



# Anas SpA

Direzione Progettazione e Realizzazione Lavori

S.S. 675 UMBRO-LAZIALE  
(EX RACCORDO CIVITAVECCHIA-ORTE)  
TRONCO 3° - LOTTO 1° - STRALCIO B

REALIZZAZIONE DELLO STRALCIO FUNZIONALE TRA LO SVINCOLO DI  
CINELLI ED IL NUOVO SVINCOLO DI MONTE ROMANO EST DELLA SS675

CIG 3371930CA6 CUP F11B05000460002

## PROGETTO ESECUTIVO

IMPRESA ESECUTRICE ATI:

*Donati S.p.A*  
MANDATARIA

**S.A.L.C.** spa

**DEMA COSTRUZIONI srl**

**IR COP**  
COSTRUZIONI GENERALI

PROGETTAZIONE:

**GP INGEGNERIA**

GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl  
Viale Tiziano 3 - 00196 Roma

**GTA srl**

INGEGNERIA PER IL TERRITORIO E L'AMBIENTE srl  
Via Caio Mario 27 - 00192 Roma

IL PROGETTISTA  
RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE  
DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

Dot. Ing. Giorgio PUDICCI  
Ordine Ing. Prov. Roma 14035  
**IR COP**  
ROMA  
N° 14035

## STUDIO GEOLOGICO GEOTECNICO GEOTECNICA

Relazione geotecnica generale

VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO

Dott. Ing. Nicola Dinnella

IL COORDINATORE DELLA SICUREZZA  
IN FASE DI PROGETTAZIONE

Dott. Ing. Ambrogio Signorelli  
Ordine Ing. Prov. Roma A35111

IL GEOLOGO

Dot. **Salvatore Marino**  
Ordine Geol. Lazio 1069  
Geologo  
C.O.P. n. 1069

ELABORAZIONE PROGETTUALE

CODICE PROGETTO

PROGETTO LIV. PROG. N. PROG.

LO402B E 1501

NOME FILE

LO402B\_E\_1501\_T00\_GE07\_GET\_RE01\_A

REVISIONE

A

SCALA:

n.a.

CODICE ELAB. T00GE07GETRE01

REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
A	EMISSIONE	28/10/15	GUA	AS	GG

## INDICE

<b>1. PREMESSA.....</b>	<b>3</b>
<b>2. NORMATIVA E DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO.....</b>	<b>4</b>
2.1. NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	4
2.2. RACCOMANDAZIONI TECNICHE .....	4
2.3. DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO .....	4
<b>3. LINEAMENTI GEOLOGICI, GEOMORFOLOGICI ED IDROGEOLOGICI .....</b>	<b>5</b>
3.1. INQUADRAMENTO GEOLOGICO .....	5
3.2. INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO .....	6
3.3. INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO .....	6
<b>4. INDAGINI GEOTECNICHE.....</b>	<b>8</b>
4.1. DESCRIZIONE DELLE CAMPAGNE DI INDAGINE.....	8
4.2. RILIEVO DEI LIVELLI DI FALDA .....	10
4.3. PROVE DI LABORATORIO.....	10
4.4. PROVE DI CARICO SU PIASTRA .....	11
4.5. INDAGINI CHIMICHE PER L'ATTACCO DEI CLS.....	11
<b>5. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA .....</b>	<b>13</b>
5.1. INQUADRAMENTO GEOTECNICO .....	13
5.2. CARATTERIZZAZIONE DEI TERRENI .....	14
5.2.1. <i>Caratteristiche fisiche</i> .....	14
5.2.2. <i>Caratteristiche di resistenza in condizioni drenate</i> .....	16
5.2.3. <i>Caratteristiche di resistenza in condizioni non drenate</i> .....	19
5.2.4. <i>Caratteristiche di deformabilità</i> .....	19
<b>6. MODELLAZIONE GEOTECNICA.....</b>	<b>20</b>
6.1. PARAMETRI CARATTERISTICI.....	20
6.2. DEFINIZIONE DELLE STRATIGRAFIE DI PROGETTO .....	20
6.3. LIVELLI DI FALDA .....	22
<b>7. CARATTERISTICHE DI SISMICITÀ DELL'AREA.....</b>	<b>23</b>
<b>8. TEMATICHE PROGETTUALI A CARATTERE GEOTECNICO.....</b>	<b>24</b>
8.1. ANALISI DEL TRACCIATO .....	24
8.2. FONDAZIONI DELLE OPERE D'ARTE PRINCIPALI .....	25
8.2.1. <i>Fondazioni Dirette</i> .....	25
8.2.2. <i>Fondazioni su Micropali</i> .....	27
8.3. TRINCEE E RILEVATI .....	29
8.3.1. <i>Verifiche di stabilità delle trincee</i> .....	29
8.3.1. <i>Verifiche di stabilità dei rilevati</i> .....	31

8.4.	OPERE DI SOSTEGNO PROVVISORIALI .....	32
8.5.	CEDIMENTI E BONIFICA DEL PIANO DI POSA DEI RILEVATI .....	33
8.6.	RIUTILIZZO DEI MATERIALI DI SCAVO .....	33
<b>9.</b>	<b><u>CONCLUSIONI</u></b> .....	<b>35</b>
<b>10.</b>	<b><u>ALLEGATI</u></b> .....	<b>36</b>
10.1.	FIGURE FUORI TESTO .....	36
10.1.1.	<i>Terreni tipo Cf</i> .....	36
10.1.1.	<i>Terreni tipo <math>\theta</math></i> .....	41
10.1.1.	<i>Terreni tipo FY1</i> .....	45
10.1.1.	<i>Terreni tipo FY2</i> .....	50
10.1.2.	<i>Terreni tipo FY3</i> .....	54
10.2.	RISULTATI PROVE DI LABORATORIO – SONDAGGI E POZZETTI .....	60

## **1. PREMESSA**

La presente relazione illustra le problematiche geotecniche relative al Progetto Esecutivo per i lavori di realizzazione della SS675 Umbro Laziale (ex raccordo Civitavecchia – Orte) tra il km 86+0000 della SS1 Aurelia e il km 21+500 della SS1bis, tratto Monte Romano Est – Cinelli.

In particolare, nella presente relazione vengono esaminati e sviluppati i seguenti aspetti:

- Descrizione delle campagne di indagini eseguite nelle diverse fasi progettuali e delle analisi di laboratorio;
- Caratterizzazione geotecnica delle formazioni individuate lungo il tracciato in esame;
- Schematizzazione stratigrafica e geotecnica di progetto;
- Descrizione delle problematiche geotecniche e delle soluzioni tecniche adottate;
- Definizione delle metodologie per il dimensionamento delle opere geotecniche.

## **2. NORMATIVA E DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO**

### **2.1. NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

- [1] D.M. 14/01/2008 “Nuove norme tecniche per le costruzioni”;
- [2] Circolare 02/02/2009 “Istruzioni per l’applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al DM14/01/2008;
- [3] UNI EN 1997-1:2005 Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali. Versione in lingua italiana della norma europea EN1997-1;
- [4] UNI EN 1997-1:2005 Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 2: Indagini e prove nel sottosuolo. Versione in lingua italiana della norma europea EN1997-2;
- [5] UNI EN 1998:2005 Eurocodice 8 – Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici. Versione in lingua italiana della norma europea EN1998.

### **2.2. RACCOMANDAZIONI TECNICHE**

- [6] AGI – Associazione Geotecnica Italiana (1977) “Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche”.
- [7] AGI – Associazione Geotecnica Italiana (1994) “Raccomandazioni sulle prove geotecniche di laboratorio”.
- [8] AGI - Associazione geotecnica italiana (2005) Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica. Linee guida – Edizione provvisoria Patron Editore, Bologna;

### **2.3. DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO**

- [9] Capitolato speciale d’Appalto – Norme Tecniche (opere civili);
- [10] Capitolato d’Oneri – Prescrizioni per la redazione del Progetto Esecutivo di Appalto Intergrato.

### **3. LINEAMENTI GEOLOGICI, GEOMORFOLOGICI ED IDROGEOLOGICI**

#### **3.1. INQUADRAMENTO GEOLOGICO**

L'evoluzione geodinamica dell'area in oggetto è stata controllata dalla presenza di alcune unità paleogeografico-strutturali sviluppatesi su di un segmento crostale continentale, disarticolato in blocchi, sul quale si sono disposte alcune unità fondamentali, dalla cui interazione è derivato l'assetto di questo settore della catena appenninica. L'evoluzione tettonica di quest'ultima ha visto sovrapporsi, alle fasi compressive oligocenico-aquitaniene, durante le quali si sono formate le unità fondamentali della catena di questo settore, rappresentate dai flysch alloctoni tolfetani (successione di sedimenti torbiditici, calcareo-marnosi, arenacei e argilloscistosi), una tettonica miocenica a carattere distensivo connessa alle fasi di apertura del Tirreno, caratterizzata da un lato dalla disarticolazione del substrato e dall'altro dalla ingressione marina con conseguente deposizione di formazioni argillose e sabbioso-conglomeratiche.

I terreni flyschiodi costituiscono l'ossatura centrale del territorio esaminato, affiorando estesamente a partire dal km 11 ca. dell'attuale S.S.1 bis fino alla valle del Torrente Biedano.

Alle unità sinorogeniche di catena si è succeduta, quindi, la deposizione di formazioni postorogene, depostesi all'interno di un bacino plio-pleistocenico subsidente, all'interno del quale la differenziazione batimetrica operata dalla tettonica, unitamente alle oscillazioni del livello del mare, hanno portato alla differenziazione in unità riferibili ad ambienti deposizionali differenziati, da bacinali a litorali. Nel Pliocene inferiore prevalgono sedimenti argillosi di mare aperto, mentre tra il Pliocene medio e superiore prevalgono formazioni di ambiente litorale (sabbie con intercalazioni calcarenitiche in facies di "panchina" e calcareniti vere e proprie nelle zone di bassofondo "macco" Auct.).

I terreni postorogeni, di età compresa fra il Pliocene inferiore ed il Tirreniano, costituiscono la struttura affiorante in tutta la porzione occidentale del territorio interessato dal progetto, dall'attuale S.S.1 "Aurelia" fin quasi a Monte Romano.

L'evoluzione geodinamica dell'area si chiude con la messa in posto delle unità piroclastiche ed ignimbriche, collegate all'attività del distretto vulcanico Vicano. La posa delle principali coltri ignimbriche, prodotte da eventi di tipo pliniano, è avvenuta fra 200.000 e 150.000 anni fa. Terreni riferibili a tale contesto costituiscono il plateau ignimbrico che affiora estesamente nel settore orientale dell'area, ad est della valle del Biedano.

L'evoluzione recente, comune a tutto il margine tirrenico, è caratterizzata da sollevamenti della fascia costiera, testimoniati dalla presenza di terrazzi marini posti in posizione elevata. L'assetto risultante può definirsi come una serie di dorsali parallele alla costa, orientate da NW a SE.

Le caratteristiche geomorfologiche dell'area interessata dal progetto riflettono, come avviene di norma, il suo assetto geostrutturale e le fasi evolutive che hanno presieduto alla sua definizione. La fascia più esterna del territorio interessato, pretirrenica, allungata parallelamente alla linea di costa, esercita una funzione di raccordo morfologico tra quest'ultima ed i rilievi collinari più interni. La sua origine deriva dalla successione di cicli marini trasgressivi, succedutisi durante il Pliocene superiore ed il Pleistocene, e dalla conseguente formazione di terrazzi marini caratterizzati da superfici pianeggianti, a debole inclinazione verso il mare. Saltuariamente s'individuano gradini morfologici aventi direzione subparallela alla costa attuale. La successiva azione erosiva lineare dei corsi d'acqua, unita localmente a processi di evoluzione dei versanti, esercitata prevalentemente a spese delle formazioni pelitiche, ha successivamente intaccato tali superfici, delimitandone forme pianeggianti residue, bordate da piccole scarpate, dove prevalgono terreni calcarei concrezionari, litoidi, o da rotture di pendio. Ne consegue la presenza di rilievi a sommità tabulare (tipo mesas), soprastanti versanti interessati prevalentemente da forme di erosione da ruscellamento, concentrato e/o diffuso, da erosione accelerata (calanchi, aree denudate ed incise) e da alcuni dissesti, prevalentemente di carattere superficiale.

Nell'attraversamento della struttura di Tarquinia, topograficamente e strutturalmente rilevata (quote che superano i 160 m s.l.m.), in corrispondenza della quale affiorano terreni più competenti, di

costituzione calcarenitica, prevalgono le forme tipiche delle emergenze dei terreni litoidi. In questa zona le buone caratteristiche litotecniche del materiale, che ne hanno facilitato l'impiego quale materiale da costruzione, e la sua relativamente agevole escavabilità, hanno favorito negli scorsi decenni lo sviluppo dell'attività estrattiva, sviluppatasi in più siti ed in parte tuttora in corso. Quest'area ne risulta, pertanto, fortemente caratterizzata, presentando un forte sviluppo di forme di carattere antropico (fronti di scavo subverticali, piazzali di cava, ecc).

Il successivo attraversamento della valle del Torrente Cavone porta il tracciato stradale ad interferire con versanti interessati da alcuni movimenti gravitativi riconducibili principalmente a colamenti di terra.

Avvicinandosi all'area di Monte Romano si passa ai caratteri geomorfologici tipici del sistema collinare dei flysch tolfetani, caratterizzato da rilievi poco pronunciati. I tipi litologici presenti, prevalentemente coesivi o alternati a strati litoidi, fratturati, favoriscono l'evoluzione di rilievi di forma irregolare, con versanti arrotondati e poco acclivi, modellati da corsi d'acqua a carattere torrentizio. La morfologia di alcuni rilievi ed il pattern del reticolo idrografico evidenzia con chiarezza l'azione di controllo esercitata su di essi dalla tettonica.

Il tratto di chiusura dell'itinerario, corrisponde all'areale di affioramento del plateau ignimbrítico vicano, corrispondente ad una vasta distesa subpianeggiante, modellata da un reticolo idrografico di tipo dendritico che, in alcuni casi, determina la presenza di incisioni marcate, con valli dotate di pareti abbastanza ripide, laddove prevale tuttora la fase erosiva lineare, o a fondo piatto, dove alla fase erosiva ha fatto seguito un successivo alluvionamento. In tale ambito, peraltro, l'erosione agisce in modo differenziato nel passaggio dai litotipi cementati, quali i tufi compatti, a quelli più sciolti.

### 3.2. INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO

Dal punto di vista morfologico nell'area in esame si possono differenziare due settori principali.

Il settore settentrionale, caratterizzato dalla presenza di un ampio plateau ignimbrítico, ascrivibile al complesso vicano. Esso infatti corrisponde ad una vasta distesa subpianeggiante, modellata da un reticolo idrografico di tipo dendritico con occasionali incisioni vallive molto marcate, che determinano la presenza di valli a pareti ripide. Le valli di questo settore si presentano sezioni a V laddove prevale la fase erosiva lineare e a fondo piatto o concavo dove, alla fase erosiva ha fatto seguito un successivo alluvionamento più o meno importante per quantità di depositi.

Il settore meridionale, caratterizzato dalla presenza dei terreni e rocce ascrivibili ai flysch tolfetani, ovvero a litotipi di natura argilloso-marnosa alternati a strati litoidi calcareo marnosi e arenacei. L'area presenta una morfologia tipicamente collinare con rilievi a sommità arrotondate e versanti poco acclivi. Le valli sono modellate da corsi d'acqua per lo più a carattere torrentizio e presentano morfologia a V nei tratti soggette a erosione o a conca dove all'erosione si accompagna anche la deposizione di prodotti alluvionali. L'andamento del reticolo idrografico e la morfologia stessa di alcuni rilievi, evidenzia il controllo esercitato dalla tettonica.

### 3.3. INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO

Per la definizione degli aspetti che riguardano la circolazione idrica sotterranea le diverse formazioni geologiche presenti nell'area possono essere accorpate, come di seguito descritto, al fine di definire complessi idrogeologici a comportamento omogeneo, dotati di caratteristiche di permeabilità relativa ben distinte.

#### Complesso delle unità piroclastiche

Comprende le unità ignimbrítiche, dotate di un grado di permeabilità medio, variabile in funzione dello stato di cementazione e della fessurazione dell'ammasso. L'unità in questione, sia in termini assoluti che in riferimento alle interazioni con il progetto, è da considerarsi di scarso interesse ai fini idrogeologici.

### Unità delle alluvioni

Costituita da termini litologici prevalentemente a grana fine, da limo argillosa a debolmente sabbiosa, prevalentemente originatesi a spese dei materiali a composizione pelitica o piroclastica, è dotata mediamente di un grado di permeabilità basso. Localmente, in presenza di una maggiore frazione limosa o sabbiosa fine, acquisisce valori maggiori. Ad eccezione dei corsi d'acqua principali non si evidenziano falde subalvee di particolare rilevanza.

### Complesso idrogeologico dei flysch tolfetani

Tale complesso presenta locali distinzioni in relazione alla maggiore o minore incidenza della componente calcareo-calclutitica, che può determinare limitate modifiche al comportamento idrogeologico d'insieme. Il flysch calcareo, infatti, mostra un grado di permeabilità variabile da medio a basso correlabile alla fessurazione della componente litoide. In tale unità sono segnalate emergenze e piccole sorgenti (con portate stimate dell'ordine della frazione di litro) alimentate da acquiferi di bassa produttività.

L'unità del flysch argillo-scaglioso, in virtù della prevalente componente pelitica scagliettata, è dotata di una permeabilità bassissima con parziale eccezione per le fasce interessate da forte destrutturazione geomeccanica in presenza di disturbi tettonici.

Non si prevedono interferenze significative in corrispondenza degli scavi in trincea o nelle gallerie artificiali.

Per maggiori dettagli si rimanda alla Relazione geologica e idrogeologica (*Elaborato T00GE01GEORE01*) e alla Carta idrogeologica (*Elaborato T00GE03GEOCI01÷05*).

## 4. INDAGINI GEOTECNICHE

### 4.1. DESCRIZIONE DELLE CAMPAGNE DI INDAGINE

Per la caratterizzazione delle unità geotecniche incontrate lungo il tracciato in esame sono state analizzati i risultati delle campagne di indagini eseguite.

Nelle precedenti fasi progettuali sono state eseguite diverse campagne di indagini:

- campagna di indagine geotecnica del 1994 a cura della ditta Sondedile Srl – nell'area dell'asse di progetto sono stati eseguiti n.32 sondaggi a carotaggio continui di lunghezza da 15 a 30 m;
- campagna di indagine geotecnica del 2006 a cura della ditta Geostudi Srl - nell'area dell'asse di progetto sono stati eseguiti n.4 sondaggi a carotaggio continui di lunghezza da 20 a 25 m

Nel corso delle perforazioni eseguite, in aggiunta al prelievo di campioni rimaneggiati ed indisturbati, prove penetrometriche dinamiche in avanzamento tipo SPT (Standard Penetration Test). Sono state, inoltre, effettuate due prove penetrometriche tipo Menard.

Nella campagna del 2006 sono, inoltre, state eseguite:

- n. 2 prove sismiche in foro tipo Down-Hole di profondità variabile tra i 20 e i 30 m da quota boccaforo con misura delle onde P ed S (S19-06 e S22-06);
- n. 6 stendimenti di sismica a rifrazione della lunghezza di 110 m circa ciascuno;
- n. 1 pozzetto esplorativo.

In fase di Progettazione Esecutiva è stata eseguita una campagna di indagini integrative finalizzata all'approfondimento di aspetti di dettaglio.

La campagna di indagini è stata eseguita dalla ditta Eurofondazioni Srl, nel periodo da luglio ad ottobre 2015. Sono state eseguite le seguenti indagini in sito:

- n. 10 perforazioni a carotaggio continuo per una lunghezza totale di carotaggio pari a 275 m;
- n. 11 pozzetti geognostici, per il prelievo di campioni rimaneggiati e ambientali e l'esecuzione di prove di carico su piastra;
- prelievo di n.9 campioni indisturbati, n. 7 campioni semidisturbati, n. 16 campioni rimaneggiati nel corso delle perforazioni di sondaggio;
- prelievo di n. 18 campioni rimaneggiati, n. 14 campioni di grande volume nel corso della realizzazione di pozzetti;
- n. 37 campioni ambientali;
- n. 24 campioni rimaneggiati per le indagini chimiche per il trattamento con leganti;
- n. 10 prove di carico su piastra;
- n. 9 basi sismiche a rifrazione;
- n. 7 MASW;
- n. 33 prove penetrometriche dinamiche (SPT);
- n. 13 prove pressometriche tipo Menard;
- esecuzione di n. 4 misure down-hole;
- installazione di n. 4 piezometri a tubo aperto;

Inoltre, come indicato nel Capitolato speciale per d'Appalto Integrato – Norme Tecniche (opere civili) (paragr. 8.2), vista la necessità di dimensionare la miscela più corretta dei conglomerati cementizi in relazione soprattutto alla loro durabilità, è necessaria la definizione dell'aggressività chimica dei terreni e delle acque direttamente interferenti con le opere in calcestruzzo.

A tal fine sono state eseguite le necessarie indagini e prove con le modalità previste nella norma UNI EN 206-1 "Calcestruzzo: specificazione, descrizione, produzione e conformità" (prospetti 1 e 2) su n. 4 campioni di terre e n. 4 campioni di acque prelevati in foro.

L'ubicazione delle indagini geognostiche (sondaggi e pozzetti esplorativi) e delle indagini sismiche è riportata nelle planimetrie di ubicazione delle indagini (T00GE00GEOPU01÷04). Negli elaborati grafici sono riportate le tabelle con le coordinate topografiche dei punti di indagine e delle quote testa foro.

Nella seguente tabella sono sintetizzati i dati della campagna di indagini del Progetto Esecutivo.

	Lungh. (m)	Strumentazione installata	Campioni			SPT	Pressiometriche
			Ind.	Semidist.	Rim.		
SE01	20,0	Piezom. T.A.	2	1	3		
SE02	25,0			3		8	2
SE03	35,0	Down – hole	1			4	3
SE04	25,0	Down – hole			3	2	2
SE05	35,0	Down - hole			5	1	1
SE07	25,0	Piezom. T.A.		1		2	1
SE09	35,0	Down - hole		2	3	4	2
SE11	25,0	Piezom. T.A.	1			8	1
SE13	25,0	Piezom. T.A.	3		2	2	1
SE14	15,0		2			2	
<b>Totali</b>	<b>275,0</b>		<b>9</b>	<b>7</b>	<b>16</b>	<b>33</b>	<b>13</b>

## 4.2. RILIEVO DEI LIVELLI DI FALDA

Durante la campagna di indagini del Progetto Esecutivo, sono stati installati n. 4 piezometri a tubo aperto da 2" nei fori di SE2, SE7, SE11 e SE13.

Nella tabella seguente si riporta la lettura del livello di falda dei piezometri installati, eseguita nel mese di ottobre 2015 e i dati di piezometri a tubo aperto installati da ANAS per fini di monitoraggio ambientale. L'ubicazione dei piezometri è riportata nell'elaborato T00GE03GEOCI01÷05 Carta idrogeologica.

	Lungh. (m)	Misura falda (m da p.c.)	Data lettura
SE02	25,0	0,50	19/10/2015
SE07	25,0	5,62	19/10/2015
SE11	25,0	2,64	19/10/2015
SE13	25,0	7,61	19/10/2015
AIST 10	11,22	3,24	Sett. 2015
AIST 12	13,0	5,66	Sett. 2015
AIST 13	31,0	7,10	Sett. 2015
AIST 14	12,45	6,90	Sett. 2015
AIST 15	11,8	11,40	Sett. 2015
AIST 16	32,0	8,60	Sett. 2015
AIST 17	31,1	4,66	Sett. 2015
AIST 18	11,9	4,30	Sett. 2015

## 4.3. PROVE DI LABORATORIO

Sui campioni prelevati durante la campagna di indagine sono state eseguite prove di laboratorio dal laboratorio geotecnico CNG S.r.l. certificato per l'esecuzione di prove sulle terre ai sensi della circolare n.7618/STC del 08/09/2010.

Le prove di laboratorio eseguite sono:

- Caratteristiche fisiche (peso di volume; contenuto d'acqua)
- Analisi granulometrica;
- Limiti di Atterberg;
- Prove di taglio diretto.

I certificati delle prove di laboratorio sono riportate nell'elaborato T00GE00GEORE05 (*Certificati delle prove di laboratorio*). I risultati delle prove sono riassunti e riportati nella tabella in allegato.

Le prove eseguite per il progetto delle miscele per il trattamento con leganti sono illustrate nell'elaborato T00GE00GEORE06 "*Studio sulla stabilizzazione a calce*".

#### 4.4. PROVE DI CARICO SU PIASTRA

Nella tabella seguente sono riportati i valori del modulo di deformazione al primo ciclo di carico su piastra, nell'intervallo compreso tra 0,15 – 0,25 daN/mm<sup>2</sup>. I valori misurati risultano compatibili con le indicazioni del capitolato (valore minimo di 20 MPa sul piano di posa del rilevato posto a 1,0 m dalla fondazione stradale e pari a 15 MPa sul piano di posa del rilevato posto a 2,0 m da quello della fondazione stradale), in corrispondenza del piano di posa del rilevato, ad eccezione del valore determinato nel pozzetto PZE08 a profondità di 1,1 m dal p.c. Tale valore risulta di molto inferiore ad altre prove eseguite, si ritiene pertanto che si tratti di un valore puntuale e poco significativo. In fase esecutiva, tuttavia, saranno eseguite le verifiche come da indicazioni di capitolato.

	z	M <sub>E1</sub>
	m da p.c.	MPa
PZE05	0,45	18,39
PZE05	0,80	31,87
PZE08	0,60	32,56
PZE08	1,10	8,34
PZE09	0,50	10,02
PZE09	0,95	34,18
PZE10	0,45	37,63
PZE10	0,85	27,39
PZE11	0,50	7,75
PZE11	0,85	77,87

#### 4.5. INDAGINI CHIMICHE PER L'ATTACCO DEI CLS

Le analisi chimiche per la determinazione dell'aggressività chimica al cls sono state eseguite su n. 4 campioni di acqua e n. 4 campioni di terreno.

	Prelievo
SE02	12,5 m
SE07	12,5 m
SE11	12,5 m
SE13	12,5 m
SE02	6,80 – 6,90
SE07	5,20 – 5,30
SE11	6,20 – 6,30
SE13	3,10 – 3,20

**Tabella 4-1 Risultati delle indagini chimiche per l'attacco chimico del cls.**

		<b>ACQUA</b>			
		SE02	SE07	SE11	SE13
		12,5	12,5	12,5	12,5
<b>Descrizione della Prova</b>	<b>U.M.</b>				
pH	UpH	8,5	7,0	6,5	7,8
Solfati SO4	mg/l	31	7	1	4
CO2 aggressiva	mg/l	<15	<15	<15	<15
Ammoniaca NH4+	mg/l	0,3	<LR	<LR	<LR
Magnesio Mg++	mg/l	3	20	3	8
Conducibilità elettrica	mS/cm/25°	0,51	0,63	0,25	0,38
Salinità TDS	g/l	0,33	0,4	0,16	0,24
		<b>TERRE</b>			
		SE02	SE07	SE11	SE13
		6,8-6,9	5,2-5,3	6,2-6,3	3,2-3,2
<b>Descrizione della Prova</b>	<b>U.M.</b>				
Acidità Baumann Gully	ml/kg	<200	<200	<200	<200
Solfati	mg/kg	120	150	140	400

I risultati delle analisi chimiche eseguite non hanno evidenziato concentrazioni tali da determinare un attacco chimico del cls. I certificati delle prove sono riportate nell'elaborato *T00GE00GEORE07* (Indagini chimiche per l'aggressività del calcestruzzo).

## 5. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

### 5.1. INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Nel seguito sono riportate le caratteristiche dei terreni interessati dalla realizzazione delle opere in progetto. Ai fini progettuali si individuano le seguenti formazioni:

#### **Terreni tipo A**

Coperture alluvionali recenti ed attuali dei principali corsi d'acqua e solchi di ruscellamento. Depositi a granulometria da fine a grossolana.

#### **Terreni tipo @**

Unità piroclastiche da incoerenti a saldate a granulometria da medio fine a grossolana. Colorazione da marrone a marrone rossiccio a grigio scuro. Assetto massivo.

#### **Terreni tipo Cf**

Coltre eluviale dei flysch – matrice limo-argillosa, a luoghi più sabbiosa, con tracce di ossidazione, generalmente consistente, inglobante elementi litoidi marnoso – calcarei.

#### **Terreni tipo FY**

Unità flyshoide costituita da depositi argilloso-marnosi con intercalazioni litoidi, caratterizzato dalle sequenze ritmiche calcareo marnose-argilloso, in strati o banchi con marne, argille, calcari marnosi. Tale unità si presenta in diverse facies:

- Alternanza in sequenza irregolare nella distribuzione e nello spessore, da pochi centimetri ad oltre il metro, di calcari, calcari marnosi, marne calcaree, marne argillose e argille marnose. Colorazione da marrone chiaro a marrone giallastro a grigiastro, localmente con patine di colore ocraceo e marrone rossastro. Diffuse famiglie di fratture ad inclinazione variabile da sub verticali a circa 45°. La porzione superficiale si presenta con un maggior grado di alterazione (**facies FY1**). Nei profili geotecnici e nella definizione dei parametri caratteristici si distingue la porzione superficiale che presenta un maggior grado di disturbo (FY1a) da quella più profonda (FY1b);
- Argille marnose e marne argillose di colore da marrone intenso a rosso vinaccia, con sottili patine di ossidazione ocracea, intensamente scagliettate. Elementi scagliosi a spigoli vivi (**facies FY2**);
- Argilla marnosa e marna argillosa di colore dal grigio, finemente fogliettata, di aspetto caotico. Ingloba calcari marnosi con venature di calcite biancastra (**facies FY3**).

## 5.2. CARATTERIZZAZIONE DEI TERRENI

Nel seguito sono descritti e commentati i risultati delle prove in sito e in laboratorio eseguite durante le diverse campagne di indagine. È, inoltre, fornita la stima della caratteristiche meccaniche dei terreni interessati dalle opere previste in progetto, sulla base dei dati di laboratorio e delle correlazioni disponibili in letteratura con le prove in sito, con riferimento alle unità geotecniche individuate.

### 5.2.1. CARATTERISTICHE FISICHE

Le caratteristiche fisico-chimiche dei terreni e le proprietà indice sono stimate dai risultati delle prove di laboratorio.

In allegato si riportano i grafici delle caratteristiche principali, distinti per le diverse formazioni individuate.

#### 5.2.1.1. Granulometria, peso di volume

Le prove di classificazione granulometrica eseguite hanno permesso di individuare i seguenti range di variazione nella composizione granulometrica.

##### **Terreni tipo A**

L'unità è stata riscontrata in un numero ridotto di sondaggi, su tale materiale si ha un solo campione (a 3,5 m di profondità nel sondaggio S21-94).

- percentuale di ghiaia pari a 0%;
- percentuale di sabbia pari al 56%;
- percentuale di limo pari al 14%;
- percentuale di argilla pari al 26%.

Il peso di volume risulta pari a 18 kN/m<sup>3</sup>.

##### **Terreni tipo @**

- percentuale di ghiaia variabile da 0 a 25%, con un valore medio del 10%;
- percentuale di sabbia variabile da 2 a 58%, con un valore medio del 40%;
- percentuale di limo variabile da 21 a 48%, con un valore medio del 33%;
- percentuale di argilla variabile da 2 a 62%, con un valore medio del 17%.

Il peso di volume risulta compreso nell'intervallo 15,1 ÷ 20,2 kN/m<sup>3</sup>.

##### **Terreni tipo Cf**

- percentuale di ghiaia variabile da 5 a 44%, con un valore medio del 21%;
- percentuale di sabbia variabile da 11 a 48%, con un valore medio del 34%;
- percentuale di limo variabile da 13 a 38%, con un valore medio del 24%;
- percentuale di argilla variabile da 9 a 42%, con un valore medio del 21%.

Il peso di volume risulta compreso nell'intervallo 19,9 ÷ 22,2 kN/m<sup>3</sup>.

### **Terreni tipo FY1**

- percentuale di ghiaia variabile da 0 a 36%, con un valore medio del 12%;
- percentuale di sabbia variabile da 5 a 37%, con un valore medio del 26%;
- percentuale di limo variabile da 15 a 38%, con un valore medio del 26%;
- percentuale di argilla variabile da 15 a 56%, con un valore medio del 28%.

Per il peso di volume si ha una sola determinazione per un valore di 21,1 kN/m<sup>3</sup>.

### **Terreni tipo FY2**

- percentuale di ghiaia variabile da 2 a 8%, con un valore medio del 5%;
- percentuale di sabbia variabile da 64 a 82%, con un valore medio del 71%;
- percentuale di limo variabile da 11 a 18%, con un valore medio del 15%;
- percentuale di argilla variabile da 5 a 14%, con un valore medio del 9%.

Il peso di volume risulta compreso nell'intervallo 20,5 ÷ 23,0 kN/m<sup>3</sup>.

### **Terreni tipo FY3**

- percentuale di ghiaia variabile da 0 a 31%, con un valore medio del 12%;
- percentuale di sabbia variabile da 23 a 63%, con un valore medio del 39%;
- percentuale di limo variabile da 13 a 39%, con un valore medio del 26%;
- percentuale di argilla variabile da 5 a 33%, con un valore medio del 22%.

Il peso di volume risulta compreso nell'intervallo 18,2 ÷ 21,8 kN/m<sup>3</sup>.

## **5.2.1.1. Contenuto naturale di acqua e limiti di consistenza**

### **Terreni tipo A**

Limite liquido	$w_L = 20 \%$
Limite plastico	$w_P = 13 \%$
Indice di plasticità	$IP = 7 \%$

### **Terreni tipo @**

Contenuto d'acqua naturale	$w = 20,8 \div 52,4 \%$
Limite liquido	$w_L = 27 \div 57 \%$ (3 campioni n.d.)
Limite plastico	$w_P = 21 \div 34 \%$
Indice di plasticità	$IP = 6 \div 26 \%$

### **Terreni tipo Cf**

Contenuto d'acqua naturale	$w = 10,4 \div 16,6 \%$
Limite liquido	$w_L = 29 \div 52 \%$
Limite plastico	$w_P = 17 \div 22 \%$
Indice di plasticità	$IP = 10 \div 30 \%$
Indice di consistenza	$IC = 1,3 \div 1,8 \%$

### **Terreni tipo FY1**

Contenuto d'acqua naturale	$w = 17,4 \%$
Limite liquido	$w_L = 34 \div 59 \%$
Limite plastico	$w_P = 16 \div 34 \%$
Indice di plasticità	$IP = 5 \div 36 \%$

### **Terreni tipo FY2**

Contenuto d'acqua naturale	$w = 5,9 \div 9,1 \%$
Limite liquido	$w_L = 36 \%$
Limite plastico	$w_P = 21 \%$
Indice di plasticità	$IP = 15 \%$
Indice di consistenza	$IC = 1,9 \%$

### **Terreni tipo FY3**

Contenuto d'acqua naturale	$w = 11,3 \div 22,7 \%$
Limite liquido	$w_L = 29 \div 44 \%$
Limite plastico	$w_P = 17 \div 30 \%$
Indice di plasticità	$IP = 5 \div 22 \%$
Indice di consistenza	$IC = 1,0 \div 3,1 \%$

## **5.2.2. CARATTERISTICHE DI RESISTENZA IN CONDIZIONI DRENATE**

### **Terreni tipo A**

I terreni in oggetto presentano valori di SPT compresi tra 20 e 50 colpi/piede, indipendentemente dalla profondità di esecuzione della prova, a conferma dell'elevata eterogeneità già evidenziata dalle analisi granulometriche. Nell'ipotesi che tali valori possano essere considerati rappresentativi dei livelli più sabbiosi si possono stimare per tale facies valori di densità relativa  $D_R$  compresi tra il 60% e 80%.

Ai fini della stima dei parametri di resistenza si è però cautelativamente fatto riferimento ai soli risultati delle sole prove di taglio (rappresentative probabilmente delle porzioni con maggior contenuto di fine) risultando insignificante, ai fini progettuali, andare a distinguere a quale facies granulometrica appartenesse ciascun valore di SPT misurato. I terreni in oggetto, hanno infatti una limitata interferenza con le opere geotecniche in oggetto sia per la loro limitata estensione sia per i loro modesti spessori (pari al massimo a 5 m).

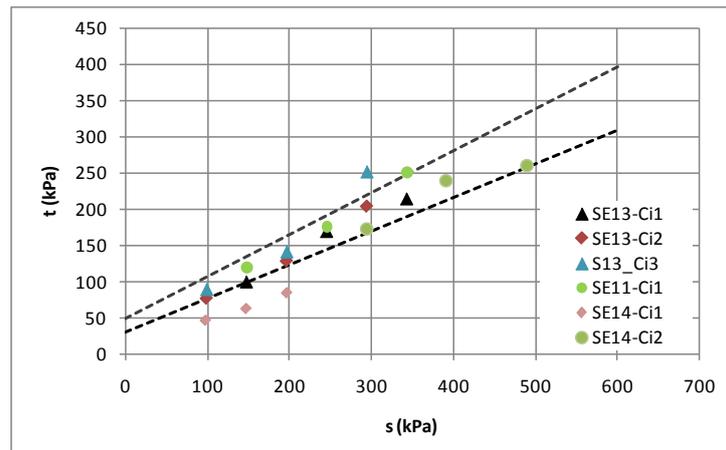
### **Terreno tipo $\theta$**

I terreni piroclastici affioranti nella parte terminale del tracciato presentano diverse facies funzioni del grado di alterazione. Si passa infatti da materiali schiettamente litoidi (tufo rosso a scorie nere propriamente detto) a materiali molto alterati assimilabili a limi-sabbiosi e/o sabbie-limose. I valori di SPT misurati nel corso dell'esecuzione dei sondaggi risultano generalmente compresi tra 13 e 49 colpi/piede, con alcuni valori a rifiuto.

Sulla base di tali risultati i valori di densità relativa ottenuti risultano generalmente compresi tra il 50% ed il 80%.

A partire dai suddetti valori di densità relativa sono stati stimati i valori dell'angolo di resistenza al taglio di picco contenuti nell'intervallo  $\phi'_P$  pari a  $35^\circ \div 38^\circ$  (valori rappresentativi delle porzioni più sabbiose di materiale).

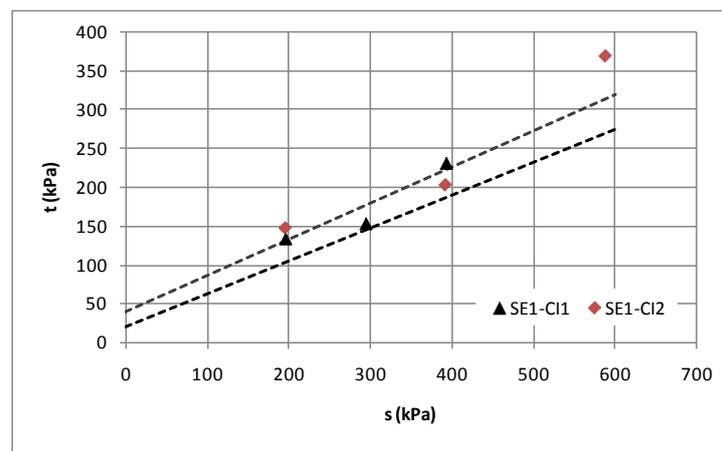
Nel grafico seguente si riportano i risultati delle prove di taglio diretto ed il range individuato per le caratteristiche di resistenza al taglio.



### Terreno tipo cF

La coltre di alterazione eluviale del substrato flyschoidale presenta valori di  $N_{SPT}$  di circa 40 – 50. Data la natura prevalentemente coesiva del materiale si è ritenuto plausibile caratterizzare tale formazione avvalendosi principalmente dei risultati delle prove di taglio.

Nel grafico seguente si riportano i risultati delle prove di taglio diretto ed il range individuato per le caratteristiche di resistenza al taglio.



### Terreno tipo FY1

I valori di SPT misurati nel corso dell'esecuzione dei sondaggi risultano compresi tra 30 e 70 colpi/piede, con valori a rifiuto.

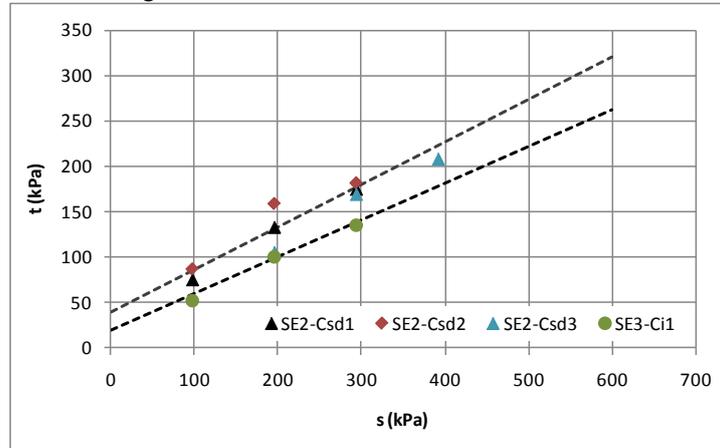
Nel grafico seguente si riportano i risultati delle prove di taglio diretto ed il range individuato per le caratteristiche di resistenza al taglio.

Per tale formazione, visto il disturbo arrecato in fase di perforazione, non è stato possibile prelevare campioni indisturbati per l'esecuzione di prove meccaniche.

Si ritiene plausibile, ai fini progettuali, assumere per i parametri di resistenza gli stessi parametri assunti per la formazione FY2 (di seguito illustrati).

### Terreno tipo FY2

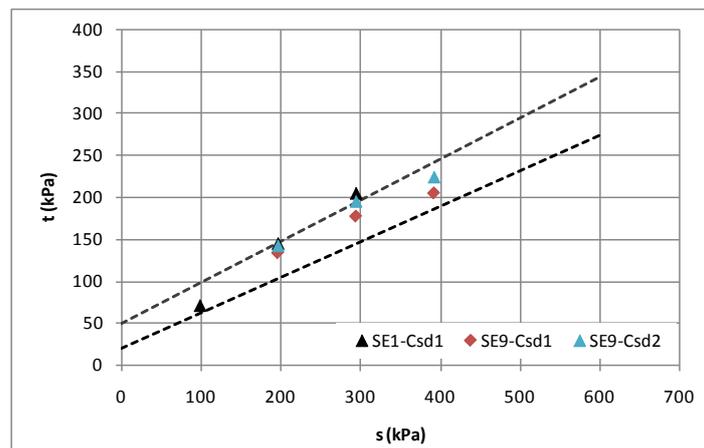
I valori di SPT misurati nel corso dell'esecuzione dei sondaggi risultano prevalentemente a rifiuto. Nel grafico seguente si riportano i risultati delle prove di taglio diretto ed il range individuato per le caratteristiche di resistenza al taglio.



### Terreno tipo FY3

Per tale materiale la determinazione dei valori dei parametri di resistenza al taglio è stata effettuata trascurando il contributo degli strati litoidi calcareo-marnosi presenti all'interno della formazione. L'argilla marnosa costituente il terreno tipo FY3 presenta generalmente una consistenza da dura a molto dura (a tratti semilitoide) come testimoniano i valori degli SPT effettuati durante l'esecuzione dei sondaggi che sono andati per la quasi totalità a rifiuto (generalmente a partire dai primi 5+6 m da p.c.).

Nel grafico seguente si riportano i risultati delle prove di taglio diretto ed il range individuato per le caratteristiche di resistenza al taglio.



### 5.2.3. CARATTERISTICHE DI RESISTENZA IN CONDIZIONI NON DRENATE

Le caratteristiche di resistenza non drenate sono state stimate sulla base dei risultati delle prove penetrometriche dinamiche tramite la correlazione di Stroud (1974):

$$c_u = f_1 \times N_{SPT}$$

Il valore del coefficiente  $f_1$  decresce al crescere dell'indice di plasticità IP del materiale.

In allegato si riportano i risultati in termini delle interpretazioni delle indagini in sito in termini di  $c_u$ .

#### **Terreno tipo Cf**

Si è effettuata una stima del valore di  $c_u$  tramite la correlazione di Stroud assumendo per il coefficiente  $f_1$ , un valore pari a 5 kPa.

Dai valori di SPT si hanno valori di  $c_u$  compresi nell'intervallo 190÷200 kPa nei primi 5 m di profondità.

#### **Terreno tipo FY1**

Trascurando i valori corrispondenti a rifiuto si è effettuata una stima del valore di  $c_u$  tramite la correlazione di Stroud assumendo per il coefficiente  $f_1$ , un valore pari a 5,5 kPa.

Dai valori di SPT si hanno valori di  $c_u$  compresi nell'intervallo 200÷400 kPa nei primi 10 m di profondità. I risultati delle prove pressiometriche forniscono valori nell'intervallo 120 ÷ 900 kPa.

#### **Terreno tipo FY2**

Trascurando i valori corrispondenti a rifiuto si è effettuata una stima del valore di  $c_u$  tramite la correlazione di Stroud assumendo per il coefficiente  $f_1$ , un valore pari a 5,5 kPa.

Dai valori di SPT si hanno valori di  $c_u$  compresi nell'intervallo 280÷400 kPa nei primi 10 m di profondità. I risultati delle prove pressiometriche forniscono valori nell'intervallo 330 ÷ 970 kPa.

#### **Terreno tipo FY3**

Trascurando i valori corrispondenti a rifiuto si è effettuata una stima del valore di  $c_u$  tramite la correlazione di Stroud assumendo per il coefficiente  $f_1$ , un valore pari a 6,0 kPa.

Dai valori di SPT si hanno valori di  $c_u$  compresi nell'intervallo 260÷400 kPa nei primi 10 m di profondità. I risultati delle prove pressiometriche forniscono valori nell'intervallo 230 ÷ 750 kPa.

### 5.2.4. CARATTERISTICHE DI DEFORMABILITÀ

#### **Terreno tipo A**

Per quanto riguarda i valori del modulo di elasticità dei materiali costituenti le alluvioni recenti si è fatto riferimento, cautelativamente, ai dati di due prove edometriche effettuate su campioni prelevati durante la campagna geognostica del 1994 (S8-94 e S13-94) ubicati non in corrispondenza del tracciato di progetto dai quali si ricava per tale materiale un intervallo di valori compreso tra 4 e 8 MPa.

#### **Terreno tipo cF**

Alla coltre eluvio-colluviale delle formazioni flyschoidi di base può essere attribuito un modulo di elasticità di 10÷20 MPa.

#### **Terreno tipo $\theta$**

Ai materiali piroclastici, tenuto conto dei valori di  $N_{SPT}$  ottenuti nel corso dell'esecuzione dei sondaggi (compresi tra 13 e 90 colpi/piede) e della natura limoso-sabbiosa dei materiali è possibile assegnare, secondo la correlazione  $E=7x(N_{SPT})^{0.5}$ , si hanno valori di modulo elastico variabili nel range di 25÷70 MPa.

## Terreni tipo FY1, FY2, FY3

Alle diverse facies del flysch individuate si possono attribuire sulla base dei risultati delle prove pressiometriche e delle indagini sismiche effettuate (down-hole e basi sismiche a rifrazione) valori compresi nell'intervallo tra 100 e 200 MPa nei primi 10 m di profondità.

## 6. MODELLOZIONE GEOTECNICA

### 6.1. PARAMETRI CARATTERISTICI

Con riferimento ai terreni precedentemente individuati si è proceduto a definire le caratteristiche fisico-meccaniche combinando i tutti i risultati delle prove di laboratorio e delle indagini in sito svolte nel corso delle diverse campagna di indagine, mediante correlazioni proposte in letteratura e già ampiamente verificate sul piano sperimentale.

Sono stati quindi definiti per ciascun terreno tipo i valori caratteristici dei parametri geotecnici di riferimento da utilizzare nelle varie verifiche geotecniche. In accordo a quanto riportato in letteratura da vari autori si ritiene che, per la determinazione dei valori caratteristici dei parametri di resistenza del terreno, un approccio di tipo esclusivamente statistico risulti poco significativo. Si è pertanto proceduto con metodologie del tutto analoghe a quelle utilizzate per la stima dei parametri geotecnici da impiegare nelle verifiche eseguite con normative basate su coefficienti globali di sicurezza.

I valori caratteristici di tutti i terreni tipo sopra indicati sono stati riassunti nella tabella di seguito riportata e nei profili geotecnici di progetto.

Tipo	Descrizione	$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	c' (kPa)	$\phi'$ (°)	$c_u$ (kPa)	E (MPa)
a	Coperture alluvionali recenti	18÷19	10 ÷ 20	20 ÷ 24	-	4 ÷ 8
θ	Unità piroclastiche	15÷17	30 ÷ 50	25 ÷ 30	-	15 ÷ 30
Cf	Coltre eluviale dei flysch	20÷22	20 ÷ 30	23 ÷ 25	100 ÷ 200	10 ÷ 20
FY1a/b	Calcarei marnosi/marne calcaree/marne argillose/argille marnose	20	20 ÷ 30	22 ÷ 23	150 ÷ 200 (tra 0÷5 m da p.c.) 200 ÷ 300 (> 5 m da p.c.)	50 ÷ 70 (a) 50 ÷ 100 (b)
FY2	Argille marnose e marne argillose	20 ÷ 21	20 ÷ 40	22 ÷ 25	150 ÷ 200 (tra 0÷5 m da p.c.) 200 ÷ 300 (> 5 m da p.c.)	50 ÷ 100
FY3	Argilla marnosa e marna argillosa	19 ÷ 21	20 ÷ 50	22 ÷ 25	200 ÷ 250 (tra 0÷5 m da p.c.) 250 ÷ 350 (> 5 m da p.c.)	50 ÷ 100

### 6.2. DEFINIZIONE DELLE STRATIGRAFIE DI PROGETTO

Di seguito si esamina il dettaglio della situazione geologica, litologica e litostratigrafica presente lungo il tracciato e ricostruita grazie ai rilievi di dettaglio ed alle indagini geognostiche e geofisiche realizzate per il progetto esecutivo.

Per ogni tratto sono approfondite le indicazioni geologiche per le singole opere presenti.

**Da pk 13+574 a circa pk 15+100** – il tracciato interessa direttamente la porzione più argillitica della formazione flyscioide riconosciuta e caratterizzata sia con le indagini del progetto definitivo sia con quelle realizzate in fase di redazione del progetto esecutivo.

La presenza prevalente della componente argillitica rispetto a quella marnosa e calcarenitica e, di conseguenza, l'azione degli agenti esogeni, hanno determinato la formazione di estese coperture detritiche colluviali ed eluviali che nascondono quasi completamente il substrato.

Tali coltri hanno uno spessore anche di alcuni metri, al di sotto delle quali si individua il substrato, anche se nella parte superficiale risulta alterato.

In questo tratto sarà realizzato il *Viadotto dello Zoppo*.

Le indagini per il progetto esecutivo sono rappresentate dai sondaggi SE2 ed SE3 e dalle basi sismiche a rifrazione BS1 e BS2. Durante le perforazioni dei due sondaggi è stata riscontrata per tutta la lunghezza una litologia caratterizzata dalla presenza di marne e argilliti formate da argille marnose e marne argillose di colore da marrone intenso a rosso vinaccia con sottili patine di ossidazione ocrea; si presentano intensamente scagliettate a spigoli vivi.

**Da pk 15+100 a circa pk 17+200** - il tracciato affronta la parte più competente della formazione flyscioide che determina anche una evidente rottura di pendio in corrispondenza del limite con la vicina parte argillitica; oltre alle indagini del progetto esecutivo, la presenza della componente litoide carbonatica è evidente anche da singoli affioramenti superficiali. Il rilevamento di tali affioramenti ha permesso di ricostruire l'assetto giaciturale della formazione.

In questo tratto sono ubicate le *gallerie artificiali dello Zoppo 1 e dello Zoppo 2*. Gli interventi di protezione degli scavi (sia provvisori che definitivi) sono stati dimensionati tenendo conto della presenza della componente litoide e del suo assetto giaciturale rispetto allo scavo. Tali interventi tengono conto della presenza di un substrato argillitico sovrastato dal flysch calcareo litoide ad una profondità di circa 15 metri nel sondaggio SE4 e 13 metri nel sondaggio SE5; i risultati delle perforazioni sono integrate dalle basi sismiche BSR20 e BSR21 (campagna 2006).

Le perforazioni hanno trovato una successione litostratigrafica rappresentata da alternanze in sequenza irregolare, sia nella distribuzione e nello spessore (che può andare da pochi centimetri ad oltre il metro) di calcari, calcari marnosi, marne calcaree, marne argillose e argille marnose. La colorazione è da marrone chiaro a marrone giallastro a grigiastro e localmente presenta patine di colore ocreo e marrone rossastro. Si registrano diffuse famiglie di fratture ad inclinazione variabile da subverticali a circa 45°.

Il tracciato prosegue a mezza costa interessando sempre la porzione litoide della formazione flyscioide sino al successivo *Viadotto Crognolo*. Nel tratto in cui sarà realizzato il viadotto è stato eseguito il sondaggio SE7, le basi sismiche BS3, BS6 e le prove MASW 1, MASW 4 e MASW 5. Le indagini confermano la presenza della porzione calcarea al di sopra delle argilliti grigie ad una profondità dal p.c. di circa 10 metri dal p.c..

**Da pk 17+200 a circa pk 17+500** – Dalle progressive 17+220 alla progressiva 17+230 si attraversano le alluvioni del torrente Crognolo per poi passare, fino alla progressiva 17+480 circa, sui terreni vulcanici piroclastici del complesso vicano; questi si presentano incoerenti o saldati a granulometria da medio fine a grossolana con assetto massivo e frequente presenza di grosse pomici nere.

Le unità presenti sono investigate dai sondaggi del progetto definitivo (S21, S23 e S24) i cui risultati sono integrati con la base sismica BS4.

**Da pk 17+500 a circa pk 18+050** – il tracciato ritorna nella porzione calcarea del flysch, che si presenta fortemente alterata.

Alla 17+800 il tracciato è interessato dalla *galleria artificiale Crognolo*. L'area è investigata mediante il sondaggio SE9 e dalla base sismica BSR22.

Il sondaggio realizzato per il progetto esecutivo è ubicato in una zona più elevata rispetto al sondaggio S20 del definitivo e investe i terreni interessati direttamente dagli scavi.

In questo caso la livelletta di progetto è posta ad una quota inferiore rispetto al passaggio tra la porzione calcarea del flysch e le sottostanti argilliti grigie; di conseguenza, una parte dello scavo interessa la porzione calcarea del flysch e una parte le argilliti grigio piombo sottostanti.

**Da pk 18+050 a fine tracciato** –l'ultima parte del tracciato interessa i terreni vulcanici vicani già incontrati in precedenza.

L'opera principale è rappresentata dal *Viadotto Biedano*. La valle fluviale del Biedano è caratterizzata da un assetto tettonico articolato che determina la presenza di una sorta di promontorio, investigato dal sondaggio SE11, che separa il corso del Biedano da un suo piccolo affluente in sinistra.

La seconda parte della valle è più ampia e mostra una diffusa presenza di alluvioni recenti che ricoprono sia le vulcaniti che direttamente le argilliti grigie.

I numerosi sondaggi eseguiti nelle fasi progettuali precedenti sono stati integrati dal sondaggio SE13 e dalle basi sismiche BS7, BS8 e BS9, consentono di ricostruire l'assetto litostratigrafico dell'intera valle caratterizzato da un substrato argillitico sovrastato dalle piroclastiti ignimbriche e dalle alluvioni recenti ed attuali.

La caratterizzazione sismica dei terreni è definita mediante le MASW2, MASW3, MASW6 e MASW7

### 6.3. LIVELLI DI FALDA

Data la morfologia dell'area in esame, ed in base alle caratteristiche idrogeologiche delle formazioni attraversate si può escludere la presenza di un livello di falda continuo lungo tutto il tracciato.

Le formazioni flyschoidi su cui insiste l'arteria stradale, sono caratterizzate da una permeabilità generalmente molto bassa (terreni praticamente impermeabili), anche se i livelli lapidei fratturati risultano da poco a mediamente permeabili per fessurazione. Si può pertanto parlare solo di livelli idrici puntuali legati principalmente al ciclo stagionale delle precipitazioni e comunque limitati agli orizzonti di materiale maggiormente permeabili presenti nei terreni superficiali.

La circolazione di acqua nei terreni in oggetto può pertanto considerarsi ai fini progettuali delle opere geotecniche all'aperto praticamente assente, salvo che in corrispondenza degli alvei torrentizi (p.es. Torrenti Crognolo e Biedano) dove è presente una circolazione di subalveo con livelli idrici plausibilmente prossimi al p.c.

Nelle verifiche delle opere geotecniche verrà comunque considerato di volta in volta un livello di falda di progetto puntuale stimato sulla base dei dati disponibili.

Una sintesi dei livelli idrici registrati nel corso dell'esecuzione dei sondaggi e ottenuti dalle letture piezometriche è riportato nel paragrafo 4.2.

## **7. CARATTERISTICHE DI SISMICITÀ DELL'AREA**

Con l'entrata in vigore del D.M. 14 gennaio 2008 le azioni sismiche, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite, si definiscono a partire dalla pericolosità sismica di base del sito di costruzione. La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione massima orizzontale attesa su suolo rigido ( $V_{s,30} > 800$  m/s) con superficie topografica orizzontale.

La stima dei parametri spettrali necessari per la definizione dell'azione sismica di progetto viene effettuata calcolandoli direttamente per il sito in esame, utilizzando come riferimento le informazioni disponibili nel reticolo di riferimento.

Per la determinazione dell'azione sismica dell'opera in esame sono state considerate come coordinate di riferimento: longitudine 11,9297 – latitudine 42,284 (punto appartenente al tracciato in prossimità della progressiva iniziale).

Al fine di definire compiutamente lo spettro di progetto, la normativa richiede di precisare la vita nominale delle opere strutturali  $V_N$ , intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata ed effettuare una scelta in merito alla classe d'uso della struttura ed alle condizioni del suolo di fondazione.

I parametri principali utilizzati per la definizione dello spettro riguardanti le scelte progettuali sono:

- Vita nominale ( $V_N$ ) = 100 anni (per le verifiche di stabilità di fronti di scavo e rilevati) – 50 anni (per i viadotti) – 10 anni (per le opere di sostegno provvisori);
- Classe d'uso IV ( $C_u=2,0$ )
- Categoria di suolo B
- Categoria Topografica T1

Per maggiori dettagli si rimanda alla Relazione sismica (Elaborato T00GE01GETRE01 "Relazione sismica").

## **8. TEMATICHE PROGETTUALI A CARATTERE GEOTECNICO**

Le considerazioni di seguito formulate si riferiscono anche a quanto illustrato nel profilo geotecnico di progetto (Elaborato *T00GE07GETFG01÷05 Profilo geotecnico e Profili geotecnici di dettaglio delle opere*), cui si rimanda per la collocazione delle opere descritte nel seguito.

### **8.1. ANALISI DEL TRACCIATO**

Il tracciato corre in affiancamento all'attuale "SS1bis" con una fitta alternanza di trincee, viadotti e gallerie artificiali.

La prima opera che si incontra è il *Viadotto dello Zoppo*, necessario a superare l'omonimo corso d'acqua. Il viadotto presenta 6 campate per una lunghezza complessiva di 210 m (uguale per entrambe le carreggiate) con pile di altezza massima pari a circa 11,0 m circa. Le fondazioni delle sottostrutture sono state previste di tipo diretto, mentre le pile 2 e 3 in prossimità dell'alveo del torrente, sono previste su micropali.

Successivamente, si è resa necessaria la realizzazione di due gallerie artificiali (*Galleria artificiale dello Zoppo 1 e Galleria artificiale dello Zoppo 2*) della lunghezza di 156 e 88 m ciascuna, al fine di superare l'interferenza con due alti morfologici. Tale soluzione consente infatti di evitare la realizzazione di trincee definitive di altezza significativa e di realizzare un migliore inserimento ambientale delle opere. Per la realizzazione degli scavi provvisori saranno realizzate paratie di micropali ancorate con uno o più ordini di tiranti, da realizzarsi nell'unità calcareo-marnosa del flysch (terreno tipo FY1).

Dopo un tratto in rilevato di circa 1000 m, caratterizzato da altezze dell'ordine di 6÷8 m, l'asse lambisce marginalmente il pendio presente a Sud dell'attuale SS1bis con una trincea di altezza pari a circa 10 m scavata interamente nel facies calcareo marnosa del flysch (terreno tipo FY1). A seguire si attraversa la valle del torrente Crognolo tramite il *Viadotto Crognolo* della lunghezza di circa 560 m. L'opera costituita da 13 campate presenta fondazioni dirette poggianti sul substrato flyschoidale (terreni tipo FY1) e puntualmente su un affioramento di piroclastite (terreno tipo  $\theta$ ). Solo per le pile P4, P5 e P6 (carreggiata Sud e Nord), caratterizzate da altezze massime tra 14 e 24 m circa le fondazioni saranno realizzate su micropali.

Ciò anche a causa dell'interferenza con il metanodotto Snam che ha comportato il ricorso a plinti di dimensioni limitate proprio in corrispondenza delle pile più alte (pile P4 e P5 carreggiata Nord e Sud).

Il promontorio morfologico che separa la valle del torrente Crognolo da quella del torrente Biedano è stato superato mediante la realizzazione di una terza galleria artificiale (*Galleria artificiale Crognolo*) della lunghezza di 150 m circa i cui scavi provvisori saranno sostenuti da paratie di micropali ancorate con uno o più ordini di tiranti, da realizzarsi nell'unità calcareo-marnosa del flysch per la parte superiore e nell'unità argillitica grigia per la parte inferiore (terreni tipo FY1 e FY3).

L'ultimo viadotto (*Viadotto Biedano*) di lunghezza di 550 m circa consente di oltrepassare due incisioni morfologiche legate nel primo caso alla presenza un affluente del torrente Biedano e nel secondo caso al torrente stesso.

L'opera costituita da 13 campate presenta fondazioni dirette poggianti sul substrato flyschoidale (terreni tipo FY1) o sui materiali piroclastici (terreni tipo q) per le sottostrutture fino alla pila P6, mentre per le pile dalla P7 alla spalla B le fondazioni saranno realizzate su micropali.

La parte terminale di tracciato presenta un esteso tratto in rilevato di modesta altezza fino a riallacciarsi al successivo lotto.

## 8.2. FONDAZIONI DELLE OPERE D'ARTE PRINCIPALI

Si riportano di seguito i metodi di calcolo per le verifiche geotecniche delle fondazioni, adottati per il dimensionamento delle stesse. Per il dettaglio dei calcoli si rimanda alle specifiche relazioni di calcolo delle fondazioni per i viadotti in progetto.

### 8.2.1. FONDAZIONI DIRETTE

Le verifiche di sicurezza sono state eseguite in accordo con quanto indicato nei paragrafi 6.4 e 7.11.5 del DM 14/01/2008.

La profondità del piano di posa delle fondazioni dirette è stata definita e giustificata in relazione alle caratteristiche del sottosuolo, disponibili dalle indagini eseguite. In fase esecutiva, dovrà essere verificato in sito l'effettivo raggiungimento dello strato di terreno con ridotto grado di alterazione. Qualora se ne riscontrasse la necessità lo scavo per la realizzazione della fondazione sarà approfondito e riempito con magrone fino alla quota imposta indicata negli elaborati di progetto.

#### Carico limite verticale

La verifica allo stato limite ultimo, corrispondente a meccanismi di collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno e di collasso per scorrimento del piano di posa, consiste nel controllare che le azioni di progetto, trasmesse dalla struttura al terreno di fondazione, siano inferiori alla resistenza di progetto del sistema terreno-fondazione.

Il calcolo delle azioni e delle resistenze di progetto è stato effettuato in considerazione dell'Approccio1 indicato nel DM 14/01/2008 per le combinazioni:

- Combinazione 1 (A1 + M1+ R1)
- Combinazione 2 (A2 + M2+ R2)

Il valore di progetto  $R_d$  della resistenza è ottenuto a partire dal valore caratteristico applicando i coefficienti parziali  $\gamma_R$  (tab. 6.4.I del DM 14/01/2008). Nella tabella seguente si riportano i coefficienti relativi.

Tabella 8-1 Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali (tab. 6.4.I del DM 14/01/2008)

Verifica	R1	R2	R3
Capacità portante	1,0	1,8	2,3
Scorrimento	1,0	1,1	1,1

L'azione trasmessa dalla struttura al piano di posa è stata valutata sulla base dei carichi agenti sulla fondazione, ossia considerando l'effettiva sezione reagente ( $B' \times L'$ ) in virtù della presenza di azioni flettenti sulla fondazione, ipotizzando un comportamento rigido della fondazione.

Quindi, il carico agente sul terreno vale:

$$q_{agente} = N / (B' \times L')$$

La resistenza di calcolo del sistema fondazione-terreno è espressa dalla relazione:

$$q_{lim} = 0,5 \cdot B \cdot \gamma_1 \cdot N_\gamma \cdot \zeta_\gamma \cdot d_\gamma \cdot \xi_\gamma + c \cdot N_c \cdot \zeta_c \cdot d_c \cdot \xi_c + q \cdot N_q \cdot \zeta_q \cdot d_q \cdot \xi_q$$

Con:

$\gamma_1$	peso dell'unità di volume del terreno di fondazione;
$\gamma_2$	peso dell'unità di volume del terreno al di sopra del piano di posa;
B	larghezza della fondazione;
D	profondità del piano di posa dal p.c.;
$q = \gamma_2 D$	carico in corrispondenza del piano di posa
$N_\gamma, N_c, N_q$	coefficienti di Meyerhof per la formula trinomia del carico limite
$\zeta_\gamma, \zeta_c, \zeta_q$	coefficienti di forma;
$d_\gamma, d_c, d_q$	coefficienti di profondità;
$\xi_\gamma, \xi_c, \xi_q$	coefficienti di inclinazione del carico;

Per alcuni terreni è stata anche valutata la sicurezza nei confronti di meccanismi di rottura globali in condizioni non drenate; il tal caso la resistenza del terreno si esprime in termini di tensioni totali e vale:

$$q_{lim} = 5,14 \cdot c_u + q$$

Ai fini del calcolo della capacità portante del terreno è stata considerata la falda in corrispondenza del piano di posa della fondazione.

È stata inoltre valutata la pressione agente sul piano di posa della fondazione al fine di stimare l'entità dei cedimenti, sia nel breve periodo, sia in seguito a processi di consolidazione primaria.

### **Carico limite orizzontale**

La resistenza di calcolo allo scorrimento del piano di posa della fondazione è espressa dalla relazione:

$$q_{h,lim} = c' + \left( \frac{N}{A} \right) \tan \varphi'$$

### **Stima dei cedimenti**

L'ammissibilità dei cedimenti immediati delle fondazioni è stata controllata confrontando il valore del cedimento assoluto sotto il carico trasmesso dalla struttura, depurato dagli effetti indotti dal peso del terreno presente "ante operam", con il corrispondente valore ammissibile.

La stima del cedimento è stato eseguito, con la teoria dell'elasticità, mediante la relazione:

$$w_0 = I_p (1 - \nu^2) \cdot (q_{es} - q_{sb}) \cdot \frac{B}{E}$$

dove:

$I_p$	coefficiente d'influenza che dipende dalla forma della fondazione, dalla profondità del piano di posa e dallo spessore dello strato considerato comprimibile;
$\nu$	coefficiente di Poisson (assunto pari a 0,3)
E	modulo di Young del terreno;
B	larghezza fondazione;
$q_{es}$	carico su unità di superficie trasmesso dalla struttura al terreno di fondazione;
$q_{sb}$	carico su unità di superficie dello strato terreno scavato fino al piano di posa delle fondazioni.

## 8.2.2. FONDAZIONI SU MICROPALI

Il testo del DM2008 indica che le verifiche di sicurezza devono essere effettuate nei confronti degli stati limite ultimi di tipo geotecnico:

- Collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
- Collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali;
- Collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione;
- Stabilità globale.

Il valore di progetto  $R_d$  della resistenza è ottenuto a partire dal valore caratteristico applicando i coefficienti parziali  $\gamma_R$  (tab. 6.4.II del DM 14/01/2008). Nella tabella seguente si riportano i coefficienti relativi ai pali trivellati.

Le verifiche delle fondazioni su pali devono essere effettuate con riferimento almeno ai seguenti stati limite, quando pertinenti:

### SLU di tipo geotecnico (GEO)

- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali;
- collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione;
- stabilità globale;

### SLU di tipo strutturale (STR)

- raggiungimento della resistenza dei pali;
- raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento dei pali.

Nelle seguenti tabelle sono riportati i valori dei coefficienti parziali da considerare nelle verifiche. Le verifiche sono condotte secondo l'Approccio 2 (A1+M1+R3).

**Tabella 8-2 Coefficienti parziali da applicare alle resistenze caratteristiche (tab. 6.4.II del DM 14/01/2008).**

Resistenza	R1	R2	R3
Base	1,0	1,7	1,35
Laterale in compressione	1,0	1,45	1,15
Laterale in trazione	1,0	1,6	1,25

Il valore della resistenza caratteristica  $R_k$  del singolo palo è determinata con metodi di calcolo analitici, applicando alle resistenze calcolate i fattori di correlazione  $\xi$ , che dipendono dal numero di verticali indagate e riportati nella tabella 6.4.IV del DM 14/01/2008.

**Tabella 8-3 Fattori di correlazione  $\xi$  per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate (tab. 6.4.IV del DM 14/01/2008).**

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	$\geq 10$
$\xi_3$	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
$\xi_4$	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Nel calcolo si considera cautelativamente un fattore di correlazione pari a 1,7 corrispondente a n.1 verticale di indagine.

Per la determinazione del valore di progetto della resistenza di pali soggetti a carichi trasversali sono stati applicati i coefficienti parziali  $\gamma_T$  riportati nella Tab. 6.4.VI del DM 14/01/2008.

**Tabella 8-4 Coefficienti parziali per le verifiche agli SLU di pali soggetti a carichi trasversali (tab. 6.4.VI del DM 14/01/2008).**

R1	R2	R3
$\gamma_T = 1,0$	$\gamma_T = 1,6$	$\gamma_T = 1,3$

### Carico limite verticale

Per la valutazione della resistenza caratteristica, si fa riferimento al metodo di Bustamante e Doix. La resistenza laterale  $R_{cal}$  è così determinata:

$$R_{cal} = s \cdot \alpha \cdot D \cdot L$$

in cui:

- s resistenza tangenziale caratteristica all'interfaccia fra zona iniettata e terreno;
- D diametro della perforazione;
- $\alpha$  coefficiente maggiorativo;
- L lunghezza della zona iniettata.

I valori di  $\alpha$  sono riportati nella tabella seguente.

**Tabella 8-5 Valori del coefficiente  $\alpha$ .**

Terreno	Valori di $\alpha$		Quantità minima di miscela consigliata
	IRS	IGU	
Ghiaia	1,8	1,3 - 1,4	$1,5 V_s$
Ghiaia sabbiosa	1,6 - 1,8	1,2 - 1,4	$1,5 V_s$
Sabbia ghiaiosa	1,5 - 1,6	1,2 - 1,3	$1,5 V_s$
Sabbia grossa	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	$1,5 V_s$
Sabbia media	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	$1,5 V_s$
Sabbia fine	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	$1,5 V_s$
Sabbia limosa	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	IRS: $(1,5 - 2)V_s$ ; IGU: $1,5 V_s$
Limo	1,4 - 1,6	1,1 - 1,2	IRS: $2V_s$ ; IGU: $1,5V_s$
Argilla	1,8 - 2,0	1,2	IRS: $(2,5 - 3)V_s$ ; IGU: $(1,5-2)V_s$
Marne	1,8	1,1 - 1,2	$(1,5 - 2)V_s$ per strati compatti
Calcari marnosi	1,8	1,1 - 1,2	$(2 - 6)V_s$ o più per strati fratturati
Calcari alterati o fratturati	1,8	1,1 - 1,2	
Roccia alterata e/o fratturata	1,2	1,1	$(1,1-1,5)V_s$ per strati poco fratturati $2V_s$ o più per strati fratturati

Il bulbo di fondazione interesserà sia i terreni tipo  $\theta$  sia quelli FY1, FY2, FY3. Si prevede di iniziare l'iniezione ad alta pressione ad almeno 5 m a partire dalla quota di intradosso plinto per una migliore efficacia dell'iniezione stessa ed un più efficiente sconfinamento del bulbo di fondazione.

### 8.3. TRINCEE E RILEVATI

Per quanto riguarda le trincee ed i rilevati sono state adottate pendenze di 3 (orizzontale) su 2 (verticale) con banche di larghezza pari a 2m ogni 6 m a partire dal piede della trincea o dalla sommità del rilevato.

Le analisi di stabilità sono state effettuate con il metodo dell'equilibrio limite globale (metodo di Bishop). In ognuna delle analisi effettuate sono state analizzate un elevato numero di potenziali superfici di scivolamento, determinando quella cui compete, per ogni condizione di verifica, il minimo fattore di sicurezza.

La verifica di stabilità globale dell'insieme terreno-opera deve essere effettuata secondo l'Approccio 1, combinazione 2 (A2+M2+R2) tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II e 6.8.I di cui al D.M. 14/01/2008.

Sui rilevati sono stati considerati agenti:

- un carico permanente uniformemente distribuito pari a 10 kPa;
- un carico accidentale con valore caratteristico pari a 10 kPa.

Le verifiche di stabilità sono state eseguite portando in conto anche l'azione sismica mediante l'utilizzo del metodo pseudo-statico. Con tale metodo si è valutato il fattore di sicurezza rispetto allo scorrimento, lungo la superficie di rottura considerata, rappresentando gli effetti sismici mediante forza statiche orizzontali e verticali agenti nel verso di maggiore instabilità.

I parametri sismici di progetto per la valutazione della sovraspinta sismica sono stati:

- accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido  $a_g=0,218g$ ;
- coefficiente di amplificazione stratigrafica  $S_s=1,179$ ;
- coefficiente di amplificazione topografica  $S_t=1,0$ ;
- coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito, funzione della categoria di suolo e dell'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido  $\beta_s = 0,28$  (tab. 7.11.I DM 14/01/2008).

Sono stati ottenuti i seguenti coefficienti sismici (in accordo a quanto descritto nel paragrafo 7):

- $k_h = \beta_s \times S_s \times S_t \times a_g$  (orizzontale) = 0,073 (orizzontale);
- $k_v = \frac{1}{2} \times k_h = 0,037$  (verticale).

#### 8.3.1. VERIFICHE DI STABILITÀ DELLE TRINCEE

Si riportano i risultati delle verifiche eseguite per la sezione con altezza massima di scavo, in corrispondenza della progressiva 16+300 circa. Per tale tratto si ha un'altezza massima delle trincee di circa 10 m.

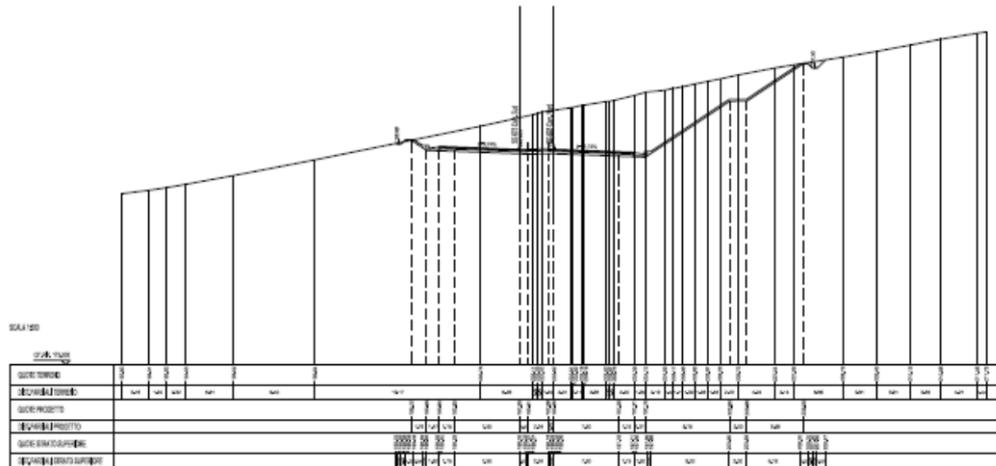


Figura 8-1 Sezione corrente progr. 16+390 Carr.Nord.

La verifica è eseguita considerando lo scavo della trincea nel terreno di tipo FY1, nella porzione più alterata (FY1a).

I parametri geotecnici considerati sono:

$$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3;$$

$$c' = 20 \text{ kPa}$$

$$\phi' = 22^\circ.$$

Il coefficiente di sicurezza minimo risulta pari a 1,169, la verifica risulta, pertanto, soddisfatta.

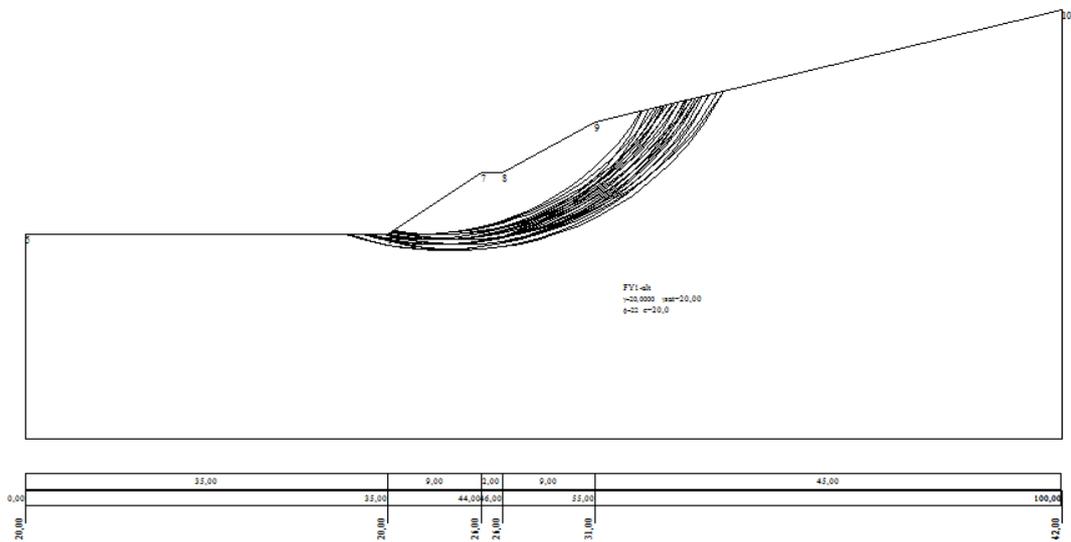


Figura 8-2 Sezione di verifica (FSmin = 1,17).



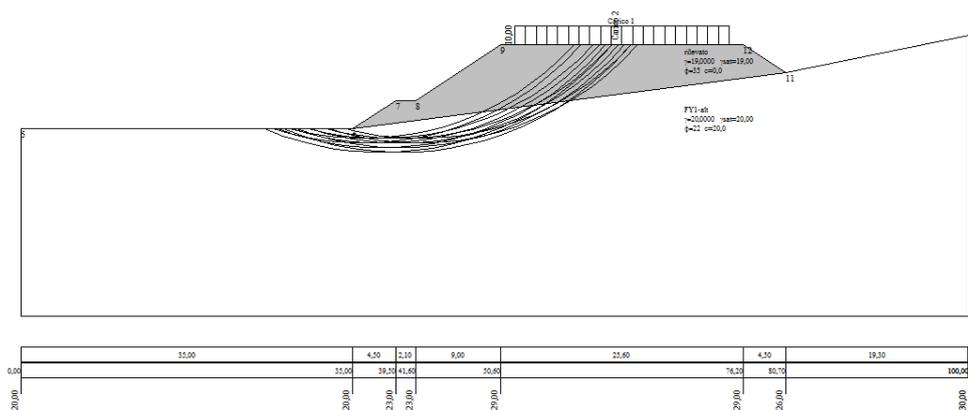


Figura 8-3 Sezione di verifica (FSmin = 1,34).

Superfici analizzate [BISHOP]

N°	X [m]	Y [m]	R [m]	FS	Xv [m]	Xm [m]	V [mc]	Is	Tipo	Verso Sisma
1	38,00	49,00	30,00	1,338	30,32	60,36	113,37	96	[caso A2M2]	Verso il basso
2	40,00	49,00	30,00	1,339	32,32	62,36	131,40	97	[caso A2M2]	Verso il basso
3	40,00	49,00	30,00	1,349	32,32	62,36	131,40	97	[caso A2M2]	Verso l'alto
4	38,00	49,00	30,00	1,351	30,32	60,36	113,37	96	[caso A2M2]	Verso l'alto
5	40,00	49,00	30,50	1,354	30,55	63,03	148,55	193	[caso A2M2]	Verso il basso
6	38,00	49,00	30,50	1,355	28,55	61,03	130,51	192	[caso A2M2]	Verso il basso
7	40,00	49,00	30,50	1,365	30,55	63,03	148,55	193	[caso A2M2]	Verso l'alto
8	38,00	49,00	30,50	1,368	28,55	61,03	130,51	192	[caso A2M2]	Verso l'alto
9	36,00	49,00	30,00	1,369	28,32	58,36	95,37	95	[caso A2M2]	Verso il basso
10	38,00	49,00	31,00	1,372	27,05	61,69	148,91	286	[caso A2M2]	Verso il basso

Riordino      Strisce >>      Chiudi

#### 8.4. OPERE DI SOSTEGNO PROVVISORIALI

Per il calcolo delle opere provvisionali di sostegno degli scavi per la realizzazione delle gallerie artificiali si rimanda alla specifica relazione di calcolo delle singole opere.

## 8.5. CEDIMENTI E BONIFICA DEL PIANO DI POSA DEI RILEVATI

Nel corso delle indagini ed in fase di redazione del progetto esecutivo è stato valutato lo spessore di terreno vegetale lungo il tracciato di progetto. Lo spessore, riportato nel Profilo Geotecnico, risulta variabile da un minimo di 0,40 m ad un massimo di 0,80 m.

La bonifica del piano di posa dei rilevati risulta pertanto dimensionata in funzione dello spessore di terreno vegetale riscontrato lungo l'asse di progetto. In particolare, sono state distinte profondità di 0,4 m e 0,6 m, come indicato nel Profilo Geotecnico, oltre i 20 cm di scotico dello strato più superfiale.

Nel seguito si riporta il calcolo del cedimento del rilevato con il metodo edometrico.

Strato n.	Profondità [m]			$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\sigma'_v$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\Delta\sigma_{media}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\Delta\sigma_{media}/\sigma'_v$	$S_{strato}$ [m]	E [MPa]	E <sub>ed</sub> [MPa]	W <sub>strato</sub> [cm]	W <sub>tot</sub> [cm]
	da	a	media									
1	0,00	0,50	0,25	20,00	2,50	204,80	8192,0%	0,50	20,00	26,92	0,38	8,58
2	0,50	1,00	0,75	20,00	7,50	204,79	2730,5%	0,50	50,00	67,31	0,15	
3	1,00	2,00	1,50	20,00	15,00	204,73	1364,9%	1,00	50,00	67,31	0,30	
4	2,00	3,00	2,50	20,00	25,00	204,48	817,9%	1,00	50,00	67,31	0,30	
5	3,00	4,00	3,50	20,00	35,00	203,94	582,7%	1,00	50,00	67,31	0,30	
6	4,00	5,00	4,50	20,00	45,00	203,04	451,2%	1,00	50,00	67,31	0,30	
7	5,00	7,00	6,00	20,00	60,00	200,92	334,9%	2,00	70,00	94,23	0,43	
8	7,00	9,00	8,00	20,00	80,00	196,62	245,8%	2,00	70,00	94,23	0,42	
9	9,00	10,00	9,50	20,00	95,00	192,41	202,5%	1,00	70,00	94,23	0,20	
10	10,00	12,00	11,00	20,00	110,00	187,52	170,5%	2,00	80,00	107,69	0,35	
11	12,00	14,00	13,00	20,00	130,00	180,28	138,7%	2,00	80,00	107,69	0,33	
12	14,00	18,00	16,00	20,00	160,00	168,63	105,4%	4,00	80,00	107,69	0,63	
13	18,00	20,00	19,00	20,00	190,00	156,91	82,6%	2,00	100,00	134,62	0,23	
14	20,00	30,00	25,00	20,00	250,00	135,39	54,2%	10,00	100,00	134,62	1,01	
15	30,00	40,00	35,00	20,00	350,00	107,46	30,7%	10,00	100,00	134,62	0,80	
16	40,00	50,00	45,00	20,00	450,00	87,88	19,5%	10,00	100,00	134,62	0,65	
17	50,00	60,00	55,00	20,00	550,00	73,90	13,4%	10,00	100,00	134,62	0,55	
18	60,00	90,00	75,00	20,00	750,00	55,67	7,4%	30,00	100,00	134,62	1,24	

N.B.: Il calcolo del cedimento viene condotto fin quando  $\Delta\sigma > 0,05 \sigma'_v$

Il cedimento calcolato risulta pari a 8,58 cm. Tale valore risulta compatibile con l'opera prevista, in considerazione anche del fatto che parte del cedimento può considerarsi immediato o comunque tale da svilupparsi nel decorso delle fasi costruttive vista la natura dei terreni coinvolti.

## 8.6. RIUTILIZZO DEI MATERIALI DI SCAVO

L'analisi critica dei dati geologici e geotecnici nuovi e pregressi ha permesso di affinare il modello al fine di giungere ad una caratterizzazione qualitativa dei terreni interessati dalle operazioni di scavo.

I terreni alluvionali sono caratterizzati da una elevata eterogeneità e da un comportamento prevalentemente coesivo normal-consolidato, con un'elevata percentuale di materiale fine. Tali materiali risultano scarsamente riutilizzabili, se non per i soli rinterri.

I terreni piroclastici sono caratterizzati da discrete proprietà geotecniche e da una scarsa matrice argillosa. Le prove di classificazione eseguite sui campioni prelevati nei pozzetti e nei sondaggi indicano classificazioni CNR UNI 10006 da A4 ad A7-6. Tali materiali saranno quindi riutilizzati per i rinterri.

Per quanto riguarda i terreni appartenenti alla serie dei Flysch tolfetani le caratterizzazioni eseguite hanno permesso di differenziare il possibile utilizzo in base alla facies di appartenenza:

**FY1/FY1a:** è la facies maggiormente interessata dalle operazioni di scavo, costituita da un'alternanza non regolare di strati calcarenitici, calcilititici e di calcari marnosi con livelli di argille marnose, in cui il rapporto tra la porzione francamente litoide e la porzione pelitica è variabile e comunque in generale di poco inferiore ad 1; la matrice terrigena presenta a livello granulometrico percentuali di fine prevalentemente superiori al 30% con massimi intorno al 60%, ed indice di

plasticità generalmente superiore al 10%. Le prove di classificazione eseguite sui campioni prelevati nei pozzetti e nei sondaggi indicano classificazioni CNR UNI 10006 da A1-a ad A4 con pochi campioni caratterizzati come A6 o A7-6.

Quindi per questi terreni si ritiene idoneo un riutilizzo tal qual per la formazione del rilevato, previa frantumazione e vagliatura, per quanto riguarda la porzione litoide e la frazione terrigena con le migliori caratteristiche, mentre per la porzione restante, che comprende in prevalenza la parte più superficiale subaffiorante della formazione, caratterizzata da un grado di alterazione maggiore e con proprietà più scadenti, un parziale riutilizzo per i rinterri e un parziale riutilizzo per il riempimento della bonifica e la formazione dei rilevati previa stabilizzazione a calce e/o cemento; **FY2** si rinviene unicamente nell'area del Viadotto dello Zoppo ed è interessata in maniera marginale dalle operazioni di scavo. I materiali appartenenti a questa unità saranno reimpiegati per i rinterri. **FY3** rappresenta il substrato nell'area in esame ed è costituito in prevalenza da terreni argilloso limosi con subordinati livelli litoidi calcareo marnosi, generalmente sono situati a profondità non raggiunte dagli scavi; le caratterizzazioni eseguite hanno evidenziato a livello granulometrico un'elevata percentuale di materiale fine, in media superiore al 50%, con indici di plasticità variabile dal 5% a percentuali superiori al 20%; Le prove di classificazione eseguite sui campioni prelevati nei pozzetti e nei sondaggi indicano classificazioni CNR UNI 10006 variabili da A2-4 ad A6. L'orizzonte a comportamento litoide e semilitoide verrà riutilizzato, previa frantumazione e vagliatura meccanica, per la realizzazione del corpo dei rilevati mentre le porzioni poco consistenti verranno in parte riutilizzate per i ritombamenti delle gallerie artificiali e in parte previo trattamento a calce/cemento per il riempimento della bonifica e per la realizzazione del corpo del rilevato.

## **9. CONCLUSIONI**

Nel presente elaborato è stato presentato un inquadramento geologico e geotecnico a grande scala del territorio interessato dalla nuova arteria stradale in progetto, anche alla luce delle risultanze delle indagini geotecniche rese disponibili. Successivamente, sulla base del suddetto inquadramento e delle necessità ingegneristiche delle varie opere, è stata sviluppata la caratterizzazione geotecnica di dettaglio dei terreni e sono state svolte le verifiche delle principali opere geotecniche all'aperto.

A conclusione di dette indagini, stime e valutazioni, si ritiene che le opere progettate siano in grado di garantire adeguatamente i necessari requisiti di sicurezza, stabilità, durabilità e robustezza richiesti dalla normativa vigente nonché di assicurare un impatto sul territorio (sia in termini ambientali sia in termini di previsione ed organizzazione delle lavorazioni necessarie) in linea con le più recenti istanze e prescrizioni di legge.

## 10. ALLEGATI

### 10.1. FIGURE FUORI TESTO

#### 10.1.1. TERRENI TIPO CF

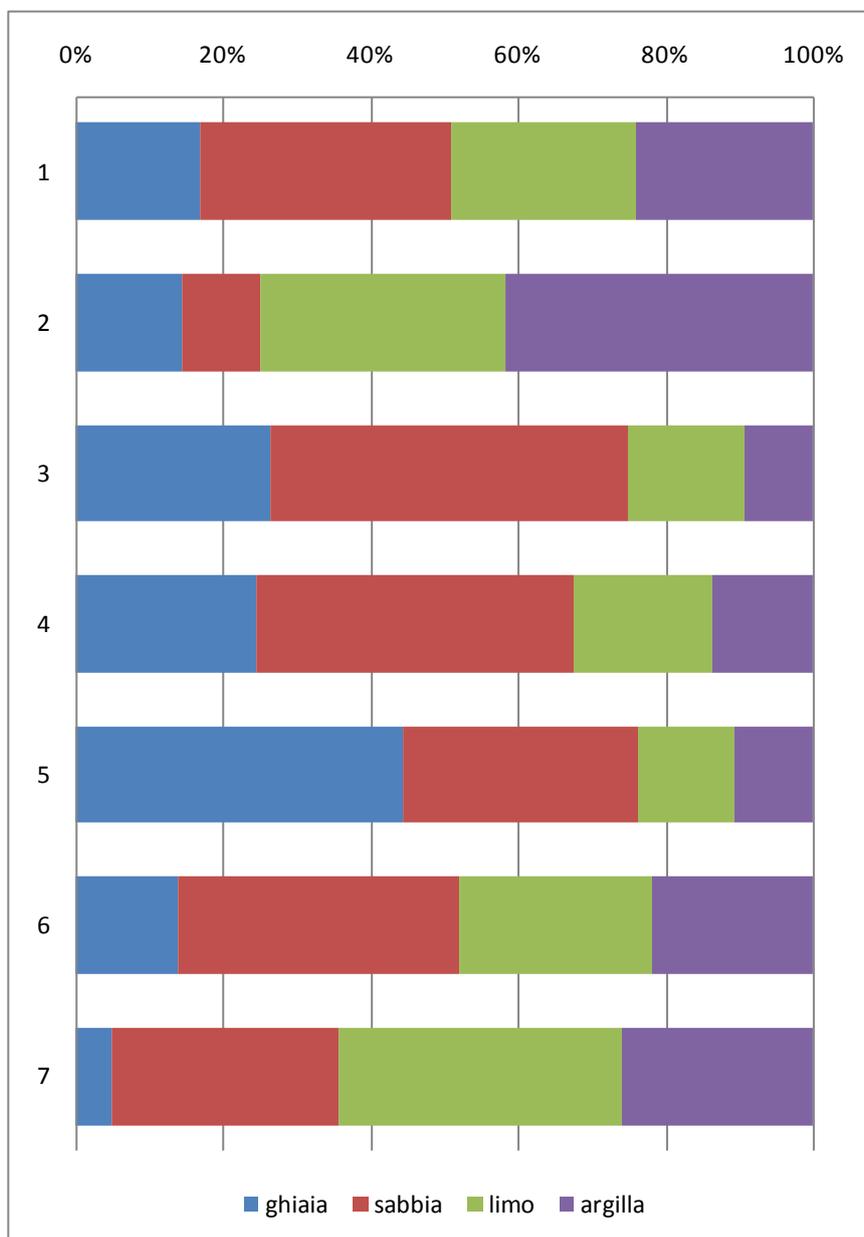


Figura 10-1 Composizione granulometrica.

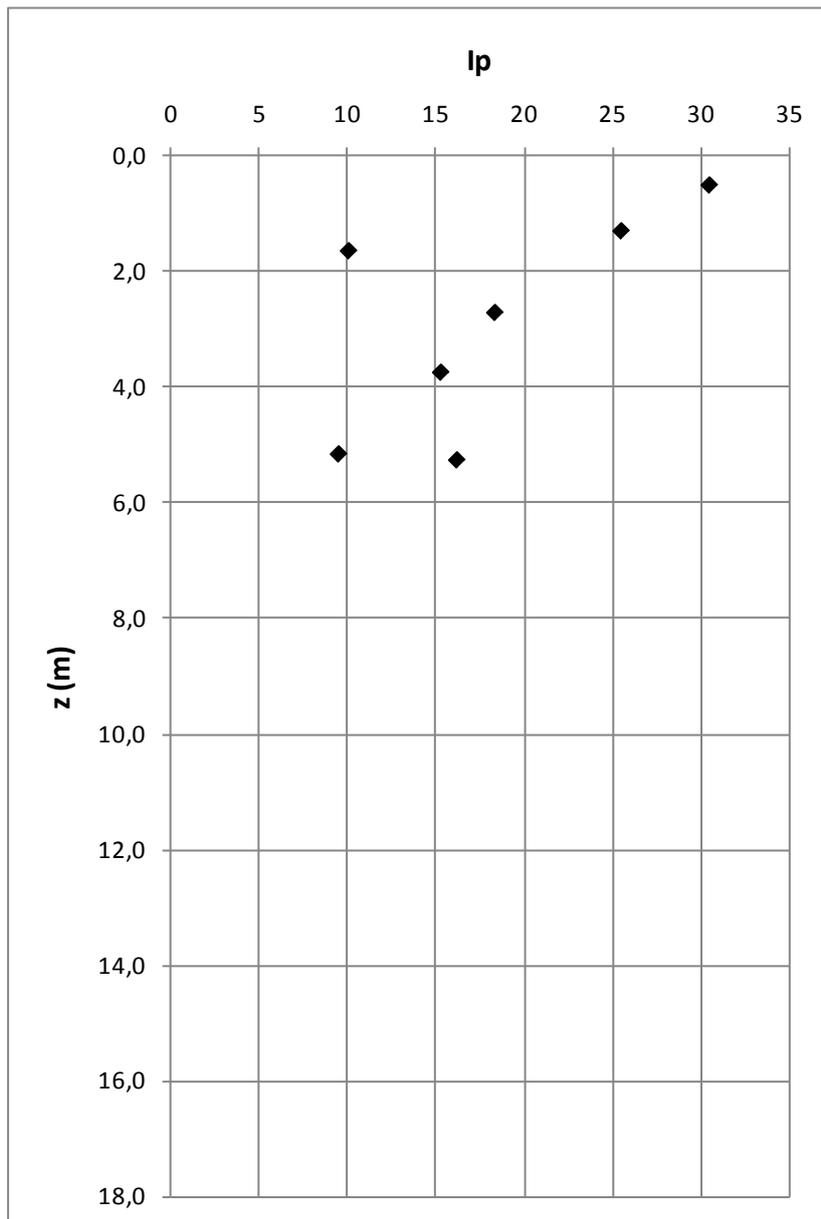


Figura 10-2 Indice di plasticità.

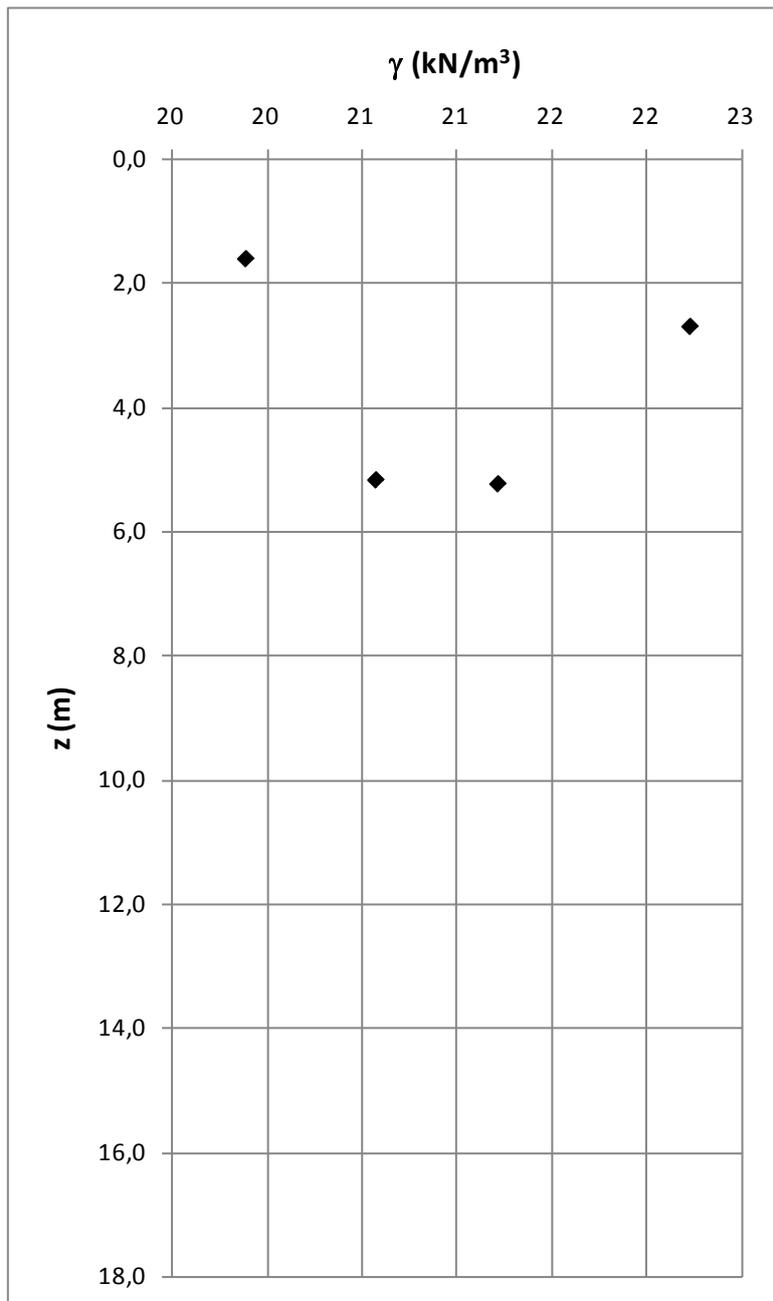


Figura 10-3 Peso dell'unità di volume.

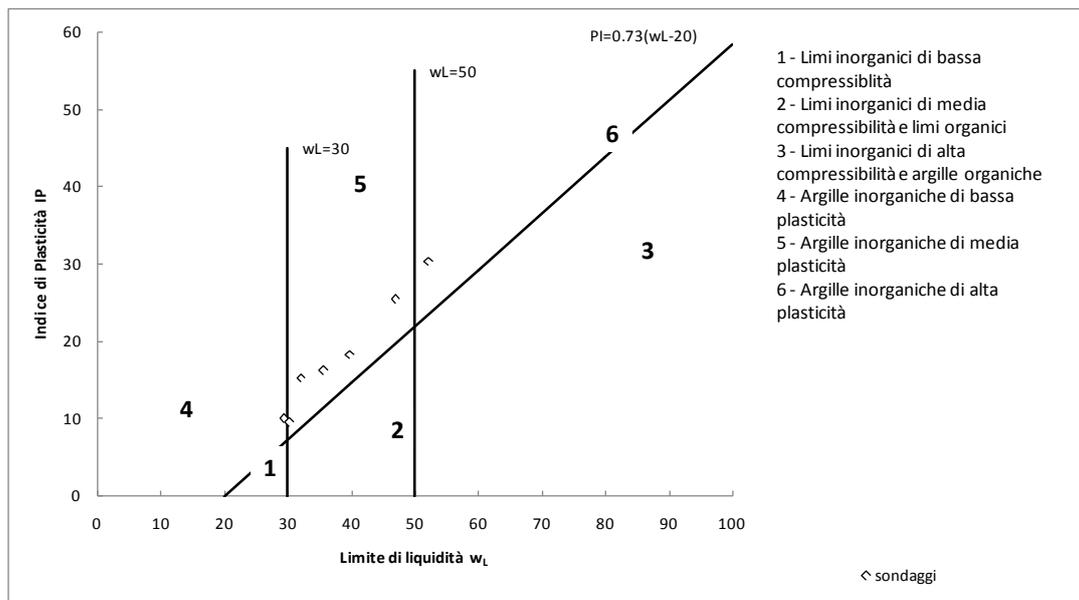


Figura 10-4 Carta di plasticità di Casagrande.

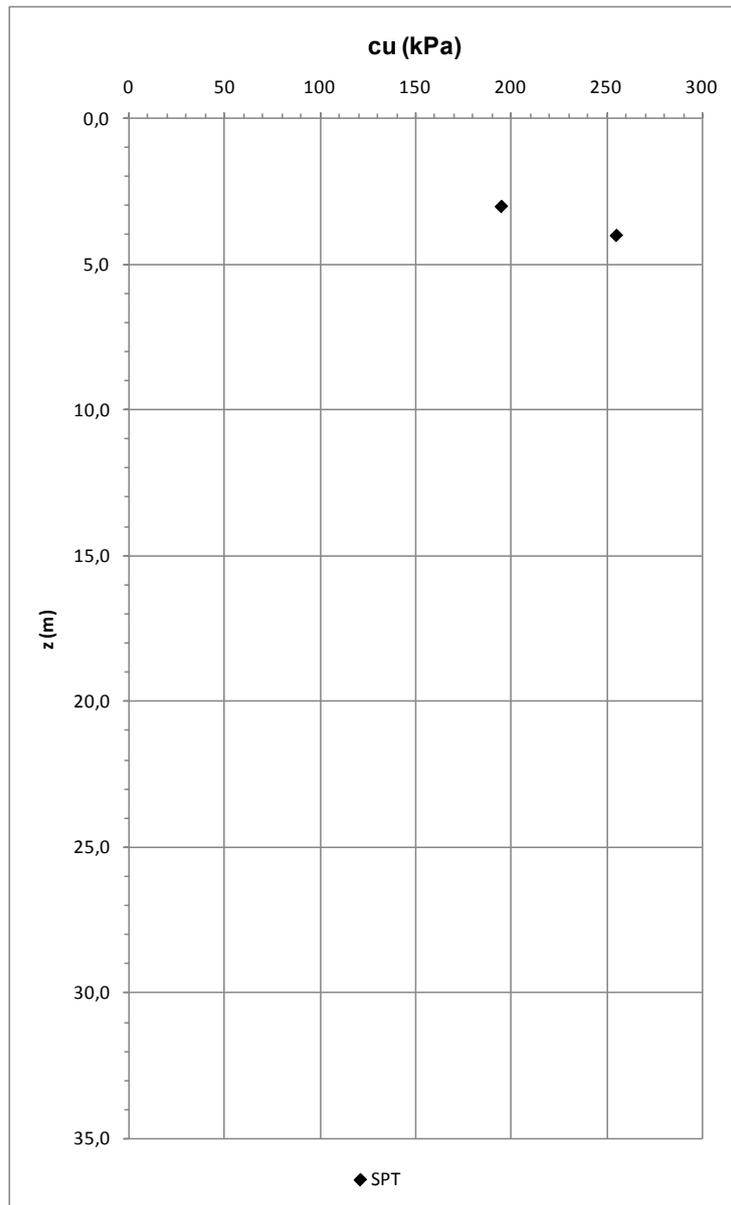


Figura 10-5 Valori di  $c_u$ .

### 10.1.1. TERRENI TIPO $\theta$

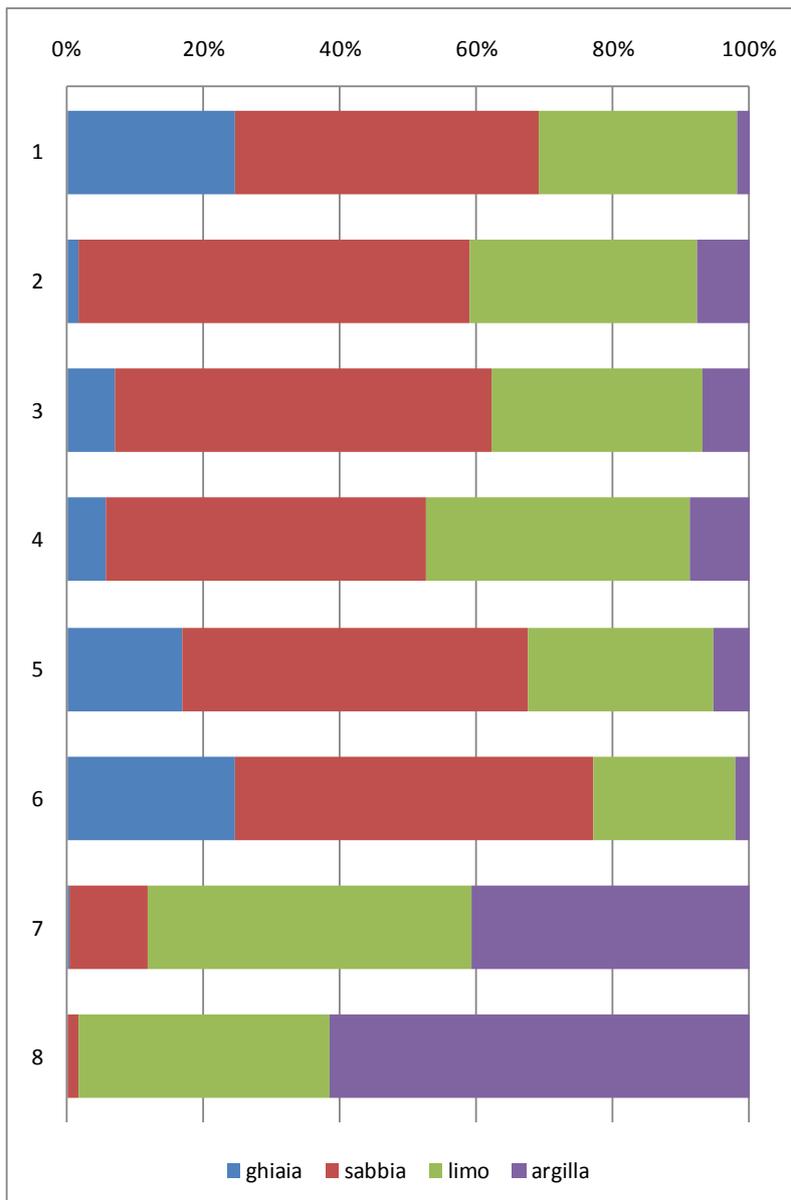


Figura 10-6 Composizione granulometrica.

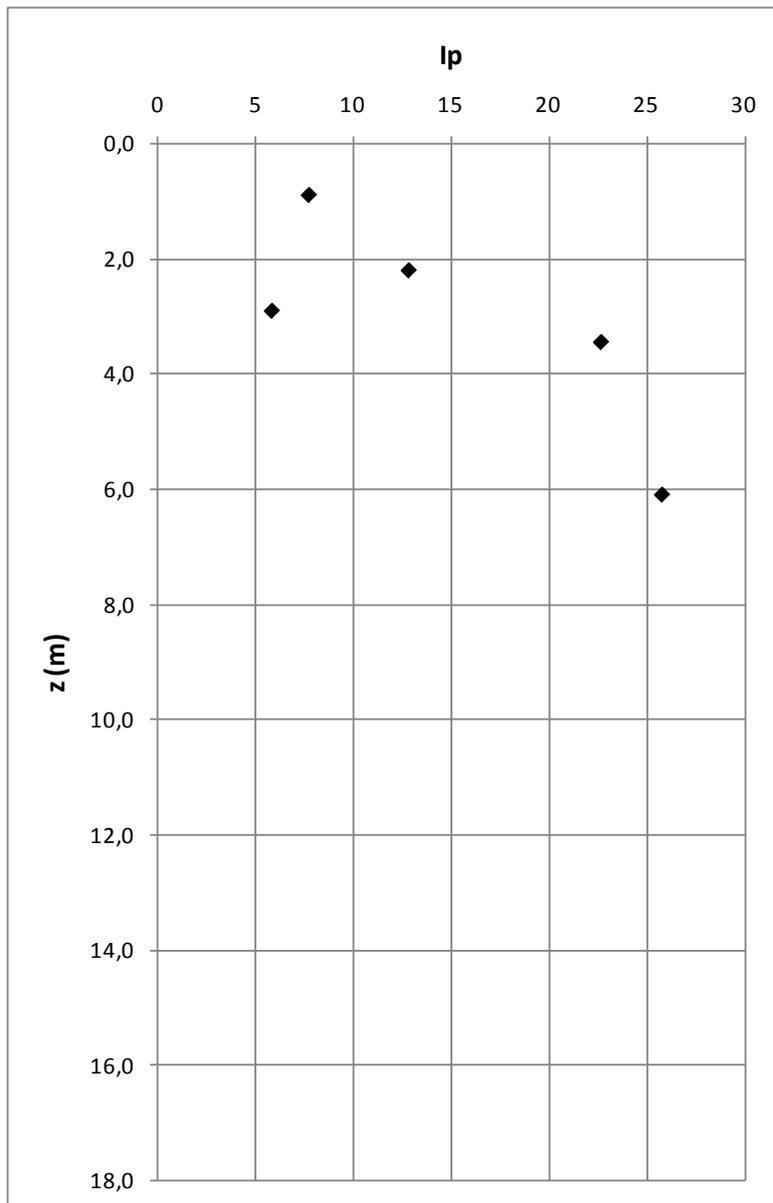


Figura 10-7 Indice di plasticità.

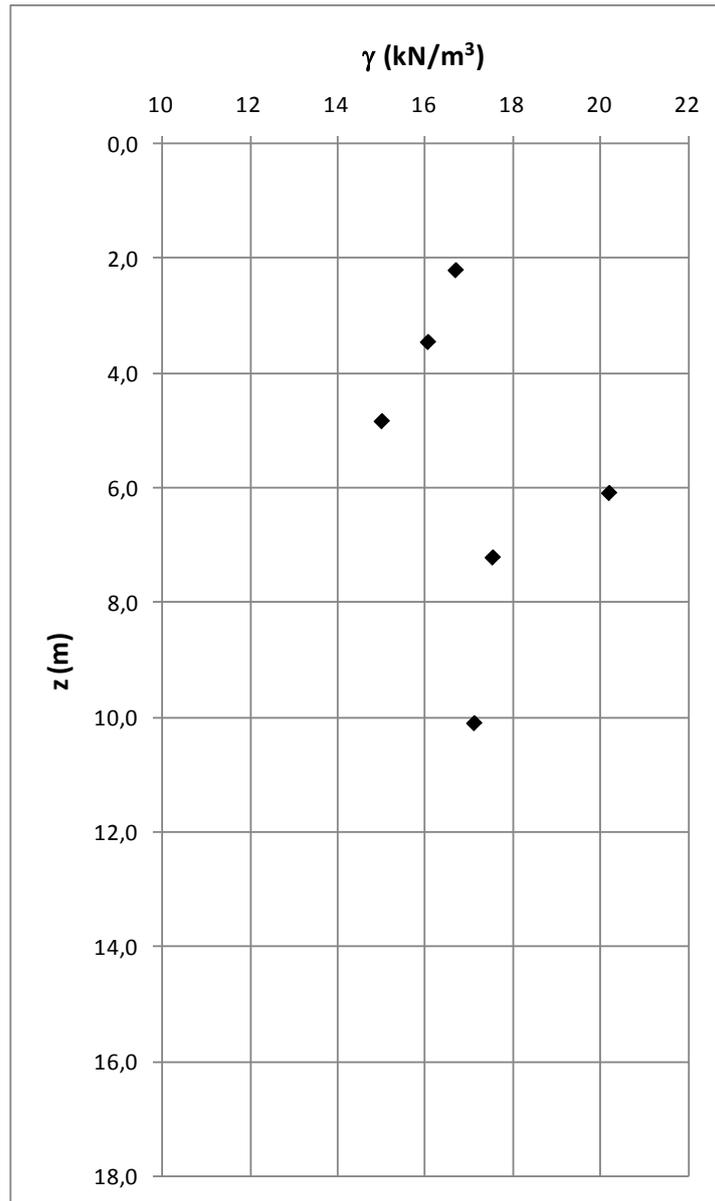


Figura 10-8 Peso dell'unità di volume.

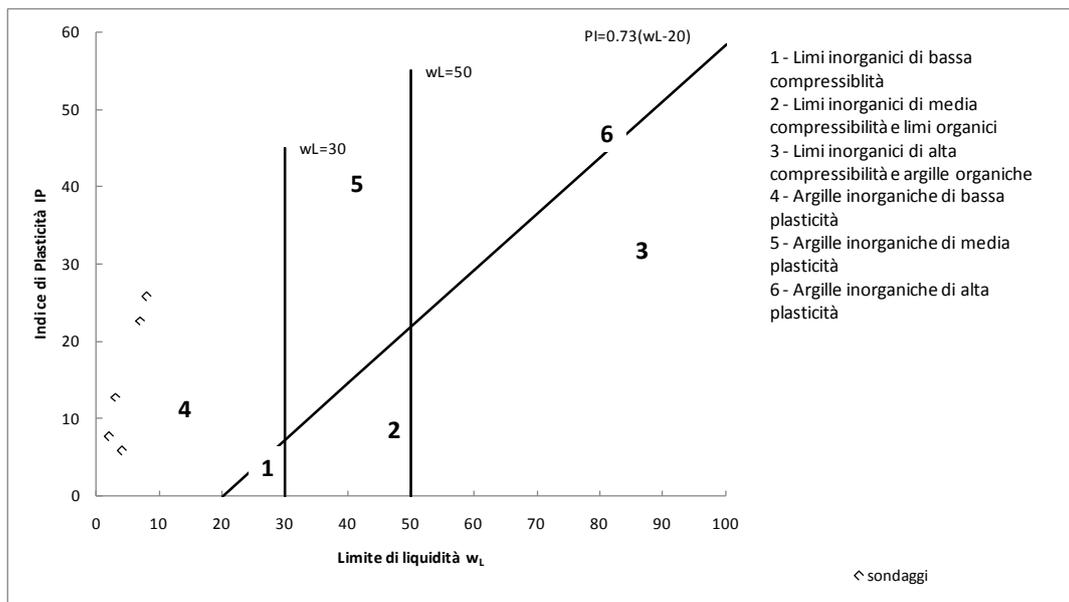


Figura 10-9 Carta di plasticità di Casagrande.

### 10.1.1. TERRENI TIPO FY1

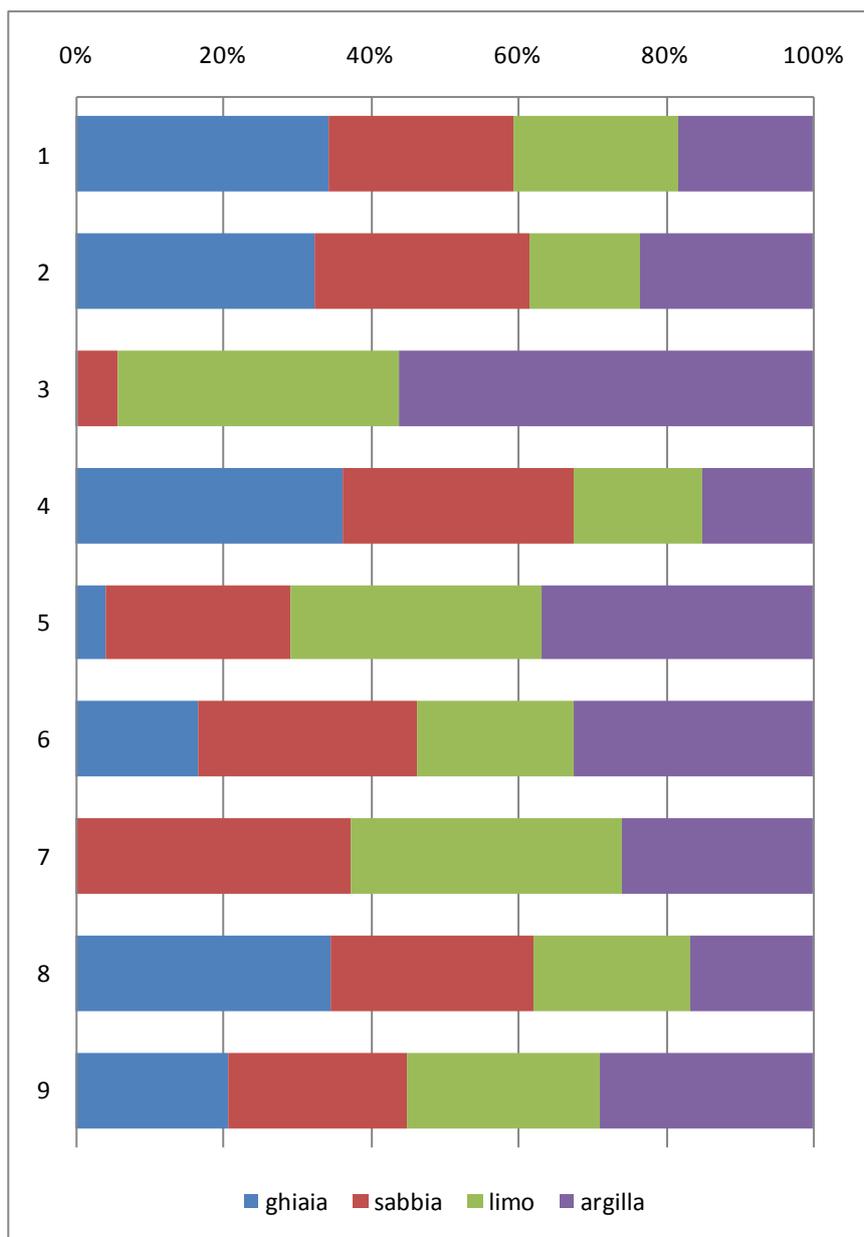


Figura 10-10 Composizione granulometrica.

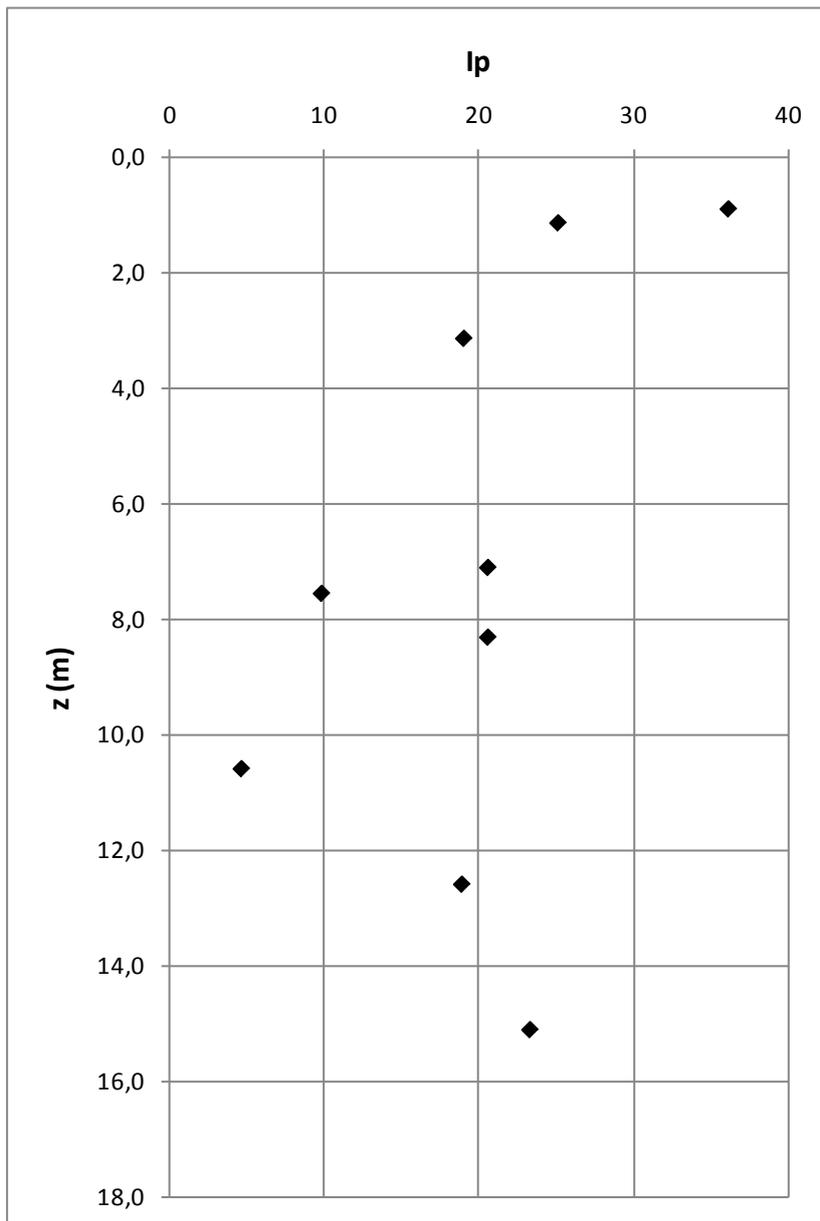


Figura 10-11 Indice di plasticità.

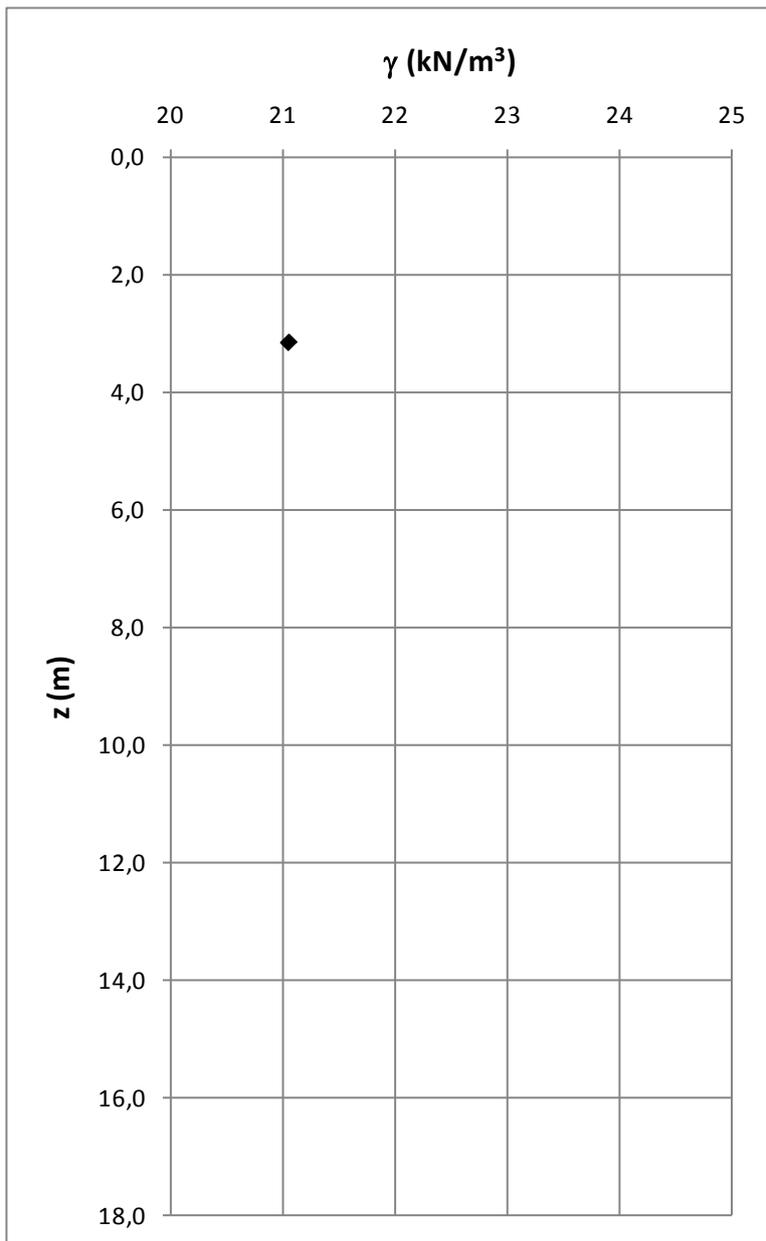


Figura 10-12 Peso dell'unità di volume.

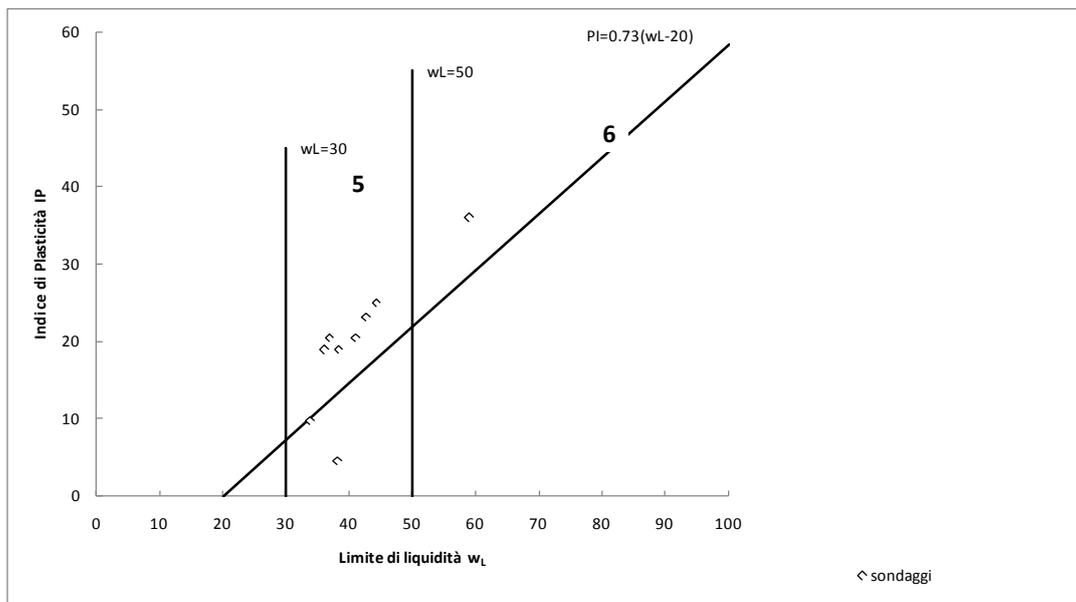


Figura 10-13 Carta di plasticità di Casagrande.

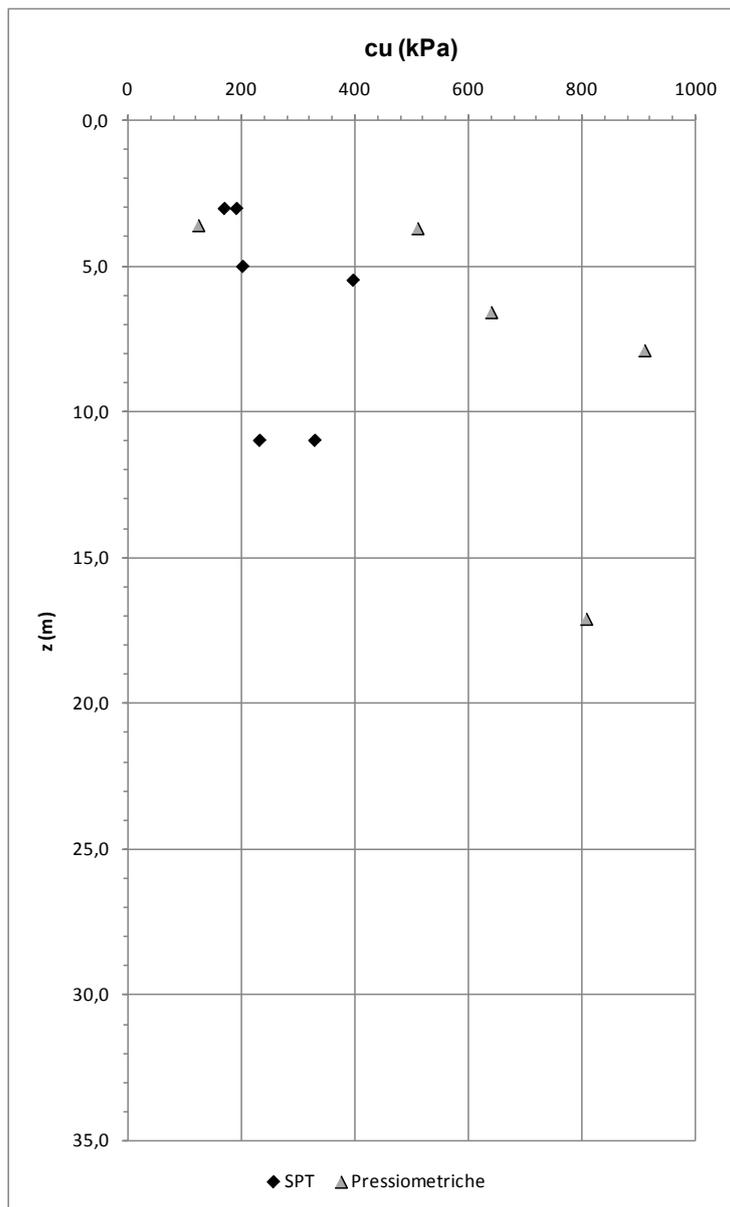


Figura 10-14 Valori di  $c_u$ .

### 10.1.1. TERRENI TIPO FY2

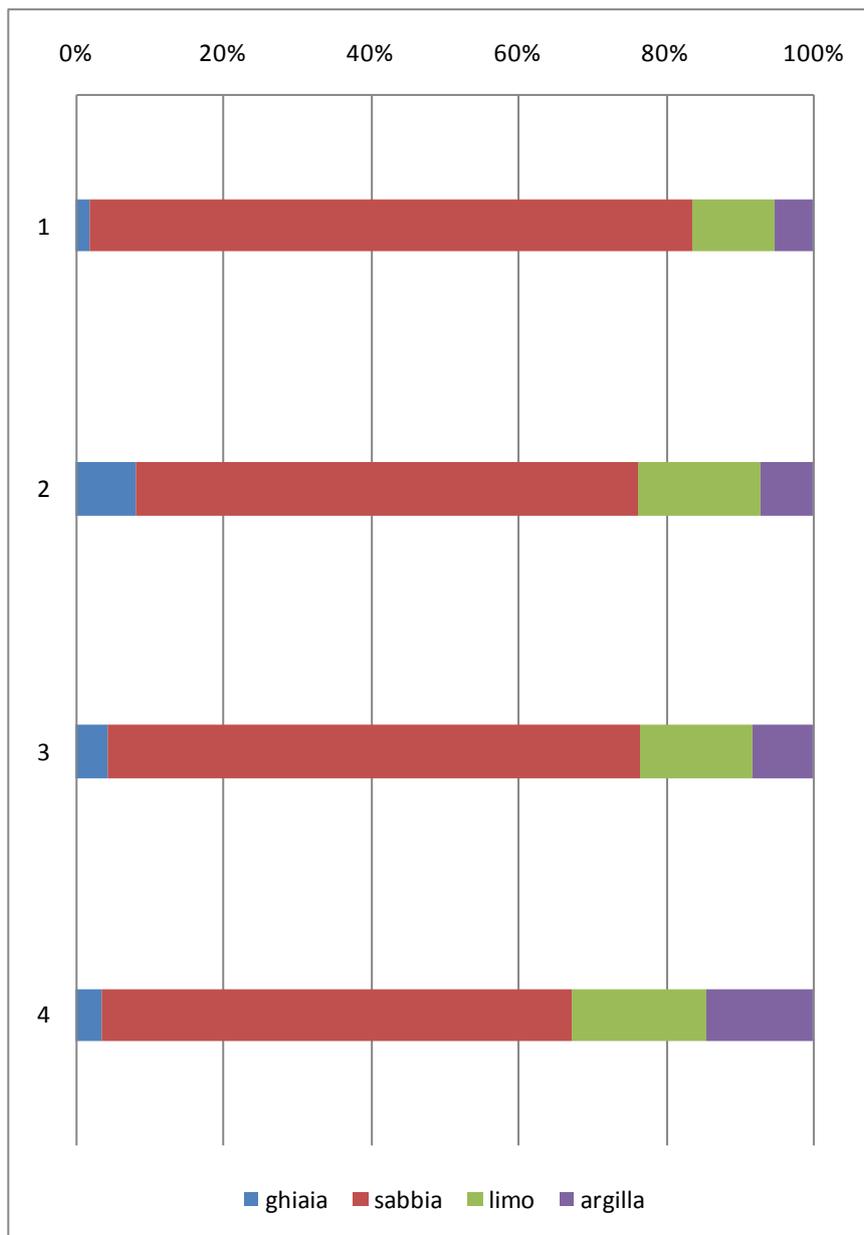


Figura 10-15 Composizione granulometrica.

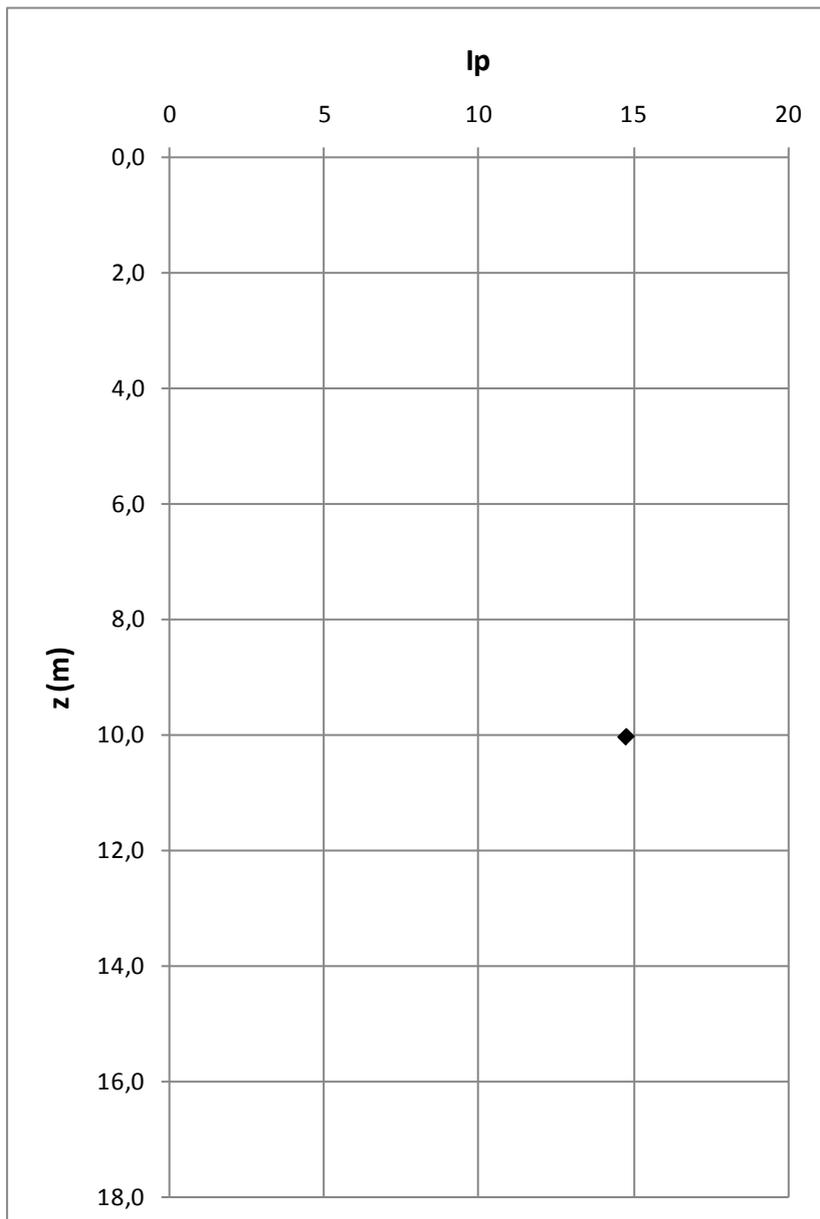


Figura 10-16 Indice di plasticità.

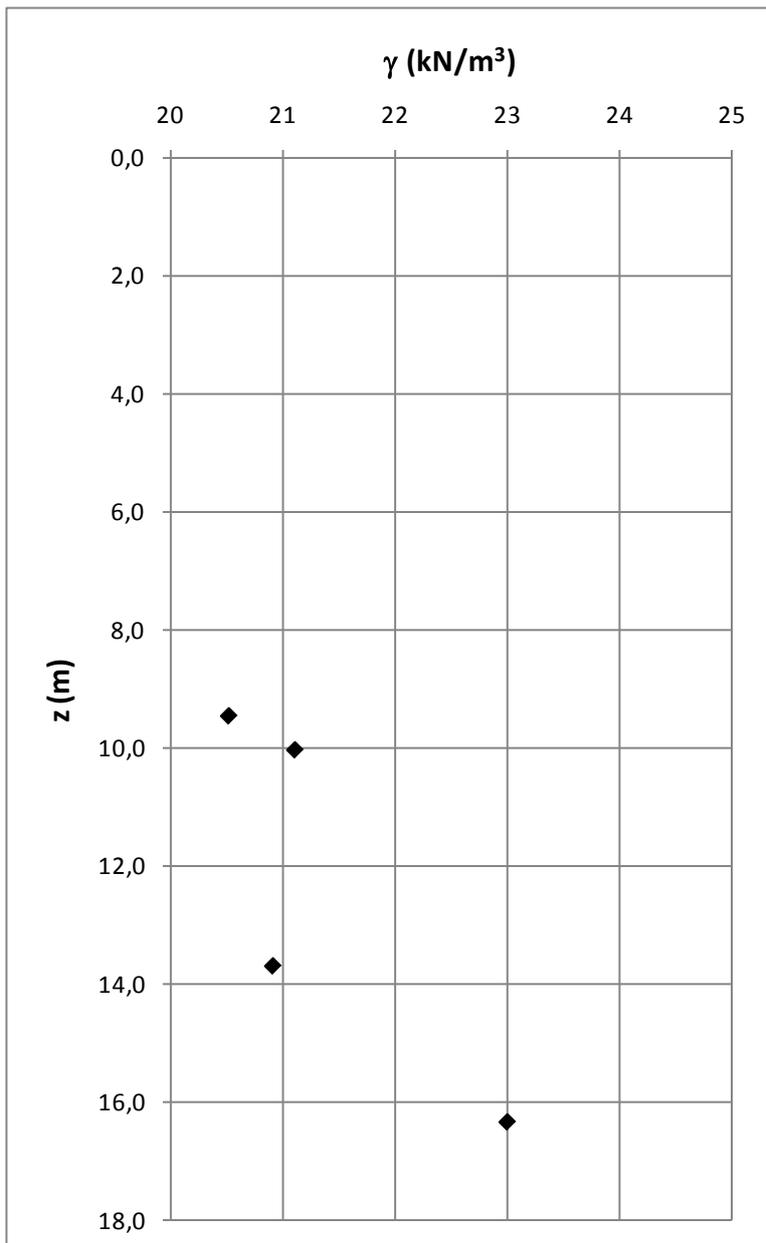


Figura 10-17 Peso dell'unità di volume.

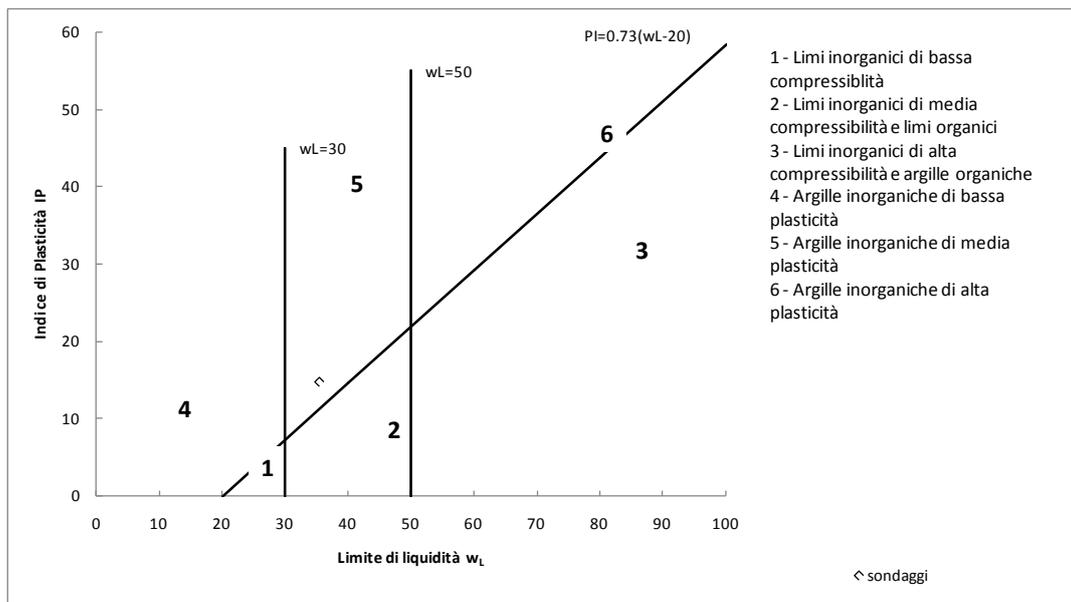


Figura 10-18 Carta di plasticità di Casagrande.

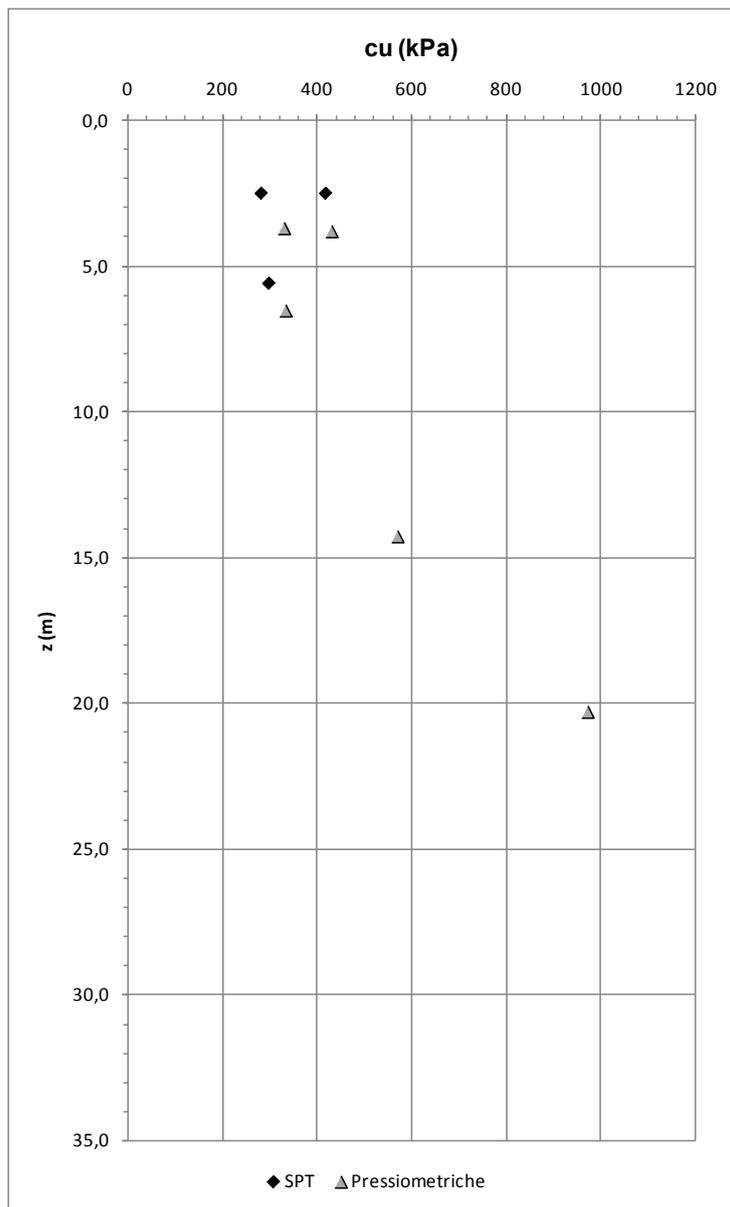


Figura 10-19 Valori di  $c_u$ .

### 10.1.2. TERRENI TIPO FY3

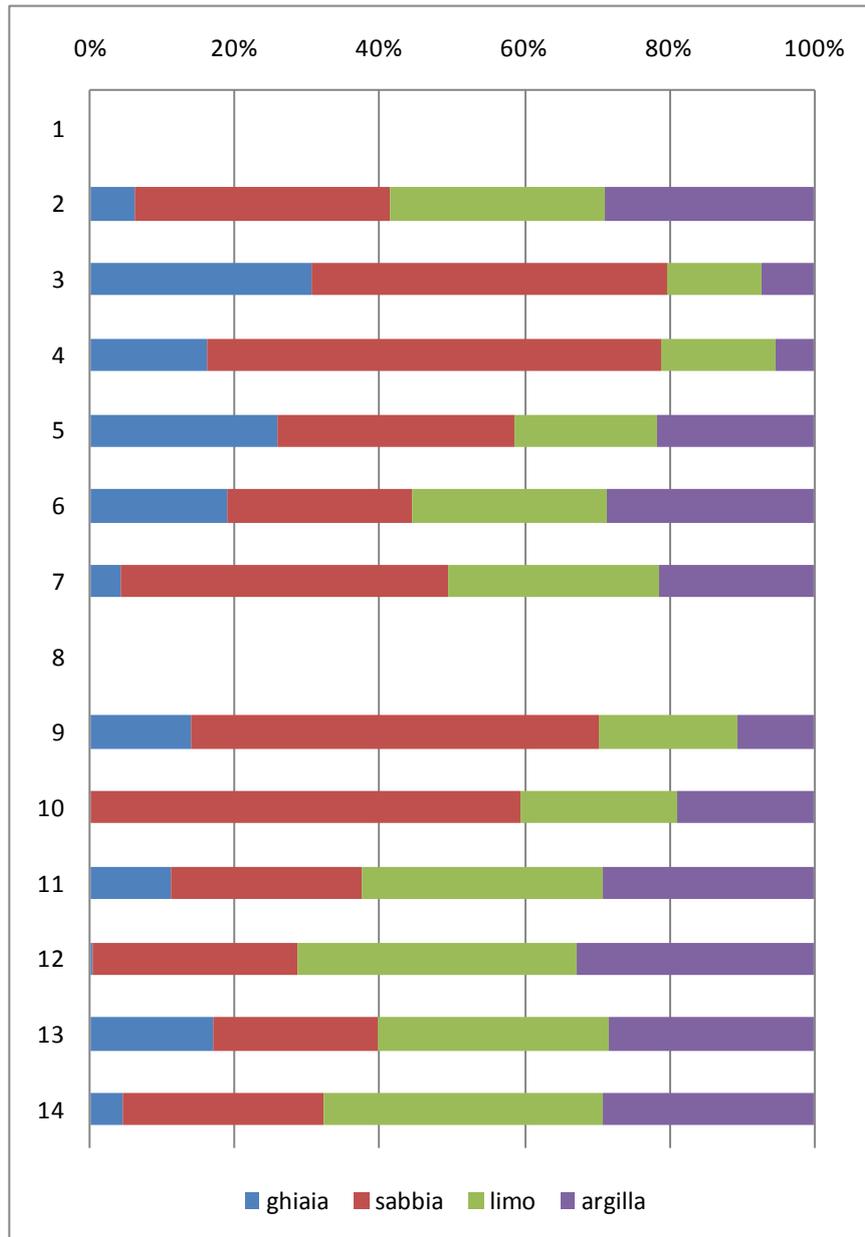


Figura 10-20 Composizione granulometrica.

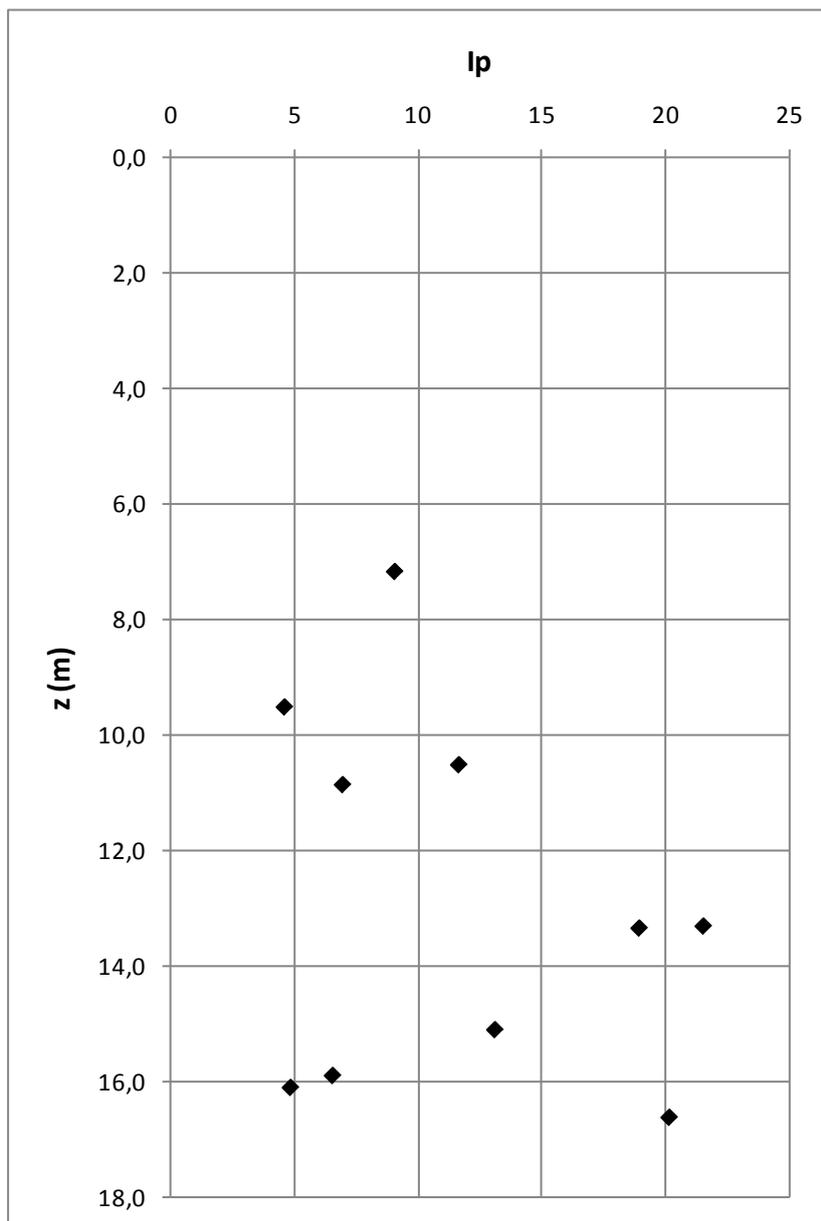


Figura 10-21 Indice di plasticità.

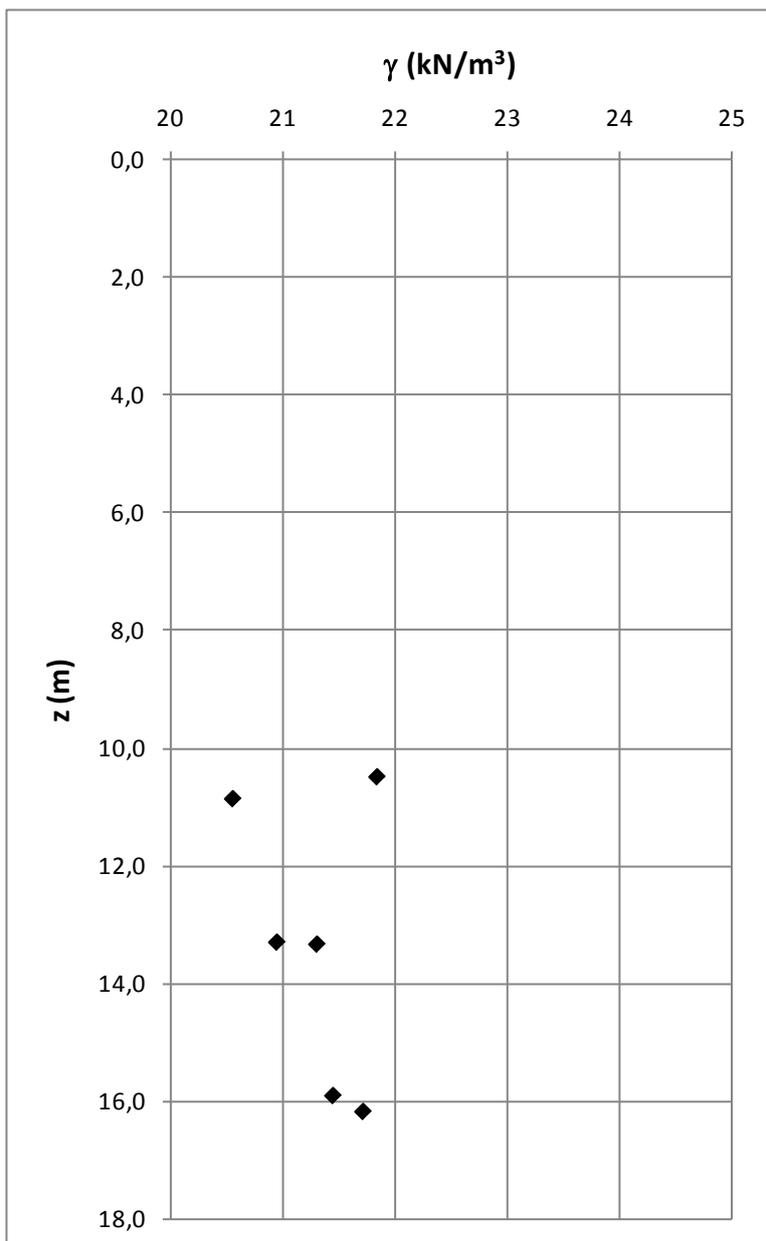


Figura 10-22 Peso dell'unità di volume.

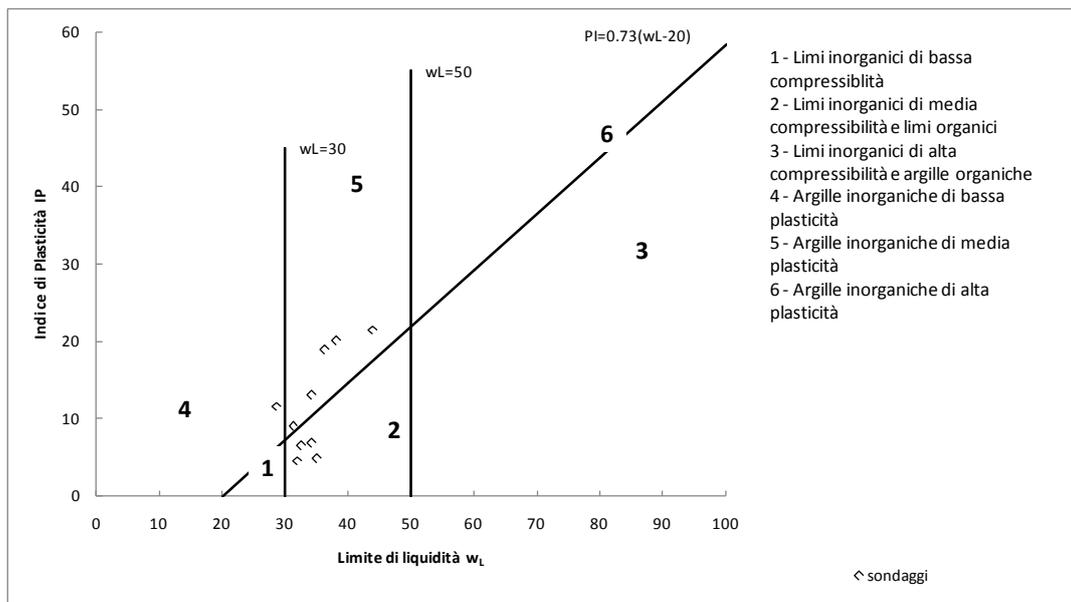


Figura 10-23 Carta di plasticità di Casagrande.

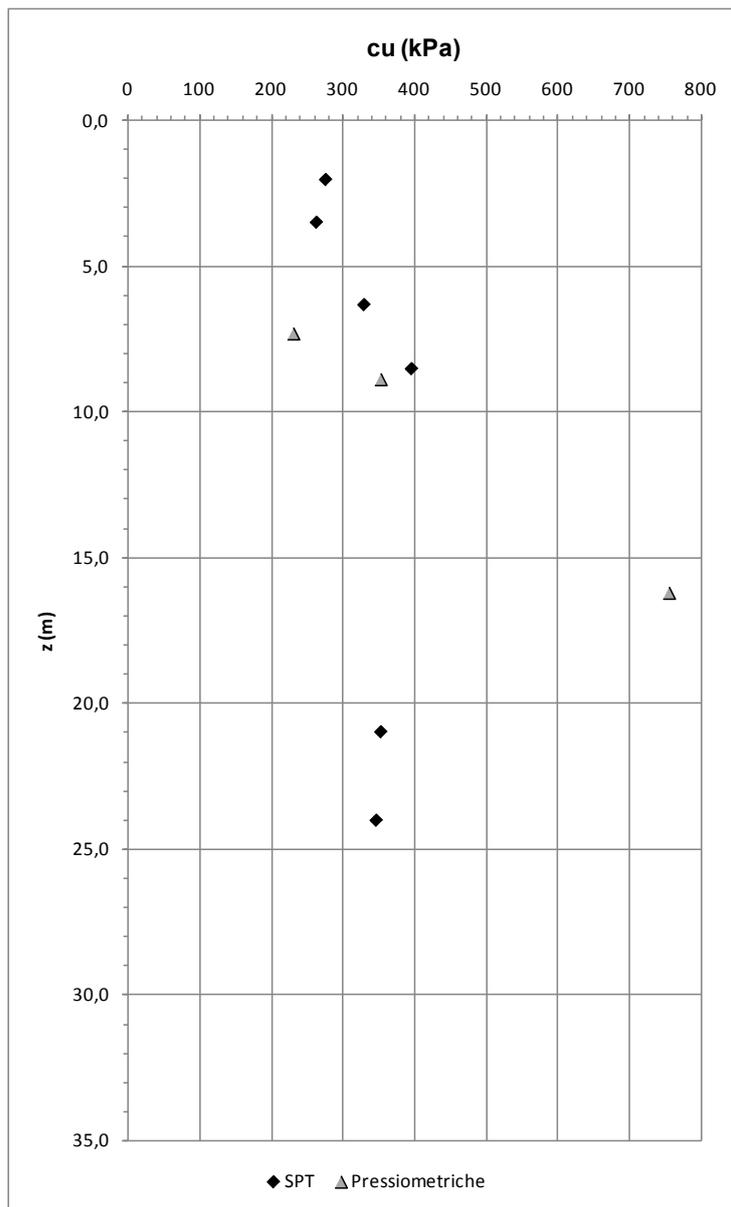


Figura 10-24 Valori di  $c_u$ .

## **10.2.      RISULTATI PROVE DI LABORATORIO – SONDAGGI E POZZETTI**

Campagna	Sondaggio	Campione	tipo di campione	da m	a m	Quota di prelievo (da m a m)	Descrizione speditiva	Classificazione AGI	Classificazione CNR UNI 10006	Classificazioni e ASTM	Unità geotecnica	Contenuto in acqua	Peso di volume	Peso di volume secco	Limiti di Atterberg			Indici	Composizione granulometrica				Composizione granulometrica			Peso specifico parte solida	Prova di taglio diretto TD	
															W <sub>LL</sub>	W <sub>p</sub>	I <sub>p</sub>		IC	Ghiaia	Sabbia	Limo	Argilla	10	40			200
												%	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>3</sup>	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	g/cm <sup>3</sup>	φ'	kPa
2006	S20	Ci1	Maz	2,40	3,00	2,7	Limi con argilla e sabbia con diffusa ghiaia calcarea marnosa alterata e ossidata	sabbia argillosa con ghiaia		SC	Cf	16,6	22,23	19,06	39,8	21,5	18,3	1,3	17,00	34,00	25,00	24,00	100,00	83,00	49,00	2,764		
2006	S20	SL1	Lit	6,70	7,00	6,9	calcareo marnoso micritico grigio giallastro compatto				FY3																	
2006	S20	CR1		16,50	16,70	16,6	limo con argilla e sabbia con diffusi frammenti angolari, marnosi, alterati e ossidato	argilla magra sabbiosa		CL	FY3				38,1	18,0	20,1		6,10	35,20	29,80	28,90	100,00	94,00	59,00			
2015	SE01	CR1	Rim	0,40	0,60	0,5	ghiaia di natura calcarea e calcarea-marnosa costituita da elementi spigolosi in matrice argillosa con limo e sabbia di colore marrone	Limo con argilla ghiaioso sabbioso	A7-6	CH	Cf				52,2	21,8	30,4		14,40	10,60	33,40	41,60				26,480		
2015	SE01	Ci1	Ind	1,50	1,75	1,6	marna calcarea di colore variegato ricchissima di scaglie a giacitura caotica, fragile	sabbia con ghiaia limosa debolmente argillosa	A2-4	SC	Cf	10,9	19,89	17,94	29,3	19,3	10,0	1,8	26,50	48,30	15,90	9,30	73,49	38,67	26,33	2,652	27	25
2015	SE01	CR2	Rim	3,70	3,80	3,8	marna calcarea di colore variegato avana giallastro verdastro ricchissima di scaglie	Sabbia limosa ghiaiosa debolmente argillosa	A2-6	SC	Cf				32,0	16,7	15,3		24,60	43,10	18,60	13,70				26,010		
2015	SE01	Ci2	Ind	5,00	5,35	5,2	marna calcarea di colore variegato ricchissima di scaglie a giacitura caotica, fragile	ghiaia con sabbia limosa debolmente argillosa	A2-4	SC	Cf	15,8	20,58	17,77	30,2	20,7	9,5	1,5	44,30	31,90	13,30	10,50	55,73	31,53	24,81	2,651	29	18
2015	SE01	CR3	Rim	7,10	7,20	7,2	marna calcarea di colore variegato avana giallastro verdastro ricchissima di scaglie	sabbia con ghiaia limosa	A2-4	SC	FY3				31,2	22,2	9,0		30,60	49,00	13,10	7,20				26,170		
2015	SE01	Csd1	Semid	16,10	16,30	16,2	sabbia ghiaiosa di colore grigio costituita da minute scagliette litoidi in matrice limosa argillosa	sabbia limosa ghiaiosa	A1-b	n.d.	FY3	11,3	21,71	19,51					16,10	62,90	15,80	5,30				26,720	34	8
2006	S19	Ci1	Den	5,00	5,50	5,3	sabbia con limo argillosa con sparsa ghiaia calcarea-marnosa	sabbia argillosa		SC	Cf	10,4	21,22	19,16	35,6	19,4	16,2	1,6	14,00	38,00	26,20	21,80	100,00	86,00	48,00	2,754		
2006	S19	CR1		13,20	13,50	13,4	argillite grigio scuro a struttura caotica a volte scagliosa, inglobante frequenti frammenti angolari calcarea marnosi	sabbia argillosa con ghiaia		SC	FY3	14,55	21,3	18,6	36,2	17,3	18,9	1,1	25,90	32,60	19,90	21,60	100,00	74,00	41,00	2,741		
2015	SE02	Csd1	Semid	9,40	9,50	9,5	Sabbia grossolana di colore marrone rossiccio costituita da minute scagliette litoidi in matrice limosa debolmente argillosa	sabbia limosa	A1-b	n.d.	FY2	5,9	20,52	19,38					1,90	81,70	11,10	5,30				26,620	27	29
2015	SE02	Csd2	Semid	13,60	13,80	13,7	Sabbia grossolana di colore marrone rossiccio costituita da minute scagliette litoidi in matrice limosa debolmente argillosa	sabbia limosa debolm ghiaiosa	A1-b	n.d.	FY2	7,7	20,91	19,42					8,30	67,80	16,80	7,00				26,620	26	47
2015	SE02	Csd3	Semid	16,10	16,60	16,4	Sabbia grossolana di colore rossiccio costituita da minute scagliette litoidi in matrice limosa debolmente argillosa	sabbia limosa debolmente argillosa	A1-b	n.d.	FY2	9,1	23	21,08					4,40	72,20	15,10	8,30				26,700	28	7
2015	SE03	Ci1	Ind	9,90	10,20	10,1	campione eterogeneo verticalmente argilla scagliosa grigia/sabbia grossolana di colore marrone rossiccio costituita da minute scagliette litoidi in matrice limosa debolmente argillosa	sabbia limosa argillosa	A2-6	SC	FY2	7,9	21,11	19,56	35,5	20,8	14,7	1,9	3,50	63,70	18,40	14,40	96,52	56,62	33,09	26,710	23	14
2015	SE04	CR1	Rim	1,20	1,40	1,3	Limo con sabbia e argilla di colore marrone, contenete elementi di dimensioni della ghiaia minuta a spigoli vivi di natura calcarea e calcarea-marnosa	Limo con sabbia argilloso	A7-6	CL	Cf				46,9	21,5	25,4		4,90	30,90	38,20	26,00				26,870		
2015	SE04	CR2	Rim	8,20	8,40	8,3	ghiaia costituita da clasti marnosi in matrice sabbioso-limosa-argillosa	ghiaia con limo e sabbia argillosa	A6	SC	FY1				36,8	16,3	20,5		34,30	25,10	22,40	18,20				26,740		
2015	SE04	CR3	Rim	15,00	15,20	15,1	ghiaia costituita da clasti marnosi in matrice sabbioso-limosa-argillosa	ghiaia con sabbia limosa argillosa	A7-6	SC	FY1				42,7	19,5	23,2		32,50	29,10	15,00	23,40				26,570		
2015	SE05	CR1	Rim	0,80	1,00	0,9	argilla con limo debolmente sabbiosa di colore marrone costituita da minute scagliette	limo con argilla debolmente sabbioso	A7-6	CH	FY1				58,9	22,9	36,0		0,20	5,40	38,30	56,10				26,540		
2015	SE05	CR2	Rim	7,00	7,20	7,1	argilla marnosa di colore variegato avana giallastro e rossiccia ricchissima di scaglie a giacitura caotica	ghiaia con sabbia limosa argillosa	A2-7	SC	FY1				41,0	20,5	20,5		36,20	31,50	17,20	15,10				26,610		
2015	SE05	CR4 (cr3)	Rim	10,50	10,70	10,6	argilla marnosa grigia ricchissima di scaglie a giacitura caotica	limo con argilla e sabbia	A4	ML	FY1				38,1	33,5	4,6		4,00	25,30	34,10	36,70				26,580		
2015	SE05	CR5 (cr4)	Rim	12,50	12,70	12,6	argilla con sabbia limosa di colore avana con clastini e scagliette dell'ordine della ghiaia	limo con sabbia argilloso ghiaioso	A6	CL	FY1				36,0	17,1	18,9		16,60	29,70	21,30	32,40				26,680		
2015	SE05	CR3 (cr5)	Rim	15,00	15,20	15,1	argilla marnosa finemente fogliettata e scagliettata di colore grigio scuro	limo con sabbia argilloso ghiaioso	A6	CL	FY3				34,2	21,1	13,1		18,90	25,60	26,90	28,50						
2006	S25	CR1		3,00	3,30	3,2	argilla a struttura scagliosa con diffusi frammenti litoidi prismatici di argilla marnosa	argilla magra sabbiosa		Cl	FY1	17,4	21,05	17,9	38,2	19,2	19,0	1,1	0,00	37,37	36,63	26,00	100,00	100,00	63,00		20,07	14,72
2006	S25	CR2		13,10	13,50	13,3	argilla scagliosa a struttura caotica con frequenti inclusi prismatici e/o livelli di marna calcarea	argilla magra sabbiosa		CL	FY3	22,65	20,94	17,03	43,9	22,4	21,5	1,0	4,03	45,37	29,34	21,26	100,00	96,00	51,00	2,76		
2006	S22	Ci1		9,20	9,35	9,3	calcareo marnoso micritico grigio compatto - sottili fratture serrate con riempimenti di calcite, variamente orientate, duro				FY3																	
2006	S22	Ci1		10,40	10,60	10,5	sabbia limosa argillosa con sparsa ghiaia calcarea marnosa e/o calcite biancastre in scaglie	sabbia argillosa		SC	FY3	12,68	21,83	19,37	28,6	17,0	11,6	1,4	13,78	56,39	19,16	10,67	100,00	86,00	30,00	2,74		
1994	S22	Ci		9,50	10,00	9,8					FY3								0,00	57,00	21,00	18,00					28	10
1994	S21			3,50	4,00	3,8					a	18	21	19,5	13,0	6,5		0,00	56,00	14,00	26,00					30,3	50	
2015	SE07	Csd1	Semid	7,40	7,70	7,6	ghiaia con sabbia e limo argillosa di colore avana giallastro	ghiaia con sabbia e limo argillosa	A4	SM	FY1				33,8	24,0	9,8		34,60	27,60	21,20	16,60				26,74		
2015	SE09	CR1	Rim	1,00	1,30	1,2	argilla con limo sabbioso-ghiaiosa di colore avana giallastro	limo sabbioso ghiaioso argilloso	A7-6	CL	FY1				44,2	19,2	25,0		20,60	24,40	26,00	29,00				26,24		
2015	SE09	CR2	Rim	9,40	9,60	9,5	argilla marnosa fittamente scagliettata di colore grigio	limo con sabbia argilloso ghiaioso	A4	ML	FY3				31,9	27,3	4,6		11,00	26,60	33,30	29,10				26,35		
2015	SE09	Csd1	Semid	10,70	11,00	10,9	limo con argilla e sabbia di colore grigio, fittamente scagliettato	limo con sabbia argilloso	A4	ML	FY3	13,1	20,55	18,17	34,2	27,3	6,9	3,1	0,20	28,20	38,30	32,70	100,00	82,92	72,30		20	67
2015	SE09	Csd2	Semid	15,80	16,00	15,9	limo con argilla sabbioso di colore grigio, fittamente scagliettato con scagliette marnose	limo sabbioso argilloso ghiaioso	A4	ML	FY3	13,8	21,44	18,84	32,5	26,0	6,5	2,9	17,00	22,70	32,10	28,20	83,01	68,99	60,26		23	63

2015	SE11	CI1	Ind	7,00	7,40	<b>7,2</b>	piroclastite costituita da sabbia con limo ghiaiosa di colore avana scuro, fragile	sabbia con limo ghiaiosa	-	n.d.	<b>0</b>	31,1	17,55	13,39	nd	nd			24,60	44,60	29,00	1,80	75,36	48,72	31,47	25,07	34	18
2015	SE13	Cr1	Rim	0,80	1,00	<b>0,9</b>	sabbia con limo di colore marrone	sabbia con limo	<b>A4</b>	SC	<b>0</b>				28,6	20,9	7,7		1,50	57,50	33,40	7,60				26,36		
2015	SE13	CI01	Ind	2,00	2,40	<b>2,2</b>	piroclastite costituita da sabbia con limo debolmente ghiaiosa di colore marrone	sabbia con limo debolm.ghiaiosa	<b>A7-6</b>	SM	<b>0</b>	27,6	16,72	13,1	42,4	29,6	12,8	1,2	6,90	55,20	31,10	6,90				26,45	31	17
2015	SE13	CR2	Rim	2,80	3,00	<b>2,9</b>	materiale piroclastico di colore marrone caratterizzato granulometricamente come sabbia con limo debolm.ghiaiosa debolm.argillosa	sabbia con limo debolm.ghiaiosa debolm.argillosa	<b>A4</b>	SC-SM	<b>0</b>				27,2	21,4	5,8		5,70	46,90	38,70	8,70				25,87		
2015	SE13	CI2	Ind	4,60	5,10	<b>4,9</b>	sabbia con limo ghiaiosa di colore nerastro , a tratti lievemente saldata	sabbia con limo ghiaiosa	-	nd	<b>0</b>	44,9	15,05	10,4	nd				16,80	50,80	27,10	5,40				24,82	33	10
2015	SE13	CI3	Ind	9,90	10,30	<b>10,1</b>	sabbia ghiaioso-limosa di colore marrone nerastro, addensata	sabbia ghiaiosa limosa	<b>A1-b</b>	nd	<b>0</b>	41,3	17,1	12,12	nd				24,40	52,70	20,80	2,10				24,96	39	0
2015	SE14	CI1	Ind	3,20	3,70	<b>3,5</b>	limo con argilla sabbioso di colore avana	limo con argilla sabbioso	<b>A7-5</b>	MH	<b>0</b>	52,4	16,07	10,54	57,0	34,3	22,7	0,2	0,40	11,40	47,50	40,70				26,63	21	8
2015	SE14	CI2	Ind	6,00	6,20	<b>6,1</b>	limo con argilla di colore avana verdastro	limo con argilla	<b>A7-6</b>	CH	<b>0</b>	20,8	20,21	16,73	54,1	28,3	25,8	1,3	0,00	1,70	36,80	61,50				26,52	24	51

Campagna	Sondaggio	Campione	da m	a m	Quota di prelievo (da m a m)	Unità geotecnica	Classificazione CNR UNI 10006	Classificazion e ASTM	Limiti di Atterberg				Composizione granulometrica			
									W <sub>LL</sub>	W <sub>p</sub>	I <sub>p</sub>	IG	Ghiaia	Sabbia	Limo	Argilla
									%	%	%		%	%	%	%
2015	PZE1	CR1	0,90	1,00	1,0	Cf	A4	CL	31,2	22,4	8,8	4	23,00	20,80	34,30	21,90
2015	PZE1	CR2	1,90	2,00	2,0	Cf	A4	SM	36,3	28,2	8,1	2	19,70	35,90	28,80	15,50
2015	PZE1	CR3	3,40	3,50	3,5	Cf	A4	SM	36,7	29,0	7,7	1	21,80	30,90	24,00	13,30
2015	PZE2	CR1	0,90	1,00	1,0	FY1	A1-b	-		nd			41,70	33,90	15,00	9,30
2015	PZE2	CR2	1,70	1,80	1,8	FY1	A6	SM	39,9	26,4	13,5	3	31,80	25,30	26,90	16,00
2015	PZE2	CR3	2,30	2,40	2,4	FY1	A4	ML	36,4	29,1	7,3	5	17,10	23,40	37,40	22,10
2015	PZE5	CR1	0,90	1,00	1,0	FY1	A1-b	-		nd			45,20	31,30	16,50	7,00
2015	PZE5	CR2	1,90	2,00	2,0	FY1	A1-b	-		nd			30,70	44,50	18,80	6,00
2015	PZE6	CR1	0,90	1,00	1,0	FY1	A2-4	SM	32,1	26,6	5,5	0	16,70	51,30	23,70	8,20
2015	PZE6	CR2	1,70	1,80	1,8	FY1	A4	SM	32,7	25,8	6,9	0	10,30	55,30	23,40	11,00
2015	PZE8	CR1	0,90	1,00	1,0	θ	A1-b	-		nd			25,10	51,90	20,30	2,60
2015	PZE8	CR2	1,90	2,00	2,0	θ	A1-b	-		nd			31,20	45,30	20,20	3,30
2015	PZE9	CR1	0,90	1,00	1,0	θ	-	-		nd			14,00	47,40	35,30	3,30
2015	PZE9	CR2	1,90	2,00	2,0	θ	A4		31,7	25,0	6,7	4	7,30	41,20	42,30	9,30
2015	PZE10	CR1	0,90	1,00	1,0	θ	A4	ML	34,7	24,9	9,8	5	5,90	36,20	49,40	8,50
2015	PZE10	CR2	1,90	2,00	2,0	θ	A6	ML	34,2	22,4	11,8	8	2,50	29,80	57,40	10,30
2015	PZE11	CR1	0,90	1,00	1,0	θ	A1-b	CL		nd			44,80	30,10	16,10	2,00
2015	PZE11	CR2	1,90	2,00	2,0	θ	A1-b	-		nd			47,20	38,20	13,40	1,20
2015	PZE2	CGV			1,0	FY1	A2-4	SM	38,0	27,5	10,5	0	37,30	31,60	22,50	8,70
2015	PZE3	CGV			1,0	FY1	A1-a	-		nd			50,40	36,10	10,10	3,30
2015	PZE4	CGV			0,5	FY1	A4	ML	38,1	28,2	9,9	6	26,60	11,60	43,90	17,80
2015	PZE6	CGV			1,0	FY1	A1-b	-		nd			21,40	54,20	17,60	6,80
2015	PZE7	CGV			1,0	FY1	A4	ML	35,4	24,9	10,5	5	14,40	27,50	32,50	25,60
2015	PZ3bis	CGV1	2,50	3,00	2,8	FY1	A2-6	SC	32,7	20,6	12,1	0	47,10	38,00	10,70	4,20
2015	PZ3bis	CGV2	4,70	5,20	5,0	FY1	A2-4	SW-SC	31,3	22,4	8,9	0	42,60	49,60	5,60	2,10
2015	PZ4bis	CGV1	2,50	3,00	2,8	FY1	A2-6	SC	37,3	23,6	13,7	1	28,90	39,60	17,50	14,00
2015	PZ4bis	CGV2	5,20	5,70	5,5	FY1	A2-4	SM	34,1	24,2	9,9	0	33,20	45,00	9,50	12,30
2015	PZ6bis	CGV1	3,00	3,50	3,3	FY1	A2-4	SM	34,3	25,7	8,6	0	33,20	35,90	21,30	9,50
2015	PZ6bis	CGV2	5,00	5,50	5,3	FY1	A2-6	SC	32,8	21,6	11,2	0	40,80	39,50	11,90	7,80
2015	PZ7bis	CGV1	2,50	3,00	2,8	FY1	A2-4	SC	30,6	21,7	8,9	0	28,80	45,80	15,90	9,50
2015	PZ7bis	CGV2	4,50	5,00	4,8	FY1	A2-6	SM	35,3	24,5	10,8	0	53,90	21,50	14,00	10,60
2015	PZ7bis	CGV3	5,00	5,70	5,4	FY3	A2-6	SC	33,5	22,4	11,1	0	23,20	49,30	19,60	7,80