

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 3 - Dallo svincolo n. 5 "Grammichele" (compreso) allo svincolo n. 8 "Francofonte" (escluso)

PROGETTO ESECUTIVO

COD. **PA897**

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 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 GRUPPO DI PROGETTAZIONE:

MANDATARIA:



Dott. Ing. N. Granieri
Dott. Ing. F. Durastanti
Dott. Ing. V. Truffanti
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. Bela

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 RESPONSABILE DI PF



GEOTECNICA

Relazione geotecnica generale

CODICE PROGETTO

PROGETTO

LIV. PROG.

N. PROG.

L0408Z

E

2101

NOME FILE

T03GE00GETRE01B

CODICE ELAB.

T03GE00GETRE01

REVISIONE

SCALA:

B

-

B

Revisione a seguito campagna indagini 2021

Nov. 2021

C. Consorti

D. Carlaccini

N. Granieri

A

Emissione

Giu 2021

C. Consorti

D. Carlaccini

N. Granieri

REV.

DESCRIZIONE

DATA

REDATTO

VERIFICATO

APPROVATO

INDICE

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	6
3.3	CAMPAGNA DI INDAGINE DEL PROGETTO ESECUTIVO (2021)	17
4	INQUADRAMENTO GEOLOGICO	21
5	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	24
5.1	CRITERI DI CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	24
5.1.1	Note generali	24
5.1.2	Terreni a grana fine.....	24
5.1.3	Terreni a grana grossa	25
5.1.4	Formazioni litoidi	27
5.1.5	Determinazione del modulo di rigidezza da prove sismiche	29
5.2	DEFINIZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE	30
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>dt</i>	33
5.2.5	Unità geotecnica <i>a-GG</i>	33
5.2.6	Unità geotecnica <i>ar</i>	34
5.2.7	Unità geotecnica <i>p</i>	35
5.2.8	Unità geotecnica <i>Qt</i>	40
5.2.9	Unità geotecnica <i>Qcs</i>	40

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 3

5.2.10	Unità geotecnica <i>Qc(b)</i>	43
5.2.11	Unità geotecnica <i>Pv – R</i>	43
5.2.12	Unità geotecnica <i>Pvs – GF</i>	46
5.2.13	Unità geotecnica <i>Pvs – GG</i>	52
5.2.14	Unità geotecnica <i>Ppw – R</i>	53
5.2.15	Unità geotecnica <i>Pvl – GG</i>	55
5.2.16	Unità geotecnica <i>Pvl – R1</i>	57
5.2.17	Unità geotecnica <i>Pvl – R2</i>	59
5.2.18	Unità geotecnica <i>V-S1</i>	62
5.2.19	Unità geotecnica <i>Pm</i>	65
5.2.20	Unità geotecnica <i>Mg/Mg-faglia</i>	69
5.2.21	Unità geotecnica <i>Mv</i>	71
5.2.22	Unità geotecnica <i>Mm</i>	72
6	MODELLO GEOTECNICO	78
7	REGIME DELLE PRESSIONI INTERSTIZIALI	80
8	CARATTERISTICHE DEI PIANI DI POSA DEI RILEVATI	82

1 PREMESSA

Con 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 3 (ex lotti 5 e 6).

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 3 si sviluppa per una lunghezza complessiva di 18 km circa; l'opera maggiore che lo compone è il Viadotto Piano delle Rose (ex Lotto 5), che attraversa una valle incisa e caratterizzata da un sistema di faglie subverticali, che dislocano e disarticolano i sedimenti del Tellaro (Mm), delle vulcanoclastiti mioceniche della Formazione Carlentini (Mv) e i Calcari di base (Mg). Il resto del tracciato si sviluppa in tratti in trincea, in rilevato e a raso. Nell'ambito di questo Lotto, inoltre, si riconosce un fenomeno gravitativo attivo che interessa la Pila 2 del Viadotto Piano delle Rose di progetto (Frana L5_1), un dissesto minore localizzato presso la pk 2+060 e una frana di colamento (Frana L5_2); per la descrizione di questi fenomeni si rimanda all'elaborato "Monografie delle frane censite" (T03GEO1GEORE02).

Nel seguito della relazione si fornisce una descrizione delle campagne di indagine condotte per la redazione del progetto esecutivo (2021), del progetto definitivo (2012-2013) e delle campagne di indagine pregresse (2003-2004); saranno inoltre illustrati i caratteri geologici dei litotipi incontrati lungo il tracciato e saranno contestualmente definite le unità geotecniche. Successivamente, saranno esposti i criteri di caratterizzazione adoperati per i differenti litotipi presenti, nonché illustrate le interpretazioni delle misure in sito e in laboratorio per la determinazione delle caratteristiche geotecniche dei terreni atte alla definizione del modello geotecnico di sottosuolo.

Saranno inoltre presentate le misure fornite dalle letture piezometriche, necessarie per la ricostruzione del regime idrico del sottosuolo ed altresì le caratteristiche dei piani di posa dei rilevati.

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, a sostegno del progetto preliminare;
- campagna indagine 2012-2013 e integrazione indagini geofisiche nel 2016, a sostegno del progetto definitivo;
- campagna indagine 2021, a sostegno del progetto esecutivo.

L'ubicazione di tali indagini è illustrata negli elaborati "Planimetria ubicazione indagini" (T03GE02GEOPU01-12).

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, a data odierna, per la campagna del progetto esecutivo.

3.1 INDAGINI PREGRESSE 2003 E 2004

A supporto della fase di Progettazione Preliminare è stata eseguita una campagna di indagini geognostiche, geofisiche e geotecniche, 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.

La campagna di indagini ha complessivamente riguardato, per il lotto in questione, le seguenti prove:

- n.8 sondaggi geognostici verticali a carotaggio continuo;
- n.4 prove penetrometriche *SPT*;
- n.5 prelievi di campioni;
- n.2 prove *down-hole*;
- n. 2 *Point load test*;
- n.3 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 2003/2004 - Scheda sintetica dei sondaggi.

Indagine	Denominazione	$L_{sondaggio}$ (m)	SPT (n°)	Point Load Test	Lefranc e/o Lugeon (n°)	Campioni prelevati			Strumentazione installata
						Cl (n°)	Rim (n°)	Li (n°)	
2004 (ex Lotto 5)	S11	35	-	-	-	-	-	-	Down-Hole
	S11bis	26	2	-	-	-	-	-	-
	S12	25	-	-	-	3	-	-	-
2004	S13	15	2	-	-	2	-	-	Down-Hole
	S8bis	15	-	-	-	-	-	-	-

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 3

(ex Lotto 6)	S8ter	10	-	-	-	-	-	-
	S9	20.5	-	-	-	-	-	Down-Hole
	S10	15	-	2	-	-	-	-

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

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 5

- n. 19 sondaggi geognostici verticali a carotaggio continuo;
- n. 14 sondaggi attrezzati con piezometro a tubo aperto;
- n. 65 prove penetrometriche *SPT*;

- n. 1 prove di permeabilità *Lefranc* e 1 *Lugeon*;
- n. 1 prove pressiometriche *Menard*;
- n. 77 prelievi di campioni in foro di sondaggio, di cui n. 19 indisturbati, n. 36 rimaneggiati, 15 in materiale lapideo e 7 spezzoni di carota, sottoposti a prove di laboratorio (cfr. "Documentazione prove di laboratorio preesistenti - Report" - T03GE04GEORE07);
- n. 30 pozzetti esplorativi;
- n. 46 prelievi di campioni rimaneggiati in pozzetto esplorativo;
- n. 12 prove di carico su piastra in corrispondenza dei pozzetti esplorativi;
- n. 5 prelievi di campioni in alveo, di cui 3 da fondo alveo e 2 da sponda;
- n. 11 prospezioni simiche *MASW*;
- n. 3 prove *down-hole*;
- n. 19 prospezioni sismiche a rifrazione;

Lotto 6

- n. 24 sondaggi geognostici verticali a carotaggio continuo;
- n. 15 sondaggi attrezzati con piezometro a tubo aperto;
- n. 39 prove penetrometriche *SPT*;
- n. 2 prove di permeabilità *Lefranc* e 1 *Lugeon*
- n. 102 prelievi di campioni, di cui n. 4 indisturbati, n. 34 rimaneggiati, 58 in materiale lapideo, sottoposti a prove di laboratorio e 6 spezzoni di carota (cfr. "Documentazione prove di laboratorio preesistenti - Report" - T03GE04GEORE07);
- n. 24 pozzetti esplorativi;
- n. 29 prelievi di campioni rimaneggiati in pozzetto esplorativo;
- n. 4 prove di carico su piastra in corrispondenza dei pozzetti esplorativi;
- n. 12 prospezioni simiche *MASW*;
- n. 5 prove *down-hole*;
- n. 28 prospezioni sismiche a rifrazione;
- n. 9 stendimento sismico integrativo a rifrazione (2016);

In Tabella 2 si descrivono i sondaggi effettuati, con indicazione delle profondità di investigazione raggiunte, $L_{\text{sondaggio}}$, 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 (CI : campioni indisturbati; Rim : campioni rimaneggiati, Li : campioni litoidi; SC : spezzoni di carota).

Tabella 2: Campagna indagine 2012/2013 - Scheda sintetica dei sondaggi.

Indagine	Denominazione	$L_{\text{sondaggio}}$ (m)	SPT (n°)	Pressiometriche (n°)	Lefranc e/o		Campioni prelevati				Strumentazione installata
					Lugeon (n°)	CI (n°)	Rim (n°)	Li (n°)	SC (n°)		
2012/2013 (ex Lotto 5)	S130p	3	5	-	-	3	-	-	-	Piezometro T.A.	
	S132p	30	5	-	-	3	-	-	-	Piezometro T.A.	
	S134p	30	3	-	-	-	-	5	-	Piezometro T.A.	

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 3

S134bisp	35	2	-	-	-	2	2	-	Piezometro T.A.
S134teri	10	1	-	-	-	-	2	-	Inclinometro
S136p	40	4	-	-	-	3	1	1	Piezometro T.A.
S137p	20	4	-	-	2	1	-	2	Piezometro T.A.
S138p	25	5	-	-	-	3	-	-	Piezometro T.A.
S139d	30	5	-	-	1	2	-	-	Down-Hole
S140p	35	6	1	1	1	4	-	-	Piezometro T.A.
S140bisp	35	4	-	1	1	4	1	-	Piezometro T.A.
S141p	30	4	-	-	2	3	1	-	Piezometro T.A.
S143p	20	4	-	-	3	1	-	4	Piezometro T.A.
S145p	20	-	-	-	-	-	3	-	Piezometro T.A.
S146d	30	5	-	-	1	3	-	-	Down-Hole
S147p	20	2	-	-	-	3	-	-	Piezometro T.A.
S149p	30	2	-	-	-	3	-	-	Piezometro T.A.
S152	15	2	-	-	1	2	-	-	-
S153d	30	2	-	-	1	2	-	-	Down-Hole
S154p	20	4	-	-	1	2	-	-	Piezometro T.A.
S155	15	2	-	-	-	3	-	-	-
S155bisp	15	2	-	-	-	3	-	-	Piezometro T.A.
S156	15	2	-	-	-	3	-	-	-
S157p	15	3	-	-	-	3	1	-	Piezometro T.A.
S157bisd	30	2	-	-	-	1	4	3	Down-Hole
S158p	25	2	-	-	-	3	1	3	Piezometro T.A.
S159p	20	2	-	-	1	2	-	-	Piezometro T.A.
S160d	30	2	-	-	1	1	3	-	Down-Hole
S161p	20	2	-	1	-	2	1	-	Piezometro T.A.
S164	30	1	-	-	-	-	4	-	-
2012/2013 (ex Lotto 6) S166d	30	-	-	1	-	-	4	-	Down-Hole
S167p	30	-	-	-	-	-	4	-	Piezometro T.A.
S168p	15	1	-	-	-	-	4	-	Piezometro T.A.
S168bisp	20	1	-	-	1	1	4	-	Piezometro T.A.
S169p	20	-	-	-	-	-	4	-	Piezometro T.A.
S170	15	2	-	-	-	2	-	-	-
S171p	15	2	-	-	-	3	2	-	Piezometro T.A.
S172d	30	1	-	-	-	1	5	-	Down-Hole
S173p	15	2	-	1	-	2	3	-	Piezometro T.A.
S174d	30	2	-	-	-	1	3	-	Down-Hole
S175p	17.5	3	-	-	-	-	4	-	Piezometro T.A.
S175bisp	20	1	-	-	-	1	3	-	Piezometro T.A.
S176p	20	-	-	-	-	-	4	-	Piezometro T.A.

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 3

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

Tabella 3: Schema sintetico dei pozzetti

<i>Pozzetto</i>	<i>Lotto</i>	<i>Profondità (m)</i>	<i>Campioni rimaneggiati</i>
P113	L3 ex L4 PD	3	2
P114	L3 ex L4 PD	3	2
P115	L3 ex L5 PD	3	3
P116a	L3 ex L5 PD	3	2
P116	L3 ex L5 PD	3.5	2
P117	L3 ex L5 PD	2.5	2
P118	L3 ex L5 PD	3	1
P119	L3 ex L5 PD	1.3	2
P120	L3 ex L5 PD	2.5	1
P121	L3 ex L5 PD	3.5	1
P122	L3 ex L5 PD	3	2
P123	L3 ex L5 PD	3	2
P124	L3 ex L5 PD	3	2
P129	L3 ex L5 PD	1.8	1
P130	L3 ex L5 PD	3	2
P131	L3 ex L5 PD	2.2	1
P132	L3 ex L5 PD	1.7	2
P133	L3 ex L5 PD	0.5	1
P134	L3 ex L5 PD	3	2
P135	L3 ex L5 PD	2.3	1
P135a	L3 ex L5 PD	2.5	1
P136	L3 ex L5 PD	2	1
P137	L3 ex L5 PD	1.2	1
P138	L3 ex L5 PD	1.5	1
P139	L3 ex L5 PD	0.4	1
P140	L3 ex L5 PD	1.8	1
P142	L3 ex L5 PD	1.8	1
P143	L3 ex L5 PD	2.2	1
P144	L3 ex L5 PD	2.3	2
P145	L3 ex L5 PD	2.1	2
P146	L3 ex L6 PD	2.5	1
P146a	L3 ex L6 PD	2.5	2
P147a	L3 ex L6 PD	1.4	1
P148	L3 ex L6 PD	1.3	1
P149	L3 ex L6 PD	2.2	1

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 3

Pozzetto	Lotto	Profondità (m)	Campioni rimaneggiati
P151	L3 ex L6 PD	1.2	1
P153	L3 ex L6 PD	1.5	1
P158	L3 ex L6 PD	1.2	1
P159	L3 ex L6 PD	1.5	1
P160	L3 ex L6 PD	1.5	1
P161	L3 ex L6 PD	0.6	1
P170	L3 ex L6 PD	1.5	1
P172	L3 ex L6 PD	2.5	1
P174	L3 ex L6 PD	1.4	1
P178	L3 ex L6 PD	1.4	1
P179	L3 ex L6 PD	2.3	2
P186	L3 ex L6 PD	2.1	2
P191	L3 ex L6 PD	1.1	1
P191a	L3 ex L6 PD	2	2
P192a	L3 ex L6 PD	2	1
P192b	L3 ex L6 PD	2	2
P194	L3 ex L6 PD	1.5	1
P195a	L3 ex L6 PD	0.9	1
P196	L3 ex L6 PD	0.9	1
TOT. 52 POZZETTI	TOT. 54 POZZETTI	108.6	70

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*;

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 3

- prova di compressione uniassiale;
- 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.

<i>Indagine</i>	<i>N.</i>	<i>ID Pozzetto</i>	<i>Profondità</i>
2012/2013 (ex Lotto 4)	1	Pz113	0.6
	2	Pz114	1
2012/2013 (ex Lotto 5)	1	Pz115	0.6
	2	Pz116a	1.1
	3	Pz117	1.1
	4	Pz122	1.1
	5	Pz124	1.1
	6	Pz130	1.2
	7	Pz131	1
	8	Pz132	1.1
	9	Pz135	0.9
	10	Pz135a	1.2
	11	Pz136	1
	12	Pz144	1.2
2012/2013 (ex Lotto 6)	1	Pz146	1.2
	2	Pz146a	1.1
	3	Pz172	1.2
	4	Pz186	1.2

In Tabella 5 è riportato l'elenco dei campioni prelevati in alveo, che riguardano solo il Lotto 5.

Tabella 5: Prelievi sedimenti in alveo.

<i>Corso d'acqua</i>	<i>Sigla campioni</i>	<i>Fondo alveo / Sponde</i>
T. Fiumicello	G15-01	F
	G15-02	F
	G15-03	S
	G15-04	F
	G15-05	S

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 3.5 m e diametro 101 mm. Nella tabella che segue sono riportati in maniera riassuntiva le caratteristiche di tali indagini:

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 3

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

<i>Indagine</i>	<i>N.</i>	<i>Denominazione</i>	<i>Tipo di prova</i>	<i>Profondità investigata (m)</i>
2012/2013 (ex Lotto 5)	1	S140p	<i>Lefranc</i>	15.9-17
	2	S140bisp	<i>Lugeon</i>	17.4-20.6
2012/2013 (ex Lotto 6)	3	S161p	<i>Lefranc</i>	12-13
	4	S166d	<i>Lugeon</i>	26.5-30
	5	S173p	<i>Lefranc</i>	7.2-8.5

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

Tabella 7. Scheda di riepilogo delle prove pressiometriche.

<i>Indagine</i>	<i>N.</i>	<i>ID sondaggio</i>	<i>Sigla Prova</i>	<i>Profondità (m dal pc)</i>
2012/2013 (ex Lotto 5)	1	S140p	MPT1	8.8

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'*.

<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>
M055	L3 ex L5 PD	346	C	C
M056	L3 ex L5 PD	782	B	B
M057	L3 ex L5 PD	336	C	C
M058	L3 ex L5 PD	426	S2	B
M059	L3 ex L5 PD	659	B	B
M060	L3 ex L5 PD	474	S2	B
M062	L3 ex L5 PD	509	B	B
M063	L3 ex L5 PD	428	B	B
M064	L3 ex L5 PD	543	B	B
M065	L3 ex L5 PD	423	B	B
M066	L3 ex L5 PD	852	S2	S2 / A *(3)
M067	L3 ex L6 PD	364	B	B
M067bis	L3 ex L6 PD	596	B	B
M067tris	L3 ex L6 PD	751	S2	B
M068	L3 ex L6 PD	747	S2	B
M070	L3 ex L6 PD	810	S2	A
M073	L3 ex L6 PD	706	B	B
M074	L3 ex L6 PD	756	S2	B
M075	L3 ex L6 PD	635	S2	B

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 3

Identificativo	Lotto	Vs30 (m/s)	Classe Di Suolo Ntc/08	Classe Di Suolo 'Indirizzi E Criteri Per La Microzonazione Sismica'
M075bis	L3 ex L6 PD	683	S2	B
M076	L3 ex L6 PD	562	S2	B
M077	L3 ex L6 PD	1025	A	A
M078	L3 ex L6 PD	625	B	B

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'
S139	L3 Ex L5 PD	395	S2	S2 / B
S146	L3 Ex L5 PD	454	S2	B
S153	L3 Ex L5 PD	646	B	B
S157bis	L3 Ex L6 PD	601	S2	B
S160	L3 Ex L6 PD	512	B	B
S166	L3 Ex L6 PD	906	A	A
S172	L3 Ex L6 PD	875	A	A
S174	L3 Ex L6 PD	612	S2	B

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

Identificativo	Lunghezza (m)	Lotto
BS_111	115	L3 ex L4 PD
BS_113	115	L3 ex L5 PD
BS_114	115	L3 ex L5 PD
BS_115	115	L3 ex L5 PD
BS_116	115	L3 ex L5 PD
BS_117	115	L3 ex L5 PD
BS_118	115	L3 ex L5 PD
BS_119	115	L3 ex L5 PD
BS_120	115	L3 ex L5 PD
BS_121	115	L3 ex L5 PD
BS_122	115	L3 ex L5 PD
BS_123	115	L3 ex L5 PD
BS_126	115	L3 ex L5 PD
BS_127	115	L3 ex L5 PD
BS_128	115	L3 ex L5 PD
BS_129	115	L3 ex L5 PD
BS_130	115	L3 ex L5 PD
BS_133	115	L3 ex L5 PD
BS_135	115	L3 ex L5 PD
BS_138	115	L3 ex L6 PD

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 3

Identificativo	Lunghezza (m)	Lotto
BS_139	115	L3 ex L6 PD
BS_140	115	L3 ex L6 PD
BS_141	115	L3 ex L6 PD
BS_142	115	L3 ex L6 PD
BS_143	115	L3 ex L6 PD
BS_144	115	L3 ex L6 PD
BS_145	115	L3 ex L6 PD
BS_146	115	L3 ex L6 PD
BS_147	115	L3 ex L6 PD
BS_148	115	L3 ex L6 PD
BS_149	115	L3 ex L6 PD
BS_150	115	L3 ex L6 PD
BS_151	115	L3 ex L6 PD
BS_152	115	L3 ex L6 PD
BS_154	115	L3 ex L6 PD
BS_155	115	L3 ex L6 PD
BS_156	115	L3 ex L6 PD
BS_157	115	L3 ex L6 PD
BS_158	115	L3 ex L6 PD
BS_160	115	L3 ex L6 PD
BS_161	115	L3 ex L6 PD
BS_162	115	L3 ex L6 PD
BS_163	115	L3 ex L6 PD
BS_164	115	L3 ex L6 PD
BS_165	115	L3 ex L6 PD
BS_166	115	L3 ex L6 PD
BS_167	115	L3 ex L6 PD
TOTALI	5.405	47

IDENTIFICATIVO	LUNGHEZZA (m)	LOTTO
TS_03	115	L3 ex L6 PD
TS_04	115	L3 ex L6 PD
TS_05	115	L3 ex L6 PD
TS_06	115	L3 ex L6 PD
TS_07	115	L3 ex L6 PD
TS_08	115	L3 ex L6 PD
TS_09	115	L3 ex L6 PD
TS_10	115	L3 ex L6 PD
TS_11	115	L3 ex L6 PD

Nell'ambito dei rilevamenti eseguiti è stato condotto anche un rilievo geomeccanico-strutturale nell'ambito del quale sono state realizzate n. 27 stazioni di misura per valutare l'indice *BMR* (*Bieniawski*, 1973) necessario per la classificazione degli ammassi rocciosi.

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 3

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*).

È necessario comunque evidenziare che le stazioni geomeccaniche sono state eseguite su affioramenti litoidi delle diverse formazioni affioranti 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 27 stazioni di rilevamento eseguite la cui precisa ubicazione è riportata sulla carta geologica.

Tabella 11 Riepilogativa delle stazioni geomeccaniche eseguite e relativi valori.

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 3

Identificativo stazione	Lotto	Valore BMR	Classe ammasso	Litologia
SG13	L3 ex L6 Pd	66	<i>II - ammasso buono</i>	Colate di lava (Pvl)
SG14	L3 ex L6 Pd	62	<i>II - ammasso buono</i>	Colate di lava e piroclastiti massive (Pvl)
SG15	L3 ex L6 Pd	70	<i>II - ammasso buono</i>	Colate di lava (Pvl)
SG16	L3 ex L6 Pd	64	<i>II - ammasso buono</i>	Lava a pillows (Ppw)
SG17	L3 ex L6 Pd	62	<i>II - ammasso buono</i>	Colate di lava (Pvl)
SG18	L3 ex L6 Pd	58	<i>III - ammasso discreto</i>	Lava a pillows (Ppw)
SG19	L3 ex L6 Pd	50	<i>III - ammasso discreto</i>	Colate di lava (Pvl)
SG20	L3 ex L6 Pd	45	<i>III - ammasso discreto</i>	Colate di lava (Pvl)
SG30	L3 ex L5 Pd	74	<i>II - ammasso buono</i>	Piroclastiti massive (Pv)
SG31	L3 ex L5 Pd	49	<i>III - ammasso discreto</i>	Breccia vulcanica (Pv)
SG33	L3 ex L5 Pd	65	<i>II - ammasso buono</i>	Formazione Trubi – calcari marnosi (Pm)
SG34	L3 ex L5 Pd	63	<i>II - ammasso buono</i>	Formazione Trubi – calcari marnosi (Pm)
SG35	L3 ex L5 Pd	66	<i>II - ammasso buono</i>	Calcari di base (Mg)
SG46	L3 ex L6 Pd	44	<i>III - ammasso discreto</i>	Colate di lava (Pvl)
SG49	L3 ex L5 Pd	60	<i>III - ammasso discreto</i>	Formazione Carlentini – facies vulcanoclastica (Mv)
SG50	L3 ex L5 Pd	68	<i>II - ammasso buono</i>	Calcari di base (Mg)
SG51	L3 ex L5 Pd	64	<i>II - ammasso buono</i>	Calcari di base (Mg)
SG52	L3 ex L5 Pd	43	<i>III - ammasso discreto</i>	Cataclaste della formazione Tellaro (Mm)
SG53	L3 ex L5 Pd	46	<i>III - ammasso discreto</i>	Formazione Carlentini – facies vulcanoclastica (Mv)
SG54	L3 ex L5 Pd	32	<i>IV - ammasso scadente</i>	Formazione Tellaro – Marne (Mm)
SG55	L3 ex L5 Pd	60	<i>III - ammasso discreto</i>	Calcari di base (Mg)
SG56	L3 ex L5 Pd	58	<i>III - ammasso discreto</i>	Calcari di base (Mg)
SG57	L3 ex L6 Pd	45	<i>III - ammasso discreto</i>	Colate di lava (Pvl)
SG58	L3 ex L6 Pd	54	<i>III - ammasso discreto</i>	Colate di lava (Pvl)
SG59	L3 ex L6 Pd	54	<i>III - ammasso discreto</i>	Colate di lava (Pvl)
SG60	L3 ex L6 Pd	52	<i>III - ammasso discreto</i>	Colate di lava (Pvl)
SG61	L3 ex L6 Pd	64	<i>II - ammasso buono</i>	Colate di lava (Pvl)

3.3 CAMPAGNA DI INDAGINE DEL PROGETTO ESECUTIVO (2021)

Al fine di approfondire la ricostruzione stratigrafica e la caratterizzazione geotecnica e sismica dei terreni interessati dalle opere di progetto, nel 2021 è stato definito ed eseguito un piano di indagini integrativo per la progettazione esecutiva. Nello specifico, per il lotto 3, è stato definito un programma di indagini finalizzato ad investigare i volumi di terreno in corrispondenza o in prossimità delle opere, laddove le informazioni ereditate dalle fasi di progettazioni precedente risultassero scarse.

Le documentazioni corrispondenti sono riportate negli elaborati:

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

La più recente campagna di indagini ha riguardato l'esecuzione delle seguenti prove:

- n. 19 sondaggi geognostici verticali a carotaggio continuo;
- n. 9 sondaggi attrezzati con piezometro a tubo aperto;
- n. 2 sondaggi attrezzati con piezometro tipo Casagrande;
- n. 36 prove penetrometriche SPT;
- n. 70 prelievi di campioni in foro di sondaggio, di cui n. 17 indisturbati, n. 38 rimaneggiati e n.15 in materiale lapideo, sottoposti a prove di laboratorio (cfr. "Documentazione prove di laboratorio preesistenti - Report" - T03GE04GEORE07);
- n. 15 pozzetti esplorativi;
- n. 18 prelievi di campioni rimaneggiati in pozzetto esplorativo;
- n. 15 prove di carico su piastra in corrispondenza dei pozzetti esplorativi;
- n. 25 prelievi di campioni ambientali;
- n. 5 prospezioni simiche MASW;
- n. 2 prove down-hole.

Il carotaggio, l'installazione delle strumentazioni, l'esecuzione delle prove in situ e il prelievo dei campioni sono stati eseguiti in ottemperanza alle normative di riferimento.

In Tabella 12 si descrivono i sondaggi effettuati, è descritta la tipologia (A: ambientale, G: geotecnico);, 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 situ eseguite, il numero e la tipologia di campioni prelevati (CI : campioni indisturbati; Rim : campioni rimaneggiati, Li : campioni litoidi; SC : spezzoni di carota; CA : campioni ambientali).

Tabella 12: Campagna indagine 2021 - 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 (Lotto 3)	SE200A	10	-	-	-	1	-	-	-	--
	SE203Gp	35	2	-	-	3	2	-	-	Piezometro casagrande
	SE204A	15	-	-	-	3	-	-	3	-
	SE207Agp	30	6	-	-	2	6	-	3	Piezometro T.A.

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 3

SE208A	8	-	-	-	-	-	3	-	
SE209Agp	30	4	-	-	2	4	-	-	Piezometro T.A.
SE211Gp	30	3	-	-	-	3	-	-	Piezometro T.A.
SE212Gd	30	6	-	-	-	6	-	-	Down hole
SE213Gd	30	6	-	-	-	6	1	-	Down hole
SE214A	6	-	-	-	-	-	-	3	-
SE215Agp	30	2	-	-	3	2	-	3	Piezometro T.A.
SE216Gp	20	3	-	-	2	3	-	-	Piezometro casagrande
SE217Gp	30	-	-	-	-	2	3	-	Piezometro T.A.
SE218A	18	-	-	-	-	-	-	3	-
SE219Agp	30	-	-	-	-	-	3	3	Piezometro T.A.
SE220Agp	30	3	-	-	-	3	2	-	Piezometro T.A.
SE221Gp	20	1	-	-	1	1	-	-	Piezometro T.A.
SE222A	10	-	-	-	-	-	2	3	-
SE223Agp	35	-	-	-	-	-	4	1	Piezometro T.A.

Tabella 13: Elenco sintetico dei pozzetti eseguiti

Indagine	Pozzetto	Lotto	Profondità	Campioni rimaneggiati
2021 (Lotto 3)	PE200 G	Lotto 3	2	2
	PE214G		2	2
	PE220G		2	2
	PE228G		2	2
	PE246G		2	2
	PE248G		1	1
	PE249G		1	1
	PE250G		1	1
	PE271G		1	1
	PE283G		1	1
	PE294G		1	1
	PE295G		1	1
	PE306G		1	1
	PE308G		1	1
	PE319G		1	1

In corrispondenza di alcuni di questi pozzetti sono state previste nel piano indagine prove di carico su piastra.

Si riporta in Tabella 14 la sintesi delle prove di carico su piastra eseguite nella campagna di indagine del 2021 e la profondità a cui sono stati svolte:

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 3

Tabella 14: Scheda di riepilogo prove su piastra, 2021.

Indagine	N.	ID Pozzetto	Profondità
2021	1	PE248G	1
	2	PE294G	1
	3	PE319G	1

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 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'.

Identificativo	Vs30 (m/s)	Classe Di Suolo Ntc/08	Classe Di Suolo 'Indirizzi E Criteri Per La Microzonazione Sismica'
ME200	540	B	B
ME201	540	B	B
ME202	336	C	C
ME203	680	B	B
ME204	809	A	A
ME205	404	B	B
ME206	343	E	E

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	Vs30 (m/s)	Classe di Suolo NTC/08	Classe di Suolo 'Indirizzi e Criteri per la Microzonazione Sismica'
S212	555	S2	S2
S213	555	S2	S2

L'ultima campagna di indagini ha previsto, altresì, l'esecuzione di sette tomografie sismiche, sintetizzate in Tabella 17.

Tabella 17: Tabella riassuntiva delle tomografie sismiche.

Identificativo	Lotto	Lunghezza (m)
BSE200	Lotto 3	115
BSE201	Lotto 3	115
BSE202	Lotto 3	115
BSE203	Lotto 3	115
BSE204	Lotto 3	115
BSE205	Lotto 3	115
BSE206	Lotto 3	115

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 3

Nell'ambito della redazione del progetto esecutivo del lotto 3 del nuovo collegamento viario compreso fra lo svincolo della SS 514 di "Chiaromonte" con la SS115 e lo svincolo della Ragusana" sono state eseguiti 2 rilievi geomeccanici.

In Tabella 18 si riporta il riepilogo delle stazioni geomeccaniche ed i rispettivi valori.

Tabella 18: Riepilogativa delle stazioni geomeccaniche (2021) eseguite e relativi valori.

<i>Identificativo stazione</i>	<i>Lotto</i>	<i>Valore RMR corretto</i>	<i>Classe RMR</i>	<i>Litologia</i>
<i>SGL3.01</i>	L3	55.8	<i>III-mediocre</i>	Colate di lava (Pvl)
<i>SGL3.02</i>	L3	56.7	<i>III-mediocre</i>	Ppw

4 INQUADRAMENTO GEOLOGICO

Il Lotto 3 parte dallo Svincolo n. 5 di Grammichele e, nel tratto compreso fino allo Svincolo n. 7 di Vizzini (Ex Lotto 5), è caratterizzato dal passaggio dai termini sedimentari marnoso argillosi mio-pliocenici alle vulcaniti plioceniche, tale variazione conferisce all'area un passaggio da una morfologia più movimentata ed aspra ad una più dolce, caratterizzata da versanti di minore acclività. Nell'ambito dell'ex Lotto 5, si riconosce un fenomeno gravitativo attivo che interessa la Pila 2 del Viadotto Piano delle Rose (Frana L5_1), un dissesto minore alla pk. 5+220 circa e una frana di colamento (Frana L5_2). Per la descrizione di questi fenomeni si rimanda all'elaborato "Monografia delle frane censite" (T03GE01GEORE02).

Nel tratto tra lo Svincolo n.7 Vizzini e lo Svincolo n. 8 di Francofonte (ex Lotto 6), la morfologia è costituita da un susseguirsi di creste rocciose e avvallamenti o spianate. Le prime, coincidenti con le parti più prominenti o con i fianchi dell'originaria colata, costituiscono punti di affioramento di roccia lavica limitatamente degradata dagli agenti chimico-fisici, spesso sconnessa per l'accentuarsi della fratturazione singenetica; i secondi, coincidenti con settori interposti a colate o digitazioni diverse o incavature della colata, sono sempre interessati da forte presenza di materiale di alterazione derivante sia da una più intensa azione di aggressione esogena, sia dall'apporto colluviale da monte. Per quanto riguarda l'idrografia, come è noto, essa è praticamente assente nei terreni vulcanici, dal momento che i deflussi avvengono quasi del tutto per via sotterranea per l'elevata permeabilità degli stessi. Limitatamente, in occasione di precipitazioni copiose, il deflusso avviene in superficie lungo incisioni torrentizie, il cui alveo è coperto da materiale argilloso prodotto dall'alterazione dei terreni vulcanici.

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

Tali depositi derivano dall'alterazione in posto del substrato roccioso (*eluvium*) e da materiali prodotti dal disfacimento del basamento e trasportati in luoghi distanti da quello d'origine (*colluvium*). Sono materiali di natura prevalentemente vegetale e raggiungono spessori da 0.2-0.5 m fino a superare abbondantemente il metro.

Fasce e coni di detrito (dt) – Pleistocene superiore - Olocene

Si tratta di depositi di materiale da incoerente a cementato che si accumula lungo i pendii o ai piedi dei versanti, ove questi si raccordano con il fondovalle. Sotto il profilo granulometrico, si presentano con pezzature prevalenti dal ciottolo al masso, clasti spigolosi di dimensioni crescenti da monte verso valle, tutto in abbondante matrice fina.

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.

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-limosa a luoghi prevalente.

Depositi palustri antichi (p) – Pleistocene medio e superiore

I depositi palustri antichi sono costituiti da argille e limi bruno – giallastri e localmente da ghiaia e sabbia e livelli di torba; gli spessori massimi in corrispondenza dell'opera raggiungono i 15 m.

Superfici terrazzate di probabile origine maina (Qt) – Pleistocene medio

I sedimenti delle superfici terrazzate sono costituiti da conglomerati e ghiaie poligeniche immerse in una matrice scura fine, prodotta dal dilavamento delle coperture vulcaniche. I depositi sono privi di stratificazione ed il loro spessore non supera i 3-4 m.

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 Qc(b)

Tale unità geologica, intercettata solo in una porzione iniziale del Lotto 3, è costituita da argille, talvolta sabbiose, azzurre se fresche, giallastre per alterazione superficiale, e sfumano in genere sulle calcareniti e raramente sulle 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 scoriaee 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.

Trubi (Pm) – Pliocene inferiore

Formazione marnoso – argilloso – calcarea di ambiente marino aperto, sviluppatasi al tetto della formazione evaporitica; l'unità è costituita da un'alternanza ritmica di marne e calcari ricchi in *plancton* calcareo. Il colore di questi litotipi varia dal bianco al giallastro oppure bruno, e risultano pressoché privi di frazione terrigena. Inoltre, si presentano in strati di 20 – 30 cm, ma possono raggiungere anche dimensioni metriche. Lo spessore della formazione raggiunge i 50 – 60 m.

Calcarea di base (Mg) – Messiniano

Il Calcarea di Base è costituito da calcari biancastri o grigiastri, in strati e banchi massicci dello spessore compreso tra 1 e 15 m. I banchi principali sono alternati a livelli, spessi da 30 a 150 cm, costituiti da marne calcaree, calcari laminati o, più raramente, da gessi.

Formazione Carlentini (Mv) – Tortonian

Prodotti di manifestazioni vulcaniche basiche a carattere prevalentemente esplosivo, rappresentati da livelli di vulcanoclastiti mescolate ad una più o meno abbondante frazione carbonatica di origine sedimentaria e da subordinate colate basaltiche a desquaziomazione globulare.

Formazione Tellaro (Mm) – Langhiano - Messiniano

Marne grigio-azzurre a frattura sub-concoide contenenti sporadici orizzonti di un'alternanza calcarenitico – marnosa bianco – crema in strati di 30-50 cm, spesso deformati da *slumping*. Lo spessore varia da poche decine ad alcune centinaia di metri.

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, in merito ai 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)*:
 $c_u/\sigma'_{v0} = (0.22 \pm 0.03) \cdot OCR^{0.8}$.

Inoltre, la valutazione del grado di sovraconsolidazione è stata effettuata elaborando - laddove presenti - le prove edometriche, ossia stimando la tensione di preconsolidazione $\sigma'_{v,p}$ mediante la costruzione di *Casagrande* e poi confrontandola con la tensione efficace competente alla quota di prelievo del campione σ'_{v0} :

$$OCR = \frac{\sigma'_{v,p}}{\sigma'_{v0}}$$

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: $\varepsilon_v = \frac{e_0 - e}{1 + e}$, dove e_0 rappresenta l'indice dei vuoti iniziale ed e 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_{ed} 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 3

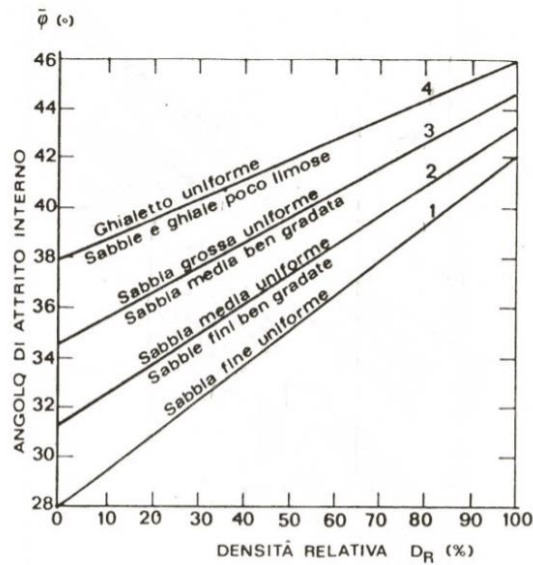


Figura 1: Correlazioni di Schmertmann (1978) per la valutazione dell'angolo di attrito ϕ' .

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) sabbie fini $C_N = \frac{2}{1 + \frac{\sigma'_{v0}}{100}}$
- 2) sabbie grosse $C_N = \frac{3}{2 + \frac{\sigma'_{v0}}{100}}$

Il numero di colpi N_{SPT} è stato altresì utilizzato per la stima delle caratteristiche di rigidità, 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 3

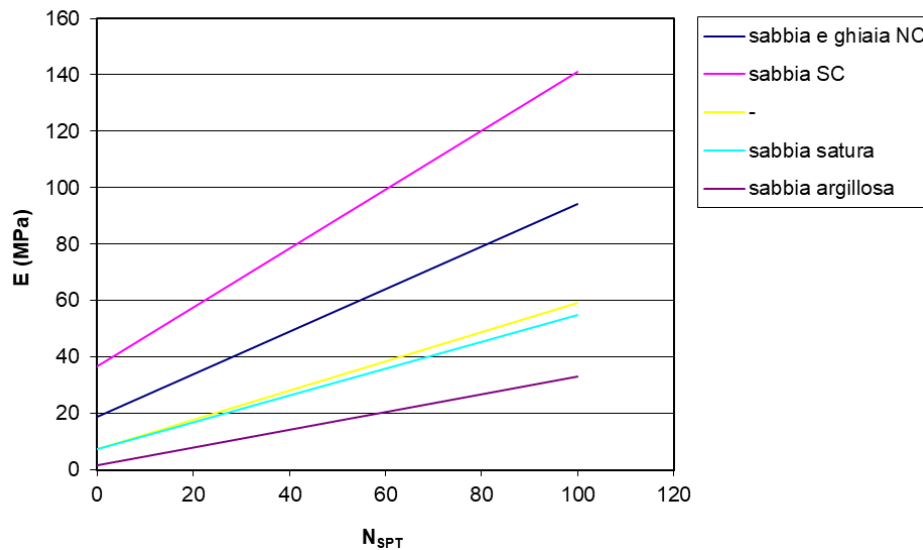


Figura 2: Correlazioni di Denver (1982) per la valutazione del modulo di rigidezza E' .

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

5.1.4 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 3

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, chiusi, 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_{550} medio desunto dalle prove *Point Load*, mediante l'utilizzo della formulazione empirica che correla la σ_c all'indice I_{550} : $\sigma_c = a \cdot I_{550}$, con $a = 20 \div 25$ (ISMR, 1985). Nei casi di seguito descritti si è assunto, cautelativamente, un valore di $a = 20$.

Per le unità ubicate in prossimità di zone tettonizzate (faglie), non conoscendo l'effettivo spessore di tali fasce cataclasate, sono stati considerati dei tratti, a cavallo delle stesse, con caratteristiche meccaniche ridotte; in particolare, non disponendo della misura diretta della resistenza a compressione uniassiale in queste zone, tale grandezza è stata assunta pari alla metà del valore stimato per la zona non cataclasata.

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 *T03GE01GEORE03*.

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:

- 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*):

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

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

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.

5.1.5 Determinazione del modulo di rigidità da prove sismiche

Il modulo di rigidità 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 rigidità 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;

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 3

- 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:

- 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 capitolo di inquadramento geologico, l'area oggetto dell'intervento è caratterizzata, nel tratto iniziale dai termini sedimentari marnoso argillosi mio-pliocenici. Dalla pk 2+500 circa, la morfologia, prima aspra e movimentata, è caratterizzata da versanti a minore acclività. Le formazioni, nel tracciato restante, sono costituite prevalentemente da vulcaniti plioceniche, che si presentano con *facies* differenti (litoidi o terrigeni) a seconda del grado di alterazione o dei processi di sedimentazione a cui sono stati sottoposti. Sulla base di tali caratteristiche, le unità geologiche sono state distinte nelle seguenti unità geotecniche:

- **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 dt:** detriti di versanti, costituite da materiale con granulometria dal ciottolo al masso, in abbondante matrice fine;
- **Unità geotecnica a-GG:** parte più granulare dei depositi alluvionali, costituita da sabbia e ghiaia;
- **Unità geotecnica ar:** si tratta di depositi di natura alluvionale, costituiti da materiale prevalentemente a grana grossa;
- **Unità geotecnica p:** i depositi palustri sono materiale a granulometria prevalentemente fine, dunque costituiti da limi e argille, talvolta prevalenti;
- **Unità geotecnica Qt:** costituito da materiale complessivamente a grana grossa (conglomerati e ghiaie poligeniche), immerso in una matrice scura fine;
- **Unità geotecnica Qcs:** si tratta di sabbie fossilifere da cementate a debolmente cementate e conglomerati poligenici;
- **Unità geotecnica Qc(b):** si tratta di argille siltoso marnose;
- **Unità geotecnica Pv-R:** parte litoide dell'unità geologica *Pv*, costituita da breccia vulcanica;
- **Unità geotecnica Ppw-R:** materiale di natura piroclastica, parte litoide dell'unità geologica *Ppw*;
- **Unità geotecnica V-S1:** si tratta di materiale a grana grossa, che deriva dalla parte più sciolta delle unità geologiche *Pv* e *PPw*;
- **Unità geotecnica Pvs-GF:** tale unità riguarda il caso in cui il materiale di sedimentazione è prevalentemente a grana fine;

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 3

- **Unità geotecnica Pvs-GG:** tale unità riguarda il caso in cui il materiale di sedimentazione è prevalentemente a grana grossa;
- **Unità geotecnica Pvl-R1:** costituito da materiale di natura piroclastica, debolmente cementato o da tufo di colore rossastro. In generale, comunque, si presenta come materiale lapideo con una scarsa resistenza a compressione;
- **Unità geotecnica Pvl-R2:** appartenente all'unità geologica Pvl, questa unità geotecnica è costituita da materiale lapideo di migliori caratteristiche, in termini di resistenza a compressione, rispetto alla Pvl-R1. Si presenta, generalmente, come basalto di colore grigio – bruno nerastro;
- **Unità geotecnica Pm:** costituita da materiale fine consistente, con granulometria dall'argilla limosa al limo argilloso;
- **Unità geotecnica Mg:** materiale litoide, costituito dall'alternanza di marne, calcari e, più raramente, gessi;
- **Unità geotecnica Mv:** materiale litoide molto fratturato, di origine vulcanica;
- **Unità geotecnica Mm:** l'unità è costituita da materiale a grana fine, prevalentemente limoso, e consistente.

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
dt	dt	Terreni a grana grossa
a	a-GG	Terreni a grana grossa
ar	ar	Terreni a grana grossa
p	p	Argille
Qt	Qt	Terreni a grana grossa
Qcs	Qcs	Terreni a grana grossa
Qc(b)	Qc(b)	Roccia vulcanica
Pvs	Pvs-GF	Depositi argillosi
	Pvs-GG	Depositi a grana grossa
Pv	Pv-R	Roccia vulcanica
	VS-1 (Pv-GG e Ppw-GG)	Terreni a grana grossa
Ppw	Ppw-R	Roccia vulcanica
	Pvl-GG	Terreni a grana grossa
Pvl	Pvl-R2	Roccia vulcanica
	Pvl-R1	Roccia vulcanica alterata
Pm	Pm	Terreni a grana fine
Mg	Mg	Roccia
	Mg in faglia	Roccia intensamente fratturata
Mv	Mv	Roccia vulcanica
Mm	Mm	Terreni a grana fine

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 sabbiosi, 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

All'inizio del lotto, tra le pk 0+840 e 1+100, è presente un tratto in cui la trincea è scavata in un terreno di riporto. Per la caratterizzazione di tale unità si dispone solo di una prova sismica MASW, la M057 (Figura 4). Il valore di E' è ottenuto scalando di dieci volte il valore a piccole deformazioni. Vista la scarsità dei risultati, 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 .

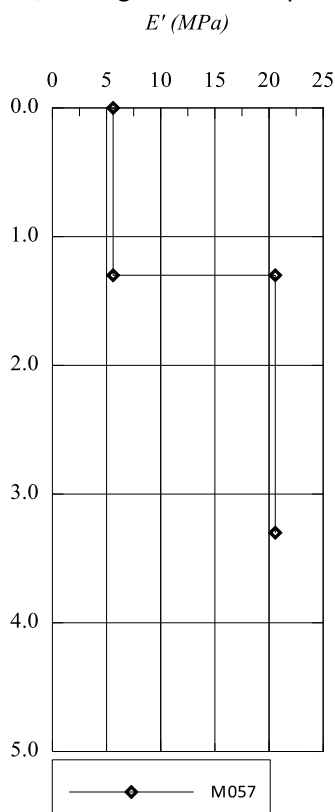


Figura 4: Prova MASW M057, TR.

5.2.3 Unità geotecnica ec

Quando lo strato di terreno vegetale raggiunge spessori importanti (da 0.2 m a maggiori del metro), costituisce 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, data l'assenza di prove effettuate in corrispondenza della stessa. Poiché questi terreni sono comunque prevalentemente

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 3

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 kN/m³.

5.2.4 Unità geotecnica dt

L'unità geotecnica delle dt, corrispondente all'unità geologica dei detriti di versante, è intercettata dal tratto in rilevato tra la pk 15+700 e 15+860 e da un tratto in trincea sull'asse sinistro tra la pk 17+780 e 17+900. L'unità non è stata interessata da un numero sufficiente di sondaggi. Non risultano, infatti, campioni prelevati nei dt, ma solo una prova SPT effettuata nei primi metri del sondaggio S143p e che ha fornito un numero di colpi pari a 24. Sulle basi di queste informazioni, la caratterizzazione è stata effettuata assumendo un $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$, un angolo di attrito $\phi' = 35^\circ$ e un modulo pari a 10 MPa.

5.2.5 Unità geotecnica a-GG

L'unità geotecnica delle alluvioni, nella sua componente a grana grossa, risulta, dal profilo geologico, in prossimità di una delle pile del Viadotto delle Rose e in un breve tratto nei pressi della pk 5+500. Nessuna delle prove effettuata in fase di progettazione definitiva per il Lotto 3 (ex Lotto 5 e 6) hanno interessato tale unità. Nella campagna di indagini del 2021, sono stati prelevati campioni rimaneggiati in numero pari a 3, da cui è stato possibile dedurre le sole granulometrie. Per questo motivo, la caratterizzazione geotecnica è stata effettuata sulla base dei risultati ottenuti per il Lotto 4, di cui si riportano i grafici a seguire.

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 5). Il peso γ può assumersi pari a 20 kN/m³.

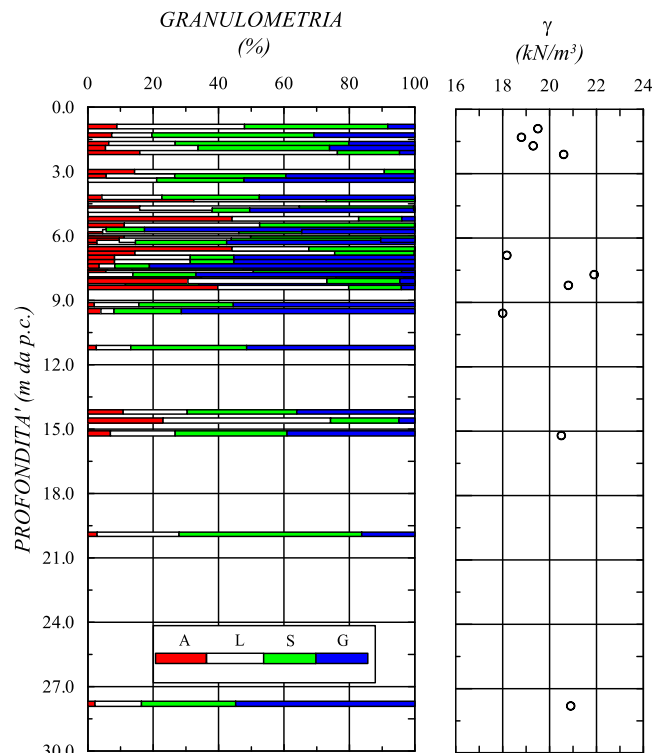


Figura 5: Unità geotecnica a-GG, caratteristiche fisiche.

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 s_1 e s_2 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.

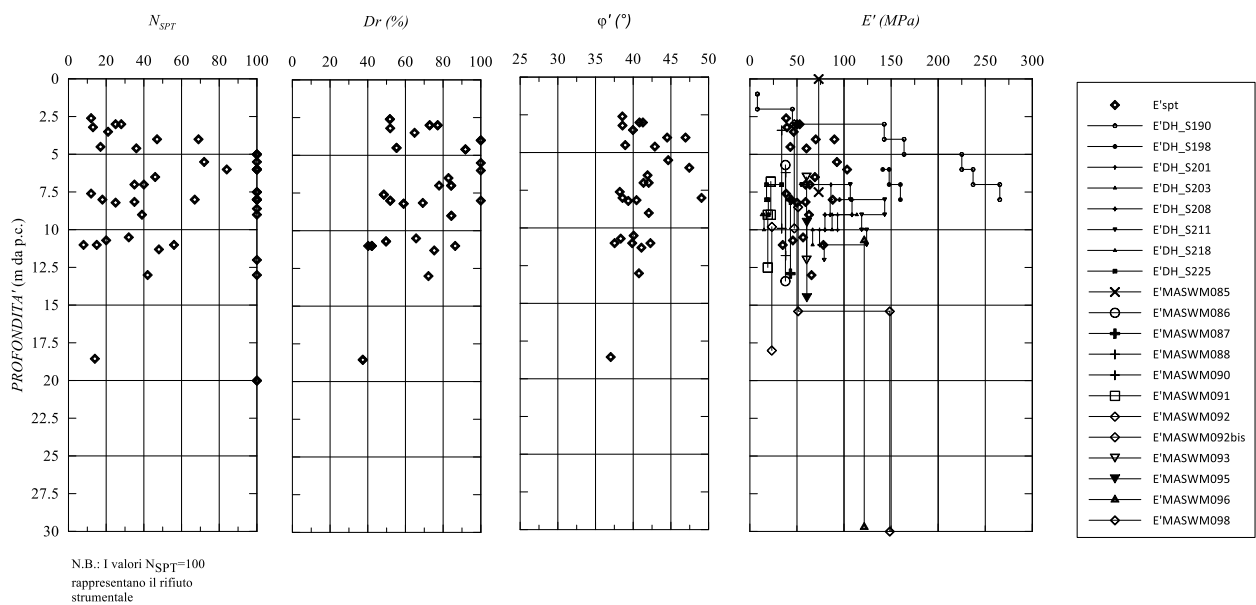


Figura 6: Unità geotecnica *a-GG*, caratteristiche di resistenza e deformabilità.

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 *ar*

Dall'esame visivo delle cassette catalogatrici il litotipo *ar* presenta un comportamento essenzialmente a grana grossa e pertanto è stato caratterizzato secondo i criteri esposti al §. 5.1.3.

Non avendo informazioni su proprietà indice, il peso dell'unità di volume γ è stato assegnato pari a 18 kN/m³, valore tipico delle formazioni a grana grossa.

Il numero di colpi N_{SPT} ottenuto dalle prove *SPT* eseguite nel corso delle campagne d'indagine è variabile tra 20 e 40. La densità relativa D_R , valutata con la formula di *Skempton* (1986), mediante la correlazione riferita al litotipo 1, risulta compresa tra 60 e 80%.

Dall'elaborazione delle *SPT*, si ottengono valori dell'angolo di attrito ϕ' compresi tra 38° e 40°, 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*.

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 3

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 1, sia dall'elaborazione delle prove sismiche (MASW), risulta compreso tra 25 e 40 MPa. I valori di φ' ed E' ottenuti sono riportati graficamente in Figura 7.

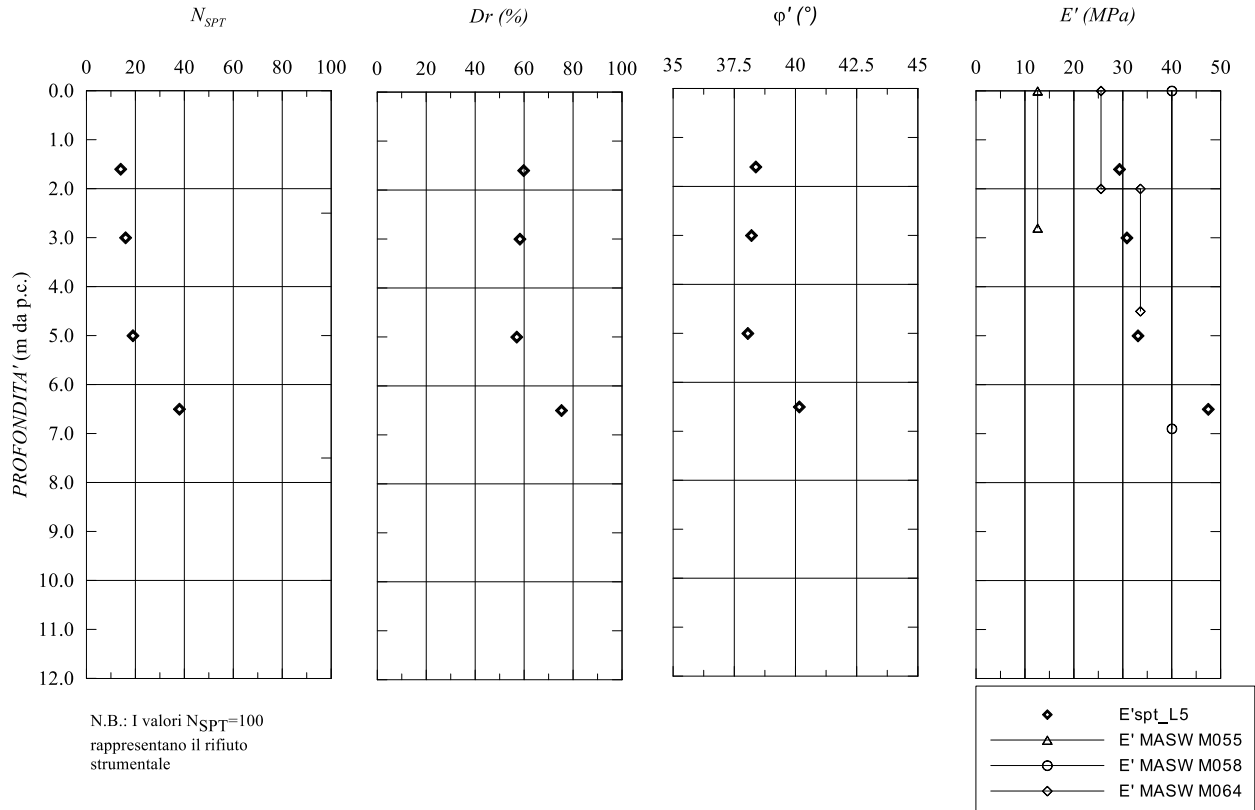


Figura 7: Unità geotecnica ar – caratteristiche fisiche e meccaniche da prove SPT e prove sismiche.

5.2.7 Unità geotecnica p

I depositi palustri e antichi, sono costituiti prevalentemente da argille e limi bruno-giallastri e localmente da ghiaia e sabbia. Poiché nei campioni prelevati è stato individuato un predominante contenuto fino, l'unità geotecnica p è stata caratterizzata sulla base di prove di laboratorio effettuate su campioni indisturbati.

In Tabella 20 sono riepilogati i campioni estratti in questo litotipo, le principali caratteristiche fisiche e proprietà indice ottenute dalle prove di laboratorio eseguite.

Tabella 20: Unità geotecnica p, 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 5)	S146 CI 1	4.25	16.80	1.10	44.10	75.80	57.40	18.40	1.72
	S154 CI 1	4.80	18.80	0.67	26.50	51.50	37.30	14.20	1.76
2012/2013 (ex Lotto 6)	S154 CR A	9.30	19.70	0.62	17.20	34.10	25.20	8.90	1.90
	S157 CR A	2.20	19.10	0.56	19.20	44.10	27.50	16.60	1.50
	S157 CR B	8.80	20.30	0.57	20.10	34.50	23.20	11.30	1.27

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 3

	S160 Cl 1	2.30	14.70	1.42	50.90	59.30	52.00	7.30	1.15
2021	SE209_AGp Cr	2.20	-	-	-	-	-	-	-
	CRim1								

La Figura 8 riporta le principali caratteristiche fisiche del litotipo in questione stimate dalle prove di laboratorio. Come si può notare, si tratta essenzialmente di limo - argilloso con un indice di plasticità variabile tra 7 e 18 e indice di consistenza compreso tra di 1.25 e 1.75; il limite liquido ha valori compresi tra 45% e 75% circa.

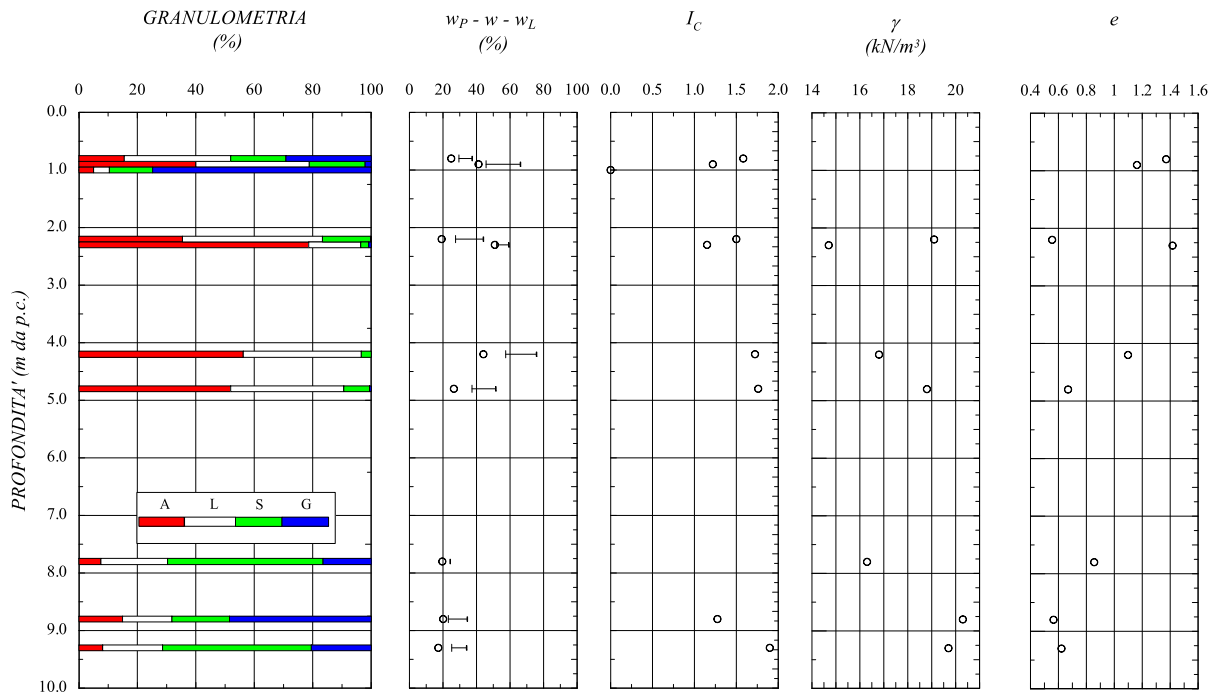


Figura 8: Unità geotecnica p, caratteristiche fisiche.

Riportando i valori relativi ai campioni prelevati dai sondaggi sulla carta di plasticità di Casagrande è possibile classificare la frazione fine limo-argillosa come "limi inorganici da media ad alta compressibilità e limi organici" (Figura 9).

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 3

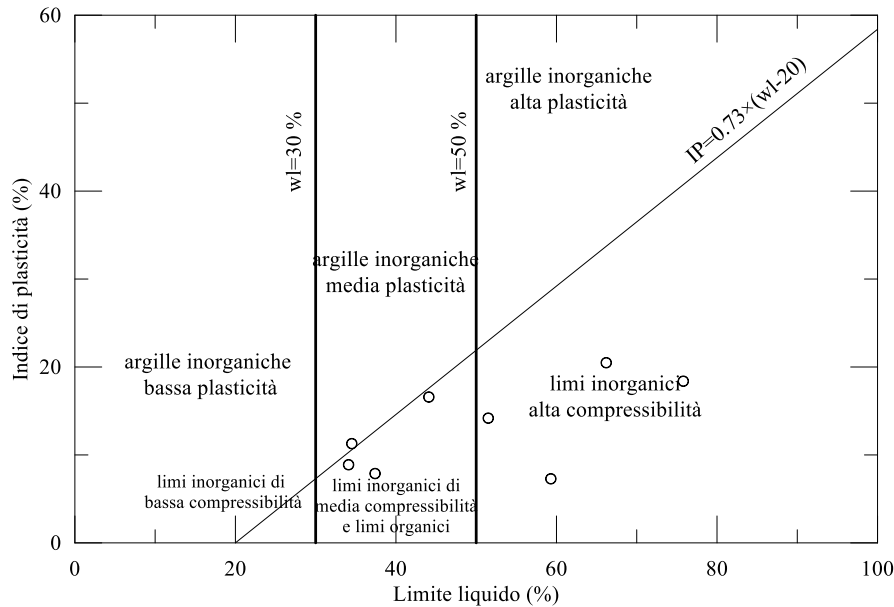


Figura 9: Unità geotecnica p, carta di plasticità di Casagrande.

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 per la valutazione della resistenza non drenata si è fatto riferimento alle prove ad espansione laterale libera (ELL), i cui risultati sono riepilogati in Tabella 21.

Tabella 21: Unità geotecnica p, riepilogo risultati prove di laboratorio.

Indagine	Sondaggio e campione	Profondità da p.c. (m)	TD			ELL
			c'_p (kPa)	φ'_p (°)	φ'_r (°)	c_u (kPa)
2012/2013 (ex Lotto 5)	S146 CI 1	4.25	9.5	22.2	-	-
2012/2013 (ex Lotto 6)	S154 CI 1	4.80	10.0	21.8	-	131.50
	S160 CI 1	2.30	10.0	18.3	-	67.60

Sulla base delle prove di taglio si può concludere che l'angolo d'attrito, φ' , risulta compreso tra 18 e 22°, mentre la coesione risulta pari a 10 kPa. Per la determinazione della coesione non drenata sono stati considerati i valori delle prove di espansione laterale libera ELL e, altresì, i valori ottenuti dalle prove Pocket effettuate in sito e dalle prove speditive effettuate 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 drenate 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 3

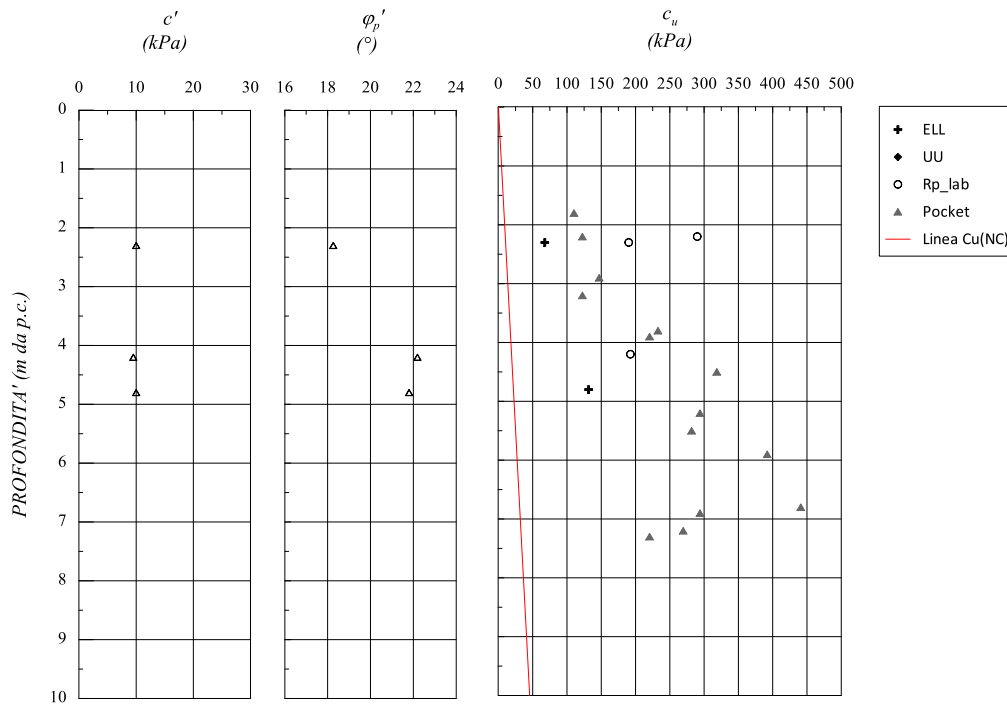


Figura 10: Unità geotecnica p , caratteristiche di resistenza da prove di laboratorio di taglio diretto e coesione non drenata c_u .

Ulteriori considerazioni in merito possono essere fatte osservando il grafico riportato in Figura 11, in cui vengono riportati i valori di OCR determinati partendo dai valori della resistenza non drenata ottenuti dai pocket od altresì delle prove edometriche effettuate su campioni con un grado di disturbo accettabile (<3%), attraverso la seguente relazione (Koutsoftas e Ladd, 1985):

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

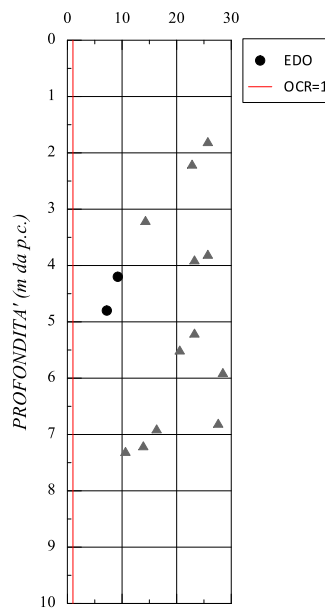


Figura 11: Unità geotecnica p - OCR da pocket.

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 3

Come si può osservare dalla figura, si è assegnato un valore di OCR costante con la profondità pari a 15.

La stima del modulo di rigidezza è stata eseguita interpretando le prove edometriche, le prove *Down-Hole* e le prove *MASW* (Figura 12); osservando i punti riportati sul grafico risulta evidente come nei primi 5 m di profondità il modulo E' assuma valori compresi tra 10 e 30 MPa, mentre per profondità maggiori esso appare variabile tra 30 e 60 MPa, avendo cautelativamente trascurato i risultati delle prove *DH* per tale *range* di profondità.

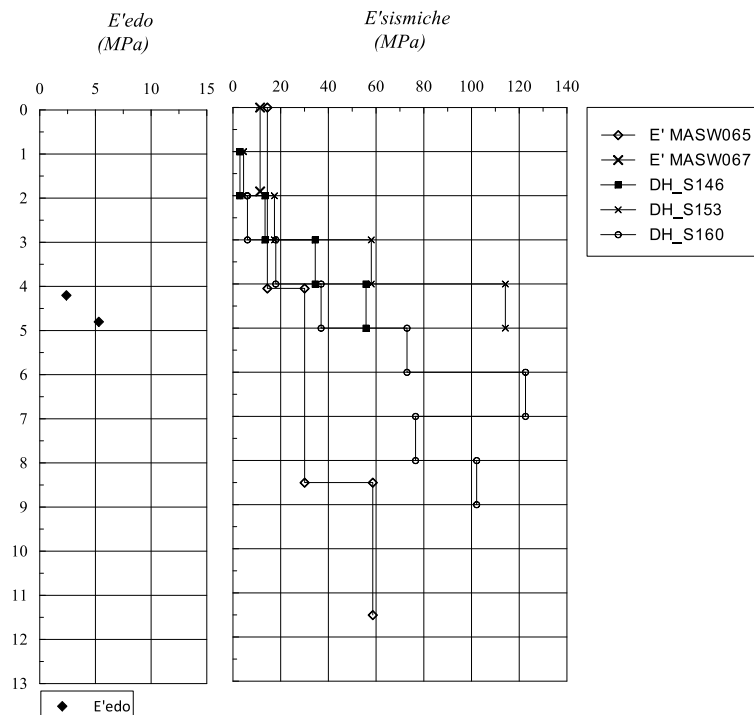


Figura 12: Unità geotecnica p : stima del modulo E' .

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 (cfr. Figura 13).

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 3

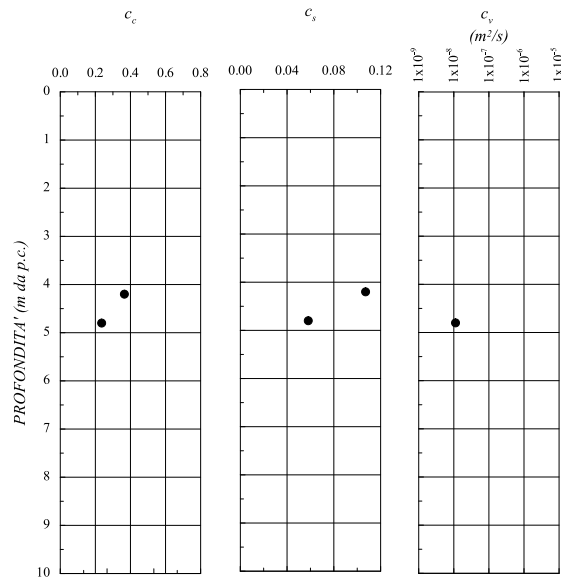


Figura 13: Unità P - Coefficienti di compressibilità, rigonfiamento e consolidazione verticale ottenuti dalle prove edometriche.

I coefficienti C_c e C_s risultano rispettivamente compresi tra 0.2 e 0.4 e tra 0.05 e 0.1.

Relativamente al coefficiente di consolidazione c_v , dall'interpretazione delle prove edometriche sono stati ottenuti valori mediamente pari a $1 \times 10^{-8} m^2/s$ (cfr. Figura 13).

5.2.8 Unità geotecnica Q_t

Le superfici terrazzate costituiscono l'unità geologica Q_t , che è costituita da conglomerati e ghiaie poligeniche immerse in una matrice fine.

L'omonima unità geotecnica corrispondente Q_t , intercettata dai sondaggi $S169$, $S170$ e $S173$ nelle porzioni più superficiali, risulta avere uno spessore massimo di 2-3 m; si presenta come materiale a grana grossa, come si può osservare dalle cassette catalogatrici dei sondaggi sopra citati e come si può chiaramente intendere dalla descrizione geologica del litotipo in questione.

Per tale unità geotecnica non si dispone di prove in sito ed in laboratorio.

Ciò premesso, per la definizione delle caratteristiche meccaniche, con particolare riferimento ai parametri di resistenza, si è adottato un valore della coesione efficace c' nullo, tipico dei terreni a grana grossa e un valore cautelativo dell'angolo d'attrito ϕ' pari a 25° (molto minore rispetto ai valori tipici utilizzati per caratterizzare le unità geotecniche a grana grossa).

Per ciò che concerne le caratteristiche di rigidità, si è fatto riferimento alla $MASW M076$, ubicata nei pressi del sondaggio $S173$, la quale, nei primi metri, restituisce un valore del modulo E' compreso tra 0 e 40 MPa. Il valore del modulo è stato assunto cautelativamente pari a 10 MPa, vista la poca disponibilità di dati in possesso.

5.2.9 Unità geotecnica Q_{cs}

L'unità geotecnica Q_{cs} è intercettata dal Lotto 3 solo nel tratto terminare. Nessuna prova ricade in tal tratto, dunque per caratterizzare il materiale dal punto di vista geotecnico si considerano i risultati ottenuti dalle elaborazioni per il Lotto 4.

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 3

È costituita prevalentemente da sabbie con variabile grado di cementazione. Quando la cementazione è consistente, la composizione di tale litotipo passa da granulare a lapidea ed il materiale tende alle calcareniti di colore avana biancastro.

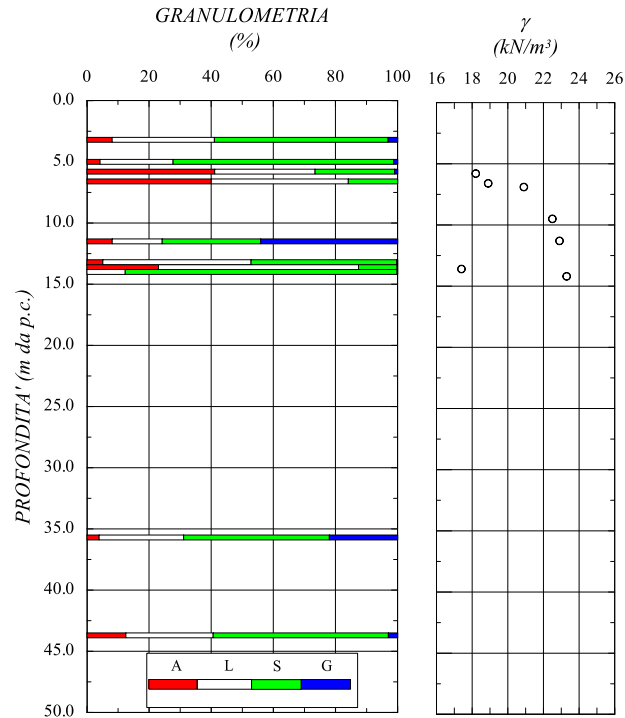


Figura 14: Unità geotecnica Qcs, caratteristiche fisiche, Lotto 4.

Il comportamento del materiale è stato assimilato a quello di un materiale a grana grossa. Per tale ragione le caratteristiche di resistenza sono state determinate sulla base di prove effettuate in sito (*SPT*, *Down-hole*, *MASW* di cui si riportano i grafici in Figura 15). I risultati delle prove *SPT*, che forniscono un range ampio di N_{SPT} , spesso a rifiuto, confermano l'eterogeneità del materiale: si possono assumere cautelativamente valori di ϕ' pari a 38-42° e una densità relativa del 70%.

Per quanto riguarda il modulo E' si può assumere un andamento crescente con la profondità.

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 3

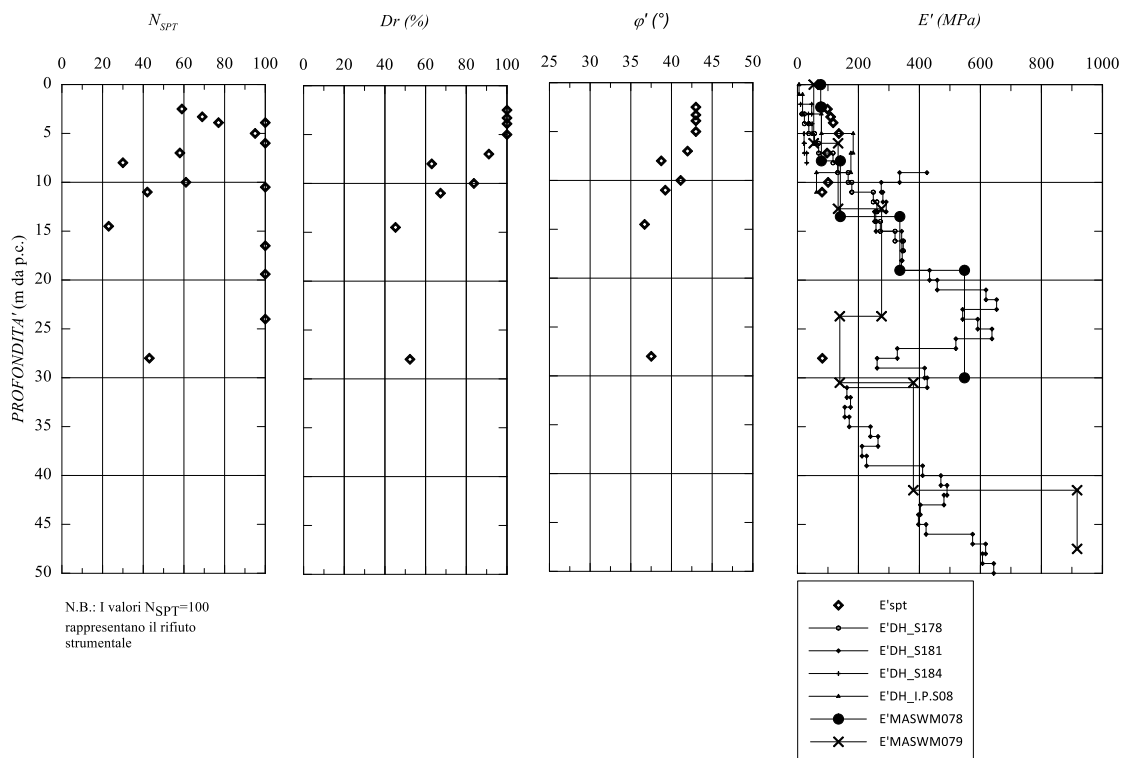


Figura 15: Unità geotecnica Qcs: caratteristiche fisiche e meccaniche da prove SPT e prove sismiche, Lotto 4.

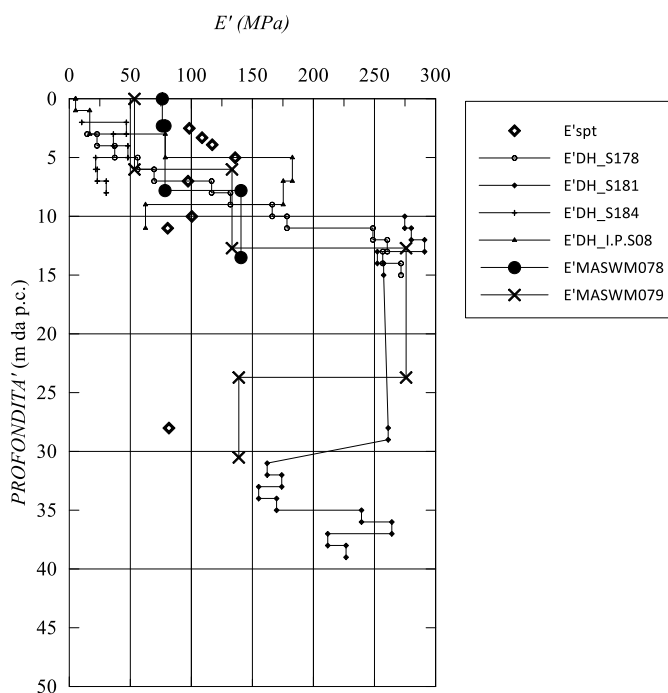


Figura 16: Unità geotecnica Qcs: dettaglio andamento E, Lotto 4'.

La permeabilità è stata determinata da prove *Lefranc* (Figura 17) ed è dell'ordine di 1.3×10^{-5} .

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 3

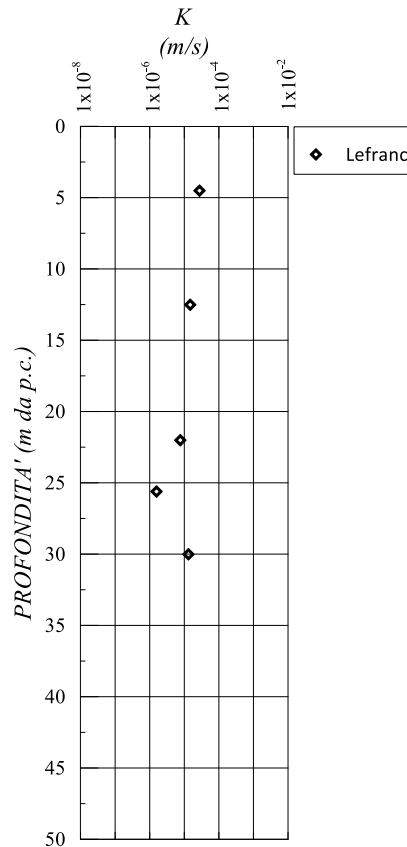


Figura 17: Unità geotecnica Qcs, prove Lefranc, Lotto 4.

5.2.10 Unità geotecnica Qc(b)

L'unità geotecnica Qc(b) è costituita da argille siltoso marnose. Durante le campagne di indagini svolte per il Lotto 3, nessun campione è stato prelevato in corrispondenza di tale unità. Il tracciato, però, intercetta in rilevato le Qc(b) nel tratto iniziale e per uno sviluppo di circa 190 m, per tale ragione si ritiene necessario caratterizzare l'unità dal punto di vista geotecnico. Ciò è stato possibile sulla base delle informazioni ricavate dal Lotto 2, per cui si rimanda alla corrispondente Relazione Geotecnica Generale (T02GE00FETRE01). Nello specifico, si è assunto quanto riportato nella Tabella 22:

Tabella 22: Sintesi parametri geotecnici Qc(b).

Unità geotecnica	Litotipo	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ' (°)	C_u (kPa)	E' (MPa)
Qc (b)	Argilla siltoso marnosa	17	28	16	110	12

5.2.11 Unità geotecnica Pv – R

L'unità geotecnica delle Pv-R corrisponde alla parte rocciosa dell'unità geologica delle ialoclastiti e breccie vulcanoclastiche (Pv) ed è intercettata solo sporadicamente lungo il tracciato. Nello specifico, il sondaggio S145 ha interamente riguardato tale unità nella sua componente litoide. Dall'osservazione piano altimetrica è possibile osservare, effettivamente, una "fascia" di materiale più consistente (Figura 19), proprio in prossimità del sondaggio S145 (la Figura 19 rappresenta un dettaglio della cava (cerchiata in rosso) presso Vizzini Scalo di Figura 18).

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 3



Figura 18: inquadramento della cava presso Vizzini Scalo



Figura 19: dettaglio della "striscia" di materiale consistente, in corrispondenza della cava in Vizzini Scalo.

Anche il sondaggio S171 ha parzialmente intercettato materiale litoide. Nello specifico, sebbene il materiale estratto sia prevalentemente sciolto, è stata effettuata una prova di compressione uniassiale nell'unica porzione rocciosa. Tale campione è stato utilizzato ai fini della caratterizzazione di P_v-R , ma il comportamento complessivo del materiale nell'intorno del sondaggio è stato considerato assimilabile all'unità geotecnica $V-S1$ (dunque alle P_v sciolte).

L'unità geotecnica $P_v - R$, presentandosi come formazione di natura litoide, è stata caratterizzata come illustrato al §. 5.1.4.

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 3

In Tabella 23 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_m medio rappresentativo del sondaggio.

Tabella 23: Unità geotecnica Pv - R, riepilogo risultati prove di laboratorio (caratteristiche fisiche e meccaniche) e valutazione dell' RQD dei sondaggi.

Indagine	Sondaggio	Campione	Profondità da p.c. (m)	γ (kN/m ³)	I_{550} (MPa)	σ_c (MPa)	RQD_m (-)
2012/2013 (ex Lotto 5)	S145	CL1	4.30	22.77	1.53	30.55	42.80
		CL2	7.70	23.20	-	-	
		CL3	16.70	21.20	-	6.35	
2012/2013 (ex Lotto 6)	S171	CL1	10.90	21.40	-	8.22	-

In Figura 20, Figura 21 e in Figura 22 sono riportati rispettivamente i valori del peso dell'unità di volume γ , della resistenza a compressione uniassiale σ_c e dell'indice RQD , con la profondità.

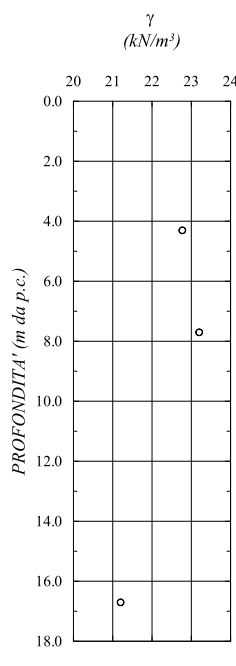


Figura 20: Unità geotecnica Pv - R_peso dell'unità di volume.

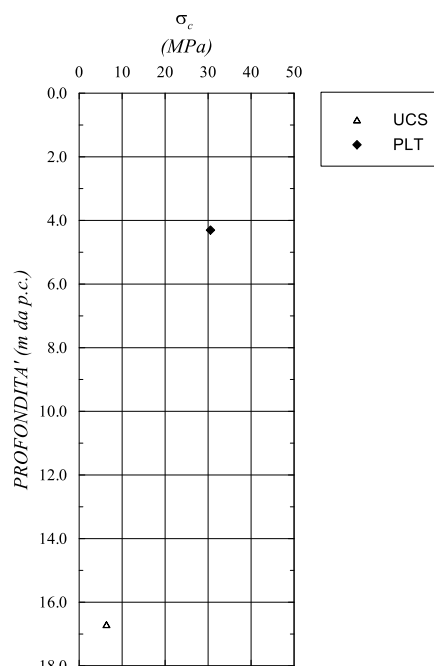


Figura 21: Unità geotecnica Pv - R_resistenza a compressione uniassiale.

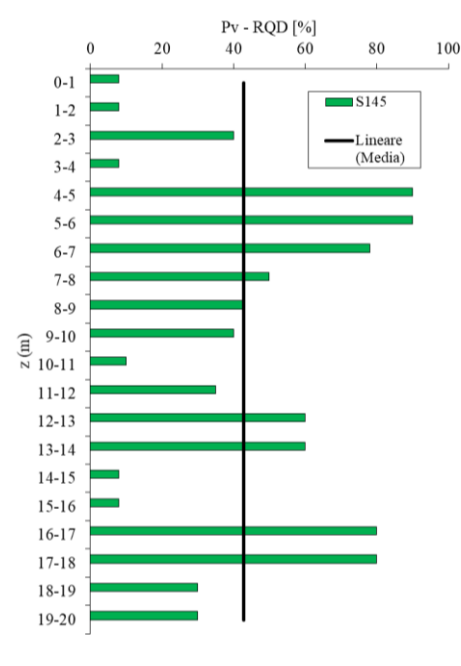


Figura 22: Unità geotecnica Pv - R_andamento RQD con la profondità.

Dai grafici sopra riportati, al peso dell'unità di volume γ è stato assegnato un valore compreso tra 21 e 23 kN/m³.

Per quanto riguarda la resistenza a compressione uniassiale σ_c , dalle risultanze delle prove di laboratorio si osserva che i valori risultano compresi tra 5 e 30 MPa. Vista, la scarsa quantità di dati sperimentali e la dispersione dei valori degli stessi, per la valutazione della σ_c , si è fatto anche riferimento ai valori di resistenza a compressione uniassiale desunti dalle stazioni geomeccaniche eseguite sugli

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 3

affioramenti di tale litotipo. In dettaglio, si è fatto riferimento alle stazioni geomeccaniche SG30 e SG31 che riportano valori della resistenza a compressione uniassiale pari rispettivamente a 15 e 17 MPa, i quali si attestano in corrispondenza della media del range di valori ricavati dalle prove in laboratorio.

Nel seguito, si riportano sinteticamente i valori numerici attribuiti agli indici parziali valutati come riportato al §. 5.1.4 per la stima del GSI; in particolare, per la valutazione degli indici parziali A₃ e A₄ si è fatto riferimento alle sopra citate stazioni geomeccaniche:

- Resistenza a compressione uniassiale, $\sigma_c = 18$ MPa - Indice A₁ = 1;
- Indice di qualità RQD = 42 - Indice A₂ = 8;
- Spaziatura delle discontinuità J_s - Indice A₃ = 5 ÷ 10;
- Condizione delle discontinuità (persistenza, apertura, scabrezza, riempimento, alterazione delle pareti) - Indice A₄ = 10 ÷ 23;
- Condizioni idrauliche - Indice A₅ = 10.

L'indice GSI risulta pertanto definito in un range di 40 ÷ 53.

Di seguito, in Figura 23, si riporta l'andamento del modulo di rigidità E' in funzione della profondità, valutato mediante le prove sismiche (MASW e/o DH) disponibili per il litotipo oggetto di studio.

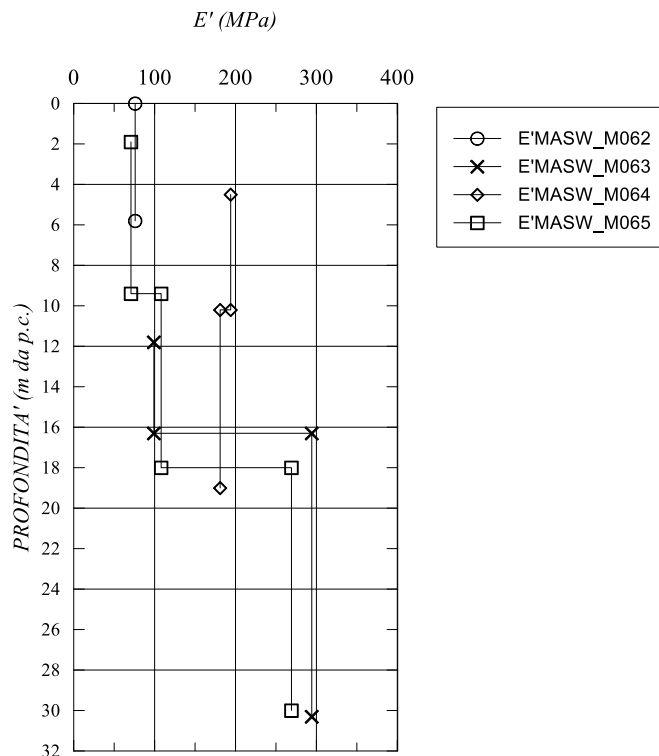


Figura 23: Unità geotecnica Pv - R_ andamento E', prove sismiche.

Per tale unità è stato assunto un valore del modulo E' pari a 80 MPa fino a 10 m di profondità, un valore del modulo compreso tra 100 e 150 MPa per profondità comprese da 10 a 20 m ed un valore del modulo compreso tra 250 e 300 MPa per profondità superiori a 20 m.

5.2.12 Unità geotecnica Pvs - GF

L'unità geotecnica Pvs-GF fa riferimento alla formazione geologica Pvs, del gruppo delle successioni vulcaniche, formatasi in seguito a processi di sedimentazione. In particolare, tale unità si configura

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 3

allorquando i processi di sedimentazione hanno coinvolto materiali limoso-argillosi. Per tali ragioni, il comportamento dell'unità geotecnica *Pvs-GF* è essenzialmente a grana fine ed è stato dunque caratterizzato sulla base di prove di laboratorio, effettuate su campioni indisturbati.

In Tabella 24 sono riepilogati i campioni estratti in questo litotipo, le principali caratteristiche fisiche e proprietà indice ottenute dalle prove di laboratorio eseguite.

Tabella 24: Unità geotecnica *Pvs - GF*, riepilogo campioni sottoposti a prove di laboratorio e principali caratteristiche fisiche.

Indagine	Sondaggio e campione	Profondità da p.c. (m)	γ (kN/m ³)	<i>e</i> (-)	<i>w</i> (%)	<i>w_l</i> (%)	<i>w_p</i> (%)	<i>I_p</i> (%)	<i>I_c</i> (%)
2012/2013 (ex Lotto 5)	S141 CI 1	6.40	17.40	0.76	21.50	44.40	32.10	12.30	1.86
	S141 CI2	19.95	16.10	1.01	31.60	54.10	41.10	13.00	1.73
	S143 CI 1	7.8	19.20	0.64	22.50	46.40	33.30	13.10	1.82
	S143 CI 3	18.25	18.70	0.69	22.90	36.10	28.50	7.60	1.74
2021	SE207 Agp CI1	5.3	19.5	0.69	22.3	38.4	20.5	17.9	0.90
	SE207 Agp CI2	21.2	19.6	0.69	23.9	50.6	24.3	26.3	1.02
	SE207 C _{SPT} 2	3.2	-	-	-	-	-	-	-
	SE207 C _{SPT} 3	9.2	-	-	-	-	-	-	-
	SE207 C _{SPT} 4	13.2	-	-	-	-	-	-	-
	SE207 C _{SPT} 5	18.2	-	-	-	-	-	-	-

La Figura 24 riporta le principali caratteristiche fisiche del litotipo in questione stimate dalle prove di laboratorio. Come si può notare, si tratta essenzialmente di argilla – limosa e limo – argilloso con un indice di plasticità variabile tra 7 e 26 e indice di consistenza che si attesta sul valore di 1.75; il limite liquido ha valori compresi tra 35% e 55% circa.

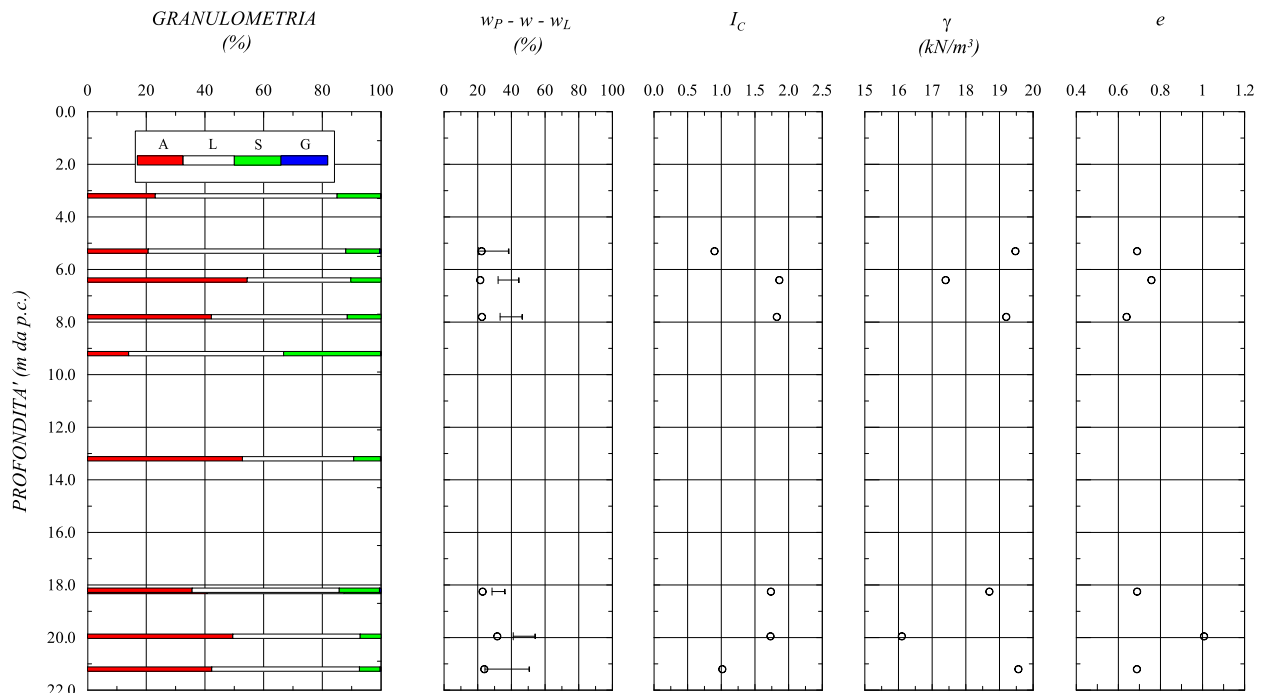


Figura 24: Unità geotecnica *Pvs - GF*, caratteristiche fisiche.

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 3

Riportando i valori relativi ai campioni prelevati dai sondaggi sulla carta di plasticità di Casagrande è possibile classificare la frazione fine come "limi inorganici di media compressibilità e limi organici" (Figura 25).

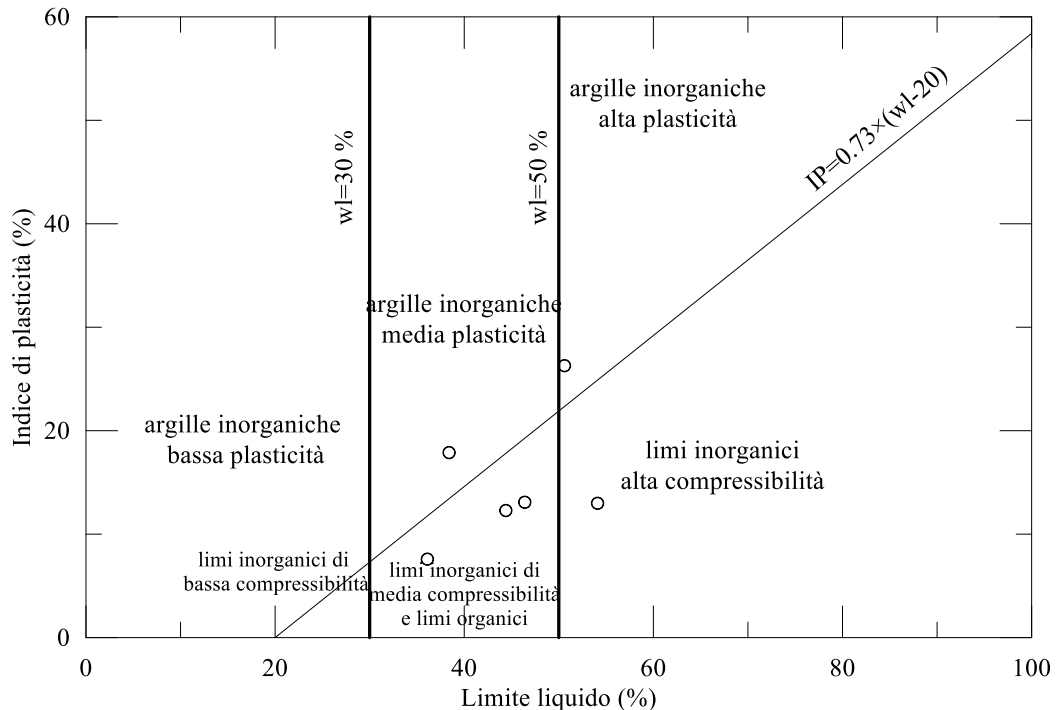


Figura 25: Unità geotecnica Pvs - GF, carta di plasticità di Casagrande.

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 per la valutazione della resistenza non drenata si è fatto riferimento alle prove ad espansione laterale libera (ELL), i cui risultati sono riepilogati in Tabella 25.

Tabella 25: Unità geotecnica Pvs - GF, riepilogo risultati prove di laboratorio.

Indagine	Sondaggio e campione	Profondità da p.c. (m)	TD			ELL/U
			c'_p (kPa)	φ'_p (°)	φ'_r (°)	c_u (kPa)
2012/2013 (ex Lotto 5)	S141 CI 1	6.40	17.00	25.50	-	159.50
	S141 CI2	19.95	41.50	22.30	-	188.00
	S143 CI 1	7.80	134.00	24.60	-	331.00
	S143 CI 3	18.25	31.00	30.30	-	203.00
2021	SE207 Agp CI1	5.3	43.00	34.5	-	-
	SE207 Agp CI2	21.2	-	-	-	438

Sulla base delle prove di taglio si può concludere che l'angolo d'attrito, φ' , risulta compreso tra 25 e 30°, e la coesione risulta compresa tra 25 e 30 kPa, avendo trascurato il valore più elevato, non rappresentativo della coesione di tale tipologia di terreni. Per la determinazione della coesione non

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 3

drenata sono stati considerati i valori delle prove di espansione laterale libera ELL , i valori ottenuti dalle prove $Pocket$ effettuate in sito e le prove speditive effettuate in laboratorio (Rp_lab). L'andamento della resistenza non drenata è posto a confronto con l'andamento della retta di equazione $c_u = 0.24 \sigma'_{v0}$, 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, pertanto il materiale è sovraconsolidato.

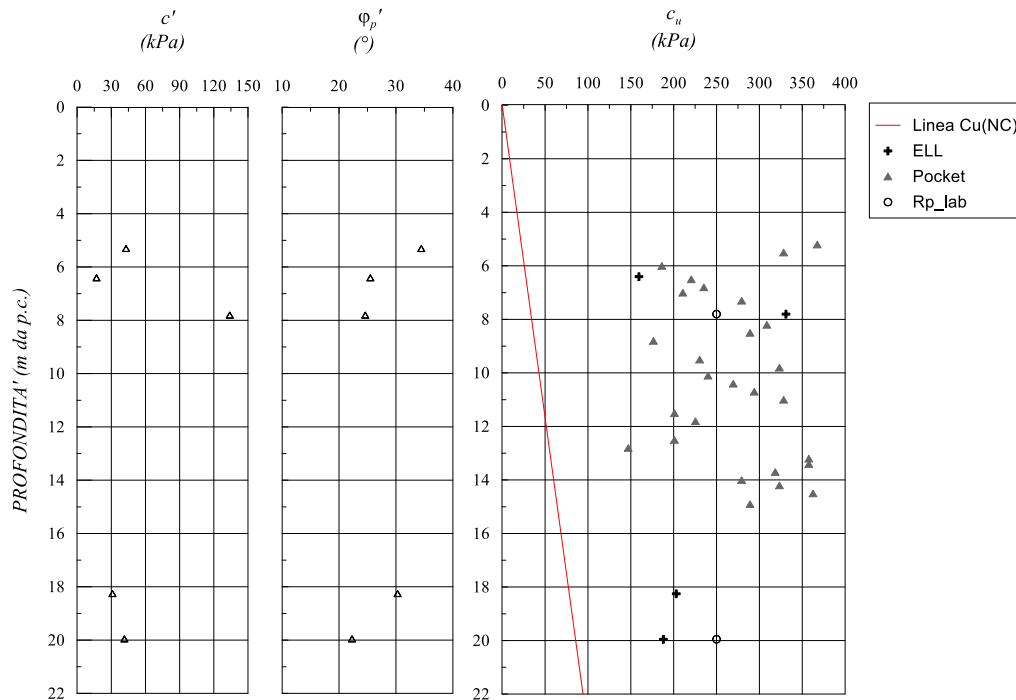


Figura 26: Unità geotecnica $Pvs-GF$ -caratteristiche di resistenza da prove di laboratorio di taglio diretto e coesione non drenata c_u .

Ulteriori considerazioni in merito possono essere fatte osservando il grafico riportato in Figura 27, in cui vengono riportati i valori di OCR determinati partendo dai valori della resistenza non drenata ottenuti dai pocket od altresì delle prove edometriche effettuate su campioni con un grado di disturbo accettabile (< 3%), 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 3

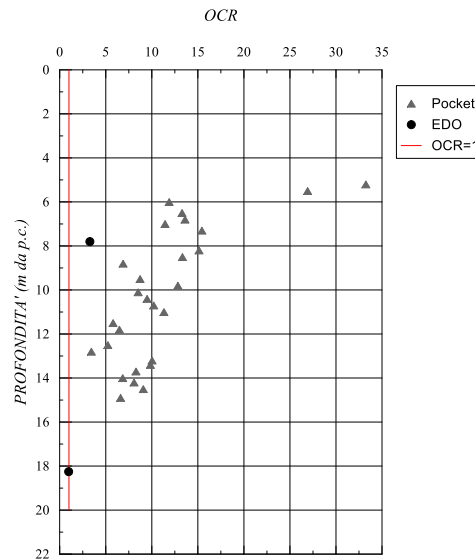


Figura 27: Unità geotecnica $Pvs - GF - OCR$ da pocket.

Come si può osservare dalla figura, si è assegnato un valore di OCR decrescente con la profondità ed in particolare pari a 15, fino a profondità di 5 m e compreso tra 5 e 15 per profondità tra 5 e 10 m. Per profondità maggiore di 15 m, vista l'insufficienza delle informazioni, si considera un valore di OCR pari a 5.

La stima del modulo di rigidezza è stata eseguita interpretando le prove edometriche e le prove $MASW$ disponibili (Figura 28): dalle prove edometriche (2) si è ricavato un valore di modulo E' compreso tra 10 e 20 MPa; la sola prova $MASW$ che ricade nel litotipo è la M064, e lo intercetta da 20 a 30 m con un valore di modulo E' pari a 500 MPa. Per tali ragioni, vista la scarsità di dati a disposizione, è stato scelto un valore pari a 20 MPa fino a profondità di 10 m e un valore cautelativo compreso tra 50 e 100 MPa per profondità superiori a 10 m.

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 3

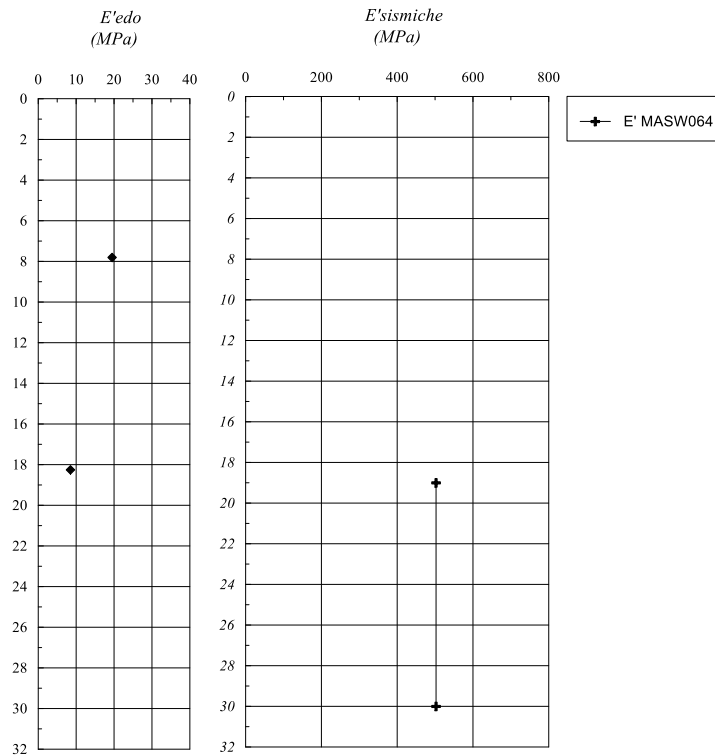


Figura 28: Unità geotecnica Pvs – GF - stima del modulo E' .

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 29).

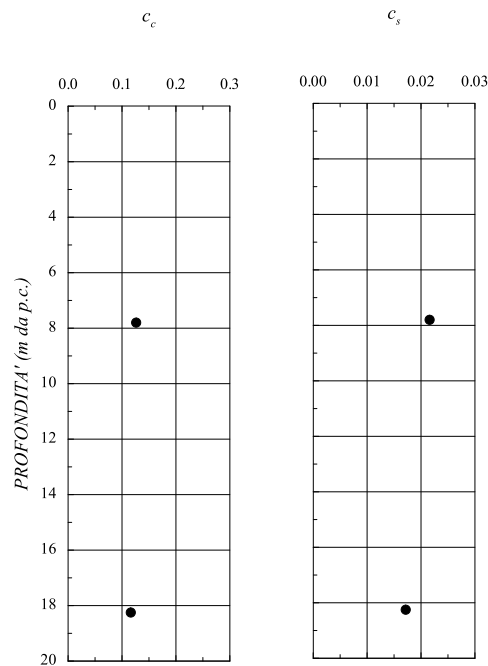


Figura 29: Unità Pvs - GF - Coefficienti di compressibilità e di rigonfiamento ottenuti dalle prove edometriche.

I coefficienti C_c e C_s risultano rispettivamente pari a circa 0.1 e compresi tra 0.015 e 0.02.

5.2.13 Unità geotecnica Pvs – GG

Le intercalazioni di materiale sedimentario che compongono l'unità geologica Pvs 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.

All'interno di questa unità sono stati prelevati pochi campioni. Per tale ragione, essendo tale litotipo intercettato nel Lotto 4, si è ritenuto opportuno accorpate le informazioni ai fini della definizione del modello geotecnico.

In Figura 30 sono riportate le unità indice desunte dai campioni prelevati in entrambi i lotti. Il peso dell'unità di volume γ si può assumere compreso tra 18 e 19 kN/m³.

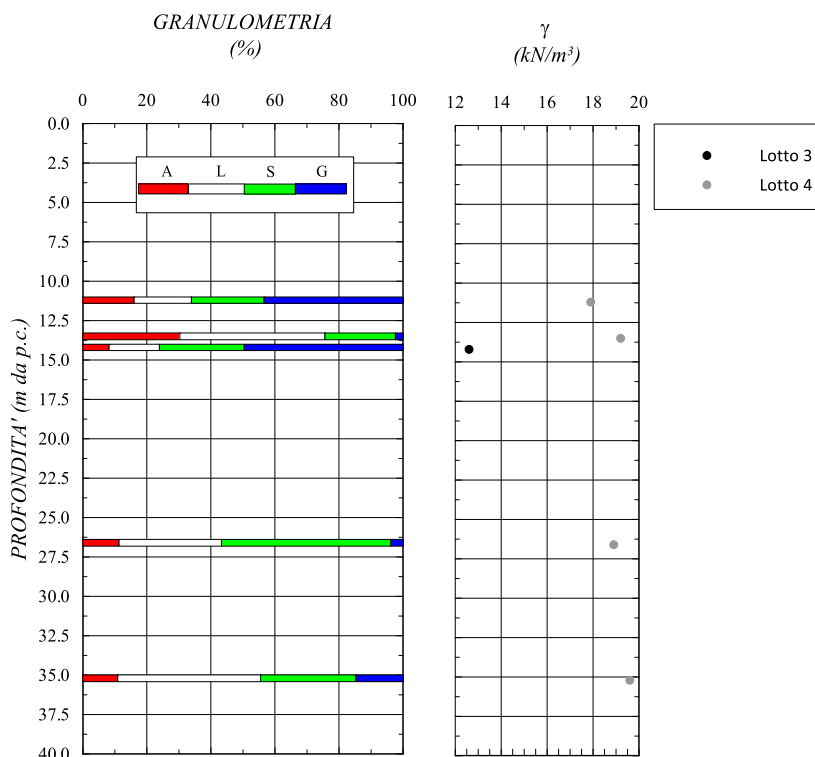


Figura 30: Unità geotecnica Pvs - GG – Proprietà indice.

Il numero di colpi N_{SPT} ottenuto dalle prove SPT eseguite nel corso delle 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 3

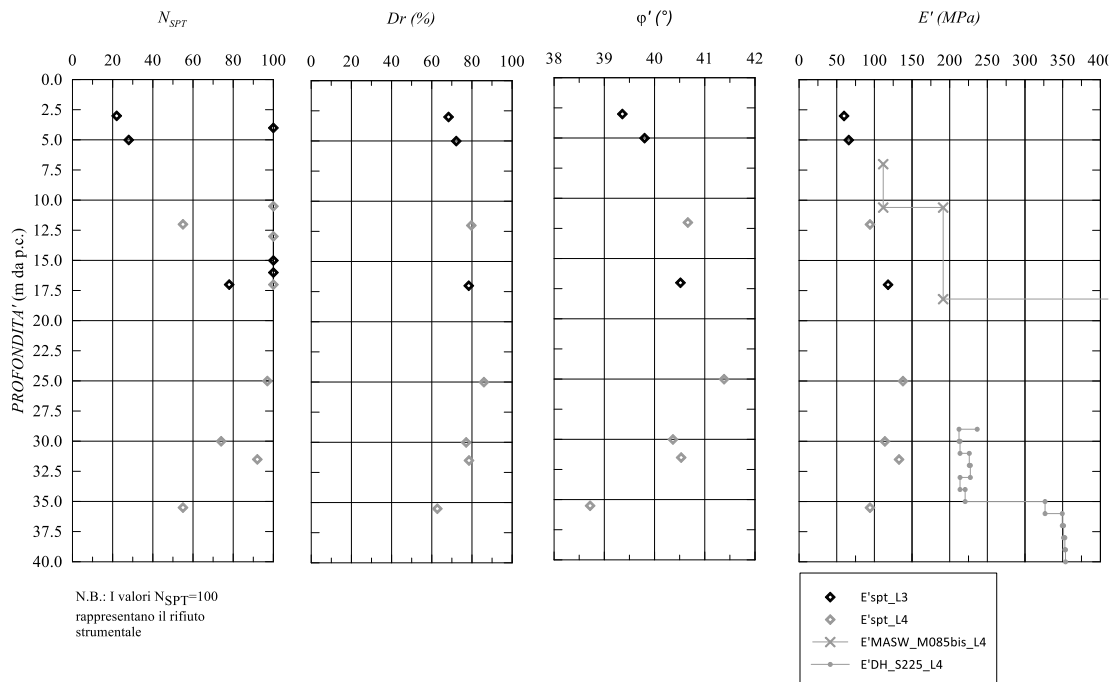


Figura 31: Unità geotecnica Pvs-GG – caratteristiche fisiche e meccaniche da prove SPT e prove sismiche.

5.2.14 Unità geotecnica Ppw – R

L'unità geologica delle brecce a pillows (Ppw) in alcuni tratti è stata intercettata sottoforma di campione litoide. Ciò si riscontra, per esempio, nel tratto tra le pk 8+300 e 8+670, in corrispondenza del quale è stata realizzata la stazione geomeccanica SG 18. Anche in corrispondenza del sondaggio S168bis l'unità si presenta nella sua formazione litoide: dalle foto delle cassette catalogatrici è possibile osservare che per profondità maggiori di 5 m il materiale si presenta come lapideo e ne è fornito il valore RQD. L'unità geotecnica Ppw-R è stata caratterizzata come illustrato al §. 5.1.4.

Nella campagna di indagini del 2021 è stato analizzato un solo campione litoide appartenente a tale unità, in corrispondenza del sondaggio SE213_GD, che è stato ritenuto utile ai fini della caratterizzazione della Ppw-R, sebbene non risulti rappresentativo del materiale nell'intorno del sondaggio, che risulta sciolto e appartenente alla medesima unità geologica, ma differente unità geotecnica.

In Tabella 26 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 da prove Point Load Test o da prove di compressione uniassiale, e il valore di RQD medio rappresentativo del sondaggio.

Tabella 26: Unità geotecnica Ppw - R, riepilogo risultati prove di laboratorio (caratteristiche fisiche e meccaniche) e valutazione dell'RQD dei sondaggi.

Indagine	Sondaggio	Campione	Profondità da p.c. (m)	γ (kN/m ³)	I_{550} (MPa)	σ_c (MPa)	RQD _m (-)
2012/2013 (ex Lotto 6)	S168bis	CL1	6.80	17.20	-	18.79	
		CL2	11.20	26.00	5.74	114.85	58.46
		CL4	19.20	20.60	-	6.02	

2021	SE213_GD	Croccia1	19.60	-	2.86	57	-
------	----------	----------	-------	---	------	----	---

In Figura 32, Figura 33 e in Figura 34 sono riportati rispettivamente i valori del peso dell'unità di volume γ , della resistenza a compressione uniassiale σ_c e dell'indice RQD , con la profondità.

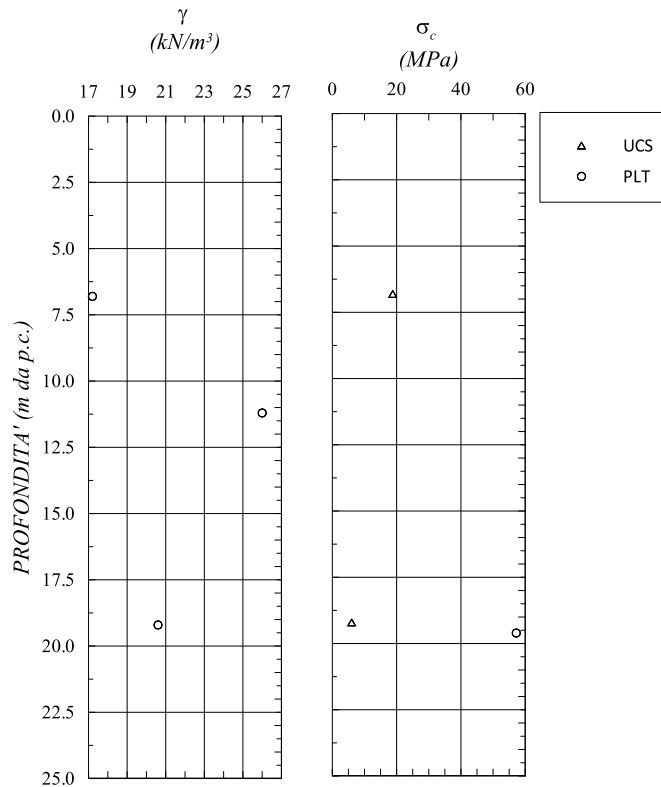


Figura 32: Unità geotecnica $Ppw - R_$ peso dell'unità di volume.

Figura 33: Unità geotecnica $Ppw - R_$ resistenza a compressione uniassiale.

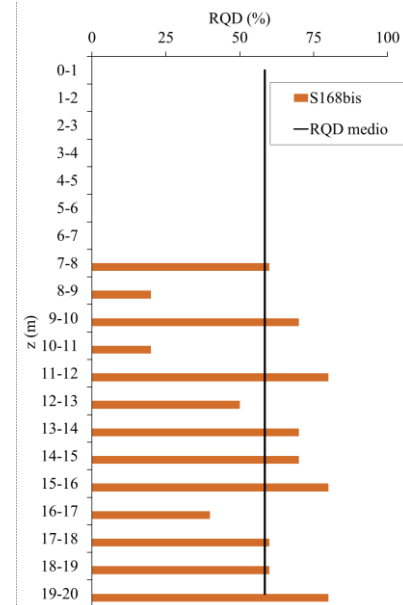


Figura 34: Unità geotecnica $Ppw - R_$ andamento RQD con la profondità.

Come osservabile dai grafici sopra riportati, al peso dell'unità di volume γ è stato assegnato il valore di 21 kN/m³.

Per quanto riguarda la resistenza a compressione uniassiale σ_c , dalle risultanze delle prove di laboratorio si osserva che i valori risultano compresi tra 5 e 60 MPa, poiché si è valutato di escludere la prova in corrispondenza del sondaggio S168bis CL2 che fornisce un valore di resistenza a compressione uniassiale notevolmente più elevato e poco rappresentativo.

Nel seguito, si riportano sinteticamente i valori numerici attribuiti agli indici parziali valutati come riportato al §. 5.1.4 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 $SG16$ e $SG18$:

- Resistenza a compressione uniassiale, $\sigma_c = 5$ e 60 MPa - Indice $A_1 = 1 \div 7$;
- Indice di qualità $RQD = 58$ - Indice $A_2 = 13$;
- Spaziatura delle discontinuità J_s - Indice $A_3 = 10 \div 20$;
- Condizione delle discontinuità (persistenza, apertura, scabrezza, riempimento, alterazione delle pareti) - Indice $A_4 = 13 \div 15$;
- Condizioni idrauliche - Indice $A_5 = 10$.

L'indice GSI risulta pertanto definito in un range di 47 ÷ 64.

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 3

Di seguito, in Figura 35, si riporta l'andamento del modulo di rigidezza E' in funzione della profondità, valutato mediante le prove sismiche (MASW e/o DH) disponibili per il litotipo oggetto di studio.

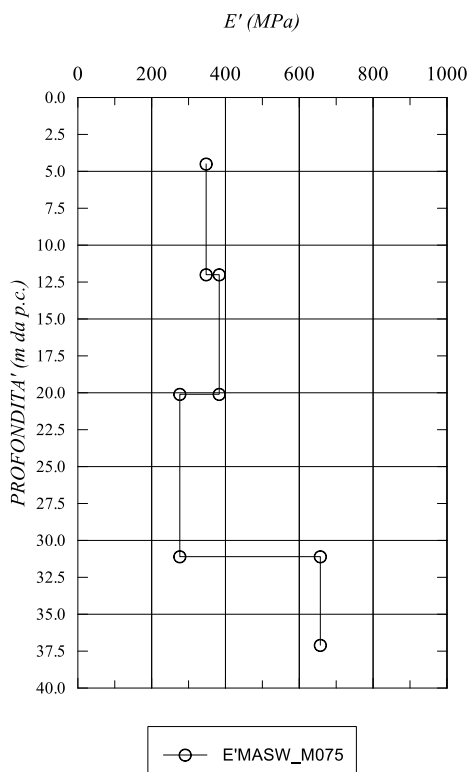


Figura 35: Unità geotecnica Ppw – R_andamento E' , prove sismiche.

Per tale unità è stato assunto un valore del modulo E' compreso tra 200 e 400 MPa.

5.2.15 Unità geotecnica $Pvl - GG$

L'unità geologica delle colate laviche Pvl , così come è stato osservato nella quasi totalità dei sondaggi che l'hanno interessata (S155bis, S156, S157bis, S158, S160, S164, S166, S170, S173, S174, SE215, SE216, SE217, SE220, SE221), è costituita nei primi metri da materiale sciolto, nel quale sono state effettuate prove SPT . Ciò è da attribuirsi ai fenomeni erosivi che hanno comportato nel corso del tempo una completa fratturazione del materiale basaltico più superficiale. Pertanto si è assunto, cautelativamente, quasi per l'intero sviluppo del *Lotto 3*, uno strato di alterazione, costituito da materiale sciolto di grossa pezzatura, che compone l'unità geotecnica delle $Pvl-GG$.

Il litotipo, costituito da ghiaie sabbiose con una componente limoso-argillosa dell'ordine del 20% (Figura 36), 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 3

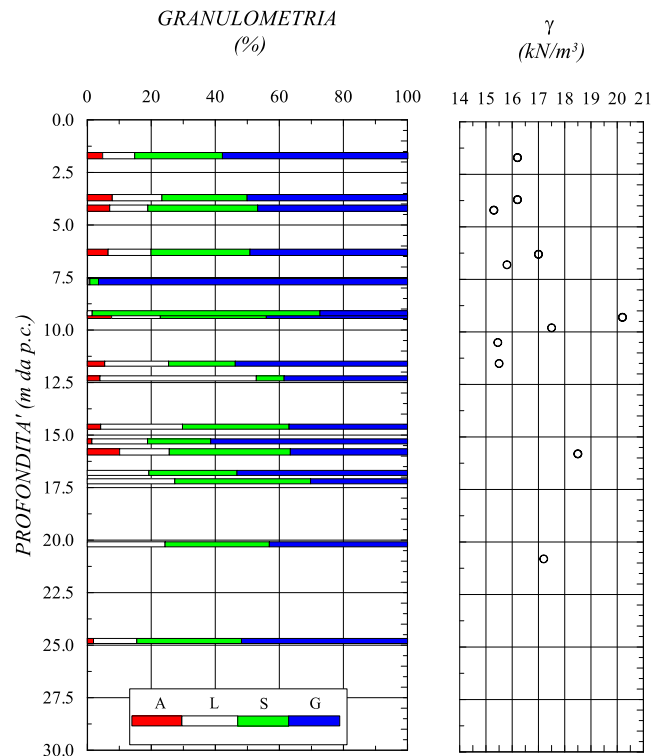


Figura 36: Unità geotecnica Pvl - GG – Proprietà indice.

Il numero di colpi N_{SPT} ottenuto dalle prove *SPT* eseguite nel corso delle due campagne d'indagine è variabile tra 50 e 80, sebbene la maggior parte della prove sia andata a rifiuto, a prova del fatto che il materiale abbia buone caratteristiche meccaniche. 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 37); 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 3

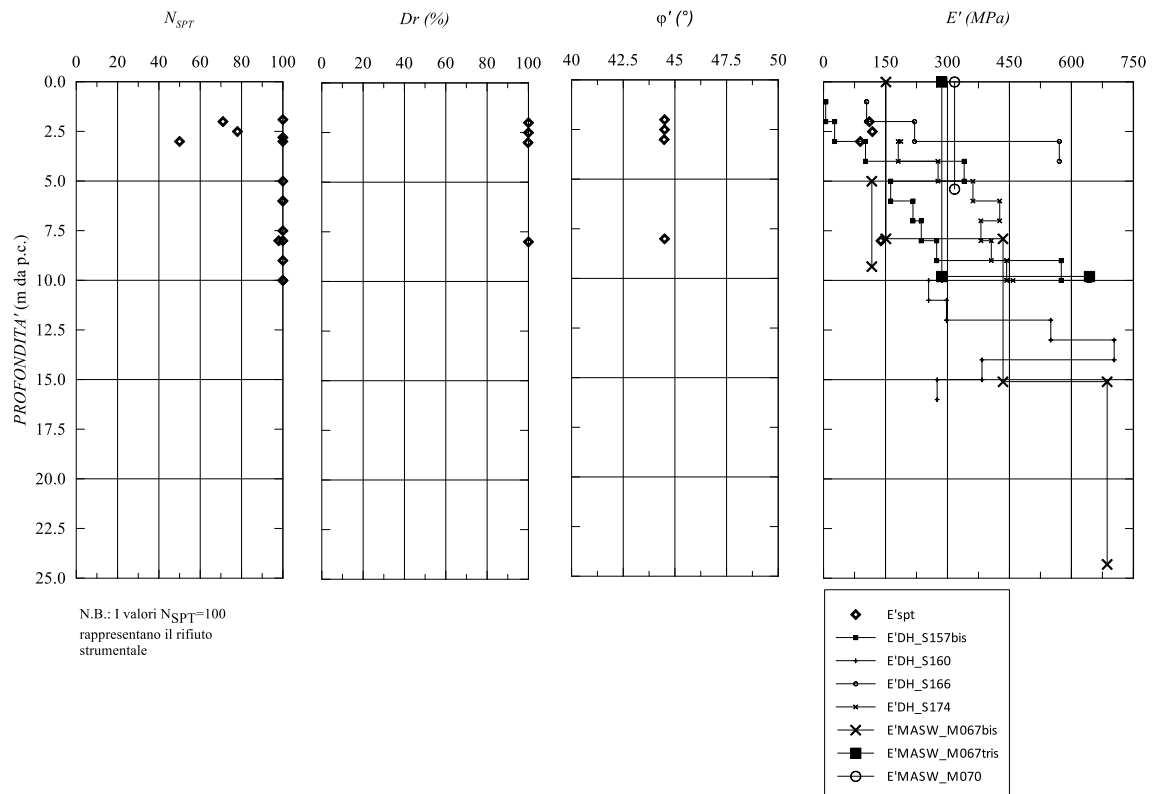


Figura 37: Unità geotecnica Pvl - GG – caratteristiche fisiche e meccaniche da prove SPT e prove sismiche.

5.2.16 Unità geotecnica Pvl – R1

L'unità geologica Pvl, nella componente litoide, è distinta in due unità geotecniche a seconda delle caratteristiche meccaniche del materiale roccioso.

L'unità geotecnica Pvl – R1, nello specifico, si riferisce all'unità nei tratti in cui le risultanze delle prove di laboratorio hanno evidenziato caratteristiche di resistenza più scadenti rispetto alle restanti prove. Ciò è emerso dalle prove Point Load e di compressione uniassiale effettuate in corrispondenza di una fascia di sondaggi (dal S169 al S174 con $z > 7m$). Trattandosi di una formazione di natura litoide, è stata caratterizzata come illustrato al §. 5.1.4.

In Tabella 27 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 27: Unità geotecnica Pvl – R1, riepilogo risultati prove di laboratorio (caratteristiche fisiche e meccaniche) e valutazione dell'RQD dei sondaggi.

Indagine	Sondaggio	Campione	Profondità da p.c. (m)	γ (kN/m ³)	I_{s50} (MPa)	σ_c (MPa)	RQD _m (-)
2012/2013 (ex Lotto 6)	S169	CL1	6.80	15.80	-	2.21	30.63
		CL2	10.50	15.45	-	-	
		CL3	13.80	-	0.46	9.12	
	S172	CL2	9.80	17.50	-	4.82	74.13

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 3

S173	CL2	11.50	15.50	-	2.90	53.57
S174	CL3	20.80	17.20	-	2.05	62.83

In Figura 38, Figura 39 e in Figura 40 sono riportati rispettivamente i valori del peso dell'unità di volume γ , della resistenza a compressione uniassiale σ_c e dell'indice RQD , con la profondità.

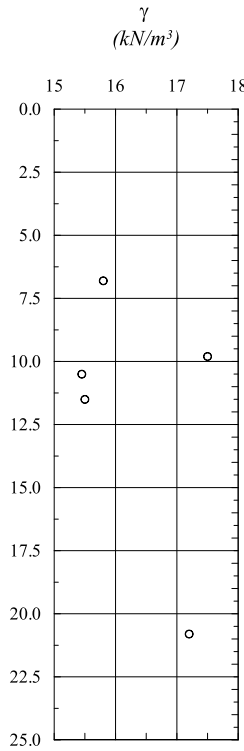


Figura 38: Unità geotecnica Pvl - R1_peso dell'unità di volume.

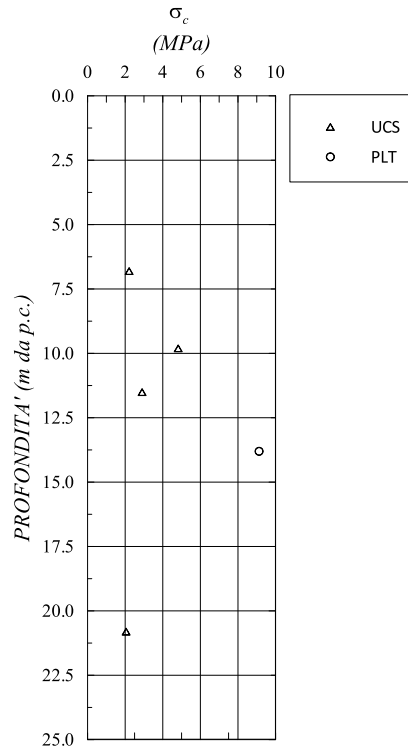


Figura 39: Unità geotecnica Pvl - R1_resistenza a compressione uniassiale.

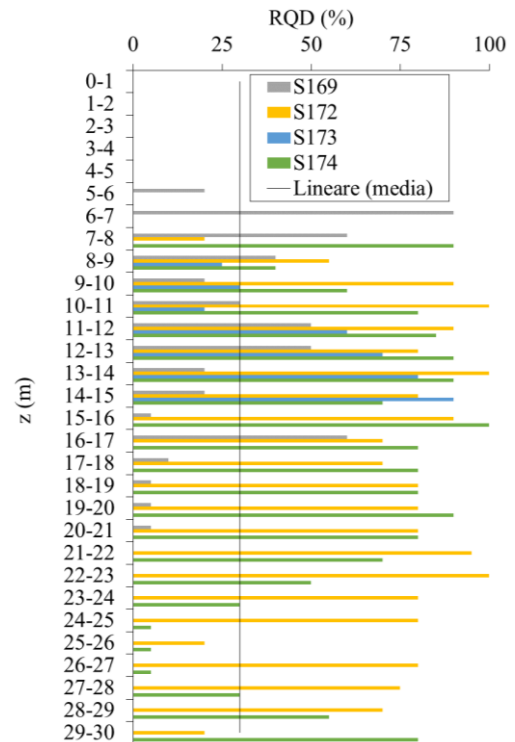


Figura 40: Unità geotecnica Pvl - R1_andamento RQD con la profondità.

Dai grafici sopra riportati, si desume che il peso dell'unità di volume γ è compreso in un range di valori tra 15.5 e 17 kN/m³.

Per quanto riguarda la resistenza a compressione uniassiale σ_c , dalle risultanze delle prove di laboratorio si osserva che i valori risultano compresi tra 2 e 4 MPa, avendo trascurato l'unica prova che fornisce un valore di resistenza che si discosta da questo range, pari a 9 MPa.

Per ciò che attiene l' RQD , poiché il litotipo si presenta geologicamente nella sua *facies* destrutturata, è stato cautelativamente assunto il valore minimo ricavato dai sondaggi geognostici, pari a 30.

Nel seguito, si riportano sinteticamente i valori numerici attribuiti agli indici parziali valutati come riportato al §. 5.1.4 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 e SG3_02:

- Resistenza a compressione uniassiale, $\sigma_c = 3$ MPa - Indice $A_1 = 1$;
- Indice di qualità $RQD = 30$ - Indice $A_2 = 8$;
- Spaziatura delle discontinuità J_s - Indice $A_3 = 5 \div 20$;

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 3

- 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 $39 \div 60$, pertanto, per caratterizzare tale parametro geomeccanico, è stato assunto il valore medio circa pari a 50.

Di seguito, in Figura 41, si riporta l'andamento del modulo di rigidezza E' in funzione della profondità, valutato mediante le prove sismiche (MASW e/o DH) disponibili per il litotipo oggetto di studio.

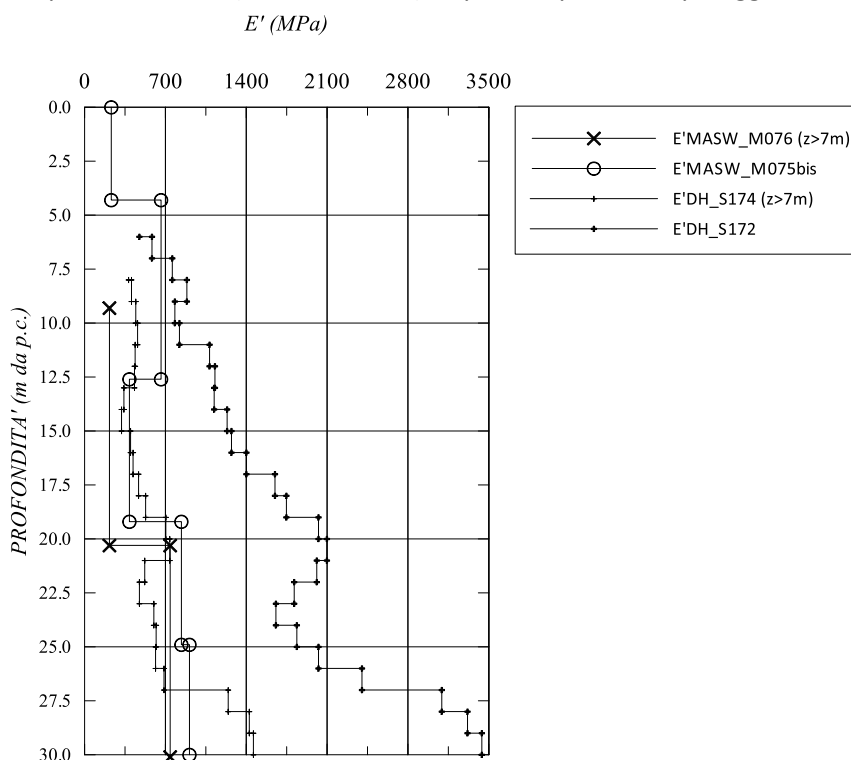


Figura 41: Unità geotecnica Pvl – R1_ andamento E' , prove sismiche.

Per tale unità, considerato lo stato di destrutturazione che la caratterizza, sono state trascurate le risultanze delle prove DH che mostrano valori del modulo elevati non rappresentativi di un litotipo alterato ed è stato assunto un valore del modulo E' compreso tra 100 e 200 MPa fino ad una profondità di 10 m e un valore del modulo maggiore a 200 MPa per profondità superiori a 10 m.

5.2.17 Unità geotecnica Pvl – R2

L'unità geotecnica Pvl – R2 rappresenta la parte dell'unità geologica delle Pvl che costituisce 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 §. 5.1.4.

In Tabella 28 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 28: Unità geotecnica Pvl – R2, riepilogo risultati prove di laboratorio (caratteristiche fisiche e meccaniche) e valutazione dell' RQD dei sondaggi.

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 3

Indagine	Sondaggio	Campione	Profondità da p.c. (m)	γ (kN/m ³)	I_{550} (MPa)	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
	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	-	-	
		CL2	9.20	23.80	-	20.81	42.90
		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	-

La medesima unità è stata intercettata in alcuni tratti del Lotto 4. Vista la scarsità dei dati a disposizione, si è dunque ritenuto opportuno accorpare le informazioni dei due lotti. In Figura 42, Figura 43 e Figura 44 sono riportati rispettivamente i valori del peso dell'unità di volume γ , della resistenza a compressione uniassiale σ_c e dell'indice RQD, con la profondità.

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 3

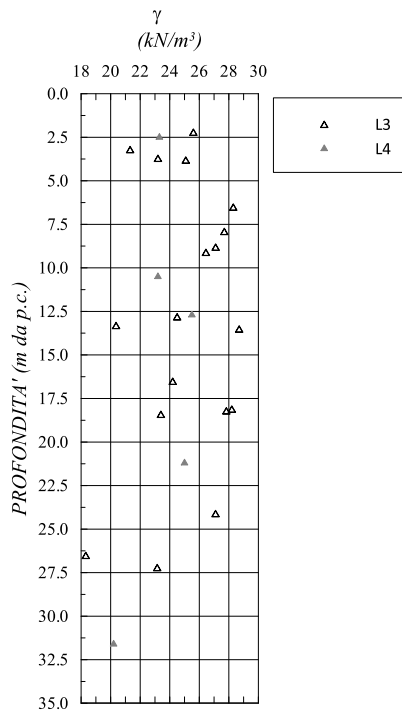


Figura 42: Unità geotecnica Pvl – R2_peso dell'unità di volume.

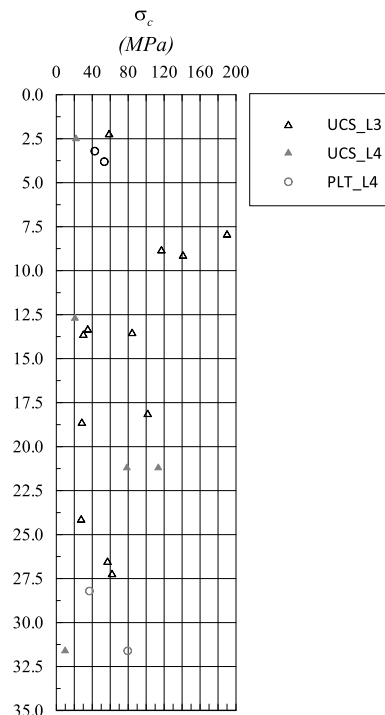


Figura 43: Unità geotecnica Pvl – R2_resistenza a compressione uniaassiale.

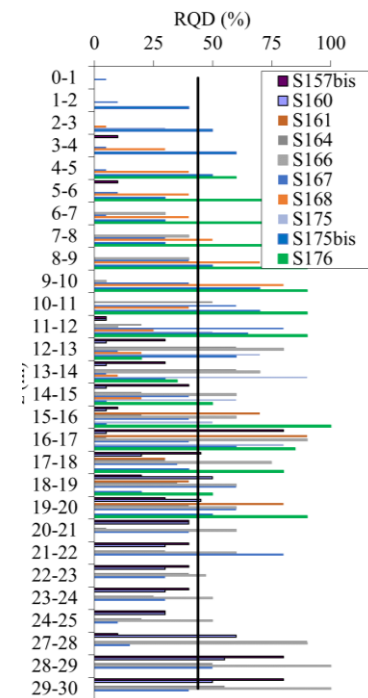


Figura 44: Unità geotecnica Pvl – R2_andamento RQD con la profondità.

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 uniaassiale 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 §. 5.1.4 per la stima del GSI; in particolare, per la valutazione degli indici parziali A₃ e A₄ si è fatto riferimento alle stazioni geomeccaniche SG13, SG14, SG15, SG17, SG19, SG20, SG46, SG57, SG58, SG59, SG60, SG61, SG3_01:

- Resistenza a compressione uniaassiale, $\sigma_c = 30 \div 80$ MPa - Indice A₁ = 4÷7;
- Indice di qualità RQD = 40 - Indice A₂ = 8;
- Spaziatura delle discontinuità J_s - Indice A₃ = 5 ÷ 20;
- Condizione delle discontinuità (persistenza, apertura, scabrezza, riempimento, alterazione delle pareti) - Indice A₄ = 11 ÷ 24;
- Condizioni idrauliche - Indice A₅ = 10.

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

Di seguito, in Figura 45, 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 3

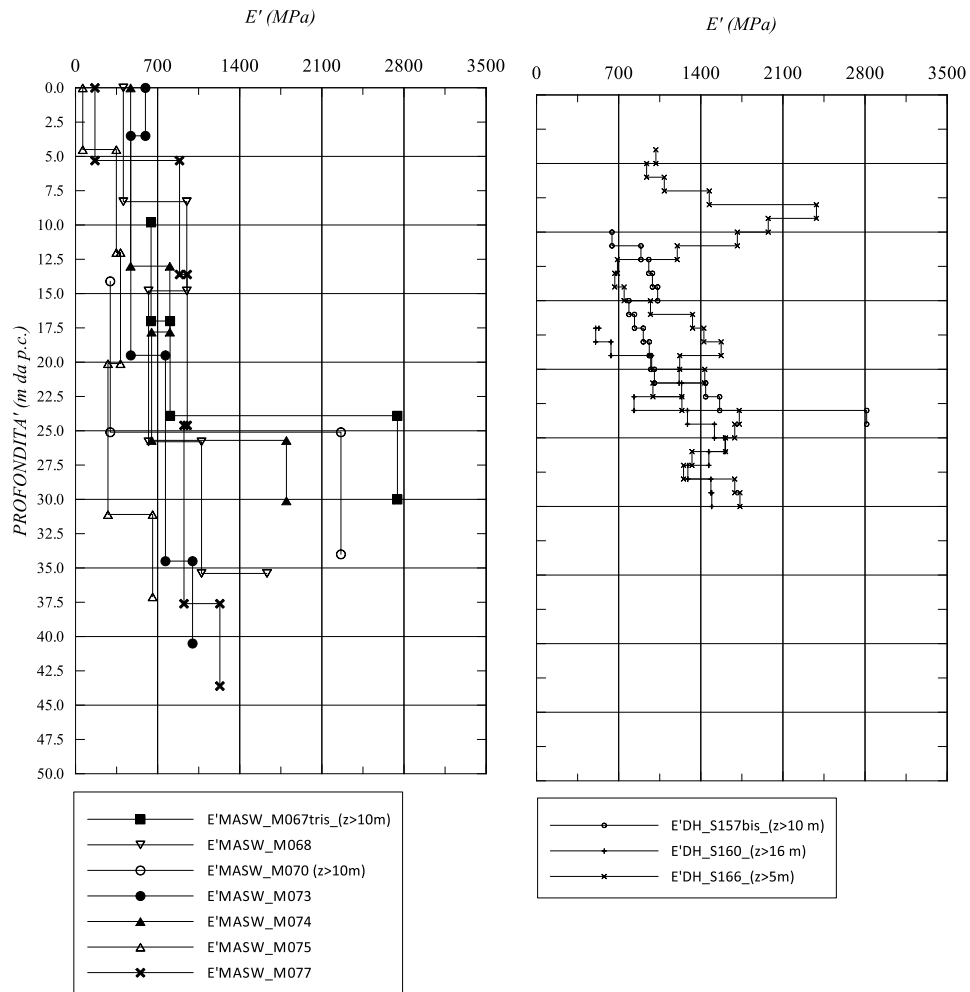


Figura 45: Unità geotecnica Pv1 – R2_andamento E' , prove sismiche.

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.

5.2.18 Unità geotecnica V-S1

L'unità geologica delle Ppw (brecce a pillows) e quella delle Pv (ialoclastiti e brecce vulcanoclastiche), entrambe facenti parte delle successioni vulcaniche di origine submarina, presentano tratti a grana grossa con caratteristiche fisiche e meccaniche simili. Per tali ragioni si è previsto di inglobarle in un'unica unità geotecnica, la V-S1.

Il litotipo V-S1, è costituito da ghiaie sabbiose con una componente limoso-argillosa dell'ordine del 20-40% (Figura 46) 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 3

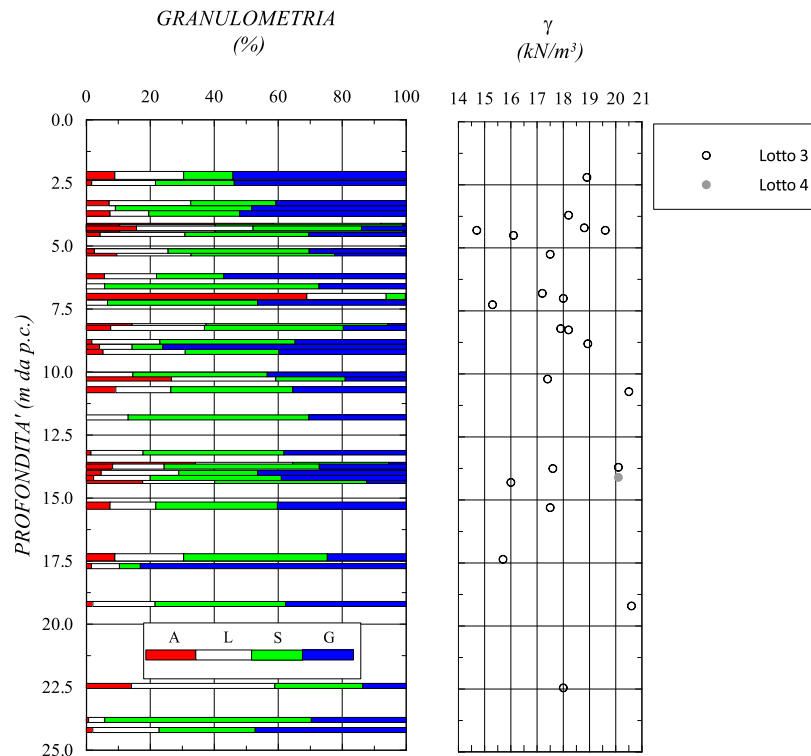


Figura 46: Unità geotecnica V-S1 – Proprietà indice.

Il numero di colpi N_{SPT} ottenuto dalle prove *SPT* eseguite nel corso delle campagne d'indagine è variabile tra 20 e 65, e molte prove hanno raggiunto il rifiuto strumentale. 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 100%.

Dall'elaborazione delle *SPT*, si ottengono valori dell'angolo di attrito ϕ' compresi tra 40 e 44°, 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 anche un grafico di dettaglio per facilitarne la lettura (cfr. Figura 48), 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 47.

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 3

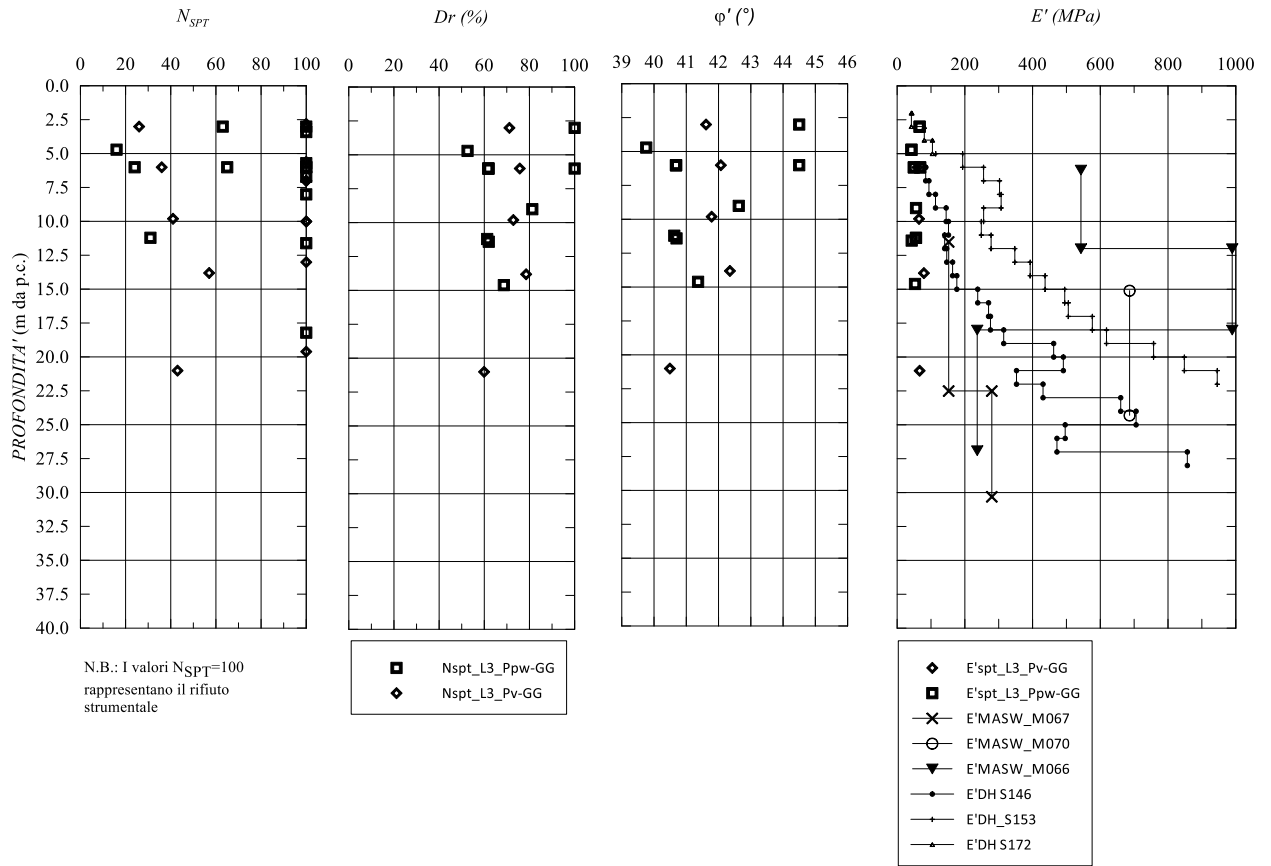


Figura 47: Unità geotecnica V-S1 – caratteristiche fisiche e meccaniche da prove SPT e prove sismiche.

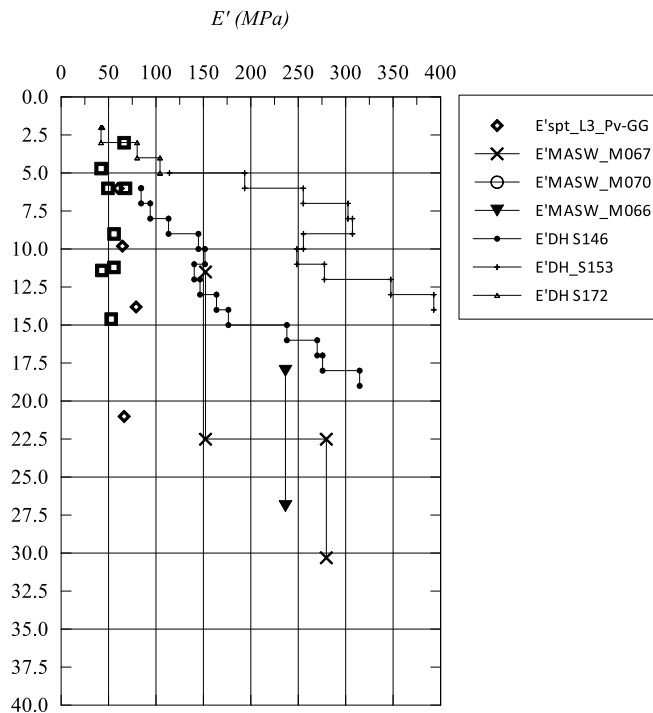


Figura 48: Unità geotecnica V-S1 – Grafico di dettaglio del modulo E' .

5.2.19 Unità geotecnica *Pm*

Il litotipo *Pm*, appartenente all'unità geologica del Trubi, è stato intercettato dai sondaggi prevalentemente sottoforma di argilla marnosa ed è stato caratterizzato sulla base di prove di laboratorio effettuate su campioni indisturbati. Presenta un comportamento essenzialmente a grana fine, vista la prevalenza di materiale argilloso e limoso.

In Tabella 29 sono riepilogati i campioni estratti in questo litotipo, le principali caratteristiche fisiche e proprietà indice ottenute dalle prove di laboratorio eseguite.

Tabella 29: Unità geotecnica *Pm*, 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 (%)
Indagini pregresse (2003/2004)	S12-1R	15.25	19.02	0.72	25.08	56.40	29.90	26.50	1.18
	S12-2R	18.55	18.30	0.90	29.79	54.50	31.90	22.60	1.09
	S12-3R	23.25	19.68	0.70	23.52	51.30	26.60	24.70	1.12
2012/2013 (ex Lotto 5)	S138 CR A	3.78	16.90	0.93	22.40	42.60	31.20	11.40	1.77
	S138 CR B	11.20	18.50	0.72	28.50	44.60	36.20	8.40	1.92
	S139 CI 1	18.15	17.40	0.99	35.50	58.30	45.60	12.70	1.80
	S139 CR B	23.25	18.20	0.96	33.70	50.60	36.60	14.00	1.21
	S140 CI 1	14.75	16.50	1.08	34.20	52.90	39.20	13.70	1.36
	S140 CR D	28.75	18.60	0.83	29.50	45.50	37.70	7.80	2.05
	S140 bis CI 1	8.50	15.40	1.02	20.60	38.00	29.60	8.40	2.07
	S140 bis CR C	27.7	19.00	0.65	25.20	49.00	37.00	12.00	1.98
	S141 CR C	28.8	18.80	0.76	26.90	55.20	33.50	21.70	1.30
	2021	SE200_A CI1	5.20	18.38		23.20	38.10	18.20	19.90
SE203_Gp CI1		8.30	18.11	0.81	22.00	55.80	29.80	26.00	1.30
SE203_Gp CI2		12.60	18.33	0.75	20.60	53.80	31.00	22.80	1.46
SE203_Gp CI3		19.20	18.45	0.69	17.20	69.20	36.40	32.80	1.59

La Figura 49 riporta le principali caratteristiche fisiche del litotipo in questione stimate dalle prove di laboratorio. Come si può notare, si tratta essenzialmente di limi – argillosi debolmente sabbiosi con un indice di plasticità variabile tra 20 e 35 e indice di consistenza compreso tra 1 e 2; il contenuto d'acqua ha valori compresi tra 20% e 35% circa.

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 3

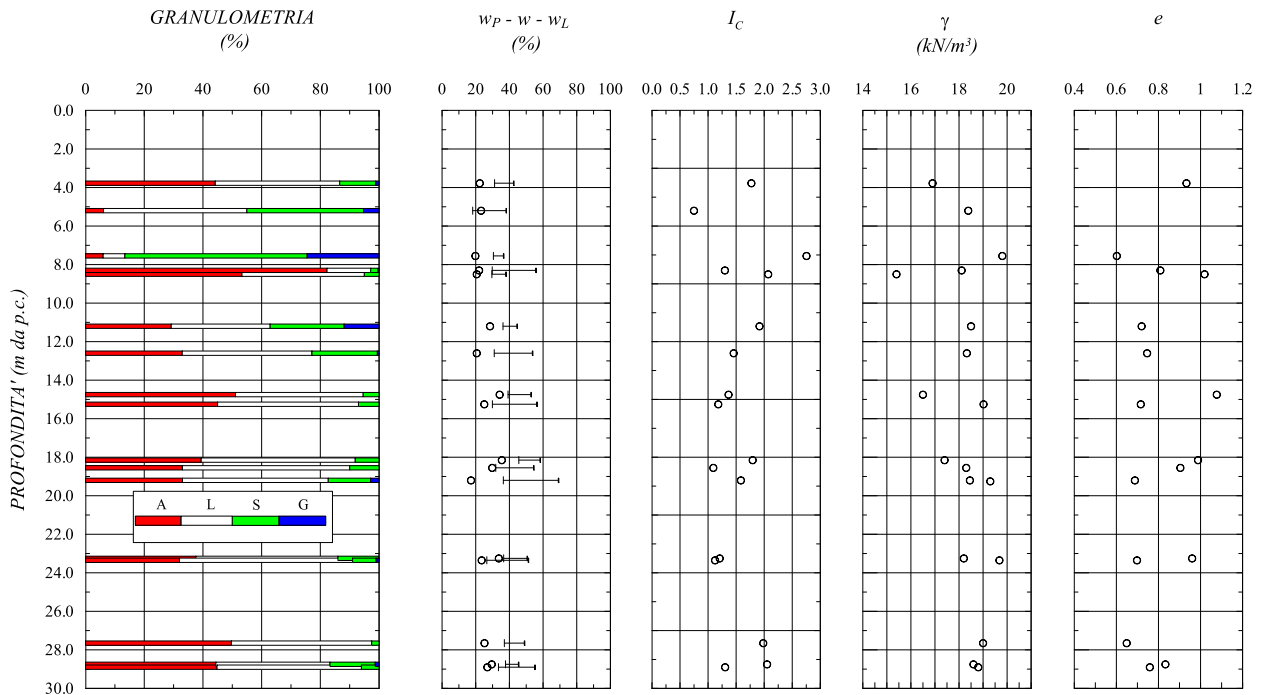


Figura 49: Unità geotecnica Pm, caratteristiche fisiche.

Riportando i valori relativi ai campioni prelevati dai sondaggi sulla carta di plasticità di Casagrande è possibile classificare la frazione fine limo-argillosa come "limi inorganici da media ad alta compressibilità e limi organici" (Figura 50).

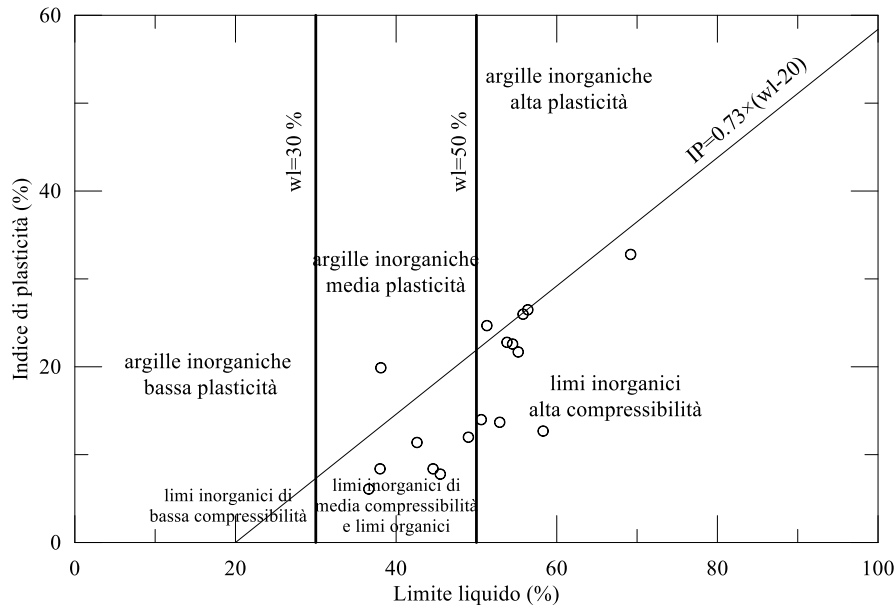


Figura 50: Unità geotecnica Pm, carta di plasticità di Casagrande.

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 per la valutazione della resistenza non drenata si è fatto riferimento alle prove ad espansione laterale libera (ELL) e a prove triassiali non consolidate non drenate (UU), i cui risultati sono riepilogati in Tabella 30.

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 3

Tabella 30: Unità geotecnica Pm, riepilogo risultati prove di laboratorio.

Indagine	Sondaggio e campione	Profondità da p.c. (m)	TD			ELL	UU
			c'_p (kPa)	φ'_p (°)	φ'_r (°)	c_u (kPa)	
Indagini pregresse (2003/2004)	S12-1R	15.25	32.0	27.2	-	-	-
	S12-2R	18.55	14.7	27.5	-	-	-
2012/2013 (ex Lotto 5)	S139 CI 1	18.15	32.0	30.6	25.3	-	240
	S140 CI 1	14.75	29.0	26.1	-	-	165.3
	S140 bis CI 1	8.50	27.5	28.3	-	180.5	-
2021	SE200_A CI1	5.20	-	-	-	-	-
	SE203_Gp CI1	8.30	30.50	27.68	-	-	-
	SE203_Gp CI2	12.60	-	-	-	-	-
	SE203_Gp CI3	19.20	-	-	-	-	-

Sulla base delle prove di taglio si può concludere che l'angolo d'attrito, φ' , risulta compreso tra 26 e 30°; per tale litotipo si è scelto di assegnare un *range* di variazione di tale parametro cautelativamente compreso tra 25 e 28°; è inoltre possibile osservare che la coesione ha un *range* di variazione compreso tra 20 e 30 kPa. Una sola prova di taglio è stata effettuata al fine di ricavare l'angolo di attrito residuo φ'_r che ne restituisce un valore circa pari a 25°; per tale ragione il grafico rappresentante il valore di φ'_r con la profondità è stato omesso. Per la determinazione della coesione non drenata, oltre ai valori puntuali ottenuti mediante le prove UU e le prove ELL, si riportano in Figura 51 i valori ottenuti dalle prove Pocket effettuate in sito e dalle prove speditive effettuate 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 drenate di un materiale coesivo normalmente consolidato. Si nota che i valori di c_u ottenuti dalle prove sono lontani da tale retta.

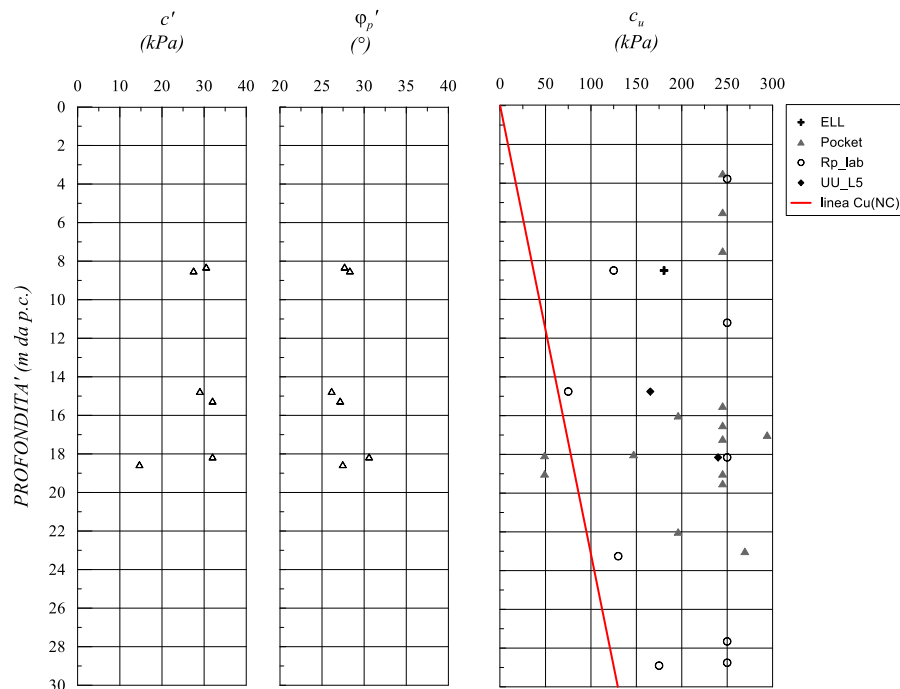


Figura 51: Unità geotecnica Pm, caratteristiche di resistenza da prove di laboratorio di taglio diretto e coesione non drenata c_u .

Ulteriori considerazioni in merito possono essere fatte osservando il grafico riportato in Figura 52, 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*):

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

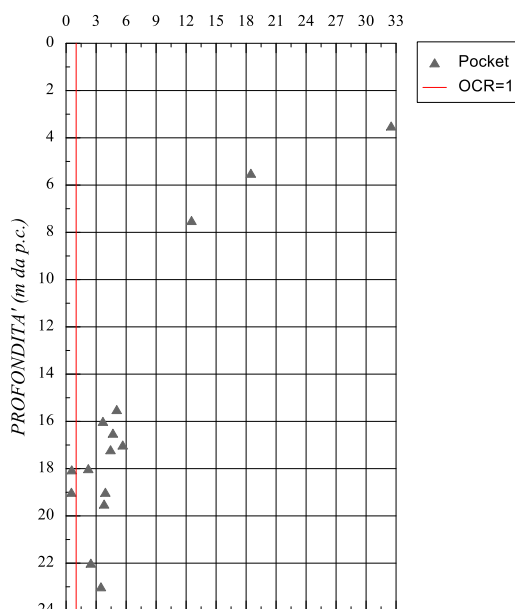


Figura 52: Unità geotecnica *Pm* - *OCR* da *pocket*.

Come si può osservare dalla figura, i valori di *OCR* ottenuti dall'elaborazione dei *pocket* risultano maggiori di 20 per profondità fino a 5 m, pari a 12 tra 5 e 10 m di profondità, pari a 8 tra 10 e 15 m di profondità, per poi continuare a decrescere fino a raggiungere valori compresi tra 6 e 3 per profondità maggiori di 15 m.

La stima del modulo di rigidezza è stata eseguita interpretando l'unica prova pressiometrica disponibile svolta nel sondaggio S140, una prova *Down-Hole* eseguita nel sondaggio S139 e le prove *MASW* (Figura 53). Per tale litotipo, osservando i punti riportati sul grafico e trascurando cautelativamente i risultati delle prove sismiche che presentavano valori più elevati del modulo *E'*, risulta che nei primi 5 m di profondità il modulo *E'* assume valori compresi tra 10 e 30 MPa, per profondità comprese tra 5 e 10 m il modulo *E'* assume valori compresi tra 40 e 80 MPa, mentre a profondità maggiori esso appare variabile tra un minimo di 100 fino ad un massimo di 200 MPa.

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 3

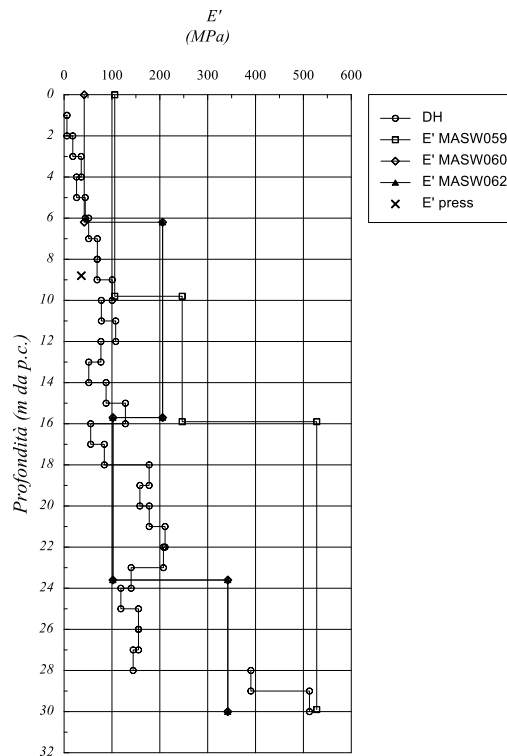


Figura 53: Unità geotecnica *Pm*: stima del modulo E' .

5.2.20 Unità geotecnica *Mg/Mg-faglia*

L'unità geologica del calcare di base (*Mg*), è costituita da banchi alternati a livelli, costituiti da marne calcaree, calcari laminati e, più raramente, gessi. Inoltre, tale unità è attraversata da faglie nette, per le quali non è dunque possibile definire lo spessore della zona cataclasata. Si è reso, comunque, necessario distinguere l'unità delle *Mg* da quella delle *Mg-faglia*.

L'unità geotecnica *Mg* si presenta come formazione di natura litoide e pertanto è stata caratterizzata come illustrato al §. 5.1.4.

In Tabella 31 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 , il valore della resistenza a compressione uniassiale σ_c , valutati in laboratorio, e il valore di *RQD* medio rappresentativo del sondaggio.

Tabella 31: Unità geotecnica *Mg*, riepilogo risultati prove di laboratorio (caratteristiche fisiche e meccaniche) e valutazione dell'*RQD* dei sondaggi.

Indagine	Sondaggio	Campione	Profondità da p.c. (m)	γ (kN/m ³)	I_{550} (MPa)	σ_c (MPa)	<i>RQD_m</i> (-)
2012/2013 (ex Lotto 5)	S134	CL1	4.25	17.60	-	23.12	75.80
		CL2	12.85	21.40	-	3.57	
		CL4	19.25	20.00	-	26.49	
		CL5	23.55	18.70	-	1.48	
	S134 bis	CL1	24.80	18.50	2.15	42.92	94.00

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 3

	CL2	31.75	19.90	-	0.90
S134 ter	CL1	4.08	16.60	-	-
					47.60

In Figura 54, Figura 55 e in Figura 56 sono riportati rispettivamente i valori del peso dell'unità di volume γ , della resistenza a compressione uniassiale σ_c e dell'indice RQD , con la profondità.

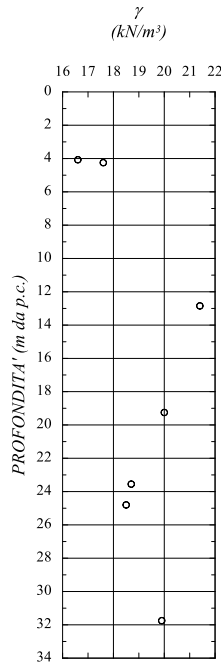


Figura 54: Unità geotecnica Mg - peso dell'unità di volume.

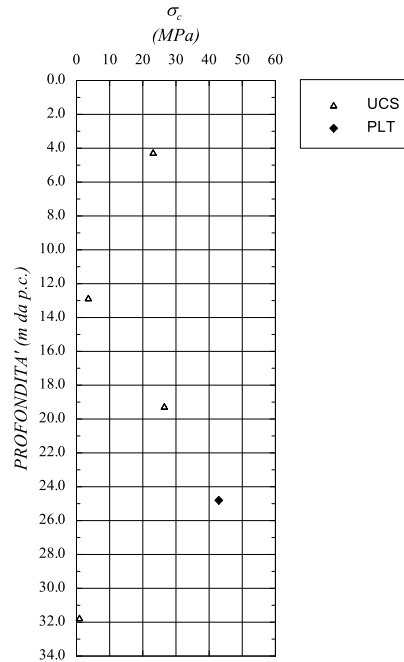


Figura 55: Unità geotecnica Mg - resistenza a compressione uniassiale.

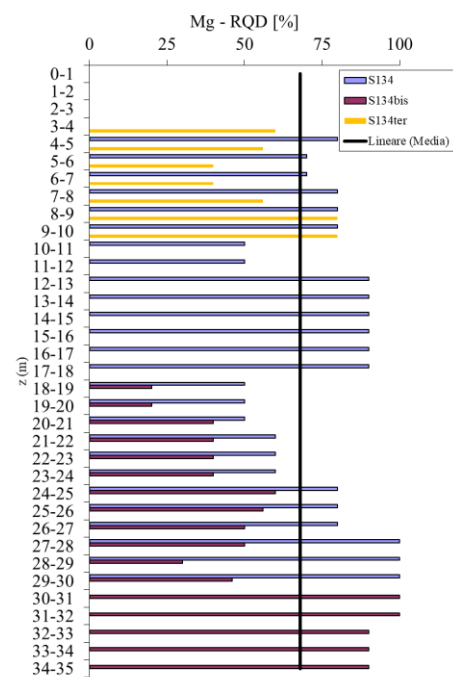


Figura 56: Unità geotecnica Mg - andamento RQD con la profondità.

Dai grafici sopra riportati, il peso dell'unità di volume γ risulta compreso tra 18 e 20 kN/m³, avendo trascurato i valori più bassi, non rappresentativi di un ammasso roccioso.

Per quanto riguarda la resistenza a compressione uniassiale σ_c , dalle risultanze delle prove di laboratorio si osserva che i valori risultano compresi in un *range* molto ampio tra valori minimi di qualche unità a valori massimi maggiori di 40 MPa. A tal riguardo, si evidenzia che, la sensibile differenza di valori di σ_c è attribuibile alla peculiare conformazione dell'ammasso, costituito da un'alternanza di banchi a spessore variabile di marne e calcareniti. Considerata l'esigua disponibilità di dati sperimentali, la valutazione di tale parametro è stata cautelativamente condotta scegliendo un valore della σ_c pari a 5 MPa, che si attesta nei valori più bassi del *range* di variazione.

Nel seguito, si riportano sinteticamente i valori numerici attribuiti agli indici parziali valutati come riportato al §. 5.1.4 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 $SG35$, $SG50$, $SG51$, $SG55$ e $SG56$:

- Resistenza a compressione uniassiale, $\sigma_c = 5$ MPa - Indice $A_1 = 1$;
- Indice di qualità $RQD = 67$ - Indice $A_2 = 13$;
- Spaziatura delle discontinuità J_s - Indice $A_3 = 10 \div 20$;
- Condizione delle discontinuità (persistenza, apertura, scabrezza, riempimento, alterazione delle pareti) - Indice $A_4 = 11 \div 16$;
- Condizioni idrauliche - Indice $A_5 = 10$.

L'indice GSI risulta pertanto definito in un *range* di $47 \div 60$.

Si sottolinea che la data la particolare configurazione dell'ammasso, che è costituito da un'alternanza di banchi di marne e calcareniti con spessori variabili, ai quali corrispondono valori della resistenza a compressione uniassiale σ_c sensibilmente differenti, e vista una esigua disponibilità di dati sperimentali, la scelta di tale parametro è stata eseguita cautelativamente verso i valori più bassi del *range* di variazione di tale parametro.

Di seguito, in Figura 57, si riporta l'andamento del modulo di rigidezza E' in funzione della profondità, valutato mediante le prove sismiche $MASW$ disponibili per il litotipo oggetto di studio.

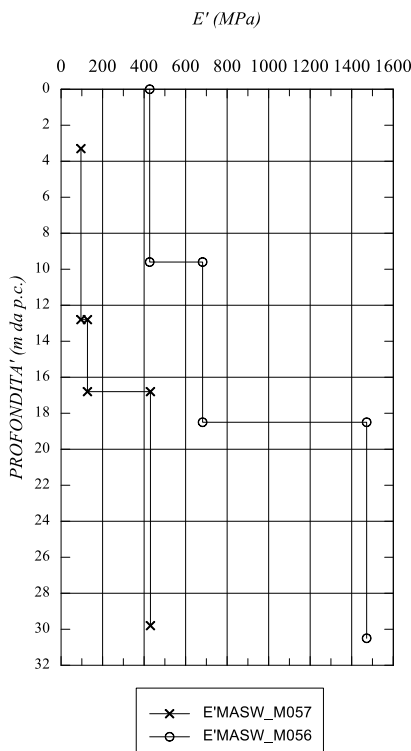


Figura 57: Unità geotecnica Mg : andamento E' , prove sismiche.

Per tale unità è stato assunto un valore del modulo E' compreso tra 100 e 400 MPa fino a 16 m di profondità ed un valore maggiore di 400 MPa per profondità superiori a 16 m.

Per quanto riguarda l'unità in faglia, non si dispongono di misure dirette per definire i parametri necessari alla classificazione dell'ammasso; vista la difficoltà di limitare la zona tettonizzata, i parametri sono stati assunti cautelativamente così come descritto al § 5.1.4. Pertanto, è stata assunta una resistenza a compressione uniassiale pari a 2.5 MPa, un valore di RQD ed un modulo E' pari a circa la metà di quelli assunti per la zona intatta.

5.2.21 Unità geotecnica Mv

L'unità geotecnica Mv , intercettata soltanto nel sondaggio $S136$ da circa 20 m fino a 35 m di profondità, si presenta sottoforma litoide con un grado di fratturazione elevato.

Nel sondaggio sopra citato, è stato prelevato un unico campione litoide alla profondità di 29 m, per il quale è stato valutato il peso dell'unità di volume γ pari a 28.5 kN/m^3 e sul quale è stata eseguita una prova di compressione uniassiale che ha restituito una resistenza σ_c pari a 122 MPa.

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 3

Dall'ispezione visiva delle porzioni di carota estratte dal sondaggio in esame, visto l'elevato grado di fratturazione, si è ritenuto opportuno, in via cautelativa, trascurare le risultanze ottenute dalle prove di laboratorio, poiché ritenute non rappresentative dell'ammasso intercettato.

Ciò premesso, è stato assunto un peso dell'unità di volume γ pari a 22 kN/m³ e, la caratterizzazione geomeccanica è stata eseguita unicamente sulla base dei rilievi in superficie, con riferimento alle stazioni geomeccaniche SG49 e SG53.

Nel seguito, si espongono i valori degli indici parziali stimati per la definizione del GSI:

- Resistenza a compressione uniassiale, $\sigma_c = 19$ MPa - Indice $A_1 = 2$;
- Indice di qualità $RQD = 15$ - Indice $A_2 = 3$;
- Spaziatura delle discontinuità J_s - Indice $A_3 = 10$;
- Condizione delle discontinuità (persistenza, apertura, scabrezza, riempimento, alterazione delle pareti) - Indice $A_4 = 5 \div 20$;
- Condizioni idrauliche - Indice $A_5 = 10$.

L'indice GSI risulta pertanto definito in un range di $30 \div 45$.

Per la definizione del modulo di rigidezza E' si è fatto riferimento alla MASW M058, che per un breve tratto intercetta l'unità in esame, ed è l'unica prova sismica disponibile, svolta nei pressi del sondaggio S136. In questa prova si osserva che il valore del modulo E' risulta compreso tra 135 e 410 MPa. Il valore del modulo è stato assunto cautelativamente pari a 150 MPa, vista la poca disponibilità di dati in possesso.

5.2.22 Unità geotecnica Mm

Il litotipo Mm, corrispondente all'omonima unità geologica della Formazione Tellaro, è stato intercettato da sondaggi da cui è stato possibile osservare una prevalenza di materiale argilloso limoso. Per tali ragioni è stato caratterizzato sulla base di prove di laboratorio effettuate su campioni indisturbati.

In Tabella 32 sono riepilogati i campioni estratti in questo litotipo, le principali caratteristiche fisiche e proprietà indice ottenute dalle prove di laboratorio eseguite.

Tabella 32: Unità geotecnica Mm, 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 5)	S132 CI 1	7.30	17.60	0.92	36.50	48.00	38.20	9.80	1.17
	S132 CI 2	14.30	18.10	0.91	31.30	39.50	33.70	5.80	1.41
	S136 SC 1	7.30	17.40	0.98	25.60	35.10	27.00	8.10	1.17
	S136 CR A	8.75	19.30	0.51	17.90	48.40	37.90	10.50	2.90
	S136 CR C	37.75	16.10	1.09	25.30	41.80	34.10	7.70	2.14
	S137 CI 2	10.75	18.80	0.69	24.30	36.00	28.20	7.80	1.50
	S137 SC 1	13.70	-	-	25.30	38.90	26.80	12.10	1.12
	S137 CR A	18.50	18.10	0.99	32.50	40.30	33.00	7.30	1.07
Indagini pregresse (2003/2004)	S13-1R	7.75	19.14	0.78	28.17	44.00	28.40	15.60	1.01
	S13-3R	12.25	19.45	0.75	28.10	41.20	24.40	16.80	0.78

La Figura 58 riporta le principali caratteristiche fisiche del litotipo in questione stimate dalle prove di laboratorio. Come si può notare, si tratta essenzialmente di limo - argilloso con un indice di plasticità

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 3

variabile tra 6 e 17 e indice di consistenza compreso tra di 1 e 1.5; il limite liquido ha valori compresi tra 40% e 60% circa.

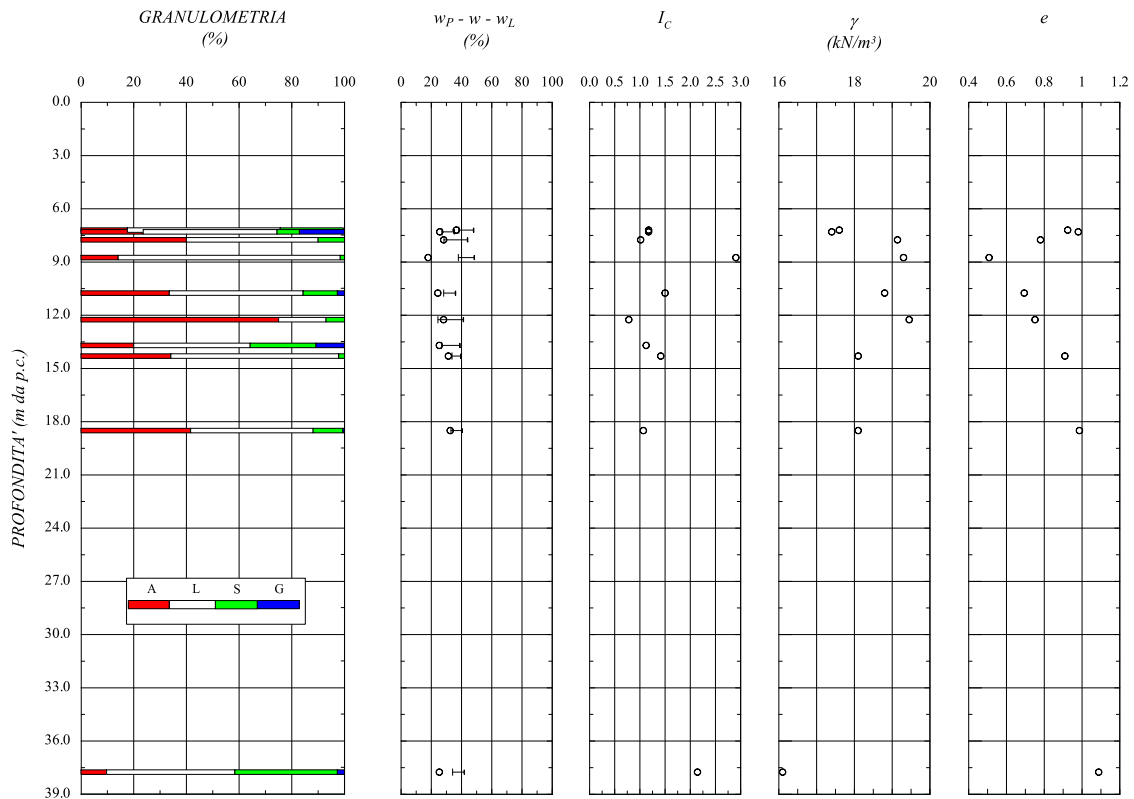


Figura 58: Unità geotecnica Mm, caratteristiche fisiche.

Riportando i valori relativi ai campioni prelevati dai sondaggi sulla carta di plasticità di Casagrande è possibile classificare la frazione fine limo-argillosa come "limi inorganici di media compressibilità e limi organici" (Figura 59).

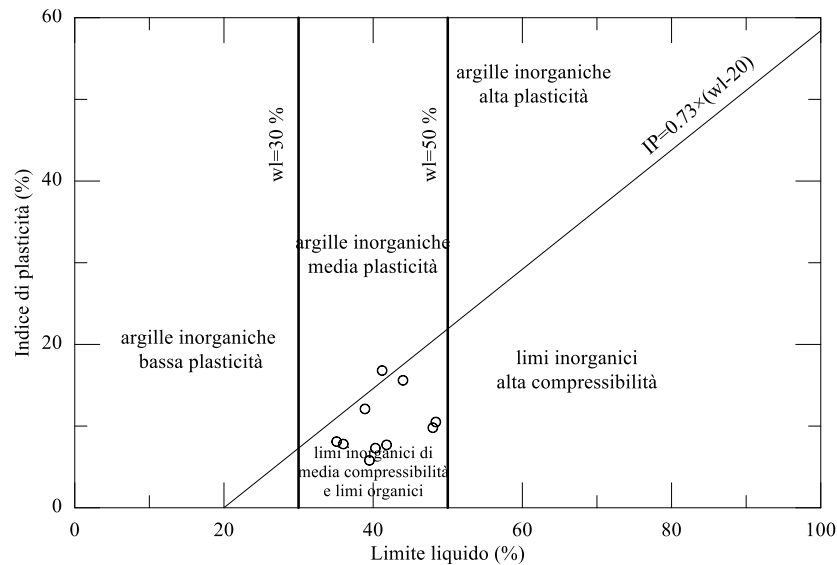


Figura 59: Unità geotecnica Mm, carta di plasticità di Casagrande.

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 3

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 per la valutazione della resistenza non drenata si è fatto riferimento alle prove ad espansione laterale libera (*ELL*), i cui risultati sono riepilogati in Tabella 33.

Tabella 33: Unità geotecnica *Mm*, riepilogo risultati prove di laboratorio.

Indagine	Sondaggio e campione	Profondità da p.c. (m)	TD			ELL
			c'_p (kPa)	φ'_p (°)	φ'_r (°)	c_u (kPa)
2012/2013 (ex Lotto 5)	S132 CI 2	14.30	29.50	34.00	-	302.00
	S137 CI 2	10.75	18.00	28.00	-	144.00
Indagini pregresse (2003/2004)	S13-1R	38.00	5.40	27.20	-	-
	S13-3R	21.00	31.30	26.00	-	-

Sulla base delle prove di taglio si può concludere che l'angolo d'attrito, φ' , risulta compreso tra 26 e 34°, tuttavia si è scelto in via cautelativa un range di valori compreso tra 25° e 28°; è inoltre possibile osservare che la coesione ha un range di variazione ampio, poiché varia tra 5 e 30 kPa circa; per tale litotipo si scelto un range di variazione di valori medio compreso tra 10 e 20 kPa. Per la determinazione della coesione non drenata si riportano i valori delle prove di espansione laterale libera *ELL* e, altresì, i valori ottenuti dalle prove *Pocket* effettuate in sito e dalle prove speditive effettuate 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 drenate di un materiale coesivo normalmente consolidato. In particolare, la retta continua rappresenta il caso in cui la falda è posta ad una profondità di circa 8 m (cfr. S132p), quella tratteggiata rappresenta la retta di normal consolidazione nel caso di assenza di falda (cfr. S136p, S137p). Si nota che i valori di c_u ottenuti dalle prove sono lontani da tale retta.

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 3

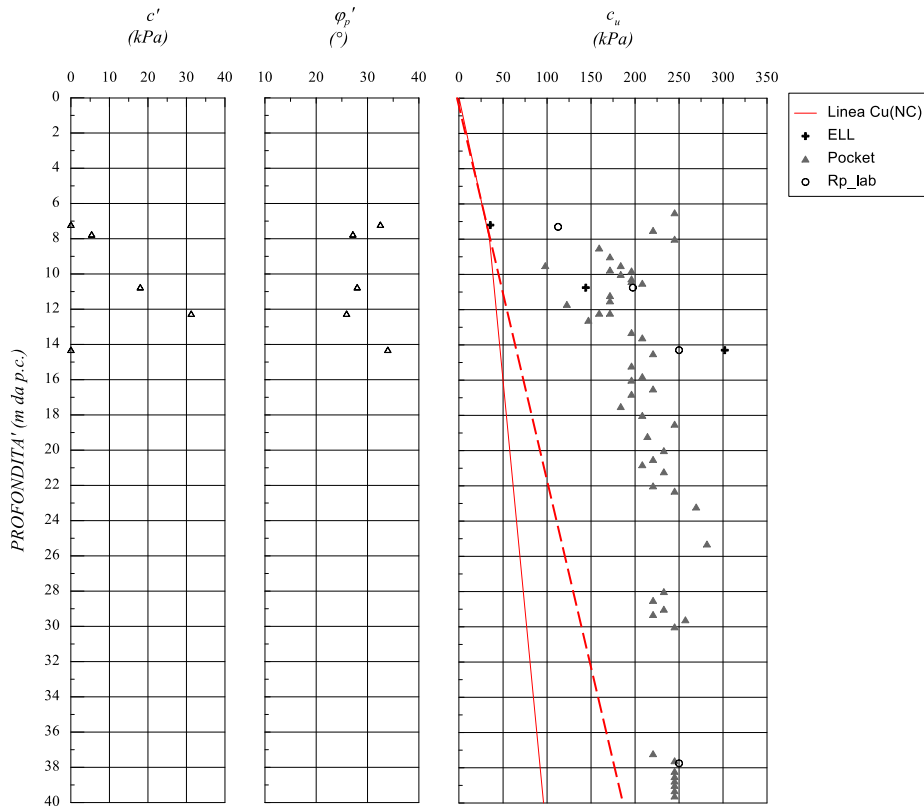


Figura 60: Unità geotecnica Mm, caratteristiche di resistenza da prove di laboratorio di taglio diretto e coesione non drenata c_u .

Ulteriori considerazioni in merito possono essere fatte osservando il grafico riportato in Figura 61, in cui vengono riportati i valori di OCR determinati partendo dai valori della resistenza non drenata ottenuti dai pocket e delle prove edometriche effettuate su campioni con un grado di disturbo accettabile (<3%), 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 3

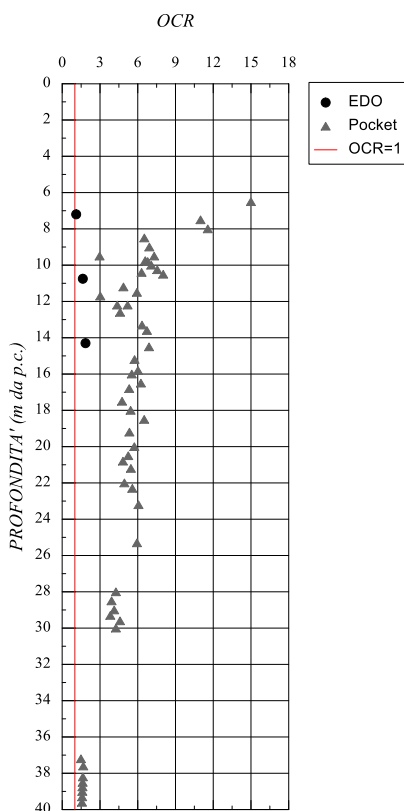


Figura 61: Unità geotecnica Mm - OCR da pocket.

Come si può osservare dalla figura, dall'andamento dei dati, si è ragionevolmente ipotizzato un valore di OCR pari a 15 per profondità fino a 6 m; si è assegnato un valore di OCR, ottenuto dall'elaborazione dei *pocket* e delle prove edometriche, compreso tra 2 e 6 per profondità tra 6 e 30 m, per poi continuare a decrescere fino a raggiungere un valore pari all'unità ad una profondità maggiore di 30 m.

La stima del modulo di rigidità è stata eseguita interpretando le prove edometriche e le prove MASW (Figura 62); osservando i punti riportati sul grafico risulta evidente come nei primi 6 m di profondità il modulo E' assuma valori compresi pari a 20 MPa, per profondità comprese tra 6 e 15 m, si osserva una variazione del modulo compreso tra 50 e 100 MPa, mentre per profondità maggiori esso appare variabile tra un minimo di 150 fino a 200 MPa.

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 3

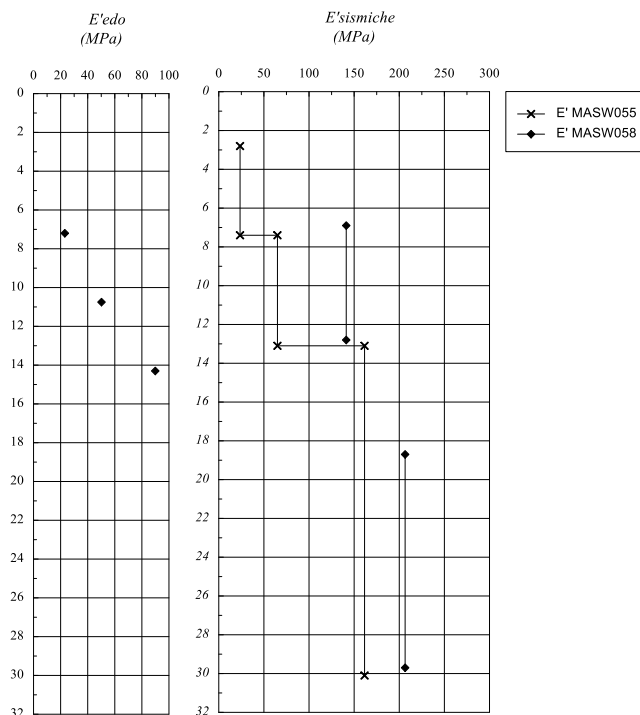


Figura 62: Unità geotecnica Mm : stima del modulo E' .

Dalle prove edometriche eseguite durante le due campagne d'indagine sono stati stimati i valori del coefficiente di compressibilità C_c e di rigonfiamento C_s (cfr. Figura 63).

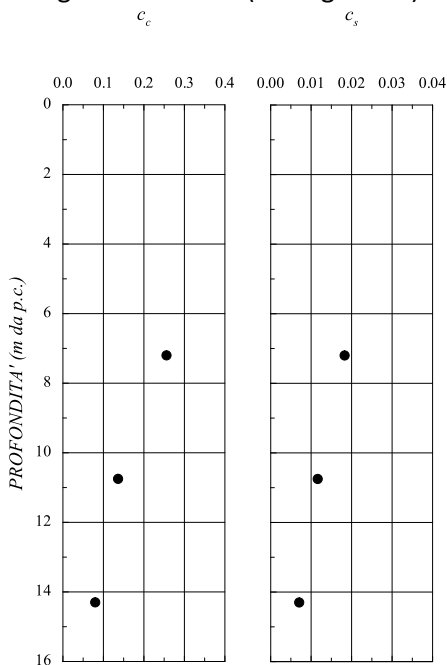


Figura 63: Unità Mm - Coefficienti di compressibilità e di rigonfiamento ottenuti dalle prove edometriche.

I coefficienti C_c e C_s risultano rispettivamente compresi tra 0.1 e 0.25 e tra 0.005 e 0.02.

6 MODELLO GEOTECNICO

Tabella 34: modello geotecnico Lotto 3

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	terreno di riporto	-	16	-	-	-	0	29	-	10	-	
ec	depositi eluvio-colluviali	ec	terreni a grana grossa	-	16	-	-	-	0	22	-	5	-	
a	alluvioni	a-GG	terreni a grana grossa	-	19 ÷ 21	-	-	-	0	38 ÷ 44	-	40	-	
ar	terrazzi fluviali	ar	terreni a grana grossa	-	18	-	-	-	0	38 ÷ 40	-	25 ÷ 40	-	
p	argille palustri	p	terreni a grana fine	0 ÷ 5	16 ÷ 19	-	-	-	10	18 ÷ 22	150	10 ÷ 30	15	
				>5							250	30 ÷ 60		
Qt	depositi sedimentari	Qt	terreni a grana grossa	-	17	-	-	-	0	25	-	≥ 10	-	
Qcs	depositi sedimentari	Qcs	terreni a grana grossa	-	19 ÷ 21	-	-	-	0	38 ÷ 42	-	50 ÷ 150	-	
Qc(b)	Argille siltose - marnose	Qc(b)	terreni a grana fine	-	17	-	-	-	28	16	110	12	-	
Pv	laloclastici e breccie vulcanoclastiche	Pv-R	roccia vulcanica	0 ÷ 10	21 ÷ 23	5 ÷ 30	42	40 ÷ 53	-	-	-	80	-	
				10 ÷ 20								100 ÷ 150		
				>20								250 ÷ 300		
Pvs	depositi sedimentari intercalati alle vulcaniti: sabbie e limi carbonatici	Pvs-GF	depositi argillosi	0 ÷ 5	17 ÷ 19	-	-	-	25 ÷ 30	25 ÷ 30	150 ÷ 300	20	15	
				5 ÷ 10								5 ÷ 15		
				10 ÷ 15								5 ÷ 10		
				>15								5		
		Pvs-GG	depositi a grana grossa	0 ÷ 10	18 ÷ 19	-	-	-	-	0	39 ÷ 41	-	70 ÷ 100	-
				>10									100 ÷ 150	

MANDATARIA:

MANDANTI:

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 3

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	
Ppw	brecce a pillows	Ppw-R	roccia vulcanica	-	21	5 ÷ 60	58	47 ÷ 64	-	-	-	200 ÷ 400	-	
Ppw e Pv	brecce a pillows e ialoclastiti	V-S1 (Ppw-GG e Pv-GG)	terreni a grana grossa	0 ÷ 15	17 ÷ 19	-	-	-	0	40 ÷ 44	-	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	
		Pvl-R1	roccia vulcanica alterata	0 ÷ 10	15.5 ÷ 17	2 ÷ 4	30	50	-	-	-	-	100 ÷ 200	-
				>10									>200	
		Pm (Trubi)	Trubi (marne calcaree)	Pm	terreni a grana fine	0 ÷ 5	17 ÷ 20	-	-	-	20 ÷ 30	25 ÷ 28	150 ÷ 250	10 ÷ 30
5 ÷ 10	40 ÷ 80					12								
10 ÷ 15	100 ÷ 200					8								
>15						3 ÷ 6								
Mg	calcare di base (marne, calcaree e gessi)	Mg	roccia	0 ÷ 16	18 ÷ 20	5	67	47 ÷ 60	-	-	-	100 ÷ 400	-	
				>16								≥ 400		
		Mg in faglia	roccia intensamente fratturata	0 ÷ 16	18 ÷ 20	2.5	35	33 ÷ 42	-	-	-	100		
				>16								≥ 200		
Mv	vulcanoclastiti	Mv	roccia vulcanica	-	22	19	15	30 ÷ 45	-	-	-	≥ 150	-	
Mm (Tellaro)	marne grigio azzurre (alternanza calcarenitico-marnosa)	Mm	terreni a grana fine	0 ÷ 6	17.5 ÷ 19	-	-	-	10-20	25-28	-	100 ÷ 200	20	15
				6 ÷ 12									50 ÷ 100	2 ÷ 6
				12 ÷ 30								225 ÷ 250	150 ÷ 200	
				>30									1	

MANDATARIA:

MANDANTI:

7 REGIME DELLE PRESSIONI INTERSTIZIALI

La campagna di indagine del 2013, dunque relativa alla fase di progettazione definitiva, ha previsto la realizzazione di un monitoraggio piezometrico mediante l'installazione di tubi aperti e un piezometro *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 35 le ultime letture eseguite sui piezometri installati nella campagna di indagine del progetto definitivo.

Tabella 35: Tabella riassuntiva delle misure piezometriche relative alla campagna d'indagine 2013 – Letture del 02/07/2013.

Sondaggio	Quota p.c.	Profondità sondaggio (m da p.c.)	Quota falda Tubo Aperto		NOTE
	(m s.l.m.)		(m s.l.m.)	(m da p.c.)	
S132	503.00	30	7.92	9.84	-
S134	509.00	30	assente	assente	-
S134bis	514.00	35	22.28	24.88	-
S136	516.00	40	assente	assente	-
S137	511.00	20	assente	assente	-
S138	555.66	25	assente	assente	-
S140	557.00	35	assente	assente	-
S140bis	563.00	35	16.13	20.48	-
S141	579.00	30	assente	assente	-
S143	605.50	20	assente	assente	-
S145	581.40	20	assente	assente	-
S147	583.70	20	assente	assente	-
S149	610.65	30	assente	assente	-
S154	627.60	20	assente	assente	-
S155	634.70	15	assente	assente	-
S157	663.70	15	assente	assente	-
S158	695.50	25	assente	assente	-
S159	654.75	20	19.85	assente	-
S161	612.00	20	17.74	assente	-
S167	557.10	30	29.13	assente	-

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 3

S168	479.00	15	13.35	assente	-
S168bis	498.50	20	14.2	16.95	-
S169	456.20	20	19.2	assente	-
S171	443.20	15	assente	assente	-
S173	351.80	15	2.85	assente	-
S175bis	338.10	20	6.93	assente	-
S175	350.75	17.5	4.38	6.98	-
S176	310.00	20	7.01	6.83	-
S177	279.50	35	24.41	25.88	-

Per quanto riguarda la campagna di indagini di progetto esecutivo, nel 2021 sono stati installati piezometri aggiuntivi. Le letture, effettuate in concomitanza con l'installazione e in data 4/5 Ottobre 2021, sono riportate nella Tabella 36.

Tabella 36: Tabella riassuntiva delle misure piezometriche relative alla campagna d'indagine 2021 – Letture del 04-05/11/2021

Sondaggio	Quota p.c. (m s.l.m.)	Profondità sondaggio (m da p.c.)	Quota falda Tubo Aperto (m da p.c.)	NOTE
SE203_Gp	527.732	35	-12.60	-
SE207_AGp*	609.215	30	-18.03	-
SE209_AGp	577.163	30	No falda	-
SE216_GP	640.203	20	No falda	-
SE217_AGp	641.140	30	No falda	-
SE219_AGp	629.732	30	No falda	-
SE220_AGp	578.713	30	-25.70	-
SE221_AGp	513.236	20	No falda	-
SE223_Gp	333.141	35	-4.47	-

Il livello di progetto della falda lungo l'intero tracciato stradale è riportato negli elaborati grafici costituenti il profilo geotecnico longitudinale (T03GE00GETFG01A-24).

8 CARATTERISTICHE DEI PIANI DI POSA DEI RILEVATI

Nel corso della campagna di indagine sono state effettuate **16** prove di carico su piastra in altrettanti pozzetti esplorativi, al fine di determinare le caratteristiche di deformabilità dei terreni nei primi metri di profondità.

In particolare, le prove sono state condotte fino ad un massimo di 1.5 m, per successivi *step* di carico, considerando intervalli di carico compresi tra 50 e 150 kPa, corrispondenti a strati di riferimento in sottofondo (S), ed intervalli di carico compresi tra 150 e 250 kPa, corrispondenti a strati di riferimento di fondazione (F). Il *Capitolato Speciale di Appalto ANAS* richiede il calcolo delle caratteristiche di deformabilità in un intervallo compreso tra 150 e 250 kPa nel caso in cui si preveda la bonifica con stabilizzante in posto con leganti a calce o a cemento. Nessuna tratta del Lotto 3 prevederà una bonifica con stabilizzante a calce.

In Tabella 37 sono elencati i pozzetti esplorativi nei quali sono state effettuate le prove di carico, la tipologia di strato di riferimento (*S* o *F*), laddove specificato nel certificato di prova corrispondente, e i valori dei moduli di deformabilità M_{d1} e M_{d2} valutati rispettivamente nel I e nel II ciclo di carico.

Tabella 37: Tabella riepilogativa delle prove di carico su piastra

Indagine	N.	ID Pozzetto	Spessore materiale vegetale (m)	Strato di riferimento	M_{d1} (MPa)	M_{d2} (MPa)	Rapporto M_{d1}/M_{d2}
2012/2013 (ex Lotto 5)	1	Pz115	0.2	S	4.56	67.84	0.07
	2	Pz116a	0.4	S	6.50	995.00	0.01
	3	Pz117	0.4	S	14.21	1492.50	0.01
	4	Pz122	0.6	S	66.33	2985.00	0.02
	5	Pz124	0.4	S	11.85	1492.50	0.01
	6	Pz130	0.5	S	11.18	426.43	0.03
	7	Pz131	0	S	4.88	271.36	0.02
	8	Pz132	1.1	S	4.93	426.43	0.01
	9	Pz135	0.3	S	20.87	157.11	0.13
	10	Pz135a	0.4	S	4.50	42.04	0.11
	11	Pz136	0.4	S	56.32	373.13	0.15
	12	Pz144	0.3	S	7.06	69.42	0.10
2012/2013 (ex Lotto 6)	1	Pz146	0.5	S	10.51	96.29	0.11
	2	P146a	0.4	S	5.51	72.80	0.08
	3	P172	0.3	F	7.79	37.31	0.21
	4	P172	0.3	S	10.05	124.38	0.08
2021	1	PE248_AG	1	-	15.4	29.7	0.52

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 3

2	PE294_G	0.3	-	34.1	375	0.09
3	PE319_G	0.2	-	40	150	0.09

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 terreno superficiali, così come riportato nella Tabella 38, e si prevede l'aggiunta di uno strato di bonifica, di spessore variabile per ogni tratto.

Tabella 38: Indicazioni progettuali scotico e bonifiche

Tratto		Scotico	Bonifica
pk (inizio)	pk (fine)	(m)	(m)
0	180	0.2	0.3
400	780	0.2	0.3
1680	1760	0.2	0.1
1760	1990	0.2	0.4
2160	2400	0.2	0.2
3060	3160	0.2	0.9
3560	4040	0.2	0.3
4040	4180	0.2	0.9
4320	4800	0.2	0.1
5040	5200	0.2	0.1
5380	5450	0.2	0.1
5450	5540	0.2	1
5540	5720	0.2	0.2
5880	6240	0.2	0.2
6560	6680	0.2	0.2
6680	6698	0.2	0.1
6700	6840	0.2	0.3
6840	7080	0.2	1.2
7080	7160	0.2	1.0
7160	7320	0.2	1.0
7320	7560	0.2	0.8
8000	8100	0.2	0.2
8600	9380	0.2	0.2
9380	9980	0.2	0.3
9980	10040	0.2	0.1
11250	11740	0.2	0.2
11740	12380	0.2	0.2
12380	12660	0.2	0.4

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE Lotto 3

Tratto		Scotico	Bonifica
pk (inizio)	pk (fine)	(m)	(m)
12660	13240	0.2	0.3
13240	13800	0.2	0.1
13800	13840	0.2	0.2
14160	15180	0.2	0.2
15740	15980	0.2	0.2
15980	16200	0.2	0.6
16200	16380	0.2	1.1
17380	17460	0.2	0.8
17860	17920	0.2	0.8
17920	18100	0.2	0.7