione riferita al litotipo 3 (cfr. Figura 35); tali valori ϕ' di sono associati a valori nulli della coesione efficace, non determinabile dalle prove SPT .

Il modulo di Young E' , valutato sia a partire dal numero di colpi N_{SPT} attraverso la formula di Denver (1982), mediante la correlazione riferita al litotipo 2, sia dall'elaborazione delle prove sismiche ($Down-Hole$ e/o $MASW$), risulta compreso tra 75 e 100 MPa nei primi 10 m di profondità ed è maggiore di 150 MPa per profondità superiori a 10 m. Per quanto riguarda la prova $MASW M067bis$, sebbene per profondità maggiori di 23 m i valori di modulo siano elevati, si è ritenuto opportuno limitarli ad un valore di 750 MPa, poiché valori maggiori sono ritenuti non rappresentativi per i problemi ingegneristici in esame. I valori di ϕ' ed E' ottenuti sono riportati graficamente in Figura 31.

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 4

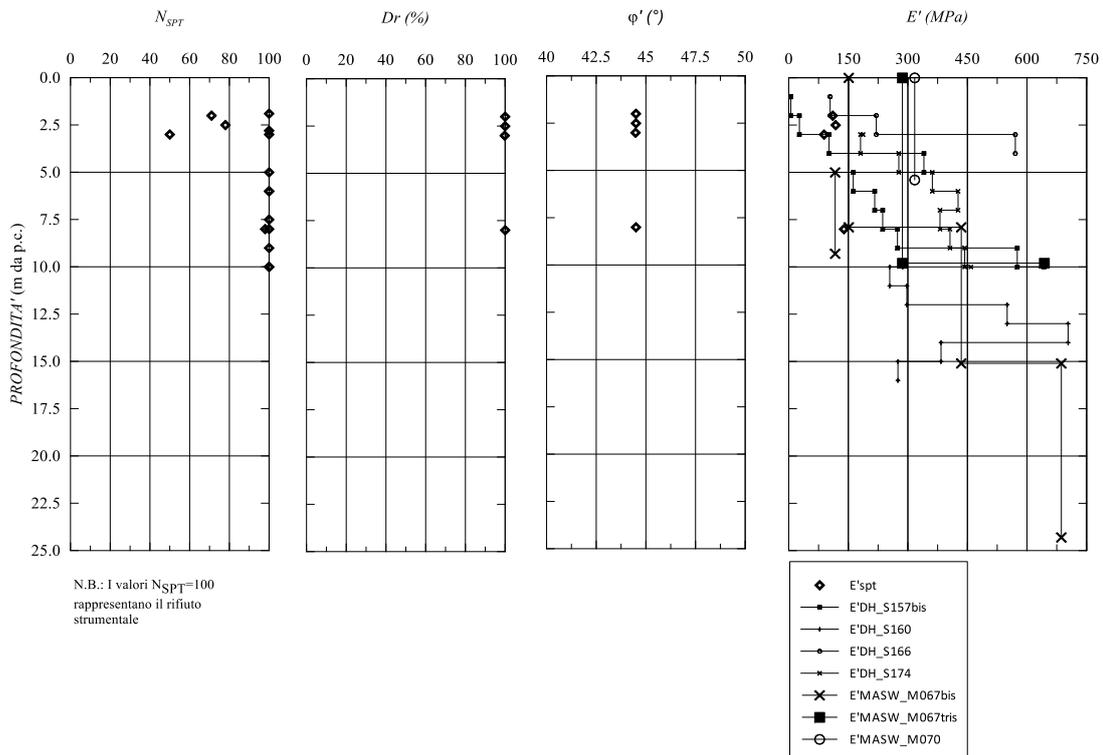


Figura 35: Unità geotecnica PvI - GG – caratteristiche fisiche e meccaniche da prove SPT e prove sismiche.

5.2.13 Unità geotecnica PvI – R2

L'unità geotecnica PvI – R2 rappresenta la parte dell'unità geologica delle PvI che costituiscono la serie basaltica. Si presenta, dunque, come formazione di natura litoide, con buone caratteristiche di resistenza a compressione uniassiale, ed è stata caratterizzata come illustrato al § 5.1.1. Per la caratterizzazione geotecnica dell'unità, viste le scarse informazioni derivanti dal Lotto 4, sono state prese in considerazione quelle della medesima unità intercettata nel Lotto 3 (ex Lotto 5 e ex Lotto 6).

In Tabella 24 si riporta una sintesi dei sondaggi, o porzioni degli stessi, afferenti a tale unità geotecnica, i campioni litoidi da essi prelevati e laddove disponibili, il peso dell'unità di volume γ e il valore della resistenza a compressione uniassiale σ_c , valutati in laboratorio, e il valore di RQD medio rappresentativo del sondaggio.

Tabella 24: Unità geotecnica PvI – R2, riepilogo risultati prove di laboratorio su campioni lapidea (caratteristiche fisiche e meccaniche) e valutazione dell'RQD dei sondaggi.

Indagine	Sondaggio	Campione	Profondità da p.c. (m)	γ (kN/m ³)	σ_c (MPa)	RQD _m (-)
2012/2013 (ex Lotto 6)	S157 bis	CL1	7.60	-	-	-
		CL2	13.60	-	30.11	38.24
		CL3	16.50	-	-	-
	S160	CL1	18.10	28.20	101.71	29.50
		CL2	24.10	27.10	27.65	-
	S161	CL1	16.50	24.20	-	62.00

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 4

Indagine	Sondaggio	Campione	Profondità da p.c. (m)	γ (kN/m ³)	σ_c (MPa)	RQD _m (-)
	S164	CL1	13.50	28.70	84.40	33.30
		CL2	18.60	-	28.40	
	S166	CL1	6.50	28.30	57.87	57.60
		CL3	18.40	23.40	-	
	S167	CL2	11.40	24.60	-	33.80
		CL3	19.00	25.80	43.40	
	S168	CL2	6.10	24.30	-	36.20
		CL3	8.60	22.46	-	
	S175	CL1	2.20	25.60	58.73	66.70
		CL2	12.80	24.50	-	
	S175 bis	CL1	3.70	23.20	-	42.90
		CL2	9.20	23.80	20.81	
		CL3	16.60	21.40	-	
	S176	CL1	6.20	19.50	6.42	73.10
		CL3	9.10	26.00	-	
2021	SE217_Gp	CRim 1	3.8	25.00	2.67	53.40
	SE217_Gp	CRim 2	7.90	27.70	-	190.00
	SE217_Gp	CRim 3	13.30	20.40	-	35.00
	SE219_Agp	Croc1	8.80	27.10	-	117.00
	SE219_Agp	Croc2	18.20	27.80	-	212.00
	SE219_Agp	Croc3	26.50	18.30	-	57.00
	SE220_Agp	Croccia1	9.10	26.50	-	141.00
	SE220_Agp	Croccia2	27.20	23.10	-	62.00
	SE223_Agp	Croccia1	3.20	21.30	2.14	42.80
2012/2013 (ex Lotto 7)	S177	CL1	26.4	-	-	66
	S185	CL1	28.2	-	-	87.5
	S186	CL2	21.20	-	-	73.8
	S189	CL1	31.60	20.2	79.44	65
2012/2013 (ex Lotto 8)	S221	CL4	19.2	-	-	63.3
	S226	CL3	10.5	23.2	-	40.8
	S226	CL4	21.2	25	113.5	67.9
	S227	CL1	2.5	23.3	21.98	
	S227	CL3	12.7	25.5	20.78	
2021	SE233_Gi	CL1	12.6	-	101.2	-
	SE264_Agd	CL1	19.2	-	78	
	SE266_Gp	CR1	25.4	-	80	

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 4

In Figura 36. Figura 37. Figura 38 e Figura 39 sono riportati rispettivamente i valori del peso dell'unità di volume γ , della resistenza a compressione uniaassiale σ_c e dell'indice RQD , con la profondità.

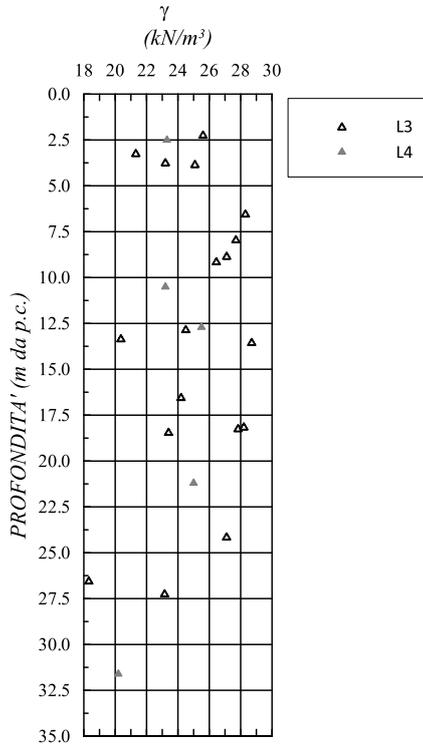


Figura 36: Unità geotecnica Pvl – R2: peso dell'unità di volume.

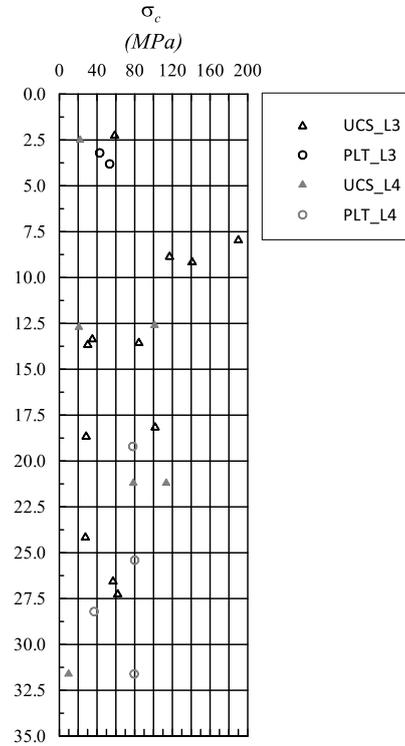
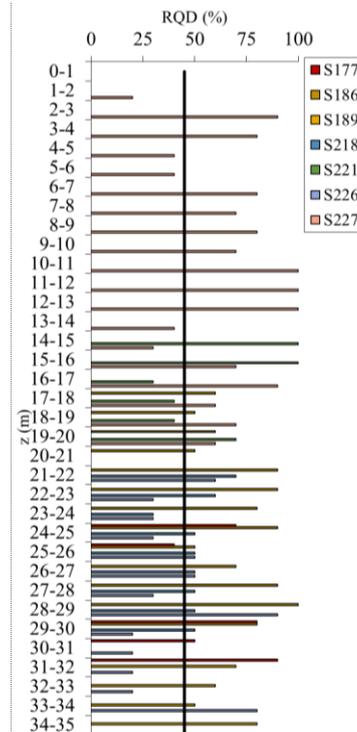
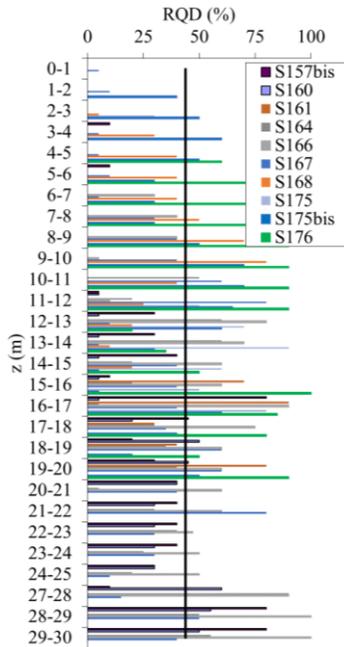


Figura 37: Unità geotecnica Pvl – R2: resistenza a compressione uniaassiale.



RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 4

Figura 38: Unità geotecnica Pvl – R2: andamento RQD con la profondità, Lotto 3.

Figura 39: Unità geotecnica Pvl – R2: andamento RQD con la profondità, Lotto 4.

Dai grafici sopra riportati, si desume che i valori del peso dell'unità di volume γ si attestino in un *range* medio di valori tra 21 e 28 kN/m³.

Per quanto riguarda la resistenza a compressione uniassiale σ_c , dalle risultanze delle prove di laboratorio si osserva che i valori risultano mediamente compresi tra 30 e 80.

Per ciò che attiene l'RQD, poiché il litotipo si presenta geologicamente nella sua *facies* non alterata, pertanto è stato assunto il valore medio ricavato dai sondaggi geognostici, circa pari a 40.

Nel seguito, si riportano sinteticamente i valori numerici attribuiti agli indici parziali valutati come riportato al § 5.1.1 per la stima del GSI; in particolare, per la valutazione degli indici parziali A_3 e A_4 si è fatto riferimento alle stazioni geomeccaniche SG13, SG14, SG15, SG17, SG19, SG20, SG46, SG57, SG58, SG59, SG60, SG61, SG3_01, SG 12 ed SG 14 (queste ultime due effettuate in corrispondenza del Lotto 4):

- Resistenza a compressione uniassiale $\sigma_c = 30 \div 80$ MPa - Indice $A_1 = 4 \div 7$;
- Indice di qualità RQD = 40 - Indice $A_2 = 8$;
- Spaziatura delle discontinuità J_s - Indice $A_3 = 5 \div 20$;
- Condizione delle discontinuità (persistenza, apertura, scabrezza, riempimento, alterazione delle pareti) - Indice $A_4 = 11 \div 24$;
- Condizioni idrauliche - Indice $A_5 = 10$.

L'indice GSI risulta definito in un *range* di 42 \div 69, pertanto, per caratterizzare tale parametro geomeccanico, è stato assunto il valore medio circa pari a 50.

Di seguito, in Figura 40, si riporta l'andamento del modulo di rigidezza E' in funzione della profondità, valutato mediante le prove sismiche (MASW e DH) disponibili per il litotipo oggetto di studio.

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 4

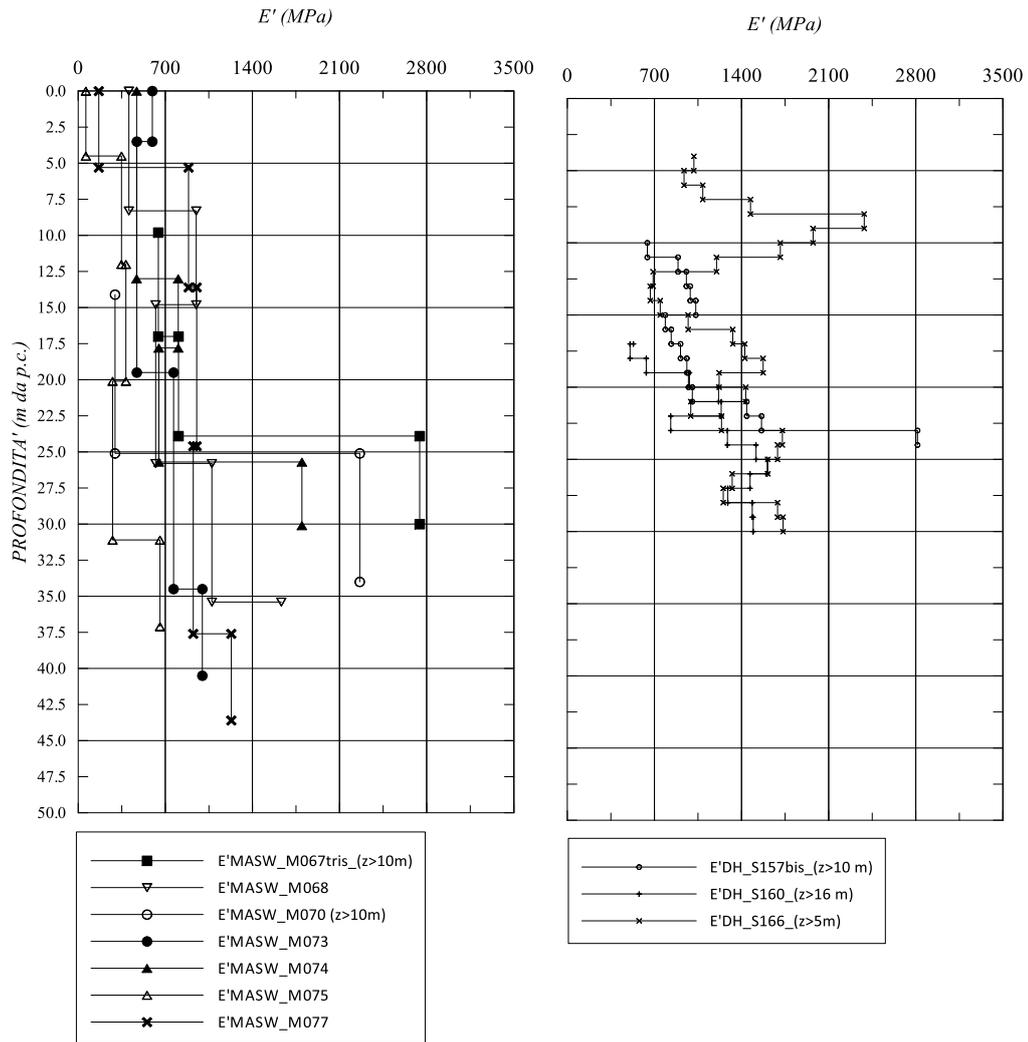


Figura 40: Unità geotecnica Pvl – R2: andamento E', prove sismiche.

Per tale unità è stato assunto un valore del modulo E' compreso tra 150 e 400 MPa fino ad una profondità di 5 m, un valore del modulo compreso tra 300 e 600 MPa per profondità comprese tra 5 e 25 m ed un modulo maggiore di 700 MPa per profondità superiori a 25 m.

6 MODELLO GEOTECNICO

Tabella 25: Caratterizzazione unità geotecniche.

unità geologica		unità geotecnica	litotipo	z (m)	γ (kN/m ³)	σ_c (MPa)	RQD (-)	GSI (-)	c' (kPa)	ϕ' (°)	c_u (kPa)	E (MPa)	OCR
R	riporti antropici	R	rilevato esistente	-	17 ÷ 18	-	-	-	0	33 ÷ 35	-	20	-
		TR	terreni di riporto	-	16	-	-	-	0	29	-	10	-
ec	depositi eluvio-colluviali	ec	terreni a grana grossa	-	16	-	-	-	0	22	-	5	-
a	alluvioni fluviali	a-GF	terreni a grana fine	0 ÷ 5	17 ÷ 19	-	-	-	5÷15	23 ÷ 28	100	10	≥ 10
				≥ 5								20	≥ 5
		a-GG	terreni a grana grossa	-	19 ÷ 21	-	-	-	0	38 ÷ 44	-	40	-
ar	Terrazzi fluviali	ar	terreni a grana grossa	-	18	-	-	-	0	40÷ 45	-	25÷50	-
Qcs	depositi sedimentari	Qcs	terreni a grana grossa	0 ÷ 10	19 ÷ 21	-	-	-	0	38 ÷ 42	-	50	-
				10 ÷ 40								70÷120	
				≥ 40								150	
Qa	Argille siltoso marnose grigio azzurre	Qa	terreni a grana fine	0÷5	17 ÷ 19	-	-	-	10÷50	15 ÷ 32	150	10÷20	10 ÷ 20
				5 ÷ 10								5 ÷ 10	
				10 ÷ 15								15÷35	2 ÷ 5
				15 ÷ 30								20÷60	2
				≥ 30								40÷100	
Qc(a)	Calcareni e sabbie	Qc(a)	terreni a grana grossa	0 ÷ 10	17.5 ÷ 18.5	-	-	-	0	38 ÷ 42	-	50	-
				10 ÷ 25								80÷100	
				≥ 25								300	

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 4

unità geologica		unità geotecnica	litotipo	z (m)	γ (kN/m ³)	σ_c (MPa)	RQD (-)	GSI (-)	c' (kPa)	ϕ' (°)	c _u (kPa)	E (MPa)	OCR	
Pvs	depositi sedimentari intercalati alle vulcaniti: sabbie e limi carbonatici	Pvs-GG	depositi a grana grossa	0 ÷ 10	18 ÷ 19	-	-	-	0	39 ÷ 41	-	70 ÷ 100	-	
				≥ 10								100 ÷ 150		
Pv	breccie e ialoclastiti	Pv-GG	terreni a grana grossa	0 ÷ 15	17 ÷ 19	-	-	-	0	40 ÷ 42	-	40 ÷ 70	-	
				≥ 15								≥ 100		
Pvl	colate laviche (basalti)	Pvl-GG	terreni a grana grossa	0-10	15.5 ÷ 20	-	-	-	0	44	-	75 ÷ 100	-	
				≥ 10								≥ 150		
		Pvl-R2	roccia vulcanica	0 ÷ 5	21 ÷ 28	30 ÷ 80	40	50	-	-	-	-	150 ÷ 400	-
				5 ÷ 25									300 ÷ 600	
≥ 25	≥ 700													

MANDATARIA:

MANDANTI:

7 REGIME DELLE PRESSIONI INTERSTIZIALI

La campagna di indagine del 2013, dunque in fase di progettazione definitiva, ha previsto la realizzazione di un monitoraggio piezometrico mediante l'installazione di tubi aperti e un Casagrande. A data odierna si dispone di 4 letture, effettuate in data:

- 06/03/2013;
- 25/03/2013;
- 22/04/2013;
- 02/07/2013.

Per la ricostruzione dei livelli di falda si riportano in Tabella 26 le ultime letture eseguite sui piezometri installati nell'ultima campagna di indagine.

Tabella 26: Tabella riassuntiva delle misure piezometriche relative alla campagna d'indagine 2013 – Letture del 02/07/2013.

Sondaggio	Quota p.c.	Profondità sondaggio	Quota falda Tubo Aperto		Quota falda Casagrande		NOTE
	(m s.l.m.)	(m da p.c.)	(m s.l.m.)	(m da p.c.)	(m s.l.m.)	(m da p.c.)	
S177	279.5	35	255.09	253.62	-	-	-
S178	249.00	15	assente	assente	-	-	-
S180	227.72	30	213.33	14.39	-	-	-
S182	226.44	60	assente	assente	-	-	-
S183	222.50	25	-	-	assente	assente	-
S189	99.90	35	79.39	20.51	-	-	-
S193	61.35	15	56.37	4.98	-	-	-
S194	56.20	15	50.9	5.33	-	-	-
S199	44.30	15	38.63	5.67	-	-	-
S200	40.80	15	33.84	6.96	-	-	-
S202	35.45	30	28.43	7.02	-	-	-
S204	34.50	30	27.22	7.28	-	-	-
S205	33.20	15	26.06	7.14	-	-	-
S207	25.15	15	18.97	6.18	-	-	-
S208bis	21.70	20	15.5	6.2	-	-	-
S210	22.50	30	16.48	6.02	-	-	-
S212	20.00	15	13.92	5.94	-	-	-
S213	21.65	30	15.57	6.08	-	-	-
S214	17.50	15	12.02	5.48	-	-	-

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 4

S216	15.80	20	10.14	5.66	-	-	-
S217	15.15	30	9.78	5.37	-	-	-
S219	31.15	35	assente	assente	-	-	-
S220	48.00	25	assente	assente	-	-	-
S220ter	47.30	20	assente	assente	-	-	-
S222	23.30	15	assente	assente	-	-	-
S223	10.66	20	2.61	8.05	-	-	-
S224	12.80	40	0.33	12.47	-	-	-
S226	10.20	40	2.04	8.16	-	-	-
S227	13.80	20	5.94	7.86	-	-	-
S228	12.90	15	assente	assente	-	-	-
S229	8.00	15	0.56	7.44	-	-	-
S230	10.20	30	1.69	8.51	-	-	-

Anche la campagna di indagini del progetto esecutivo ha previsto l'installazione di piezometri a tubo aperto e di tipo Casagrande. Ad ottobre del 2021 sono state effettuate le letture in corrispondenza della nuova strumentazione, di cui si riporta una sintesi in Tabella 27.

Tabella 27: Tabella riassuntiva delle misure piezometriche relative alla campagna d'indagine 2021 – Letture del 04-5/10/2021.

Sondaggio	Quota p.c. (m s.l.m.)	Profondità sondaggio (m da p.c.)	Quota falda Tubo Aperto (m da p.c.)	Quota falda Casagrande (m da p.c.)	NOTE
SE224_AGp	287.912	20	-10.24	-	-
SE226_AGp	230.609	25	-20.02	-	-
SE227_AGp*	230.008	35	-	-26.20	-
SE228_AGp*	228.263	40	-	-17.30	-
SE229_AGp*	183.755	35	-	No falda	-
SE231_Gp	135.279	35	-	No falda	-
SE231bis_Gp	135.386	10	-	-2.07	-
SE234_Gp	133.066	30	-	-8.17	-
SE235_Gp	112.244	20	-	-9.01	-
SE236_Gp	99.46	35	-	-2.15	-
SE237_AGp	81.792	30	-	-5.77	-
SE238_Gp	49.232	20	-	-5.80	-

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 4

SE240_Gp	46.794	35	-	No falda	-
SE241_Gp	48.418	35	-	No falda	-
SE242_Gp	45.901	35	-	No falda	-
SE245_Gp	35.401	35	-	-14.07	-
SE251_Gp	28.236	30	-	-6.73	-
SE256_Gp	18.831	20	-	-6.47	-
SE257_Gp	14.121	40	-	-5.04	-
SE257bis_Gp	14.148	10	-	-4.97	-
SE258_Gp	14.108	40	-	-5.23	-
SE259_Gp	13.094	40	-	-8.58	-
SE262_AGp*	39.41	30	-	No falda	-
SE265_Gp	28.928	30	-	No falda	-
SE269_AGp	6.641	30	-	-7.40	-

Il livello di progetto della falda lungo l'intero tracciato stradale è riportato nell'elaborato "Profilo geotecnico longitudinale - Tav. 1÷7" (T04GE00GETFG01-28).

8 STABILITÀ NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE

Con il termine "liquefazione" si indicano i fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche (condizioni sismiche). Tali fenomeni sono legati allo sviluppo di sovrappressioni interstiziali che possono causare una riduzione della tensione efficace media presente nel terreno, da cui consegue una riduzione della resistenza a taglio. La riduzione della resistenza può indurre nel terreno una condizione di collasso.

8.1 CRITERI DI ESCUSIONE DALLA VERIFICA

In accordo a quanto previsto dalla NTC08 (cfr. par. 7.11.3.4) la verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

1. eventi sismici attesi di magnitudo M inferiore a 5;
2. accelerazioni massime attese al piano campagna (a_{max}) in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0.1g;
3. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
4. 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 efficace verticale di 100 kPa;
5. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3.5$ ed in Figura 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3.5$.

In accordo con quanto appena descritto, la verifica si è resa necessaria in tratti comprese tra le pk 14+600 - 15+600, pk 17+800 - 18+220 e tra le pk 19+020 - 19+520. In questi tratti, infatti, è stata riscontrata la presenza di strati costituiti da sabbie sature (α -GG), con una bassa resistenza penetrometrica dinamica e con un fuso granulometrico proprio di depositi liquefacibili.

Viste le poche prove a disposizione, alcune informazioni sono state cautelativamente assunte.

Si osserva che:

- l'accelerazione massima attesa al piano campagna è ovunque maggiore del valore 0.1g;
- la profondità della falda è variabile all'incirca tra 5 e 11 m dal piano campagna;
- le prove *SPT* eseguite all'interno dei tratti in esame restituiscono valori di $(N_1)_{60}$ non sempre maggiori di 30;
- le curve granulometriche ottenute in laboratorio da campioni prelevati nelle aree in oggetto, hanno restituito una non trascurabile sovrapposizione con i fusi stessi.

Per quanto detto, si è ritenuto opportuno non escludere a priori la possibilità di liquefazione ed eseguire ulteriori valutazioni in merito.

8.2 METODI DI VERIFICA

La verifica a liquefazione del deposito è effettuata, mediante un'analisi semplificata, in condizioni di *free-field*. La sicurezza nei confronti della liquefazione, ad una generica profondità, è valutata in termini

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 4

di coefficiente di sicurezza, F_L , definito come rapporto fra la resistenza disponibile alla liquefazione, CRR , (stato di sforzo critico associato alla condizione di liquefazione o al manifestarsi di grandi deformazioni plastiche) e la sollecitazione indotta dall'azione sismica, CSR . Entrambi i parametri tensionali sono correttamente normalizzati rispetto alla tensione verticale efficace agente alla profondità esaminata, in modo da definire un rapporto di resistenza ciclica, CRR , e un rapporto di tensione ciclica, CSR .

$$F_L = \frac{CRR}{CSR}$$

Il termine CSR è stimato a partire dal valore dell'accelerazione massima attesa in superficie a_{max} , per lo specifico stato limite considerato; il termine CRR , nel caso in esame, è stimato a partire dai risultati di prove SPT e da misure di velocità di propagazione delle onde di taglio V_s .

8.2.1 Valutazione del rapporto di tensione ciclica CSR

Il termine CSR , ad una specifica profondità, può essere determinato attraverso la seguente espressione (*Seed e Idriss, 1971*):

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

dove:

a_{max} è l'accelerazione di picco al piano campagna (determinabile attraverso le prescrizioni delle NTC08);

r_d è un coefficiente riduttivo dell'azione sismica che porta in conto la deformabilità del sottosuolo.

Quest'ultimo può essere stimato mediante la seguente espressione (*Liao e Whitmann, 1986*):

$$r_d = 1.000 - 0.0775 \cdot z \text{ per } z \leq 9.15 \text{ m}$$

$$r_d = 1.174 - 0.0267 \cdot z \text{ per } 9.15 < z \leq 23 \text{ m}$$

essendo z la profondità dal piano campagna espressa in metri.

8.2.2 Valutazione del rapporto di tensione ciclica CRR

CRR dai risultati di prove SPT

Il numero di colpa N_{SPT} è ricondotto ad un valore normalizzato e corretto $(N_1)_{60}$ mediante la seguente espressione:

$$(N_1)_{60} = C_N \cdot N_{SPT}$$

Il coefficiente C_N è un fattore correttivo per l'influenza della pressione verticale efficace ed è ricavabile per via iterativa dalla seguente relazione (*Boulanger & Idriss, 2004*):

$$C_N = \left(\frac{p_a}{\sigma'_v} \right)^{0.784 - 0.0768 \sqrt{(N_1)_{60}}} \leq 1.7$$

In cui $p_a \approx 100 \text{ kPa}$ rappresenta la pressione atmosferica.

Il valore della resistenza penetrometrica normalizzata è riportato, poi, ad un valore equivalente per sabbie pulite $(N_1)_{60cs}$ attraverso la relazione (*Idriss e Boulanger, 2004*):

$$(N_1)_{60cs} = (N_1)_{60} + \exp \left(1.63 + \frac{9.7}{FC} - \left(\frac{15.7}{FC} \right)^2 \right)$$

dove FC rappresenta la percentuale di grana fine presente nella sabbia. A partire dal valore di $(N_1)_{60cs}$ può essere infine ricavata la resistenza alla liquefazione per eventi sismici di magnitudo 7.5, mediante la seguente espressione (*Idriss e Boulanger, 2004*), ottenuta dall'osservazione di casi storici:

$$(CRR)_{M=7.5} = \exp \left[\left(\frac{(N_1)_{60cs}}{14.1} \right) + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{126} \right)^2 - \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{23.6} \right)^3 + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{25.4} \right)^4 - 2.8 \right]$$

8.3 RISULTATI DELLE VERIFICHE

Le verifiche a liquefazione riportate nel seguito, sono state condotte nei vari tratti del tracciato dove i terreni, in ragione della loro natura granulometrica, risulterebbero potenzialmente suscettibili a tale fenomeno. In particolare, sono state eseguite sui 3 tratti indicati in Tabella 19:

Tabella 28: Verifiche a liquefazione – Tratti studiati

Tratto	da km	a km
1	14+600	15+600
2	17+800	18+220
3	19+020	19+520

Le verifiche sono state eseguite tramite l'interpretazione dei risultati delle prove *SPT*. In particolare, le curve limite mostrate nei paragrafi seguenti, che sono costruite per mezzo dell'espressione di *Idriss e Boulanger* menzionata nel paragrafo § 8.2.2, sono state ottenute considerando una frazione di fino, *FC*, estrapolata dalla granulometria del campione prelevato in prossimità della prova *SPT* oppure, laddove non sono stati prelevati campioni in prossimità della prova, il contenuto di fino è stato cautelativamente assunto pari al 15%.

Come riportato dettagliatamente nella Relazione sismica (elaborato T00-GE06-GE0-RE01-A), l'accelerazione massima su affioramento rigido in condizioni SLV risulta pari a:

$$a_g = 0.377 \text{ g, Tratto 1}$$

$$a_g = 0.380 \text{ g, Tratto 2 e 3}$$

L'accelerazione massima attesa al piano campagna per la categoria C, individuata lungo il tracciato, è la seguente:

$$a_{max} = 0.441 \text{ g, Tratto 1}$$

$$a_{max} = 0.443 \text{ g, Tratto 2 e 3}$$

Per il sito in esame si è considerata come magnitudo di riferimento 7.41, che rappresenta il valore massimo registrato.

8.3.1 Tratto 1 (da pk 14+600 a pk 15+600)

La Tabella 30 riporta, alla profondità di esecuzione di ciascuna prova *SPT*, il rapporto di tensione ciclica $(CSR)_{M=7.5}$ ed il corrispondente rapporto di resistenza ciclica *CRR*; le prove nelle quali non è riportato alcun valore di *CRR* sono quelle in cui, risultando un $(N_1)_{60} > 30$, la verifica è automaticamente soddisfatta.

Tabella 29: Tratto 1 - Rapporti di tensione e resistenza ciclica ottenuti dalle prove *SPT*.

Indagini	Sondaggio	Prova	z (m)	N_{spt}	$(N_1)_{60}$	Categoria suolo	a_{max}/g	$(CSR)_{M=7.5}$	FC (%)	CRR
2012/2013	S216	1	11	56	49.9	C	0.441	0.336	26.7	-
	S217	1	13	42	34.4	C	0.441	0.332	26.7	-
2021	SE258	1	11.00	54	47.9	C	0.441	0.3364	14	-

Essendo $(N_1)_{60}$ in ogni caso maggiore di 30, sulla base dei dati a disposizione, si può concludere che tale tratto non è a rischio liquefazione (Figura 41).

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 4

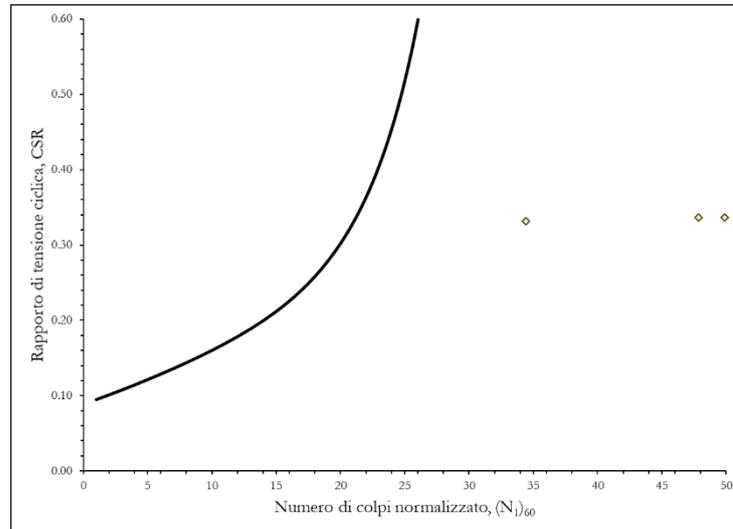


Figura 41: Tratto 1 - Verifica a liquefazione mediante i risultati delle prove SPT.

8.3.2 Tratto 2 (da pk 17+800 a pk 18+220)

La Tabella 30 riporta, alla profondità di esecuzione di ciascuna prova SPT, il rapporto di tensione ciclica $(CSR)_{M=7.5}$ ed il corrispondente rapporto di resistenza ciclica CRR; le prove nelle quali non è riportato alcun valore di CRR sono quelle in cui, risultando un $(N_1)_{60} > 30$, la verifica è automaticamente soddisfatta.

Si sottolinea che, per una maggiore cautela, si è trascurato il contributo alle tensioni fornito dal rilevato esistente che grava su una parte del Tratto 2.

Tabella 30: Tratto 2 - Rapporti di tensione e resistenza ciclica ottenuti dalle prove SPT.

Indagine	Sondaggio	Prova	z (m)	N_{spt}	$(N_1)_{60}$	Categoria suolo	a_{max}/g	$(CSR)_{M=7.5}$	FC (%)	CRR
2012/2013	S223	1	9	36	29.8	C	0.443	0.280	15	0.763
		2	11	48	39.4	C	0.443	0.289	15	-
	S224	3	12	15	9.5	C	0.443	0.250	10.2	0.123

La curva limite illustrata in Figura 42 separa le zone di possibile liquefazione da quelle di non liquefazione e si riferisce alle verifiche in corrispondenza del sondaggio S223, per il quale non si hanno a disposizione granulometrie da campioni prelevati in sito, e dunque si assume cautelativamente un $FC=15\%$; si può osservare che per ogni prova SPT eseguita la verifica risulta soddisfatta.

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 4

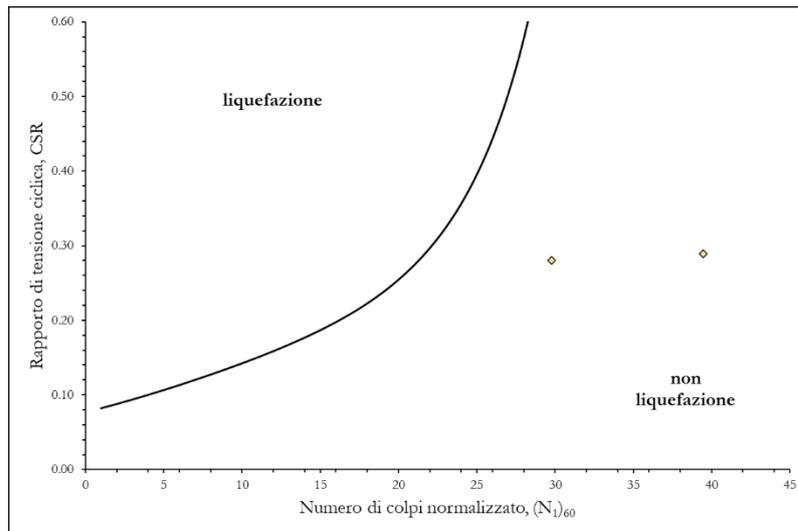


Figura 42: Tratto 2.I – Verifica a liquefazione mediante i risultati delle prove SPT.

La curva limite di Figura 43 tiene conto di un $FC=10.2\%$, valore ottenuto dal campione prelevato alla profondità di circa 13 m nel sondaggio S224.

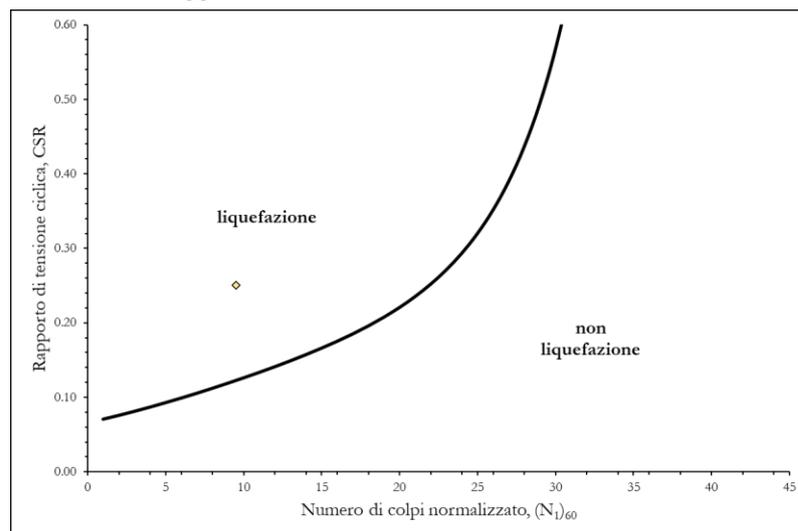


Figura 43: Tratto 2.II – Verifica a liquefazione mediante i risultati delle prove SPT.

La verifica, in questo caso, non risulta soddisfatta. Per tale ragione è necessario prevedere un intervento di mitigazione, che verrà illustrato al paragrafo §8.4.

8.3.3 Tratto 3 (da pk 19+020 a pk 19+520)

Per quanto riguarda il Tratto 3, in cui ricade il solo sondaggio S229, l'unica prova SPT in materiale a granulometria grossolana raggiunge il rifiuto strumentale, inoltre non sono stati prelevati campioni da cui ottenere la curva granulometrica. Per tali ragioni, in questo tratto, la verifica è stata effettuata assumendo un valore di SPT pari a 28, che è il valore ottenuto all'interno dello stesso sondaggio, ad una profondità di 6 m ma in un tratto maggiormente limoso, ed un $FC=15\%$. In Tabella 31 si riporta, alla profondità di esecuzione di ciascuna prova SPT, il rapporto di tensione ciclica $(CSR)_{M=7.5}$ ed il corrispondente rapporto di resistenza ciclica CRR; le prove nelle quali non è riportato alcun valore di CRR sono quelle in cui, risultando un $(N_1)_{60} > 30$, la verifica è automaticamente soddisfatta.

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 4

Tabella 31: Tratto 3 - Rapporti di tensione e resistenza ciclica ottenuti dalle prove SPT.

Sondaggio	Prova	z (m)	N_{spt}	$(N_1)_{60}$	Categoria suolo	a_{max}/g	$(CSR)_{M=7.5}$	FC (%)	CRR
S229	1	7	28	24.3	C	0.443	0.266	15	0.365

La curva limite illustrata in Figura 44 separa le zone di possibile liquefazione da quelle di non liquefazione: la verifica risulta soddisfatta.

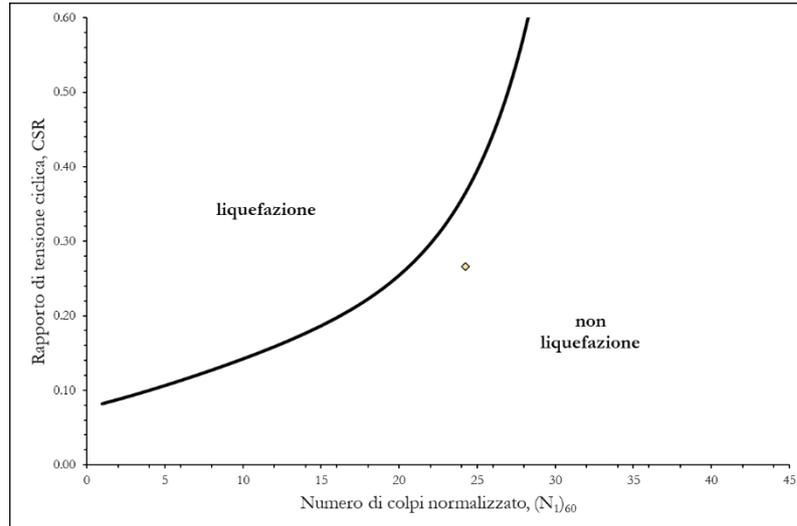


Figura 44: Tratto 3 - Verifica a liquefazione mediante i risultati delle prove SPT

8.4 INTERVENTO DI MITIGAZIONE DEL RISCHIO LIQUEFAZIONE

La tipologia di intervento prescelto per la mitigazione dell'instabilità alla liquefazione cui è soggetto lo strato di terreno α -GG nel Tratto 2, compreso tra le pk 17+800 e 18+220, è la tecnologia di *jet grouting*. Essa prevede, in corrispondenza dello strato liquefacibile, la realizzazione di una serie di colonne di materiale cementato che hanno per legante il cementato iniettato sotto forma di boiacca e come inerte le frazioni che compongono il terreno in situ.

Lo scopo di tale intervento è di trasferire i carichi soprastanti lo strato α -GG, agli strati sottostanti stabili, così da non arrecare danni ai manufatti stradali in caso di liquefazione. Alla luce delle esigenze specifiche del caso in esame si è preferito l'utilizzo della tecnologia bifluido che consente di ottenere penetrazione maggiore del getto.

8.4.1 Descrizione intervento

Le colonne in *jet grouting* dovranno rispondere a requisiti di resistenza tali da risultare idonei al trasferimento dei carichi soprastanti il banco agli strati di terreno sottostanti, stabili.

Caratterizzato da un'estensione di 420 m circa, pk 17+800 ÷ pk 18+220, l'intervento in questione presenta diversi tratti, differenti per dimensioni in pianta della zona trattata e per lunghezza delle colonne di *jet grouting*, variabili in funzione della potenza del banco liquefacibile.

In sede di progettazione, ciascuna colonna è stata prolungata di 2 m sotto lo strato e di 1 m sopra. Relativamente ai singoli tratti, procedendo in direzione Catania:

- il tratto A, pk 17+800 ÷ 17+900, è caratterizzato da una larghezza in pianta di 42 m e da colonne di diametro 1.2 m e lunghezza 6 m;

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 4

- il tratto B, pk 17+900÷ 18+080 circa, è caratterizzato da una larghezza in pianta per un primo tratto pari a 55 m e da colonne di diametro 1.2 m e lunghezza 11 m;
- il tratto C, pk 18+080÷ 18+220, è caratterizzato da una larghezza in pianta di 62 m e da colonne di diametro 1.2 m e lunghezza 15 m;

Le colonne saranno disposte a quinconce, con interasse pari a 2.5 volte il diametro, ovvero 3 m.

8.4.2 Combinazioni di calcolo

Le verifiche sono state eseguite in accordo con le "NTC-2008 e la relativa Circolare esplicativa del 02/02/2009".

Considerato che il fenomeno della liquefazione si esplica soltanto in condizioni sismiche, si è fatto riferimento all'Approccio 1, Combinazione 1 (A1+M1+R1) e Combinazione 2 (A2+M1+R2) ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni.

I coefficienti parziali per i parametri geotecnici (M1 ed M2) sono riassunti qui di seguito:

Tabella 32: Coefficienti parziali di sicurezza per i parametri geotecnici.

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_r	1,0	1,0

Il valore di progetto R_d della resistenza a carichi assiali dei singoli pali si ottiene a partire dal valore caratteristico R_k applicando i coefficienti parziali γ_R riportati nella tabella successiva:

Tabella 33: Coefficienti parziali di sicurezza per le resistenze di fondazioni indirette.

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	γ_t	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

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

La resistenza caratteristica R_k del singolo palo è determinata mediante metodi di calcolo analitici, dove R_k è calcolata dai valori caratteristici dei parametri.

La normativa vigente definisce per tali procedure, il valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ (o $R_{t,k}$) come il valore minore tra quelli ottenuti applicando alle resistenze calcolate $R_{c,calc}$ ($R_{t,calc}$) i fattori di correlazione ξ riportati nella Tabella 34, in funzione del numero n di verticali di indagine:

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

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

Tabella 34: Fattori di correlazione ξ

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

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 4

In ciascuna combinazione prevista deve risultare:

$$Q_{Rd} \geq Q_{Sd}$$

In cui Q_{Rd} è la capacità portante della singola colonna, mentre Q_{Sd} il carico gravante su di essa.

8.4.3 Risultati delle verifiche

Nel presente paragrafo si riportano i risultati delle verifiche prese in considerazione per la singola colonna, ovvero SLU di tipo geotecnico, SLU di tipo strutturale ed SLE.

- Verifica SLU di tipo geotecnico

Il valore caratteristico del carico verticale gravante sulla singola colonna è pari a:

$$Q_{sk} = (\sigma'_v + q_{ril}) \cdot \frac{\pi D_{eq}^2}{4} = (160 \text{ kPa} + 8 \text{ m} \cdot 18 \text{ kN/m}^3) \cdot \frac{\pi (1.2 \text{ m} \cdot 2.5)^2}{4} = 2150 \text{ kN}$$

Dove:

- σ'_v è la tensione litostatica efficace, in condizioni di *free-field*, agente sul piano orizzontale;
- q_{ril} è la pressione verticale dovuta al rilevato stradale;
- D_{eq} è il diametro equivalente, relativo all'area di influenza della singola colonna.

Determinato Q_{sk} si è passati alla determinazione della capacità portante caratteristica, a tal riguardo ciascuna colonna è stata schematizzata come un palo di fondazione. In particolare, nel calcolo, è stata trascurata la resistenza laterale che si sviluppa nello strato di terreno liquefacibile e pertanto si è fatto riferimento esclusivamente alla resistenza alla punta. Quest'ultima è stata valutata dai risultati delle prove penetrometriche *SPT*, secondo le indicazioni di *Reese & O'Neill*:

$$Q_{Rk} = q_{kb} \cdot \frac{\pi D^2}{4} = [\alpha \cdot N_{SPT}] \frac{\pi D^2}{4} = 0.15 \cdot 15 \cdot \frac{\pi 1.2^2}{4} = 2.5 \text{ MPa}$$

Dove:

- N_{SPT} è il numero di colpi della prova nel sondaggio S224;
- α è il coefficiente desunto dalla Tabella 35.

Tabella 35: Coefficiente α – metodo di *Reese & O'Neill*

Tipo di terreno	α_N
Ghiaie	0,15
Sabbie	0,12
Sabbie limosa	0,085

Di seguito si riporta un riepilogo della verifica alla capacità portante della singola colonna per le varie combinazioni imposte dalle NTC:

- **SISMICA: Approccio 1 – Combinazione 1**

$$Q_{s,d} = (Q_{s,k} + W) \cdot A1 = (2150 + 338) \cdot 1.0 = 2488 \text{ kN}$$

In cui W è il peso della colonna stimato pari a $25 \text{ kN/m}^2 \cdot 13.5 \text{ m} = 338 \text{ kN}$.

$$Q_{R,d} = \frac{1}{\xi_3} \left(\frac{Q_{R,k}}{R1} \right) = \frac{1}{1.6} \frac{2500}{1} = 1562.5 \text{ kN}$$

- **SISMICA: Approccio 1 – Combinazione 2**

$$Q_{s,d} = (Q_{s,k} + W) \cdot A2 = (2150 + 338) \cdot 1.0 = 2488 \text{ kN}$$

In cui W è il peso della colonna stimato pari a $25 \text{ kN/m}^2 \cdot 13.5 \text{ m} = 338 \text{ kN}$.

$$Q_{R,d} = \frac{1}{\xi_3} \left(\frac{Q_{R,k}}{R1} \right) = \frac{1}{1.6} \frac{2500}{1.7} = 919 \text{ kN}$$

Essendo in tutte le combinazioni $Q_{R,d}$ maggiore di $Q_{s,d}$, la verifica a capacità portante della singola colonna è soddisfatta.

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 4

- Verifica SLU di tipo strutturale

Il prodotto finale dell'applicazione della metodologia *Jet-Grouting* è una colonna le cui caratteristiche fisico-meccaniche sono incrementate in funzione principalmente della natura litologica originaria del suolo in sito e delle sue caratteristiche di addensamento e/o compattezza.

Ipotizzando, per il tipo di terreno in esame, un valore di resistenza a compressione monoassiale *UCS* pari a 12 MPa (*Keller*, XXII Congresso AGI – Palermo 2004), è possibile concludere che essendo tale valore superiore al valore di suddetto (2.5 MPa), anche la verifica strutturale della singola colonna è soddisfatta.

- Verifica SLE

Il calcolo dei cedimenti della singola colonna è stato condotto sotto l'ipotesi di terreno a comportamento elastico-lineare, per cui si è utilizzato il metodo di *Poulos* (1980):

$$W = \frac{Q_{eser}}{E' \cdot L} I_w = \frac{2150}{34000 \cdot 13.5} \cdot 1.9 = 0.009 \text{ m}$$

In cui:

- E' è il modulo di *Young* alla base della colonna (dunque a circa 20 m di profondità). Il valore è stato ricavato dalla prova *SPT*, utilizzando il metodo di *Denver* come descritto al 5.1.3:
- L è la lunghezza della colonna, pari a 13.5 m;
- Q_{eser} è il valore di calcolo del carico di esercizio, pari a 2150 kN;
- I_w è il coefficiente di influenza, definito dal grafico una volta noti $k = \frac{E_{colonna}}{E'} = \frac{10000 \text{ MPa}}{34 \text{ MPa}} = 294$ e L/D , pari a 11.25.

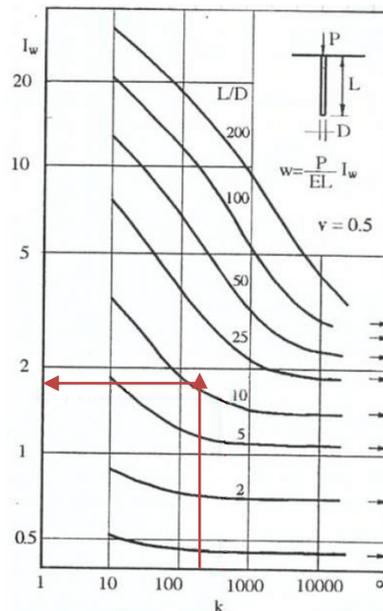


Figura 45: Coefficiente di influenza I_w

Dalle analisi effettuate è possibile concludere che il cedimento di ciascuna colonna è accettabile per i manufatti stradali presenti a p.c.

9 CARATTERISTICHE DEI PIANI DI POSA DEI RILEVATI

Nel corso della campagna di indagine di progetto definitivo sono state effettuate 22 prove di carico su piastra in altrettanti pozzetti esplorativi, al fine di determinare le caratteristiche di deformabilità dei terreni nei primi metri di profondità. Le prove sono state effettuate a differenti profondità e fino ad un massimo di 1.5 m. Tali prove sono state

Le prove sono state effettuate secondo diversi *step* di carico ed intervalli di carico, distinguendo lo "strato di riferimento" in sottofondo (*S*) o di fondazioni (*F*). Nello specifico, nel caso di sottofondi si è considerato un intervallo di carico pari a 50-150 kPa; per le fondazioni l'intervallo è invece stato posto pari a 150 – 250 kPa. Il *Capitolato Speciale di Appalto ANAS* richiede il calcolo delle caratteristiche di deformabilità in un intervallo compreso tra 150 e 250 nel caso in cui si preveda la bonifica con stabilizzante in posto con leganti (calce o cemento). Nessuna tratta del Lotto 4 comprenderà una bonifica con stabilizzante a calce.

In Tabella 36 sono elencati i pozzetti esplorativi nei quali sono state effettuate le prove di carico, la tipologia di strato di riferimento (*S* o *F*) e i valori dei moduli di deformabilità M_{d1} e M_{d2} valutati rispettivamente nel I e nel II ciclo di carico.

Tabella 36: Tabella riepilogativa delle prove di carico su piastra.

Indagine	ID Pozzetto	Spessore materiale vegetale (m)	Strato di riferimento	M_{d1} (MPa)	M_{d2} (MPa)	Rapporto M_{d1}/M_{d2}
2012/2013 (ex Lotto 7)	Pz205	0.2	F	12.59	69.42	0.181
	Pz210	0.3	F	9.72	129.78	0.075
	Pz212	0.3	S	7.86	186.56	0.042
	Pz231	0.5	S	11.75	110.56	0.106
	Pz248	0.4	S	28.98	142.14	0.204
	Pz249	0.4	S	10.15	157.11	0.065
	Pz255	0.5	S	10.33	165.83	0.062
	Pz257	0.4	S	7.48	30.46	0.246
2012/2013 (ex Lotto 8)	Pz258	0.5	F	9.10	119.40	0.076
	Pz258a	0.5	S	10.97	36.40	0.301
	Pz260	0.4	F	15.08	135.68	0.111
	Pz263	0.4	F	10.93	93.28	0.117
	Pz265	0.4	S	7.18	60.92	0.118
	Pz271	0.4	S	9.16	157.11	0.058
	Pz274	0.4	S	9.75	99.50	0.098
	Pz277	0.4	S	9.95	331.637	0.030

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 4

	Pz280	0.5	S	12.04	142.14	0.085
	Pz285	0.4	F	4.67	119.40	0.039
	Pz288	0.4	F	6.26	18.43	0.340
	Pz291	0.4	S	9.92	199.00	0.050
	Pz293	0.4	F	9.30	149.25	0.062
	Pz299	0.3	S	15.23	149.25	0.102
	PE 374_G*	0.3	-	11.1	111.1	0.10
	PE 375_G*	0.3	-	13.2	176.5	0.07
	PE 376	0.3	-	11.7	88.2	0.13
	PE 380_A*	0.3	-	8.8	81.1	0.11
	PE 394_AG	0.3	-	14.1	61.2	0.23
	PE 401_G	0.3	-	21.4	157.9	0.14
	PE 411 AG	0.3	-	11.7	48.4	0.24
	PE 412 AG	0.3	-	12	48.4	0.25
	PE 413 G	0.4	-	9.7	39	0.25
2021	PE 415 AG	0.3	-	9.5	36.6	0.26
	PE 416 G	0.3	-	9.1	34.1	0.27
	PE 417 AG	0.3	-	9.6	43.5	0.22
	PE 418 AG	0.3	-	9.4	35.3	0.27
	PE 460	0.4	-	11.6	39	0.30
	PE 473 G	0.3	-	7	40.5	0.17
	PE 474 G	0.3	-	7.3	37.5	0.19
	PE 486 G	0.3	-	10.4	187.5	0.06
	PE 487 G	0.4	-	10.4	125	0.08
	PE 518 G	1	-	13.7	46.2	0.30

I moduli di deformazione al primo ciclo di carico e nell'intervallo di carico compreso tra 50-150 kN/m² risultano essere nella maggior parte dei casi inferiori ai 15 MPa richiesti dal Capitolato Speciale per i piani di posa dei rilevati di altezza superiore a 2 m. Il limite, posto pari a 20 MPa, non è rispettato neppure nel caso di bonifica con stabilizzante a calce o a cemento. Per tali ragioni, in accordo con quanto richiesto dal Capitolato speciale di appalto, sarà necessaria l'eliminazione degli spessori di

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 4

terreno superficiali, così come riportato nella Tabella 37, e si prevede l'aggiunta di uno strato di bonifica, di spessore variabile per ogni tratto.

Tabella 37: indicazioni progettuali scotico e bonifiche.

Tratto		Scotico	Bonifica
pk (inizio)	pk (fine)	(m)	(m)
0	220	0.2	0.8
900	1060	0.2	0.8
2860	2880	0.2	1.2
2880	2940	0.2	0.2
2940	2960	0.2	1.3
3160	3420	0.2	2.8
3400	3660	0.2	1.3
3660	3800	0.2	0.1
3800	4400	0.2	0.2
4400	4760	0.2	0.3
5160	5280	0.2	0.2
6240	6460	0.2	0.6
6780	7880	0.2	0.6
792	8220	0.2	0.2
8220	8540	0.2	0.3
8540	8760	0.2	0.2
8760	9140	0.2	0.8
9140	9500	0.2	0.3
9500	9640	0.2	0.6
9720	10060	0.2	0.5
10060	10360	0.2	0.8
10360	10980	0.2	0.2
10980	11320	0.2	0.3
11320	11620	0.2	0.8
11620	11720	0.2	0.2
11720	11820	0.2	0.3
11820	11920	0.2	0.2
11920	12780	0.2	0.8
12780	12900	0.2	0.6
12900	13100	0.2	0.8
13100	13320	0.2	0.2
13320	13400	0.2	1
13400	13480	0.2	1
13480	13720	0.2	0.6
13720	13920	0.2	0.9

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 4

Tratto		Scotico	Bonifica
13920	14160	0.2	0.6
14160	14820	0.2	0.8
14820	14920	0.2	0.2
14920	15200	0.2	0.6
15200	15340	0.2	0.5
15340	15440	0.2	1.1
15440	15540	0.2	0.6
15540	15680	0.2	1.4
15680	15860	0.2	0.2
15860	16040	0.2	1
16780	16920	0.2	0.1
16920	17140	0.2	0.8
17140	17360	0.2	0.2
17660	17880	0.2	0.1
17880	17980	0.2	0.3
17980	18240	0.2	0.2
18640	18840	0.2	0.2
18840	19000	0.2	0.9
19000	19250	0.2	0.2
19250	19400	0.2	1
19400	19580	0.2	0.6
19580	19740	0.2	1.3
19740	19860	0.2	0.2