

AUTOSTRADA (A14) : BOLOGNA-BARI-TARANTO

AMPLIAMENTO ALLA TERZA CORSIA  
DEL TRATTO RIMINI NORD-PEDASO

TRATTO: CATTOLICA - FANO

OPERE COMPENSATIVE COMUNE DI PESARO

## PROGETTO DEFINITIVO

DOCUMENTAZIONE GENERALE

GEOTECNICA

Relazione geotecnica di progetto

IL RESPONSABILE PROGETTAZIONE SPECIALISTICA Ing. Marco Pietro D'Angelantonio Ord. Ingg. Milano N. 20155  RESPONSABILE UFFICIO APE	IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE Ing. Michele Angelo Parrella Ord. Ingg. Avellino N.933  CAPO COMMESSA/PROJECT ENGINEER	IL DIRETTORE TECNICO  Ing. Maurizio Torresi Ord. Ingg. Milano N. 16492 RESPONSABILE DIREZIONE OPERATIVA TECNICA E PROGETTAZIONE
--	---	--

WBS	RIFERIMENTO ELABORATO							DATA: MARZO 2015	REVISIONE									
	DIRETTORIO			FILE					n.	data								
—	codice	commissa	N.Prog.	unita'	ufficio	n. progressivo	Rev.											
—	1	1	1	4	3	1	0	1	STP	PAPE	0	1	1	0	—	—		
	SCALA: ---																	

 <b>ingegneria europea</b>	PIANIFICAZIONE COMMESSE Ing. Massimiliano Giacobbi Ord. Ingg. Milano N. 20746	ELABORAZIONE GRAFICA A CURA DI :	
		ELABORAZIONE PROGETTUALE A CURA DI :	
CONSULENZA A CURA DI :	 Studio Cancelli Associato	IL RESPONSABILE UNITA' STP :	Ing. Andrea Tanzi Ord. Ingg. Parma N.1154

	VISTO DEL COMMITTENTE    Geom. Mauro MORETTI	VISTO DEL CONCEDENTE   <b>Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti</b> <small>DIPARTIMENTO PER LE INFRASTRUTTURE, GLI AFFARI GENERALI ED IL PERSONALE STRUTTURA DI VIGILANZA SULLE CONCESSIONARIE AUTOSTRADALI</small>
--	---	---

## I N D I C E

1.	INTRODUZIONE.....	3
2.	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO .....	5
2.1	Documentazione .....	5
2.2	Normative e raccomandazioni.....	6
2.3	Bibliografia .....	7
3.	DESCRIZIONE DEL TRACCIATO E DELLE OPERE .....	9
4.	QUADRO PROGETTUALE .....	10
4.1	Aspetti geologici.....	10
4.2	Aspetti geomorfologici .....	13
4.3	Sismicità dell'area .....	14
4.3.1	Pericolosità sismica del sito .....	14
4.3.2	Categoria di sottosuolo e condizione topografica.....	15
4.3.3	Stabilità nei confronti della liquefazione .....	15
4.3.4	Valutazione di $(N_1)_{60}$ .....	18
5.	INDAGINI GEOTECNICHE.....	21
6.	CONDIZIONI STRATIGRAFICHE E DI FALDA .....	33
7.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA .....	41
7.1	Generalità.....	41
7.2	Materiali a grana grossa (sabbie e ghiaie) – Formazioni A2 e P2.....	41
7.2.1	Introduzione .....	41
7.2.2	Caratteristiche fisiche dei depositi .....	42
7.2.3	Parametri di resistenza al taglio .....	45
7.2.4	Caratteristiche di deformabilità.....	47
7.3	Materiali a grana fine (limi e argille) saturi.....	49
7.3.1	Introduzione .....	49
7.3.2	Classificazione .....	50
7.3.3	Parametri di resistenza al taglio .....	52
7.3.4	Caratteristiche di deformabilità.....	54
8.	Parametri geotecnici di progetto.....	56

9.	Cenni sulle fondazioni delle opere D'ARTE PRINCIPALI.....	57
10.	verifiche di stabilità di rilevati e trincee .....	58
10.1	Costruzione dei rilevati e preparazione del piano di posa .....	58
10.2	Calcolo dei cedimenti.....	60
10.2.1	Metodologia di calcolo .....	61
10.2.2	Schematizzazione stratigrafica e parametri di deformabilità .....	65
10.2.3	Risultati delle analisi.....	67
10.3	Analisi di stabilità globale.....	70
10.3.1	Metodologia di calcolo .....	72
10.3.2	Parametri di resistenza dei terreni.....	82
10.3.3	Risultati delle analisi.....	83
FIGURE		88

## **1.INTRODUZIONE**

La presente relazione geotecnica illustra ed interpreta i risultati delle indagini geotecniche effettuate in fase di Progetto Preliminare e Definitivo lungo il tracciato delle OPERE COMPENSATIVE previste nel territorio del Comune di Pesaro, già interessato dai lavori di ampliamento alla 3ª corsia dell'autostrada A14 Bologna – Bari - Taranto, nel tratto Cattolica-Fano.

La presente relazione si articola come segue:

- il capitolo 2 elenca i documenti di riferimento;
- il capitolo 3 riporta una descrizione sommaria del tracciato e delle opere principali;
- il capitolo 4 esamina il quadro in cui si inserisce l'opera, fornendo:
  - un breve inquadramento geologico e geomorfologico dell'area;
  - le indicazioni sui parametri sismici quali risultano dall'applicazione della normativa vigente;
- il capitolo 5 riporta il riepilogo delle indagini di riferimento:
  - indagini integrative effettuate nel corso del mese di dicembre 2014 in sede di redazione del Progetto Definitivo delle opere compensative in oggetto;
  - indagini effettuate nel periodo aprile – maggio 2014 in sede di redazione del Progetto Definitivo delle opere compensative in oggetto;
  - indagini integrative effettuate nel periodo novembre - dicembre 2010 in sede di aggiornamento del Progetto Preliminare delle opere compensative in oggetto;
  - indagini effettuate nel periodo febbraio - marzo 2009 in sede di redazione del Progetto Preliminare delle opere compensative in oggetto;
  - indagini pregresse effettuate nel periodo 2003-2006 in sede di redazione del Progetto Esecutivo dell'allargamento alla 3ª corsia della A14.

- il capitolo 6 fornisce indicazioni sulle condizioni stratigrafiche e di falda per i diversi siti delle opere in progetto;
- il capitolo 7 riporta i risultati delle indagini eseguite e la caratterizzazione geotecnica dei materiali presenti;
- il capitolo 8 riporta una sintesi dei parametri geotecnici di progetto validi per la fase di Progetto Definitiva;
- il capitolo 9 fornisce dei cenni circa le tipologie delle fondazioni e delle opere d'arte maggiori;
- il capitolo 10 presenta le verifiche di stabilità di rilevati e trincee nonché le indicazioni per la costruzione dei rilevati.

## **2.DOCUMENTI DI RIFERIMENTO**

### **2.1 Documentazione**

Nella stesura della presente relazione si è fatto riferimento alla seguente documentazione:

1. INDAGINI GEOGNOSTICHE del Progetto Definitivo (in sito e di laboratorio) eseguite nel mese di dicembre 2014 dall'Impresa Technosoil S.r.l. e dal Laboratorio Geotecnico Geotechna
2. INDAGINI GEOGNOSTICHE del Progetto Definitivo (in sito e di laboratorio) eseguite nei mesi di aprile – maggio 2014 dall'Impresa Technosoil S.r.l. e dal Laboratorio Geotecnico Geotechna
3. PROFILO GEOTECNICO allegato al presente progetto (*Tavola APE 0100*)
4. INDAGINI GEOGNOSTICHE del Progetto Preliminare (in sito e di laboratorio) eseguite nei mesi di febbraio - marzo 2009 dall'Impresa Metodo s.r.l. e dal Laboratorio Gemeccanico
5. INDAGINI GEOGNOSTICHE del Progetto Preliminare (in sito e di laboratorio) eseguite nei mesi di novembre-dicembre 2010 dall'Impresa Sondedile s.r.l. e dal Laboratorio Gemeccanico
6. PROFILI GEOLOGICI E RELAZIONE GEOLOGICA
7. Autostrada A14 Bologna – Bari - Taranto; Ampliamento della terza corsia; tratto Rimini Nord - Pedaso; Progetto Esecutivo:
  - Relazione Geologica e Geomorfologica
  - Planimetria Geologica, scala 1:5000
  - Profilo Geologico longitudinale, scale 1:5000/500 e 5000/5000
  - Sezioni Geologiche Trasversali, scala 1:5000/500 e 5000/5000
  - Carta Geomorfologia e delle acclività, scala 1:5000
  - Carta di zonazione del rischio frane, scala 1:5000

8. Autostrada A14 Bologna – Bari - Taranto; Ampliamento della terza corsia; tratto Rimini Nord - Pedaso; Progetto Esecutivo:
- Relazione Idrogeologica
  - Carta dei complessi idrogeologici e profilo Idrogeologico longitudinale, scale 1:5000 e 1:5000/500
  - Carta delle isofreatiche e delle linee di flusso sotterranee a scala regionale, scale 1:5000 e 1:5000/500.

## **2.2 Normative e raccomandazioni**

9. Decreto Ministeriale n. 47 (11/3/1988). "Norme Tecniche riguardanti le indagini su terreni e sulle rocce; i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione".
10. Istruzioni relative alle "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione" - Cir. Dir. Cen. Tecn. n° 97/81.
11. Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 Marzo 2003. "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica".
12. Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3316. "Modifiche ed integrazioni all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274 del 20.03.03".
13. EN 1997 Eurocodice 7 "Geotechnical Design"
- Part 1: General rules
  - Part 2: Standards for laboratory testing
  - Part 3: Standards for field testing.

14. ASTM D4253 "Standard test methods for maximum index density and unit weight of soils using a vibratory table".
15. ASTM D4254 "Standard test method for minimum index density and unit weight of soils and calculation of relative density".
16. ASTM D1557 "Test method for laboratory compaction characteristics of soil using modified effort".
17. CNR UNI 10009 "Costruzione e manutenzione delle strade – Tecnica di impiego delle terre".
18. CNR B.U., anno XXVI, n° 146 "Determinazione dei moduli di deformabilità  $M_d$  e  $M_d'$  mediante prova di carico a doppio ciclo con piastra circolare.

## **2.3Bibliografia**

19. Skempton A.W. (1986) "Standard Penetration Test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation" *Geotechnique* 36, n° 3.
20. Bolton (1986) "The strength and dilatancy of sands" *Geotechnique* 36 , n° 1.
21. Jamiolkowski M., Ghionna V.N., Lancellotta R., Pasqualini E. (1988) "New correlations of penetration tests for design practice" *Proceedings of I International Symposium on Penetration Testing, ISOPT I, Orlando.*
22. Youd T.D. (1972) "Factors controlling maximum and minimum density of sands" *Proceedings of Symposium on Eval. Dens., ASTM STP 523.*
23. Stroud M.A. (1988) "The Standard Penetration Test – Its application and interpretation" *Penetration Testing in UK, Proceedings of the Geotechnical Conference organized by ICE, Birmingham.*
24. Ohta Y., Goto N. (1978) "Empirical shear wave velocity equations in terms of characteristic soil indexes" *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol.6.

25. Baldi G., Jamiolkowski M., Lo Presti D.C.F., Manfredini G., Rix G.J. (1989) "Italian experiences in assessing shear wave velocity from CPT and SPT" Earthquake Geotechnical Engineering, Proc. of Discussion Session on Influence of Local Conditions on Seismic Response, 12<sup>th</sup> Int. Conf. on S.M.F.E., Rio de Janeiro, Brasil, pp. 157-168.
26. Stroud M.A. (1974) "The standard penetration test in insensitive clays and soft rocks" Proceedings ESOPT I.
27. Clayton C.R.I. (1995) "The Standard Penetration Test (SPT): Methods and use" CIRIA Report n° 143, 1995.
28. Lancellotta R., 1993, "Geotecnica" – Zanichelli, Bologna, 2a ed., 555pp.
29. Janbu N., 1973, "Slope stability computations", Casagrande Volume. Embankment Dam Engineering. John Wiley & Sons ed.
30. Terzaghi K., Peck R.B. "Soil mechanics in engineering practice" John Wiley, New York (1st edn), 1948
31. NAVFAC-DM 7 "Design Manual - Soil mechanics, foundations, and earth structures" DEPT. OF THE NAVY - NAVAL FACILITIES ENGINEERING COMMAND, 1982
32. Cestari F. "Prove Geotecniche in sito" ed. GEO-GRAPH s.n.c. 1990

### **3. DESCRIZIONE DEL TRACCIATO E DELLE OPERE**

Il tracciato delle opere in oggetto (OPERE COMPENSATIVE del Comune di Pesaro) si sviluppa in prossimità all'autostrada A14 e, oltre agli interventi già descritti nella relazione geotecnica di progetto APE 0011:

- **Bretella di Adduzione Ovest di Pesaro** (ubicata a Sud dell'autostrada all'incirca in corrispondenza delle progr. 155+000 – 156+000);
- **Bretella di Santa Veneranda** (tra all'incirca le progr. 160+500 e 161+500 della A14);
- **Nuova Circonvallazione Muraglia** (tra all'incirca le progr. 160+500 e 164+000 della A14);
- **Potenziamento Interquartieri di Pesaro** (ubicata a Nord dell'autostrada all'incirca in corrispondenza delle progr. 159+500 – 160+500);
- **Potenziamento Urbinate Pesaro** (ubicata a Sud dell'autostrada all'incirca in corrispondenza della progr. 155+000);
- **Rotatoria Borgo Santa Maria** (ubicata a Sud dell'autostrada all'incirca in corrispondenza della progr. 154+000);

comprende la seguente realizzazione:

- **Nuovo Svincolo di Pesaro Sud** (tra all'incirca le progr. 161+050 e 161+325 della A14), le cui opere principali sono le seguenti:
  - Muro di sostegno al km 0+190.09 (Rampa B)
  - Nuovo Sottovia di svincolo al km 161+063 (Rampa B)
  - Ampliamento Sottovia di svincolo al km 161+300 (Strada Pantano Castagni).

## **4. QUADRO PROGETTUALE**

### **4.1 Aspetti geologici**

Gli interventi in progetto interessano esclusivamente termini ascrivibili ai complessi idrogeologici delle pianure alluvionali, delle successioni marine plio-pleistoceniche e dei complessi terrigeni mio – pleistocenici.

Il complesso dei depositi continentali delle pianure è caratterizzato principalmente da depositi alluvionali attuali e dai depositi terrazzati costituiti da limi e argille prevalenti con sabbie più o meno limose frammiste a ghiaie (Pleistocene-Olocene). In questi depositi sono presenti sia falde monostrato a superficie libera che costituiscono una fonte di approvvigionamento idrico di discreta importanza; sia acquiferi multistrato con falde semiconfinate o confinate in prossimità della costa. La ricarica degli acquiferi è legata principalmente all'infiltrazione delle acque superficiali e la trasmissività è piuttosto variabile (indicativamente da  $10^{-1}$  a  $10^{-6}$  m<sup>2</sup>/s). Generalmente i depositi più permeabili sono quelli connessi con le alluvioni attuali e recenti mentre i meno permeabili sono quelli dei depositi terrazzati antichi (Nanni, 1991).

### **COMPLESSI DEI DEPOSITI CONTINENTALI QUATERNARI**

Le successioni quaternarie si distinguono in depositi alluvionali attuali (a2), in depositi eluviocolluviali (ec) ed in depositi alluvionali terrazzati (a1).

#### ***Depositi eluvio-colluviali (ec)***

Detriti sciolti o coesivi rinvenibili generalmente al piede dei versanti; sono connessi a fenomeni di dissesto, alterazione, ed erosione del substrato. In tale contesto esiste la possibilità di rinvenire falde a superficie libera di spessore, estensione ed importanza variabile ma generalmente ridotta; le caratteristiche di permeabilità per porosità sono contraddistinte da spiccata eterogeneità, con variabilità da bassa a discreta ( $10^{-7}$ ÷ $10^{-4}$  m/s).

**Depositi alluvionali attuali e recenti (a2)**

Limi e sabbie prevalenti con sabbie più o meno limose frammiste a ghiaie. In prossimità dei paleo-alvei o degli alvei attuali i litotipi ghiaioso – sabbiosi diventano predominanti. Nelle argille e nei limi si ritrovano clasti calcarei di dimensioni variabili da centimetriche a decimetriche, da sub-angolosi a sub-arrotondati, isolati o in lenti. I vari depositi si alternano irregolarmente e si ritrovano con rapporti laterali e verticali di tipo eteropico (Olocene). Tali depositi si rinvengono generalmente fino ad una quota di 15 m dal fondovalle dei principali corsi d'acqua, interessando così gli alvei fluviali e le relative piane alluvionali attuali.

**Depositi alluvionali terrazzati (a1)**

Depositi argilloso - limosi alternati a ghiaie in strati e lenti di varia potenza. Le ghiaie sono costituite da elementi prevalentemente calcarei da arrotondati a sub-arrotondati.

Questi depositi si presentano generalmente sciolti o poco addensati, a tratti debolmente cementati. La loro geometria appare spesso lenticolare, con la conseguente non continuità laterale. L'irregolare ripetizione dei termini a diversa composizione granulometrica non permette una ricostruzione dell'andamento dei corpi sedimentari in assenza di dati puntuali (Pleistocene-Olocene).

I terrazzi alluvionali si rinvengono principalmente in fasce più o meno larghe, e subordinatamente in lembi, lungo i corsi d'acqua principali, raggiungendo, nell'area di studio, quote sino ai 40 m dal fondovalle.

La permeabilità è di tipo primario e cioè per porosità, caratterizzata da spiccata variabilità, in relazione alla eterogeneità granulometrica locale dei depositi; mediamente essa è classificabile da bassa a discreta ( $10^{-6}$ ÷ $10^{-4}$  m/s), con locali incrementi fino a buona ( $10^{-4}$ ÷ $10^{-2}$  m/s)

**Questi depositi corrispondono ai materiali che da un punto di vista geotecnico sono stati denominati A1 e A2, in funzione della granulometria prevalente (A1 limoso-argillosi e A2 sabbioso-ghiaiosi).**

### **SUCCESSIONI MARINE PLIO-QUATERNARIE**

Le successioni marine plio-quadernarie sono rappresentate dai depositi plio-pleistocenici dell'avanfossa adriatica. I depositi di avanfossa s.s. comprendono i sedimenti sabbioso – limosi (Ps) e quelli argilloso-limosi (Pa).

#### ***Depositi prevalentemente argillosi (Pa)***

Argille ed argille limose con sporadiche intercalazioni di livelli sabbiosi; sono caratterizzate da una circolazione idrica sotterranea molto limitata o assente. Le intercalazioni sabbiose, dove presenti con potenza superiore al metro, possono contenere piccole falde anche in pressione, il che potrebbe determinare la presenza di modeste sorgenti a regime stagionale con portata molto bassa. Generalmente i depositi presentano permeabilità per porosità bassa o molto bassa ( $10^{-6} \div 10^{-8}$  m/s) e possono rappresentare l'aquicluda degli acquiferi presenti nella fascia di territorio di studio.

#### ***Depositi prevalentemente sabbioso - limosi (Ps)***

La permeabilità è di tipo primario e cioè per porosità, caratterizzata da spiccata variabilità, in relazione alla eterogeneità granulometrica locale dei depositi; mediamente essa è classificabile da bassa a discreta ( $10^{-6} \div 10^{-4}$  m/s), con locali incrementi fino a buona ( $10^{-4} \div 10^{-2}$  m/s).

### **SUCCESSIONI TERRIGENE MIO-PLIOCENICHE**

Le successioni terrigene mioceniche genericamente vengono distinte in depositi evaporitici, depositi arenacei e depositi argilloso – marnosi; nell'area di stretto interesse in relazione all'opera di progetto sono stati intercettati unicamente termini litologici prevalentemente costituiti da depositi sabbiosi (Mar) ed argilloso – marnosi (Mag).

#### ***Depositi prevalentemente sabbiosi (Mar)***

Sabbie molto addensate organizzate in strati spessi, di spessore anche metrico, con intercalazioni di livelli marnoso – argillosi generalmente sottili, che spesso contengono

orizzonti calcarei di origine evaporitica. La capacità idrica del complesso è in genere discreta e può essere sede di acquiferi anche di un certo rilievo, sebbene nell'area di studio non siano state riscontrate emergenze degne di nota. La permeabilità si esplica sia per porosità sia per fratturazione e risulta generalmente discreta ( $10^{-4}$ ÷ $10^{-5}$  m/s), sebbene variabile in relazione al grado di fratturazione ed alla presenza di passaggi a prevalente componente marnoso - argillosa che comporta una consistente riduzione della permeabilità.

### **Depositi argilloso – marnosi (Mag)**

Argille marnose e marne argillose prevalenti, a luoghi si rinvengono intercalazioni di livelli sabbiosi da molto addensati a cementati. La permeabilità di questi depositi complessivamente appare da bassa a molto bassa ( $10^{-6}$ ÷ $10^{-8}$  m/s), determinando la presenza di un orizzonte con comportamento di acquiclude rispetto agli acquiferi ad esso giustapposti

***Questi depositi (del Miocene e del Plio-Pleistocene, che costituiscono il substrato) corrispondono ai materiali che geotecnicamente sono stati denominati P1 e P2, in funzione della granulometria prevalente (P1 limoso-argillosi e P2 sabbioso-ghiaiosi).***

## **4.2Aspetti geomorfologici**

Da un punto di vista geomorfologico i siti interessati dalle opere in oggetto sono per lo più pianeggianti e non risultano interessati da fenomeni di instabilità.

### 4.3 Sismicità dell'area

#### 4.3.1 Pericolosità sismica del sito

Il tracciato autostradale in esame attraversa il territorio del Comune di Pesaro, ubicato nella provincia di Pesaro-Urbino.

Sulla base di quanto previsto dalla recente Normativa italiana di riferimento per il presente progetto (Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni del 14-01-2008) sono stati assunti i parametri sismici relativi ad un punto medio del tracciato avente le seguenti coordinate topografiche:

Latitudine = 43,90°

Longitudine = 12,89°

Per le opere in progetto è stata assunta una vita nominale di  $V_N = 50$  anni ed una classe d'uso III (coefficiente d'uso  $C_U = 1.5$ ). Trattandosi di zone pianeggianti si è assunta una categoria topografica T1 e, sulla base di quanto esposto nel paragrafo 4.3.2, è stata assunta una categoria di suolo di tipo C.

Ne derivano i seguenti valori dei parametri sismici per i diversi stati limite:

STATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_C^*$ [s]
SLO	45	0.058	2.548	0.276
SLD	75	0.078	2.484	0.282
SLV	712	0.212	2.497	0.303
SLC	1462	0.275	2.506	0.314

Per lo stato limite ultimo SLV (salvaguardia della vita), in particolare, risulta:

$$a_g = 0.212g$$

accel. orizz. max attesa al sito su suolo di cat. A

$$S = S_S \times S_T = 1.382 \times 1 = 1.382$$

$S_S$  = coeff.amplificazione stratigrafica = 1.382

$S_T$  = coeff.amplificazione topografica = 1

$$a_{max} = a_g \times S = 0.293g$$

accel. massima orizzontale attesa al sito

e per le analisi di stabilità dei pendii:

$$\beta_s = 0,28$$

coeff. riduttivo di  $a_{max}$  (tab.7.11.I NTC2008)

per  $0.2 \leq a_g/g \leq 0.4$  e suolo di cat.C

$$k_h = \beta_s \times a_{\max} / g = 0.082 \quad \text{coeff.sismico orizzontale}$$

$$k_v = \pm 0.5 k_h = \pm 0.041 \quad \text{coeff.sismico verticale}$$

### 4.3.2 Categoria di sottosuolo e condizione topografica

In accordo alla Normativa italiana di riferimento per il presente progetto (O.P.C.M. N° 3274 del 20/03/2003 e successive modifiche e integrazioni; Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni del 14/01/2008), in mancanza di misure dirette dei valori di velocità di propagazione delle onde di taglio, la classificazione della categoria di sottosuolo viene eseguita come nel caso in esame sulla base dei risultati delle prove penetrometriche standard SPT.

Si può infatti ricavare il parametro  $N_{SPT,30}$  mediante la relazione:

$$N_{SPT,30} = \frac{\sum_{i=1,M} h_i}{\sum_{i=1,N} N_{SPT,i}}$$

Sulla base dei valori di  $N_{SPT,30}$  ottenuti i terreni presenti lungo tutto il tracciato possono essere riferiti alla categoria di sottosuolo C (*“Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{s,30}$  compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero  $15 < N_{SPT,30} < 50$  nei terreni a grana grossa e  $70 < C_{u,30} < 250$  kPa nei terreni a grana fina)”*).

Trattandosi di zone pianeggianti e pendii con inclinazione inferiore a 15°, si è assunta la categoria topografica T1.

### 4.3.3 Stabilità nei confronti della liquefazione

Il rischio di liquefazione, cioè di riduzione di resistenza al taglio causata da incremento delle pressioni interstiziali nei terreni saturi prevalentemente sabbiosi non

coesivi per effetto sismico, riguarderebbe lungo il tracciato solo le zone dove la falda potrebbe risalire fino a profondità prossime al piano di campagna. Le fondazioni delle opere d'arte principali sono peraltro previste su fondazioni profonde generalmente di lunghezza tale da superare le profondità critiche per il manifestarsi dei fenomeni suddetti.

Tuttavia, non essendo rispettate le condizioni che in base alla normativa di riferimento consentono l'omissione della verifica, viene condotta una valutazione del rischio, sulla base della procedura riportata in Youd et al. (2001), aggiornata rispetto a quella originaria di Seed & Idriss (1971), nelle condizioni più critiche ipotizzabili relative alle situazioni riscontrate nei sondaggi nei primi 15 m di profondità. La procedura sopra citata consiste nel confrontare i valori di 'cyclic stress ratio' (CSR) generati dal terremoto di progetto con quelli di resistenza "cyclic resistance ratio" (CRR) del terreno in sito.

Il profilo di CSR generato dal terremoto di progetto, caratterizzato da un'accelerazione di picco  $a_{max}$ , è valutato in base alla seguente espressione (Seed & Idriss, 1971):

$$CSR = \tau/\sigma_v' = 0.65 \cdot a_{max} \cdot (\sigma_{vo}/\sigma_{vo}') \cdot r_d/g$$

con:

$\sigma_{vo}$  = tensione verticale totale alla profondità  $z$  da p.c.;

$\sigma_{vo}'$  = tensione verticale efficace alla profondità  $z$  da p.c.;

$r_d$  = fattore correttivo che tiene conto della profondità da piano campagna a cui viene valutato il CSR (Youd et al., 2001):

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

$r_d$  = fattore correttivo che tiene conto della profondità da piano campagna a cui viene valutato il CSR, pari a (Liao & Whitman, 1986):

$$r_d = 1 - 0.00765 \cdot z \quad \text{per } z \leq 9.15 \text{ m}$$

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

$g$  = accelerazione di gravità.

Il profilo CRR del terreno in sito viene stimato con la seguente espressione (Youd et al., 2001), valida per terremoti di magnitudo  $M=7.5$ :

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

con:

$(N_1)_{60}$  = numero di colpi SPT corretto per tenere conto dello stato tensionale e dell'energia (vedi § 4.3.4).

La relazione sopra riportata è stata ricavata per terreni sabbiosi con contenuto di fine (FC) (passante al vaglio 0.074 mm) inferiore al 5%; per terreni con  $FC > 5\%$ , i valori di  $(N_1)_{60}$  che entrano nel calcolo di CRR, vengono corretti come segue:

$$(N_1)_{60 \text{ clean-sands}} = \alpha + \beta \cdot (N_1)_{60}$$

con:

$$\alpha = \begin{cases} 0 & \text{per } FC \leq 5\% \\ \exp[1.76 - (190/FC^2)] & \text{per } 5 < FC \leq 35\% \\ 5 & \text{per } FC > 35\% \end{cases}$$

$$\beta = \begin{cases} 0 & \text{per } FC \leq 5\% \\ [0.99 + (FC^{1.5} / 1000)] & \text{per } 5 < FC \leq 35\% \\ 1.2 & \text{per } FC > 35\% \end{cases}$$

Nel sito in esame sono da attendersi sismi di magnitudo intorno a 5.6, pertanto rispetto al valore di riferimento  $M=7.5$ , i valori di  $CRR_{7.5}$  calcolati devono essere scalati per tenere conto della magnitudo  $M$  del terremoto di progetto considerato utilizzando il seguente fattore correttivo MSF (Youd et al., 2001):

$$CRR_M = CRR_{7.5} \cdot MSF = CRR_{7.5} \cdot \frac{10^{2.24}}{M^{2.56}}$$

Un'ulteriore fattore di correzione ( $K_c$ ) viene applicato alle resistenze (CRR) per tenere conto della pressione di confinamento, ovvero:

$$CRR_M = CRR_{7.5} \cdot MSF = CRR_{7.5} \cdot \frac{10^{2.24}}{M^{2.56}} \cdot k_\sigma$$

con:

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

$\sigma'_{v0}$  = tensione verticale efficace;

$P_a$  = pressione atmosferica = 100 kPa;

$$f = \begin{cases} 0.8 & \text{per } Dr \leq 40\% \\ 0.7 & \text{per } Dr \approx 60\% \\ 0.6 & \text{per } Dr \geq 80\% \end{cases}$$

$Dr$  = densità relativa.

Perché il rischio di liquefazione sia trascurabile il coefficiente di sicurezza  $FS_L$ , dato dal rapporto  $CRR/CSR$ , deve risultare almeno pari a 1.25.

I risultati ottenuti dall'analisi di liquefazione sono riportati di seguito.

#### 4.3.4 Valutazione di $(N_1)_{60}$

In accordo a Youd et al. (2001) e a Seed et al. (2003) i valori  $(N_1)_{60}$  in sabbie e sabbie limose possono essere valutati con le seguenti equazioni:

$$(N_1)_{60} = N_1 \cdot C_R \cdot C_S \cdot C_B \cdot C_E$$

essendo:

$$N_1 = N_{SPT} \cdot C_N$$

$$C_N = \left( \frac{p_a}{\sigma'_v} \right)^{0.5} \text{ limitandone il valore a 1.7}$$

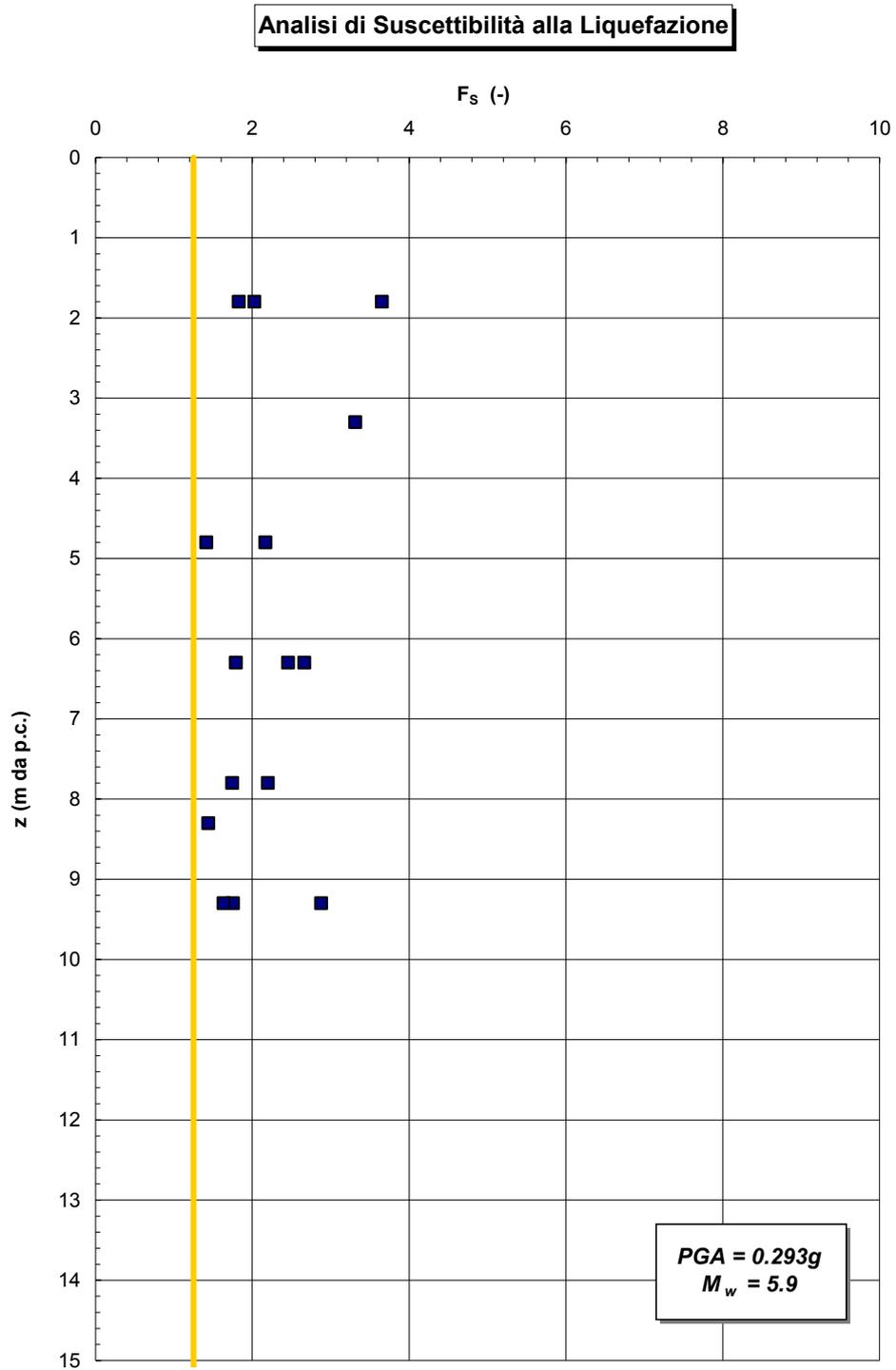
$\sigma'_v$  = pressione verticale efficace alla quota della prova SPT;

$p_a$  = pressione atmosferica = 100 kPa;

- $C_R$  = coefficiente correttivo per tenere conto della lunghezza delle aste = 1 per aste di lunghezza superiore ai 15 m;
- $C_S$  = coefficiente correttivo per tenere conto della configurazione di campionatori non "standard";
- $C_B$  = coefficiente correttivo per tenere conto del diametro del foro di perforazione;
- $C_E$  = coefficiente correttivo per tenere conto dell'energia effettivamente trasmessa.

Nell'ipotesi di utilizzo di campionatori "standard" il coefficiente  $C_S$  è assunto pari a 1. Nell'ipotesi di fori di perforazione inferiori a 150 mm il coefficiente  $C_B$  è assunto pari a 1.

Il coefficiente  $C_E$  dipende dalle modalità esecutive della prova SPT, soprattutto in termini di metodo di rilascio del maglio e caratteristiche del maglio e della cuffia; in genere le modalità esecutive adottate in Italia forniscono valori di  $C_E$  dell'ordine di 1.



**Fig. 4.1: Fattore di sicurezza alla liquefazione**

## **5.INDAGINI GEOTECNICHE**

I dati stratigrafici e geotecnici riportati nella presente relazione e nei profili stratigrafico-geotecnici sono stati desunti dai risultati delle indagini geotecniche e di laboratorio condotte nell'area durante le seguenti campagne di indagine:

- campagna d'indagine di Progetto Esecutivo (2003-2006) dell'allargamento alla 3ª corsia dell'A14;
- campagna d'indagine di Progetto Preliminare (febbraio - marzo 2009);
- campagna d'indagine integrativa di Progetto Preliminare (novembre-dicembre 2010) dell'allargamento alla 3ª corsia dell'A14.
- campagna d'indagine di Progetto Definitivo (aprile – maggio 2014);
- campagna d'indagine integrativa di Progetto Definitivo (dicembre 2014).

In dettaglio:

**A) INDAGINE PROGETTO DEFINITIVO OPERE COMPENSATIVE** (campagna aprile – maggio 2014), consistita in:

- N. 4 sondaggi geotecnici a carotaggio continuo (SOCM1 – SOCM3 e SOCSV1), spinti fino a una profondità di 35 m, attrezzati con piezometro a tubo aperto (SOCM2, SOCM3) o tubo cross-hole (SOCM1, SOCSV1), all'interno dei quali sono state eseguite e prelevati:
  - prove penetrometriche dinamiche SPT;
  - prove di permeabilità del tipo Lefranc;
  - prove pressiometriche;
  - campioni indisturbati;
  - campioni rimaneggiati.
- N. 4 sondaggi a distruzione di nucleo (SOCM1bis, SOCSV1bis, SOCBW1, SOCBW1bis), spinti fino a una profondità di 35 m, attrezzati con tubo cross-hole.
- N. 30 pozzetti esplorativi, all'interno dei quali sono state eseguite e prelevati:
  - prove di carico su piastra;
  - prove di densità in sito;
  - campioni rimaneggiati.

- Analisi chimico-ambientali su campioni di terreno. Le analisi sono state finalizzate alla verifica della rispondenza dei terreni in ottemperanza a quanto prescritto dal Testo Unico Ambientale (colonne A e B Dlgs. 152/2006, Allegato 5 Tabella 1).

La Tabella 5.1 riassume le principali caratteristiche dei sondaggi, il numero di campioni prelevati, il numero di prove geotecniche eseguite in foro ed il tipo di strumentazione piezometrica installata.

La Tabella 5.2 elenca le principali caratteristiche dei pozzetti esplorativi e delle prove di carico su piastra (PLT), eseguite all'interno degli stessi.

I campioni indisturbati sono stati sottoposti alle seguenti prove di laboratorio:

a) prove di classificazione:

analisi granulometriche per vagliatura e per sedimentazione;

limiti di Atterberg (Att): limite liquido (LL) e limite plastico (LP);

contenuti d'acqua ( $W_n$ ) e degli indici di consistenza (IC);

pesi di volume ( $\gamma_n, \gamma_d$ );

peso specifico dei grani ( $\gamma_s$ );

b) prove per la determinazione delle caratteristiche di resistenza e di deformabilità:

prove triassiali non consolidate non drenate (TX-UU);

prove triassiali consolidate isotropicamente non drenate (TX-CIU);

prove di taglio diretto (TD);

prove edometriche ad incrementi di carico (ED-IL).

Sui campioni rimaneggiati, prelevati nei sondaggi e all'interno dei pozzetti sono state eseguite le seguenti prove:

analisi granulometriche per vagliatura e per sedimentazione;

limiti di Atterberg (limite liquido e limite plastico).

### **Tabella 5.1 Riepilogo sondaggi stratigrafici dell'indagine Progetto Definitivo 2014**

<b>Sigla</b>	<b>Opera</b>	<b>Quota (m s.l.m.)</b>	<b>D (m)</b>	<b>C.I.</b>	<b>C.R.</b>	<b>S.P.T.</b>	<b>L.F.</b>	<b>M.P.M.</b>	<b>Strumentazione</b>
SOCM1	Circonvallazione Muraglia	26,410	35,0	5	15	14	1	2	C.H.
SOCM2	Circonvallazione Muraglia	13,613	35,0	7	15	15	1	-	T.A.
SOCM3	Circonvallazione Muraglia	14,038	35,0	7	15	15	1	-	T.A.
SOCSV1	Bretella di santa Veneranda	24,476	35,0	7	15	15	1	-	C.H.
SOCM1bis	Circonvallazione Muraglia	26,436	35,0	1	-	-	-	-	C.H.
SOCSV1bis	Bretella Santa Veneranda	24,443	35,0	-	-	-	-	-	C.H.
SOCBW1	Bretella Ovest di Pesaro	14,992	35,0	-	-	-	-	-	C.H.
SOCBW1bis	Bretella Ovest di Pesaro	14,916	35,0	-	-	-	-	-	C.H.

D.N. = perforazione a distruzione di nucleo  
D = profondità in metri da piano campagna  
C.I. = n. di campioni indisturbati  
C.R. = n. di campioni rimaneggiati  
S.P.T. = n. prove penetrometriche dinamiche in foro di sondaggio  
T.A. = piezometro a tubo aperto  
C.H. = tubo cross-hole  
L.F. = prove tipo Lefranc  
M.P.M. = prove pressiometriche

**Tabella 5.2: Riepilogo pozzetti esplorativi dell'indagine Progetto Definitivo 2014**

<b>Sigla</b>	<b>Opera</b>	<b>Quota (m s.l.m.)</b>	<b>D (m)</b>	<b>Prove PLT (m)</b>	<b>D.S. (m)</b>	<b>C.R. (m)</b>
PZOBCW1	Bretella Ovest di Pesaro	23,768	4	0,50 – 1,00	0,50 – 1,00	0,50 – 1,00
PZaOCBW1	Bretella Ovest di Pesaro	15,890	1	-	-	-
PZaOCBW2	Bretella Ovest di Pesaro	19,783	1	-	-	-
PZaOCBW3	Bretella Ovest di Pesaro	24,227	1	-	-	-
PZaOCBW4	Bretella Ovest di Pesaro	25,359	1	-	-	-
PZOCSV3	Nuovo Svincolo di Pesaro	18,493	4	0,50 – 1,00	0,50 – 1,00	0,50 – 1,00
PZOCSV4	Nuovo Svincolo di Pesaro	17,144	4	0,50 – 1,00	0,50 – 1,00	0,50 – 1,00
PZOCM1	Circonvallazione Muraglia	15,427	4	0,50 – 1,00	0,50 – 1,00	0,50 – 1,00
PZOCM2	Circonvallazione Muraglia	13,463	4	0,50 – 1,00	0,50 – 1,00	0,50 – 1,00

Sigla	Opera	Quota (m s.l.m.)	D (m)	Prove PLT (m)	D.S. (m)	C.R. (m)
PZOcm3	Circonvallazione Muraglia	14,656	4	0,50 – 1,00	0,50 – 1,00	0,50 – 1,00
PZOcm4	Circonvallazione Muraglia	16,139	4	0,50 – 1,00	0,50 – 1,00	0,50 – 1,00
PZOcm5	Circonvallazione Muraglia	15,119	4	0,50 – 1,00	0,50 – 1,00	0,50 – 1,00
PZOcm6	Circonvallazione Muraglia	13,554	4	0,50 – 1,00	0,50 – 1,00	0,50 – 1,00
PZOcm7	Circonvallazione Muraglia	15,168	4	0,50 – 1,00	0,50 – 1,00	0,50 – 1,00
PZOInt1	Potenziamento interquartiere	11,250	4	0,50 – 1,00	0,50 – 1,00	0,50 – 1,00
PZaOCInt1	Potenziamento interquartiere	12,811	1	-	-	-
PZaOCInt2	Potenziamento interquartiere	11,142	1	-	-	-
PZaOCInt3	Potenziamento interquartiere	13,907	1	-	-	-
PZaOCSVS1	Nuovo Svincolo di Pesaro	14,345	1	-	-	-
PZaOCSVS2	Bretella Santa Veneranda	14,497	1	-	-	-
PZaOCSVS3	Nuovo Svincolo di Pesaro	14,711	1	-	-	-
PZaOCSVS4	Nuovo Svincolo di Pesaro	14,792	1	-	-	-
PZaOCSVS5	Nuovo Svincolo di Pesaro	14,508	1	-	-	-
PZaOCSVS6	Nuovo Svincolo di Pesaro	15,244	1	-	-	-
PZaOCSVS7	Nuovo Svincolo di Pesaro	15,033	1	-	-	-
PZaOCSVS8	Nuovo Svincolo di Pesaro	15,532	1	-	-	-
PZaOCSVS9	Nuovo Svincolo di Pesaro	15,556	1	-	-	-
PZaOCSVS10	Nuovo Svincolo di Pesaro	16,693	2	-	-	-
PZaOCUR1	Potenziamento Urbinate	15,879	1	-	-	-
PZaOCUR2	Potenziamento Urbinate	15,950	1	-	-	-
	D (m) = profondità massima in metri da p.c. raggiunta dallo scavo del pozzetto prove PLT (m) = profondità di esecuzione delle prove di carico su piastra, in metri da p.c. C.R. (m) = profondità di prelievo in pozzetto dei campioni rimaneggiati (C.R.), misurata rispetto al p.c.					

**B) INDAGINE INTEGRATIVE PROGETTO DEFINITIVO OPERE COMPENSATIVE** (campagna dicembre 2014), consistita in:

- N. 4 sondaggi geotecnici a carotaggio continuo (SOcm4, SOCBW2, SOCSV2, SOCSV3), spinti fino a una profondità variabile tra i 15 e i 40 m, attrezzati con piezometro a tubo aperto, all'interno dei quali sono state eseguite e prelevati:
  - prove penetrometriche dinamiche SPT;
  - prove di permeabilità del tipo Lefranc;

- campioni indisturbati;
- campioni rimaneggiati;
- spezzoni litoidi.
- N. 3 pozzetti esplorativi, all'interno dei quali sono state eseguite e prelevati:
  - prove di carico su piastra;
  - prove di densità in sito;
  - campioni rimaneggiati.
- Analisi chimico-ambientali su campioni di terreno. Le analisi sono state finalizzate alla verifica della rispondenza dei terreni in ottemperanza a quanto prescritto dal Testo Unico Ambientale (colonne A e B Dlgs. 152/2006, Allegato 5 Tabella 1).

La Tabella 5.3 riassume le principali caratteristiche dei sondaggi, il numero di campioni prelevati, il numero di prove geotecniche eseguite in foro ed il tipo di strumentazione piezometrica installata.

La Tabella 5.4 elenca le principali caratteristiche dei pozzetti esplorativi e delle prove di carico su piastra (PLT), eseguite all'interno degli stessi.

I campioni indisturbati sono stati sottoposti alle seguenti prove di laboratorio:

b) prove di classificazione:

analisi granulometriche per vagliatura e per sedimentazione;

limiti di Atterberg (Att): limite liquido (LL) e limite plastico (LP);

contenuti d'acqua ( $W_n$ ) e degli indici di consistenza (IC);

pesi di volume ( $\gamma_n, \gamma_d$ );

peso specifico dei grani ( $\gamma_s$ );

c) prove per la determinazione delle caratteristiche di resistenza e di deformabilità:

prove triassiali non consolidate non drenate (TX-UU);

prove triassiali consolidate isotropicamente non drenate (TX-CIU);

prove di taglio diretto (TD);

prove edometriche ad incrementi di carico (ED-IL).

Sui campioni rimaneggiati, prelevati nei sondaggi e all'interno dei pozzetti sono state eseguite le seguenti prove:

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

**Tabella 5.3 Riepilogo sondaggi stratigrafici dell'indagine integrativa Progetto Definitivo 2014**

Sigla	Opera	Quota (m s.l.m.)	D (m)	C.I.	C.R.	S.P.T.	L.F.	S.L.	Strumentazione
SOCM4	Circonvallazione Muraglia	15,5	20,0	4	10	10	1	-	T.A.
SOCBW2	Bretella Ovest di Pesaro	24,1	15,0	2	9	9	1	-	T.A.
SOCSV2	Bretella di santa Veneranda	27,9	30,0	2	15	15	1	-	T.A.
SOCSV3	Bretella di santa Veneranda	50,5	40,0	3	15	15	1	3	T.A.

D.N.	=	perforazione a distruzione di nucleo
D	=	profondità in metri da piano campagna
C.I.	=	n. di campioni indisturbati
C.R.	=	n. di campioni rimaneggiati
S.P.T.	=	n. prove penetrometriche dinamiche in foro di sondaggio
T.A.	=	piezometro a tubo aperto
C.H.	=	tubo cross-hole
L.F.	=	prove tipo Lefranc
S.L.	=	spezzoni litoidi

**Tabella 5.4: Riepilogo pozzetti esplorativi dell'indagine integrativa Progetto Definitivo 2014**

Sigla	Opera	Quota (m s.l.m.)	D (m)	Prove PLT (m)	D.S. (m)	C.R. (m)
PZOCB1	Potenziamento Urbinate	23,6	4	0,50 – 1,00	0,50 – 1,00	0,50 – 1,00
PZOCSV2	Bretella Santa Veneranda	23,8	4	0,50 – 1,00	0,50 – 1,00	0,50 – 1,00
PZaOCSM1	Borgo Santa Maria	31,9	1	-	-	-
		D (m) = profondità massima in metri da p.c. raggiunta dallo scavo del pozzetto prove PLT (m) = profondità di esecuzione delle prove di carico su piastra, in metri da p.c. C.R. (m) = profondità di prelievo in pozzetto dei campioni rimaneggiati (C.R.), misurata rispetto al p.c.				

**C) INDAGINE PROGETTO PRELIMINARE OPERE COMPENSATIVE** (campagna marzo 2009), consistita in:

- N. 6 sondaggi geotecnici a carotaggio continuo (SOCP1 – SOCP6), spinti fino a profondità variabile da 25 a 35 m, attrezzati con piezometro (SOCP1, SOCP2, SOCP3: tubo aperto + cella Casagrande; SOCP4: cella Casagrande; SOCP5 e SOCP6: tubo aperto), all'interno dei quali sono state eseguite e prelevati:
  - prove penetrometriche dinamiche SPT;
  - prove di permeabilità del tipo Lefranc;
  - campioni indisturbati;
  - campioni rimaneggiati.
- N. 10 pozzetti esplorativi (PZOCP1 – PZOCP10), all'interno dei quali sono state eseguite e prelevati:
  - prove di carico su piastra;
  - campioni rimaneggiati.
- Analisi chimico-ambientali su 2 campioni di terreno prelevati dai pozzetti (PZOCP6 e PZOCP10). Le analisi sono state finalizzate alla verifica della rispondenza dei terreni in ottemperanza a quanto prescritto dal Testo Unico Ambientale (colonne A e B Dlgs. 152/2006, Allegato 5 Tabella 1).

La Tabella 5.5 riassume le principali caratteristiche dei sondaggi, il numero di campioni prelevati, il numero di prove geotecniche eseguite in foro ed il tipo di strumentazione piezometrica installata.

La Tabella 5.6 elenca le principali caratteristiche dei pozzetti esplorativi e delle prove di carico su piastra (PLT), eseguite all'interno degli stessi.

I campioni indisturbati sono stati sottoposti alle seguenti prove di laboratorio:

c) prove di classificazione:

analisi granulometriche per vagliatura e per sedimentazione;

limiti di Atterberg (Att): limite liquido (LL) e limite plastico (LP);

- contenuti d'acqua ( $W_n$ ) e degli indici di consistenza (IC);
- pesi di volume ( $\gamma_n, \gamma_d$ );
- peso specifico dei grani ( $\gamma_s$ );
- d) prove per la determinazione delle caratteristiche di resistenza e di deformabilità:
  - prove triassiali non consolidate non drenate (TX-UU);
  - prove triassiali consolidate isotropicamente non drenate (TX-CIU);
  - prove di taglio diretto (TD);
  - n° 2 prove edometriche ad incrementi di carico (ED-IL).

Sui campioni rimaneggiati, prelevati nei sondaggi e all'interno dei pozzetti sono state eseguite le seguenti prove:

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

**Tabella 5.5 Riepilogo sondaggi stratigrafici a carotaggio continuo dell'indagine Progetto Preliminare 2009**

Sigla	Opera	Quota (m s.l.m.)	D (m)	C.I.	C.R.	S.P.T.	L.F.	Strumentazione
SOCP1	Bretella Ovest di Pesaro	15.94	35,0	6	25	14	1	T.A.+C.T.C.
SOCP2	Bretella Ovest di Pesaro	16.33	35,0	5	22	13	1	T.A.+C.T.C.
SOCP3	Bretella Ovest di Pesaro	16.01	35,0	5	17	11	1	T.A.+C.T.C.
SOCP4	Nuovo Svincolo di Pesaro	15.21	25,0	2	15	9	1	C.T.C.
SOCP5	Nuovo Svincolo di Pesaro	18.87	30,0	5	18	9	1	T.A.
SOCP6	Bretella Santa Veneranda	24.29	30,0	3	18	14	1	T.A.

D.N. = perforazione a distruzione di nucleo  
D = profondità in metri da piano campagna  
C.I. = n. di campioni indisturbati  
C.R. = n. di campioni rimaneggiati  
S.P.T. = n. prove penetrometriche dinamiche in foro di sondaggio  
T.A. = piezometro a tubo aperto  
C.T.C. = cella piezometrica tipo Casagrande  
L.F. = prove tipo Lefranc

**Tabella 5.6: Riepilogo pozzetti esplorativi dell'indagine Progetto Preliminare 2009**

Sigla	Opera	Quota (m s.l.m.)	D (m)	Prove PLT (m)	C.R. (m)
PZSOC1	Bretella Ovest di Pesaro	18.00	1,30	0,50	0,50
PZSOC2	Bretella Ovest di Pesaro	19.81	4,00	0,50 – 1,00	0,50 – 1,00
PZSOC3	Bretella Ovest di Pesaro	21.83	4,00	0,50 – 1,00	0,50 – 1,00
PZSOC4	Bretella Ovest di Pesaro	23.39	4,00	0,50 – 1,00	0,50 – 1,00
PZSOC5	Bretella Ovest di Pesaro	24.13	4,00	0,50 – 1,00	0,50 – 1,00
PZSOC6	Bretella Ovest di Pesaro	26.22	4,00	0,50 – 1,00	0,50 – 1,00
PZSOC7	Nuovo Svincolo di Pesaro	15.36	2,00	0,50	0,50
PZSOC8	Nuovo Svincolo di Pesaro	16.60	2,00	0,50 – 1,00	0,50 – 1,00
PZSOC9	Bretella Santa Veneranda	23.75	3,20	0,50 – 1,00	0,50 – 1,00
PZSOC10	Bretella Santa Veneranda	42.45	3,00	0,50 – 1,00	0,50 – 1,00

D (m) = profondità massima in metri da p.c. raggiunta dallo scavo del pozzetto  
prove PLT (m) = profondità di esecuzione delle prove di carico su piastra, in metri da p.c.  
C.R. (m) = profondità di prelievo in pozzetto dei campioni rimaneggiati (C.R.), misurata rispetto al p.c.

**D) INDAGINE INTEGRATIVA PROGETTO PRELIMINARE OPERE COMPENSATIVE**

(campagna novembre-dicembre 2010), consistita in:

- N. 4 sondaggi geotecnici a carotaggio continuo (SOC1 – SOC4), spinti fino a profondità variabile da 25 a 40 m, attrezzati con piezometro (SOC1: tubo aperto + cella Casagrande; SOC2: 2 celle Casagrande; SOC3 e SOC4: tubo aperto), all'interno dei quali sono state eseguite e prelevati:
  - prove penetrometriche dinamiche SPT;
  - prove di permeabilità del tipo Lefranc;
  - campioni indisturbati;
  - campioni rimaneggiati.
- N. 6 pozzetti esplorativi (PZOC4 – PZOC10), all'interno dei quali sono state eseguite e prelevati:
  - prove di carico su piastra;
  - campioni rimaneggiati.

La Tabella 5.7 riassume le principali caratteristiche dei sondaggi, il numero di campioni prelevati, il numero di prove geotecniche eseguite in foro ed il tipo di strumentazione piezometrica installata.

La Tabella 5.8 elenca le principali caratteristiche dei pozzetti esplorativi e delle prove di carico su piastra (PLT), eseguite all'interno degli stessi.

I campioni indisturbati sono stati sottoposti alle seguenti prove di laboratorio:

d) prove di classificazione:

analisi granulometriche per vagliatura e per sedimentazione;

limiti di Atterberg (Att): limite liquido (LL) e limite plastico (LP);

contenuti d'acqua ( $W_n$ ) e degli indici di consistenza (IC);

pesi di volume ( $\gamma_n, \gamma_d$ );

peso specifico dei grani ( $\gamma_s$ );

e) prove per la determinazione delle caratteristiche di resistenza e di deformabilità:

prove triassiali non consolidate non drenate (TX-UU);

prove triassiali consolidate isotropicamente non drenate (TX-CIU);

prove di taglio diretto (TD)

n° 2 prove edometriche ad incrementi di carico (ED-IL).

Sui campioni rimaneggiati, prelevati nei sondaggi e all'interno dei pozzetti sono state eseguite le seguenti prove:

analisi granulometriche per vagliatura e per sedimentazione;

limiti di Atterberg (limite liquido e limite plastico).

**Tabella 5.7 Riepilogo sondaggi stratigrafici a carotaggio continuo dell'indagine Progetto Preliminare 2010**

Sigla	Opera	Quota (m s.l.m.)	D (m)	C.I.	C.R.	S.P.T.	L.F.	Strumentazione
SOC1	Potenziamento Urbinate	16.47	20	2	11	11	1	T.A.+C.T.C.
SOC3	Bretella Santa Veneranda	22.74	25	3	9	9	1	T.A.
SOC4	Potenziamento Interquartiere	14.13	25	4	9	9	1	T.A.

D.N. = perforazione a distruzione di nucleo  
D = profondità in metri da piano campagna  
C.I. = n. di campioni indisturbati  
C.R. = n. di campioni rimaneggiati  
S.P.T. = n. prove penetrometriche dinamiche in foro di sondaggio  
T.A. = piezometro a tubo aperto  
C.T.C. = cella piezometrica tipo Casagrande  
L.F. = prove tipo Lefranc

**Tabella 5.8: Riepilogo pozzetti esplorativi dell'indagine Progetto Preliminare 2010**

Sigla	Opera	Quota (m s.l.m.)	D (m)	Prove PLT (m)	C.R. (m)
PZOC10	Bretella Santa Veneranda	27.57	4	0,50 – 1,00	0,50 – 1,00

D (m) = profondità massima in metri da p.c. raggiunta dallo scavo del pozzetto  
prove PLT (m) = profondità di esecuzione delle prove di carico su piastra, in metri da p.c.  
C.R. (m) = profondità di prelievo in pozzetto dei campioni rimaneggiati (C.R.), misurata rispetto al p.c.

**E) INDAGINI PREGRESSE A14** (2003-2006), delle quali si è tenuto conto delle seguenti verticali:

- Sondaggi a carotaggio continuo: E2-S21, E2-S22, E2-S23, E2-S24, E2-S25, E2-S26, B3-S1, B3-S2, S1-SPZ1, S1-SPZ2, B3-S0, E2-S16;
- Pozzetti esplorativi: PZR1, PZ06, PZ07;
- Prove penetrometriche statiche: P17, P18;
- Prove penetrometriche dinamiche: E2-DPSH3.

## **6.CONDIZIONI STRATIGRAFICHE E DI FALDA**

Da un punto di vista stratigrafico le nuove indagini eseguite e quelle pregresse hanno evidenziato la presenza di depositi alluvionali recenti sovrapposti ad un substrato mio/plio-pleistocenico. Questi materiali, in funzione della loro granulometria prevalente, sono stati suddivisi nel modo seguente, in accordo allo schema già seguito in sede di parametrizzazione geotecnica del sottosuolo interessato all'ampliamento alla 3<sup>a</sup> corsia dell'A14:

- A1 depositi alluvionali attuali e recenti di natura limoso-argillosa
- A2 depositi alluvionali attuali e recenti di natura sabbioso-ghiaiosa
- P1 depositi miocenici e plio-pleistocenici limoso-argillosi  
(P1a: coltre alterata; P1b: formazione integra)
- P2 depositi miocenici e plio-pleistocenici sabbioso-ghiaiosi

Nel seguito, per ogni sito di interesse, viene riportata una stratigrafia di riferimento. Per quanto riguarda la falda, per ogni sito è indicata una profondità media dal p.c., ottenuta a partire dalle letture piezometriche effettuate (cfr. Tabelle 6.1 e 6.2 seguenti).

**Tabella 6.1: Letture piezometri installati nei sondaggi**

Sondaggio	Opera	Quota (m s.l.m.)	PIEZOM. <sup>(1)</sup>	D <sub>w</sub> <sup>(2)</sup> (m)	Periodo di lettura
SOCP1	Bretella Ovest di Pesaro	15.94	T.A.	3.35	marzo 2009
			C.T.C.	3.24	
SOCP2	Bretella Ovest di Pesaro	16.33	T.A.	2.62	marzo 2009
			C.T.C.	2.40	
SOCP3	Bretella Ovest di Pesaro	16.01	T.A.	2.92	marzo 2009
			C.T.C.	19.64	
SOCP4	Nuovo Svincolo di Pesaro	15.21	C.T.C.	0.82	marzo 2009
SOCP5	Nuovo Svincolo di Pesaro	18.87	T.A.	1.14	marzo 2009
SOCP6	Bretella di santa Veneranda	24.29	T.A.	3.13	marzo 2009
SOC1	Potenziamento Urbinate	16.47	T.A.	2.80	dicembre 2010
			C.T.C.	13.85	dicembre 2010
SOC3	Bretella di santa Veneranda	22.74	T.A.	p.c.	dicembre 2010
SOC4	Potenziamento Interquartiere	14.13	T.A.	2.67	dicembre 2010
SOCM2	Circonvallazione Muraglia	13,613	T.A.	0.75	11 aprile 2014
				0.43	14 aprile 2014
				0.70	23 aprile 2014
SOCM3	Circonvallazione Muraglia	14,038	T.A.	1.25	15 aprile 2014
				1.05	23 aprile 2014
SOCSV1	Bretella di santa Veneranda	24,476	C.H.	7.80	aprile – maggio 2014
SOCM4	Circonvallazione Muraglia	15,5	T.A.	1.05	2 dicembre 2014
				1.21	4 dicembre 2014
				1.25	12 dicembre 2014
SOCBW2	Bretella Ovest di Pesaro	24,1	T.A.	1.59	1 dicembre 2014
				2.08	4 dicembre 2014
				2.10	12 dicembre 2014
SOCSV2	Bretella di santa Veneranda	27,9	T.A.	1.10	5 dicembre 2014
				1.29	8 dicembre 2014
				1.36	12 dicembre 2014
SOCSV3	Bretella di santa Veneranda	50,5	T.A.	3.74	11 dicembre 2014
				6.45	12 dicembre 2014
<sup>(1)</sup> = T.A. piezometro a tubo aperto, C.T.C cella tipo Casagrande, C.H. tubo cross-hole <sup>(2)</sup> = profondità della falda da p.c.					

**Tabella 6.2: Dati rilevati in fase di esecuzione dei pozzetti stratigrafici**

<b>Pozzetto</b>	<b>Opera</b>	<b>Quota (m s.l.m.)</b>	<b>D <sup>(1)</sup> (m)</b>	<b>D<sub>w</sub> <sup>(2)</sup> (m)</b>	<b>Periodo di lettura</b>
PZSOC1	Bretella Ovest di Pesaro	18.00	1.30	0.50	marzo 2009
PZSOC2	Bretella Ovest di Pesaro	19.81	4.00	>4.00	marzo 2009
PZSOC3	Bretella Ovest di Pesaro	21.83	4.00	>4.00	marzo 2009
PZSOC4	Bretella Ovest di Pesaro	23.39	4.00	>4.00	marzo 2009
PZSOC5	Bretella Ovest di Pesaro	24.13	4.00	>4.00	marzo 2009
PZSOC6	Bretella Ovest di Pesaro	26.22	4.00	>4.00	marzo 2009
PZSOC7	Nuovo Svincolo di Pesaro	15.36	2.00	0.65	marzo 2009
PZSOC8	Nuovo Svincolo di Pesaro	16.60	2.00	1.00	marzo 2009
PZSOC9	Bretella di santa Veneranda	23.75	3.20	3.20	marzo 2009
PZSOC10	Bretella di santa Veneranda	42.45	3.00	3.00	marzo 2009
PZOC10	Bretella di santa Veneranda	27.57	4.00	>4.00	dicembre 2010
PZSOCBW1	Bretella Ovest di Pesaro	23,768	4.00	>4.00	aprile - maggio 2014
PZaOCBW1	Bretella Ovest di Pesaro	15,890	1.00	>1.00	aprile - maggio 2014
PZaOCBW2	Bretella Ovest di Pesaro	19,783	1.00	>1.00	aprile - maggio 2014
PZaOCBW3	Bretella Ovest di Pesaro	24,227	1.00	>1.00	aprile - maggio 2014
PZaOCBW4	Bretella Ovest di Pesaro	25,359	1.00	>1.00	aprile - maggio 2014
PZOCSV3	Nuovo Svincolo di Pesaro	18,493	4.00	>4.00	aprile - maggio 2014
PZOCSV4	Nuovo Svincolo di Pesaro	17,144	4.00	>4.00	aprile - maggio 2014
PZOCM1	Circonvallazione Muraglia	15,427	4.00	>4.00	aprile - maggio 2014
PZOCM2	Circonvallazione Muraglia	13,463	4.00	>4.00	aprile - maggio 2014
PZOCM3	Circonvallazione Muraglia	14,656	4.00	>4.00	aprile - maggio 2014
PZOCM4	Circonvallazione Muraglia	16,139	4.00	>4.00	aprile - maggio 2014
PZOCM5	Circonvallazione Muraglia	15,119	4.00	>4.00	aprile - maggio 2014
PZOCM6	Circonvallazione Muraglia	13,554	4.00	>4.00	aprile - maggio 2014
PZOCM7	Circonvallazione Muraglia	15,168	4.00	>4.00	aprile - maggio 2014
PZOInt1	Potenziamento interquartiere	11,250	4.00	>4.00	aprile - maggio 2014
PZaOInt1	Potenziamento interquartiere	12,811	1.00	>1.00	aprile - maggio 2014
PZaOInt2	Potenziamento interquartiere	11,142	1.00	>1.00	aprile - maggio 2014
PZaOInt3	Potenziamento interquartiere	13,907	1.00	>1.00	aprile - maggio 2014
PZaOCSVS1	Nuovo Svincolo di Pesaro	14,345	1.00	>1.00	aprile - maggio 2014
PZaOCSVS2	Bretella Santa Veneranda	14,497	1.00	>1.00	aprile - maggio 2014
PZaOCSVS3	Nuovo Svincolo di Pesaro	14,711	1.00	>1.00	aprile - maggio 2014

Pozzetto	Opera	Quota (m s.l.m.)	D <sup>(1)</sup> (m)	D <sub>w</sub> <sup>(2)</sup> (m)	Periodo di lettura
PZaOCSVS4	Nuovo Svincolo di Pesaro	14,792	1.00	>1.00	aprile - maggio 2014
PZaOCSVS5	Nuovo Svincolo di Pesaro	14,508	1.00	>1.00	aprile - maggio 2014
PZaOCSVS6	Nuovo Svincolo di Pesaro	15,244	1.00	>1.00	aprile - maggio 2014
PZaOCSVS7	Nuovo Svincolo di Pesaro	15,033	1.00	>1.00	aprile - maggio 2014
PZaOCSVS8	Nuovo Svincolo di Pesaro	15,532	1.00	>1.00	aprile - maggio 2014
PZaOCSVS9	Nuovo Svincolo di Pesaro	15,556	1.00	>1.00	aprile - maggio 2014
PZaOCSVS10	Nuovo Svincolo di Pesaro	16,693	2.00	>2.00	aprile - maggio 2014
PZaOCUR1	Potenziamento Urbinate	15,879	1.00	>1.00	aprile - maggio 2014
PZaOCUR2	Potenziamento Urbinate	15,950	1.00	>1.00	aprile - maggio 2014
PZOCB1	Potenziamento Urbinate	23,6	4.00	>4.00	dicembre 2014
PZOCSV2	Bretella Santa Veneranda	23,8	4.00	>4.00	dicembre 2014
PZaOCSM1	Borgo Santa Maria	31,9	1.00	>1.00	dicembre 2014
<p><sup>(1)</sup> = profondità indagata</p> <p><sup>(2)</sup> = profondità della falda da p.c.</p>					

Si fa notare che in alcuni profili geotecnici la falda è stata posta a profondità minori della base del pozzetto, questo fatto è giustificato dall'andamento generale della superficie freatica desunto dalle letture dei piezometri installati nei sondaggi, i quali segnalano livelli piezometrici spesso superiori alla base dei pozzetti. Ciò non è in contraddizione con il fatto che durante lo scavo dei pozzetti non sia stata rinvenuta la falda, sia per la bassa permeabilità dei materiali superficiali dove sono stati scavati i pozzetti stessi, sia per la presenza in profondità di intercalazioni coesivo – granulare, che spesso determinano falde in leggera pressione nei livelli permeabili confinati da materiale coesivo poco permeabile.

### **Potenziamento Urbinate**

#### Indagini di riferimento Progetto Definitivo:

Sondaggi: ---

Pozzetti: PZaOCUR1, PZaOCUR2, PZOCB1

Indagini di riferimento Progetto Preliminare:

Sondaggi: SOC1,

Pozzetti: ---

Indagini pregresse: ---**Tabella 6.3 - Potenziamento Urbinate – Stratigrafia di riferimento**

<b>Materiale</b>	<b>da (m)</b>	<b>a (m)</b>	<b>Note</b>
A2	3.0	13.0	
P1	13.0	20.0	max profondità indagata

**Bretella di Adduzione Ovest di Pesaro**Indagini di riferimento Progetto Definitivo:

Sondaggi: SOCBW1, SOCBW1bis, SOCBW2

Pozzetti: PZOCBW1, PZaOCBW1, PZaOCBW2, PZaOCBW3, PZaOCBW4

Indagini di riferimento Progetto Preliminare:

Sondaggi: SOCP1, SOCP2, SOCP3

Pozzetti: PZOCP1, PZOCP2, PZOCP3, PZOCP4, PZOCP5, PZOCP6

Indagini pregresse: ---**Tabella 6.4 - Bretella di Adduzione Ovest di Pesaro – Stratigrafia di riferimento**

<b>Materiale</b>	<b>da (m)</b>	<b>a (m)</b>	<b>Note</b>
A2	0.0	10.0	Presenza di materiale A2 in corrispondenza del Fiume Foglia, dove sono stati eseguiti i sondaggi <sup>(1)</sup>
P1	10.0	35.0	max profondità indagata

(1) Allontanandosi dalle alluvioni del Foglia è possibile che i depositi della copertura diventino di natura coesiva (cfr. Tavole GEI-APE 100 e 101), per cui lontano dal fiume in assenza di indicazioni precise si sono indicati depositi A1-A2.

**Potenziamento Interquartiere**Indagini di riferimento Progetto Definitivo:

Sondaggi: ---

Pozzetti: PZOClnt1, PZaOCInt1, PZaOCInt2

Indagini di riferimento Progetto Preliminare:

Sondaggi: SOC4

Pozzetti: ---

Indagini pregresse: ---**Tabella 6.7 – Potenziamento Interquartiere – Stratigrafia di riferimento**

<b>Materiale</b>	<b>da (m)</b>	<b>a (m)</b>	<b>Note</b>
A1	0.0	19.0	
P1/P2	19.0	25.0	max profondità indagata

**Bretella di Santa Veneranda**Indagini di riferimento Progetto Definitivo:

Sondaggi: SOCSV1, SOCSV1bis, SOCSV2, SOCSV3

Pozzetti: PZOCSV2

Indagini di riferimento Progetto Preliminare:

Sondaggi: SOCP6, SOC3

Pozzetti: PZOC10

Indagini pregresse:

Sondaggi a carotaggio continuo: E2-S24,

Pozzetti esplorativi: B3-PZR1

Prove penetrometriche statiche: ---

Prove penetrometriche dinamiche: ---

Da un punto di vista stratigrafico generale nell'ambito della Bretella si osserva un aumento dello spessore della copertura in corrispondenza del Rio Genica, mentre spostandosi verso Ovest e verso Est rispetto a questo corso d'acqua il tetto del substrato tende a salire.

La quota di falda è prossima al p.c. (1.0 - 2.0 m dal p.c.).

**Tabella 6.8 - Bretella di Santa Veneranda – Stratigrafia di riferim.**

<b>Materiale</b>	<b>da (m)</b>	<b>a (m)</b>	<b>Note</b>
A1/A2	0.0	24.0	Nel tratto centrale lo spessore della copertura si riduce.
P1/P2	24.0	40.0	max prof. indagata

### **Rotatoria Borgo Santa Maria**

Indagini di riferimento Progetto Definitivo:

Sondaggi: ---

Pozzetti: PZaOCSM1

Indagini di riferimento Progetto Preliminare:

Sondaggi: ---

Pozzetti: ---

Indagini pregresse: ---

**Tabella 6.9 – Rotatoria Borgo Santa Maria – Stratigrafia di riferimento**

<b>Materiale</b>	<b>da (m)</b>	<b>a (m)</b>	<b>Note</b>
A1/A2	0.0	12.0	
P1	12.0	-	

### **Nuovo Svincolo di Pesaro Sud**

Indagini di riferimento Progetto Definitivo:

Sondaggi: ---

Pozzetti: PZOCSV3, PZOCSV4

Indagini di riferimento Progetto Preliminare:

Sondaggi: SOCP4, SOCP5

Pozzetti: PZOCP7, PZOCP8

Indagini pregresse:

Sondaggi a carotaggio continuo: E2-S24, B3-S2

Pozzetti esplorativi: B3-PZR1, E2-PZ9

Prove penetrometriche statiche: ---

Prove penetrometriche dinamiche: E2-DPSH3

La quota di falda è prossima al p.c. (1.0 - 2.0 m dal p.c.).

**Tabella 6.10 – Nuovo svincolo di Pesaro Sud – Stratigrafia di riferim.**

<b>Materiale</b>	<b>da (m)</b>	<b>a (m)</b>	<b>Note</b>
A1/A2	0.0	17.0	Nel tratto in prossimità del sottovia di svincolo esistente, lo spessore della copertura si riduce.
A2	17	30	Nel tratto centrale delle rampe lo spessore della copertura aumenta, mentre al contrario in corrispondenza del Casello, si riduce.
P1	30	35	max profondità indagata

## **7. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA**

### **7.1 Generalità**

I criteri di interpretazione delle indagini geotecniche, descritti nei paragrafi seguenti, tengono conto del fatto che lungo il tracciato autostradale in esame si rinvencono fondamentalmente depositi recenti e attuali di origine alluvionale e depositi miocenici e plio-pleistocenici costituenti il substrato.

Nell'ambito dei depositi alluvionali attuali e recenti sono stati distinti materiali a grana fine (terreni tipo A1) e materiali a grana grossa (terreni tipo A2).

Nell'ambito dei depositi miocenici e plio-pleistocenici sono stati ugualmente distinti materiali a grana fine (terreni tipo P1) e materiali granulari (terreni tipo P2).

Nel seguito vengono descritti i criteri di interpretazione dei terreni granulari (A2 e P2) e dei terreni a grana fine (A1 e P1).

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

- della descrizione stratigrafica dei sondaggi;
- delle prove di classificazione sui campioni rimaneggiati ed indisturbati;
- dalle indicazioni geologiche fornite dai profili geologici;
- delle indicazioni stratigrafiche fornite dai profili geotecnici.

### **7.2 Materiali a grana grossa (sabbie e ghiaie) – Formazioni A2 e P2**

#### **7.2.1 Introduzione**

In conseguenza del fatto che nei terreni a grana grossa risulta difficile prelevare campioni indisturbati, la caratterizzazione geotecnica di tali terreni è

affidata principalmente all'interpretazione delle prove in sito (prove SPT) e delle prove di laboratorio di classificazione effettuate su campioni rimaneggiati.

La caratterizzazione è finalizzata alla stima dei seguenti parametri:

- caratteristiche fisiche dei depositi;
- parametri di resistenza al taglio;
- parametri di deformabilità.

## 7.2.2 Caratteristiche fisiche dei depositi

Sono stati stimati i seguenti parametri:

- peso di volume naturale;
- composizione granulometrica;
- stato di addensamento (densità relativa  $D_r$ );
- storia tensionale.

### Risultati prove SPT

- Materiale A2

Nella **Figura 1** sono riportate le resistenze  $N_{SPT}$  incontrate negli strati ghiaioso-sabbiosi della copertura; esse risultano variabili tra  $15 \leq N_{SPT} \leq 50$ . Si registrano anche alcuni valori inferiori a 10 colpi/piede, giudicati non rappresentativi.

- Materiale P2

Nella **Figura 2** sono riportate le resistenze  $N_{SPT}$  incontrate negli strati sabbioso-ghiaiosi dei materiali in esame, caratterizzati da valori di resistenza penetrometrica dinamica  $N_{SPT} > 25$  colpi/30 cm, con valori medi dell'ordine dei 50 colpi/30 cm. Si registrano anche alcuni valori inferiori a 10 colpi/piede, giudicati non rappresentativi.

### Peso di volume naturale

Il peso di volume naturale viene stimato tenendo conto dei risultati delle prove di laboratorio effettuate sui campioni prelevati.

- Materiale A2

Il peso di volume naturale ( $\gamma_n$ ) può essere assunto pari a  $\gamma_n = 19 \div 20 \text{ kN/m}^3$ , si veda a tal proposito **Figura 3**.

- o Materiale P2

Il peso di volume naturale ( $\gamma_n$ ) è compreso tra 20 e 22  $\text{kN/m}^3$ , si veda a tal proposito **Figura 4**.

#### Composizione granulometrica

E' stata desunta dai risultati delle analisi granulometriche effettuate, si vedano a tal proposito **Figura 5** e **Figura 6**. Risulta:

- o Materiale A2

limo + argilla = 3÷42%  
 sabbia = 14÷80%  
 ghiaia = 0%÷76%.

- o Materiale P2

limo+argilla = 32-58%  
 sabbia = 31-69%  
 ghiaia = 0%÷17%.

#### Stato di addensamento

Per gli strati sabbiosi la densità relativa ( $D_r$ ) è stata valutata in accordo a quanto indicato da [Skempton \(1986\)](#) a partire dai valori  $N_{SPT}$  con la seguente legge:

$$D_r = \left( \frac{1}{A + B \cdot \sigma_{vo}'} \cdot N_{SPT} \right)^{0.5}$$

essendo:

A, B = costanti empiriche indicate in Tabella 7.1  
 $\sigma_{vo}'$  = pressione verticale efficace esistente in sito alla quota  
 della prova SPT (kg/cm<sup>2</sup>)

$N_{SPT}$	=	numero di colpi per 30 cm di infissione	
$(K_o)_{nc}$	=	0,5 = coefficiente di spinta a riposo per terreni normalmente consolidati	(-)
$(k_o)_{sc}$	=	$0,5 \cdot (GSC)^{0,5}$ = coefficiente di spinta a riposo per terreni sovraconsolidati	(-)
GSC	=	grado di sovraconsolidazione	(-)
$D_r$	=	densità relativa	(-)

**Tabella 7.1 - Costanti empiriche A e B (Skempton, 1986)**

Tipo di materiale	A	B
Sabbie fini normalmente consolidate	27,5	27,5
Sabbie grosse normalmente consolidate	43,3	21,7
Sabbie sovraconsolidate	27,5÷43,3	$(21,7 \div 27,5) \cdot \frac{1 + 2 \cdot (k_o)_{sc}}{1 + 2 \cdot (k_o)_{nc}}$

In questa sede si sono assunti valori di A e B corrispondenti alle sabbie medie.

Si sono ottenuti i seguenti risultati:

o Materiale A2

La densità relativa ( $D_r$ ) viene stimata per i soli livelli sabbiosi e si dispone pertanto di un numero limitato di valori. E' determinata sulla base dell'interpretazione delle prove SPT e risulta generalmente compresa nell'intervallo  $D_r=30\%-80\%$  (vedi **Figura 7**), tranne alcuni valori più bassi e più alti, che si ritengono scarsamente rappresentativi.

o Materiale P2

La densità relativa ( $D_r$ ), determinata sulla base della resistenza penetrometrica  $N_{SPT}$ , risulta generalmente superiore al 50% (vedi **Figura 8**).

### Storia tensionale

Indicazioni sulle tensioni geostatiche e sulla storia tensionale possono essere ricavate dagli studi di carattere geologico.

In questa sede si sono fatte le seguenti ipotesi:

- I corpi ghiaioso-sabbiosi (A2) dei depositi alluvionali attuali non sono mai stati soggetti a pressioni litostatiche superiori a quelle attuali; essi sono stati pertanto trattati come depositi normalmente consolidati.
- I corpi sabbioso-limosi (P2) presenti nei depositi del substrato hanno subito storie tensionali analoghe a quelle dei corpi limoso-argillosi (P1) presenti negli stessi depositi.

### **7.2.3 Parametri di resistenza al taglio**

L'angolo di resistenza al taglio di picco  $\varphi'$  dei materiali sabbiosi è stato determinato facendo riferimento al metodo proposto da [Bolton \(1986\)](#) in base al quale:

$$\varphi' = \varphi_{cv}' + m \cdot DI$$

$$DI = D_r \cdot [Q - \ln(p_f')] - 1$$

essendo:

$$\varphi' = \text{angolo di attrito di picco riferito a pressioni } \sigma_{ff}' = 272 \text{ kPa} \quad (^\circ)$$

$$Q = \text{fattore che dipende dalla composizione mineralogica e dalla forma delle particelle di sabbia, valore consigliato per particelle silicee} = 10$$

$$p_f' = 1,4 \cdot \sigma_{ff}' \text{ (vedi } \text{Jamiokowski et al. 1988}) \quad (\text{kPa})$$

$$\sigma_{ff}' = \text{tensione efficace normale alla superficie di rottura} = 272 \text{ kPa}$$

$$m = \text{costante empirica dipendente dalle condizioni di deformazione prevalenti (vedi Tabella 7.2)} \quad (^\circ)$$

$$D_r = \text{densità relativa} \quad (-)$$

**Tabella 7.2 - Valori della costante empirica m secondo Bolton (1986)**

Condizioni di rottura	m(-)
Tipo prova triassiale di compressione ( $\sigma_2' = \sigma_3'$ )	3
Tipo prova triassiale in estensione o di deformazione piana ( $\sigma_2' \neq \sigma_3'$ )	5
$\sigma_2'$ = tensione principale efficace intermedia	
$\sigma_3'$ = tensione principale efficace minore	

I valori dell'angolo di attrito  $\varphi_{cv}'$  possono essere ricavati da prove di laboratorio (triassiali o di taglio diretto) su provini ricostituiti a basse densità relative o, in assenza di queste ultime, assegnati in base a quanto indicato nella Tabella 7.3 (vedi ad esempio [Youd, 1972](#); [Stroud, 1988](#))

**Tabella 7.3 - Valori dell'angolo di attrito  $\varphi_{cv}$  per sabbie silicee secondo quanto riportato in Stroud (1988) e Youd (1972)**

	Sabbie ben gradate	Sabbie uniformi
Sabbie a spigoli vivi	$\varphi_{cv}' = 38^\circ$	$\varphi_{cv}' = 34^\circ$
Sabbie a spigoli arrotondati	$\varphi_{cv}' = 33^\circ$	$\varphi_{cv}' = 30^\circ$

In questa sede l'interpretazione è stata effettuata assumendo:

$$\varphi_{cv}' = 34^\circ \text{ per le sabbie}$$

$$m = 3$$

Si sono ottenuti i seguenti risultati:

- o Materiale A2

La resistenza al taglio in termini di angolo di attrito ( $\varphi'$ ), determinata sulla base dei risultati delle prove SPT nei materiali a grana grossa, può essere assunta rispettivamente pari a  $\varphi' = 36^\circ \div 42^\circ$ , si veda a tal proposito la **Figura 9**.

Sono inoltre disponibili i risultati di una prova di taglio diretto consolidata drenata e di una prova triassiale consolidata isotropicamente drenata eseguite su un campione con un elevato contenuto di fine (limo+argilla), pertanto tali prove sono rappresentative di un valore limite inferiore di resistenza al taglio per questo

materiale: infatti sulla base delle prove suddette si ottiene  $\varphi' = 31-34^\circ$  e  $c'$  (coesione drenata) = 1.5 kPa, si vedano **Figura 10** e **Figura 11**. Nel calcolo dell'angolo di attrito non sono stati considerati i risultati di alcune prove di taglio diretto (punti verdi in **Figura 10**) eseguite su campioni indisturbati. Tali campioni infatti si presentavano allo stato durissimi, con elevata massa volumica naturale. Tale stato fisico si constatava anche dalla difficoltà a romperli con le mani: una volta rotti, però, si sbriciolavano facilmente ritornando ad uno stato incoerente. Si ha quindi una sorta di "cementazione" che ha inficiato i risultati delle prove di taglio, con angoli di attrito e coesione elevati ( $\varphi' = 45^\circ$  e  $c' = 100$  kPa) più simili a quelli di una roccia tenera.

o Materiale P2

La resistenza al taglio in termini di angolo di attrito ( $\varphi'$ ), determinata sulla base dei risultati delle suddette prove SPT, può essere assunta pari a  $\varphi' = 35^\circ-43^\circ$ , si veda **Figura 12**.

Sono inoltre disponibili i risultati di due prove di taglio diretto consolidate drenate eseguite su campioni del substrato a prevalente contenuto sabbioso (68% e 56% di sabbia): sulla base delle prove suddette si ottiene  $\varphi' = 35^\circ \div 45^\circ$  e  $c'$  (coesione drenata) = 30 ÷ 139.5 kPa, si veda **Figura 13**.

## 7.2.4 Caratteristiche di deformabilità

I moduli iniziali di taglio ( $G_{01}$ ) e di Young ( $E_{01}$ ) possono essere ricavati dai valori delle velocità delle onde di taglio  $V_s$  utilizzando le seguenti equazioni:

$$G_{01} = \frac{\gamma_t}{9,81} \cdot (V_s)^2 \quad (\text{kPa})$$

$$E_{01} = G_{01} \cdot 2 \cdot (1 + \nu')$$

essendo:

$\gamma_t$  = peso di volume naturale del terreno in kN/m<sup>3</sup>

$\nu'$  = rapporto di Poisson del terreno = 0.20-0.30

$V_s$  = velocità di propagazione delle onde di taglio in m/sec.

La velocità di propagazione delle onde di taglio  $V_s$  può essere ricavata indirettamente, interpretando i risultati delle prove SPT.

Il modulo iniziale di Young ( $E_0$ ) può essere ricavato dal modulo iniziale di taglio ( $G_0$ ) mediante la seguente espressione:

$$E_0 = G_0 \cdot 2 \cdot (1 + \nu')$$
 (kPa)

La velocità delle onde di taglio da prove SPT in sabbie e ghiaie normalmente consolidate, silicee non cementate, può essere ricavata sulla base alla correlazione proposta da [Ohta & Goto \(1978\)](#) (vedi anche [Baldi et al., 1989](#)); in base a tale correlazione vale quanto segue:

$$V_s = C \cdot (N_{SPT})_{60\%}^{0.171} \cdot (z)^{0.199} \cdot f_A \cdot f_G \text{ (m/sec)}$$

essendo:

$$C = 67,3$$

$z$  = profondità dal p.c. in metri

$f_A$  = coefficiente funzione dell'epoca geologica del deposito (vedi la Tabella 7.4)

$f_G$  = coefficiente funzione della composizione granulometrica (vedi la tabella 7.5)

**Tabella 7.4 - Relazione di Ohta e Goto, 1978 - Coefficiente  $f_A$   
(funzione dell'epoca geologica del deposito)**

$f_A$	Olocene	Pleistocene
	1,0	1,3

**Tabella 7.5 - Relazione di Ohta e Goto, 1978 - Coefficiente  $f_G$   
(funzione della composizione granulometrica del deposito)**

$f_G$	Ghiaie	Sabbie ghiaiose	Sabbie grosse	Sabbie medie	Sabbie fini

	1,45	1,15	1,14	1,07	1,09
--	------	------	------	------	------

Applicando le correlazioni indicate ai livelli sabbiosi sono ottenuti i seguenti risultati:

o Materiale A2

$V_s = 110-280$  m/s (cfr. **Figura 14**)

$G_0 = 20-150$  MPa (cfr. **Figura 15**)

$E_0 = 100-400$  MPa (cfr. **Figura 16**)

o Materiale P2

$V_s = 240-375$  m/s (cfr. **Figura 17**)

$G_0 = 15-300$  MPa (cfr. **Figura 18**)

$E_0 = 400-750$  MPa (cfr. **Figura 19**)

Per la stima dei moduli di deformabilità "operativi", da associare allo specifico problema, possono essere fatte le seguenti assunzioni:

- Nel calcolo di opere di sostegno tipo paratie (tirantate e non) i moduli di Young "operativi"  $E_{op1}$  sono pari a circa  $1/3 \div 1/5$  di quelli iniziali  $E_0$ ;
- Nel calcolo dei cedimenti delle fondazioni i moduli di Young "operativi"  $E_{op1}$  sono pari a circa  $1/5$  di quelli iniziali  $E_0$ ;
- Nel calcolo dei cedimenti dei rilevati i moduli di Young "operativi"  $E_{op2}$  sono pari a circa  $1/10$  di quelli iniziali  $E_0$ .

### **7.3 Materiali a grana fine (limi e argille) saturi**

#### **7.3.1 Introduzione**

La caratterizzazione geotecnica dei terreni a grana fine è affidata sia all'interpretazione delle prove di laboratorio (cfr. Tabella 7.6 riassuntiva dei risultati delle prove eseguite), sia all'interpretazione delle prove in sito (prove SPT).

Anche in questo caso la caratterizzazione geotecnica è volta alla determinazione dei seguenti parametri:

- caratteristiche fisiche dei depositi;
- parametri di resistenza al taglio;
- parametri di deformabilità.

### 7.3.2 Classificazione

La classificazione dei terreni a grana fine è stata effettuata facendo riferimento ai risultati delle prove di laboratorio in termini di :

- fusi granulometrici;
- limiti di Atterberg (limite liquido e limite plastico);
- pesi di volume naturale e secco;
- grado di saturazione;
- contenuto d'acqua naturale;
- indice dei vuoti iniziale;
- cenni sullo stato tensionale.

Per quanto riguarda i valori di  $N_{SPT}$  misurati si ha:

- Materiale A1

I valori risultano normalmente pari a  $5 \leq N_{SPT} \leq 25$  colpi/30 cm (cfr. **Figura 20**).

- Materiale P1

I valori  $N_{SPT}$  sono  $> 35$  colpi/30 cm (cfr. **Figura 2**).

#### Composizione granulometrica

Sulla base delle curve granulometriche disponibili le percentuali di argilla, limo, sabbia e ghiaia possono variare come segue (si vedano a tal proposito **Figura 21** e **Figura 22**):

- Materiale A1
  - argilla+limo      57% ÷ 100%
  - sabbia             0% ÷ 30%
  - ghiaia             < 5%
- Materiale P1
  - argilla+limo      77% ÷ 100%
  - sabbia             0% ÷ 22%
  - ghiaia             < 1 %.

#### Limiti di Atterberg

Le caratteristiche di plasticità (limite liquido LL, limite plastico LP e indice di plasticità IP) sono riportate nelle figure che vanno da **Figura 23** a **Figura 28**; esse variano come segue:

- Materiale A1
  - LL = 25% ÷ 55%
  - LP = 16% ÷ 27%
  - IP = 7% ÷ 31%
- Materiale P1
  - LL = 32% ÷ 55%
  - LP = 20% ÷ 28%
  - IP = 14% ÷ 28%

Facendo riferimento alla “Carta di plasticità di Casagrande”, riportata in **Figura 29** e in **Figura 30**, i materiali A1 in oggetto possono essere classificati principalmente come “argille inorganiche di media plasticità”, mentre i materiali P1 possono essere classificati come “argille inorganiche di medio, alta plasticità”.

#### Peso di volume naturale

- Materiale A1

Il peso di volume naturale  $\gamma_n$  risulta compreso tra  $18 \div 20.5 \text{ kN/m}^3$ , **Figura 31**.

- o Materiale P1

Il peso di volume naturale  $\gamma_n$  risulta compreso tra  $\gamma_n = 19.8 \div 22.0 \text{ kN/m}^3$ , **Figura 32**.

#### Contenuto d'acqua

- o Materiale A1

Il contenuto d'acqua naturale  $w_n$  risulta generalmente compreso tra 20% e 35%, **Figura 33**.

- o Materiale P1

Il contenuto d'acqua naturale  $w_n$  risulta generalmente compreso tra 17% e 28%, **Figura 34**.

#### Indice dei vuoti iniziale

- o Materiale A1

L'indice dei vuoti iniziale  $e_0$  risulta dell'ordine di  $0.44 \div 0.95$ , **Figura 35**.

- o Materiale P1

L'indice dei vuoti iniziale  $e_0$  risulta generalmente compreso tra 0.44 e 0.7, **Figura 36**.

Secondo quanto già definito in sede di progettazione dell'allargamento alla 3ª corsia dell'A14, i materiali coesivi da poco a mediamente compatti possono essere trattati complessivamente come terreni da leggermente a mediamente sovraconsolidati meccanicamente, con differente grado di sovraconsolidazione in funzione della formazione di appartenenza.

### **7.3.3 Parametri di resistenza al taglio**

La resistenza al taglio non drenata  $c_u$  dei terreni limoso-argillosi saturi è stata valutata facendo riferimento ai risultati delle prove di laboratorio disponibili.

Per i depositi recenti (A1) si è fatto riferimento ai risultati di prove triassiali non consolidate non drenate (TX-UU) effettuate su campioni indisturbati; sulla base di tali prove è possibile assumere quanto segue:

- per profondità comprese tra 0 e 10.0 m da p.c. il valore di  $c_u$  è compreso tra 24 e 86 kPa, crescente con la profondità;
- per profondità superiori a 10.0 m da p.c. può essere assunto variabile tra 240 e 400 kPa.

L'andamento del valore di  $c_u$  con la profondità per i materiali di tipo A1 è riportato in **Figura 37**.

Per quanto riguarda i parametri di resistenza al taglio di picco in termini di sforzi efficaci, sono disponibili i risultati di n° 2 prove di taglio diretto consolidate drenate (TD\_CD) e di n° 3 prove triassiali consolidati isotropicamente non drenate (TX\_CIU).

In base a tali prove risulta quanto segue (si veda **Figura 38** e **Figura 39**):

- prove TD\_CD  $\Rightarrow c_p' = 15 \text{ kPa} = \text{intercetta di coesione},$   
 $\varphi_p' = 30^\circ = \text{angolo di attrito};$
- prove TX\_CIU  $\Rightarrow c_p' = 8 \text{ kPa} = \text{intercetta di coesione},$   
 $\varphi_p' = 27^\circ = \text{angolo di attrito}.$

Nel caso di terreni a grana fine compatti, costituenti i depositi pliocenici (P1), la resistenza al taglio non drenata  $c_u$  è stata stimata utilizzando i risultati delle prove triassiali non consolidate non drenate (TX-UU) che, trascurando i valori agli estremi inferiori e superiori, forniscono valori mediamente compresi tra 350 e 600 kPa, come emerge dalla **Figura 40**.

Per quanto riguarda i parametri di resistenza al taglio di picco in termini di sforzi efficaci, sono disponibili i risultati di n° 3 prove di taglio diretto consolidate drenate (TD\_CD) e di n° 2 prove triassiali consolidati isotropicamente non drenate (TX\_CIU).

In base a tali prove risulta quanto segue (si veda **Figura 41** e **Figura 42**):

- prove TD\_CD  $\Rightarrow c_p' = 110 \text{ kPa} = \text{intercetta di coesione},$   
 $\varphi_p' = 30^\circ = \text{angolo di attrito};$
- prove TX\_CIU  $\Rightarrow c_p' = 12 \text{ kPa} = \text{intercetta di coesione},$

$$\varphi_p' = 28^\circ = \text{angolo di attrito.}$$

Per tenere conto delle possibili disomogeneità all'interno del materiale e anche del quadro più generale su questa formazione che si ha esaminando i dati reperiti in sede di progettazione dell'allargamento alla 3ª corsia A14, per i parametri di resistenza di picco dei materiali P1 nel seguito si assumeranno i seguenti valori:

$$c_u \geq 250 \text{ kPa,}$$

$$c_p' = 10 \div 20 \text{ kPa} = \text{intercetta di coesione,}$$

$$\varphi_p' = 26^\circ \div 30^\circ = \text{angolo di attrito.}$$

### 7.3.4 Caratteristiche di deformabilità

Per i materiali di tipo A1 sono disponibili i risultati di n° 6 prove edometriche.

In **Figura 43** è riportato l'andamento con la profondità del modulo edometrico, mentre in **Figura 44** è riportato l'andamento con la profondità del modulo elastico operativo calcolato a partire dal modulo edometrico, avendo assunto  $E'_{op} = 0.85 \cdot E'_{edo}$ .

Dall'esame delle figure sopra menzionate emerge quanto segue:

- il valore di  $E'_{edo}$  è compreso tra 3.0 e 6.8 MPa, per profondità comprese tra 5.0 e 15.0 m da p.c.,
- il valore di  $E'$  è conseguentemente compreso tra 2.55 e 5.78 MPa, per profondità comprese tra 5.0 e 15.0 m da p.c..

A partire dai risultati delle prove edometriche è inoltre possibile ricavare i coefficienti di compressione e i coefficienti di consolidazione secondaria ( $c_{\alpha\epsilon}$ ), da utilizzare per analisi di cedimenti di fondazioni e rilevati autostradali con modelli costitutivi elasto-plastici convenzionali. L'andamento con la profondità dei valori assunti da tali coefficienti è riportato in **Figura 45**, **Figura 46** e **Figura 47**.

Dall'esame delle figure sopra citate, è possibile assegnare ai coefficienti i seguenti valori:

- coefficiente di compressione  $C_c = 0.2 \div 0.35$ ,
- coefficiente di ricomprensione  $C_r = 0.03 \div 0.08$ ,
- coefficienti di consolidazione secondaria  $c_{\alpha e} = 0.013 \div 0.15$ .

Per il substrato tipo P1 sono disponibili i risultati di un'unica prova edometrica, pertanto, sulla base di considerazioni generali e della parametrizzazione eseguita in sede di progettazione dell'allargamento alla 3ª corsia dell'A14, in questa fase si può assumere:

- - modulo elastico operativo  $E'_{op} = 50 \text{ MPa}$ .

## **8.PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO**

Si fornisce nel seguito una tabella riassuntiva con i parametri geotecnici da utilizzare in questa fase progettuale (Progetto Definitivo).

Tali parametri andranno confermati e maggiormente dettagliati nelle fasi progettuali che seguiranno, anche alla luce dei risultati delle nuove indagini che verranno eseguite.

**Tabella. 8.1 – Quadro riassuntivo parametri geotecnici Progetto Definitivo**

<b>Materiale</b>	<b>Peso di volume <math>\gamma_n</math> (kN/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Parametri di resistenza</b>	<b>Parametri di deformabilità</b>
A1	18.5÷20.5	$c_u=30\div60$ kPa per $z=0\div10.0$ m da p.c. $c_u=240\div400$ kPa per $z>10.0$ m da p.c. $c'=5\div10$ kPa $\phi'=27^\circ\div30^\circ$	$E'_{edo}=5\div7$ MPa $E'_{op}=2.6\div5.8$ MPa
A2	19.0÷20.0	$\phi'=35^\circ\div40^\circ$ , $c' = 0\div2$ kPa	$E'_0=100\div400$ MPa
P1	20.0÷22.0	$c_u\geq250$ kPa $c'=10\div20$ kPa $\phi'=26^\circ\div30^\circ$	$E'_{op}=50$ MPa
P2	20.0÷22	facies sabbiosa $\phi'=35^\circ\div40^\circ$ , $c' = 0.0$ facies sabbioso-limosa $\phi'=30^\circ\div39^\circ$ , $c' = 5\div20$ kPa	$E'_0=400\div750$ MPa

Essendo:

$\gamma_n$	=	peso di volume naturale (kN/m <sup>3</sup> )
$c_u$	=	resistenza al taglio non drenata (kPa)
$c'$	=	resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci (kPa)
$\phi'$	=	angolo d'attrito in termini di sforzi efficaci
$E_{op}$	=	modulo elastico "operativo"
$E_0$	=	modulo elastico iniziale
$M$	=	modulo edometrico

## **9.CENNI SULLE FONDAZIONI DELLE OPERE D'ARTE PRINCIPALI**

Per le fondazioni delle opere principali sono stati previsti pali di grosso diametro. La disposizione di questi pali è tale da garantire sempre un interasse uguale a circa 3 volte il diametro e le lunghezze variano mediamente tra 22 e 26 m, come segue:

### Bretella di adduzione ovest

#### Viadotto Foglia

Spalla A	pali D = 1200 mm – L = 16 m
Spalla B	pali D = 1200 mm – L = 16 m
Pile	pali D = 1200 mm – L = 25 m

### Bretella di Santa veneranda

#### Ponte sul Rio Genica

Spalla A	pali D = 1200 mm – L = 15 m
Spalla B	pali D = 1200 mm – L = 15 m
Pile	pali D = 1200 mm – L = 23 m

### Nuova Circonvallazione Muraglia

#### Ponticello idraulico

Spalle	pali D = 1200 mm – L = 15 m
--------	-----------------------------

### Nuovo Svincolo di Pesaro Sud

#### Ampliamento sottovia di svincolo

Spalle	pali D = 800 mm – L = 25 m
--------	----------------------------

## **10. VERIFICHE DI STABILITÀ DI RILEVATI E TRINCEE**

Il presente capitolo contiene le verifiche geotecniche relative ai rilevati ed alle trincee presenti lungo il tracciato del nuovo svincolo di Pesaro Sud, progetto facente parte delle opere compensative del comune di Pesaro.

In particolare, oggetto della presente relazione è la verifica di stabilità globale delle opere in terra, la valutazione dei cedimenti e del loro decorso nel tempo.

I tracciati degli assi A, B e C in progetto, si sviluppano quasi totalmente in rilevato. Le trincee, presenti unicamente per un breve tratto della rampa B, riguardano tratti di strada a mezza costa. Nel contesto generale si osserva una situazione piuttosto omogenea con depositi di copertura che ricoprono, con spessori variabili, le rocce del substrato. Per questo motivo sono state eseguite verifiche di stabilità in corrispondenza delle sezioni maggiormente critiche assumendo i risultati come rappresentativi delle altre geometrie di rilevati e trincee presenti nei vari tracciati. I rilevati maggiori, di altezza massima di poco inferiore a 10 m interessano la rampa B di uscita dal Casello di Pesaro Sud. Per la porzione del tracciato interessata dal progetto del muro di sottoscarpa si rimanda alla specifica relazione tecnica, mentre nella presente relazione si sono analizzate nello specifico le sezioni in rilevato 21 e 22b facenti parte della porzione finale del tracciato, nel quale la rampa B si immette nella A14, gravando sul rilevato esistente. Per quanto riguarda le trincee è stata verificata la sezione 9 della rampa B, in uscita dal nuovo sottovia di svincolo.

### **10.1 Costruzione dei rilevati e preparazione del piano di posa**

Le caratteristiche dei materiali presenti nei primi metri di profondità dal p.c., che saranno eventualmente interessati dagli scavi per la costruzione delle opere, sono tali da escluderne in generale l'utilizzo diretto per la costruzione dei rilevati.

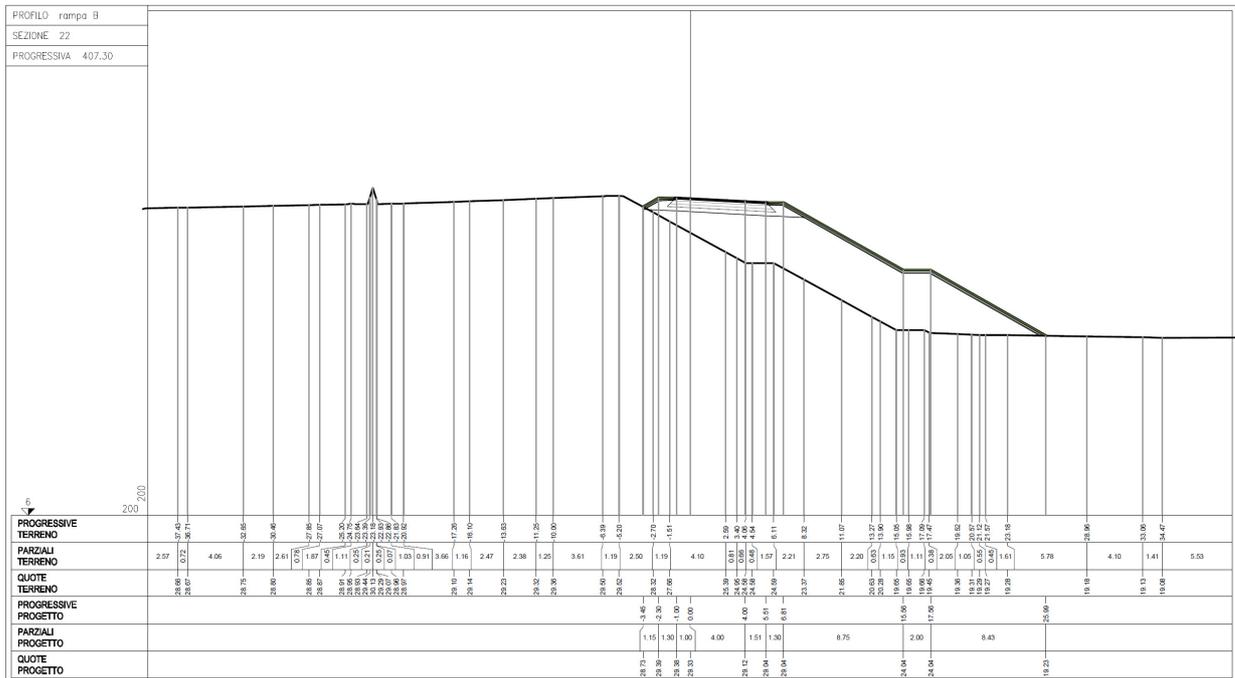
Le opere in terra saranno realizzate utilizzando materiale da rilevato ai sensi delle N.T.A: terra appartenente ai gruppi A1, A2-4, A2-5, A3.

La posa in opera del terreno avverrà per strati di altezza massima pari a 30 cm.

In dettaglio, la preparazione del piano di posa viene descritta nell'ipotesi che sia richiesta la stabilizzazione per 60 cm di spessore. Dove lo spessore richiesto è minore, le lavorazioni verranno modificate, assicurando sempre comunque la completa rimozione del terreno vegetale/agrario:

- scavo di scotico del terreno vegetale per uno spessore di 20 cm;
- scavo della profondità di 60 cm (o comunque tale da garantire la totale asportazione del terreno vegetale) del terreno in situ, avendo cura di stoccare il materiale estratto presso i margini dello scavo, per facilitare le operazioni di movimento terra previste nelle fasi successive;
- stesa di materiale granulare appartenente ai gruppi A1, A2-4, A2-5, A3.
- stesa di uno strato di geotessile non tessuto di peso non inferiore a 300 g/mq, con funzione anticontaminante, per rilevati di altezza inferiore a 3.0 m;
- stesa di strato granulare con funzione anticapillare di 50 cm di spessore; lo strato sarà composto, come specificato dalle N.T.A., di materiali con granulometria assortita da 2÷50mm, con passante al vaglio da 2mm non superiore al 15% e con passante al vaglio UNI 0.075mm non superiore al 3%, per rilevati di altezza inferiore a 3.0 m;
- realizzazione del corpo del rilevato;
- realizzazione, al di sotto del piano di fondazione della pavimentazione, di uno strato di spessore minimo pari a 30 cm, realizzato con materiali appartenenti ai gruppi A1-a e A3.





**Figura 10.2 - sezione 22 Rampa B - Nuovo Svincolo di Pesaro Sud**

### 10.2.1 Metodologia di calcolo

L'analisi dei cedimenti è stata eseguita tramite il software Settle3D, che permette di valutare i cedimenti nel tempo sotto diverse ipotesi di carico. Il programma discretizza l'area analizzata in un numero finito di aree di carico e valuta gli incrementi di tensione indotti da ogni singola area di carico componendo poi gli effetti. A partire dagli incrementi tensionali vengono poi calcolati i cedimenti.

La valutazione dell'incremento dello stato tensionale indotto nel terreno dai carichi applicati viene condotta con riferimento a soluzioni basate sulle seguenti ipotesi semplificative:

- il terreno è schematizzato come un semispazio elastico lineare, omogeneo ed isotropo (modello di Boussinesq).;
- l'area di carico è posta sulla superficie del semispazio ed è supposta di rigidità nulla.

Per una generica condizione di carico viene eseguita una discretizzazione in un numero finito di aree di carico sulle quali è applicata una pressione uniforme o variabile linearmente.

Per ogni direttrice di calcolo del cedimento vengono valutati gli incrementi di tensione indotti da ogni singola area di carico componendo poi gli effetti.

Il calcolo dell'incremento delle tensioni normali indotte da un'area di carico nastriforme, soggetta a un carico uniformemente distribuito, è stato eseguito sulla base delle formule di Jumikis (1971).

$$\Delta\sigma_z = \frac{q}{\pi} \cdot \left[ \tan^{-1}\left(\frac{x+B}{z}\right) - \tan^{-1}\left(\frac{x-B}{z}\right) - \frac{z \cdot (x-B)}{(x-B)^2 + z^2} + \frac{z \cdot (x+B)}{(x+B)^2 + z^2} \right]$$

$$\Delta\sigma_x = \frac{q}{\pi} \cdot \left[ \tan^{-1}\left(\frac{x+B}{z}\right) - \tan^{-1}\left(\frac{x-B}{z}\right) + \frac{z \cdot (x-B)}{(x-B)^2 + z^2} - \frac{z \cdot (x+B)}{(x+B)^2 + z^2} \right]$$

$$\Delta\sigma_y = \nu \cdot (\Delta\sigma_z + \Delta\sigma_x)$$

dove:

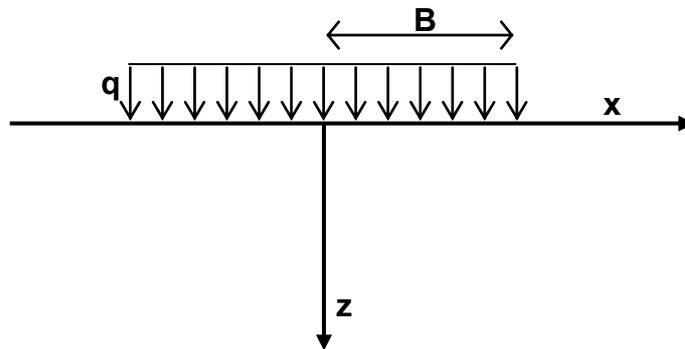
$\Delta\sigma_z, \Delta\sigma_x, \Delta\sigma_y$  = incremento delle tensioni normali verticali e orizzontali

$q$  = carico applicato

$\nu$  = coefficiente di Poisson

$B$  = semilarghezza dell'area di carico in direzione  $x$

$x, y, z$  = coordinate geometriche di riferimento come indicato nella figura seguente.



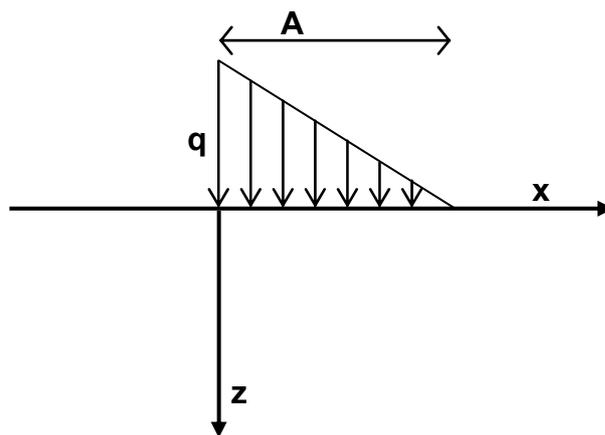
**Figura 10.3 – Schema area di carico uniformemente distribuito**

Nel caso di un'area di carico nastriforme soggetta a un carico linearmente crescente, le formule di Jumikis da applicare sono le seguenti:

$$\Delta\sigma_z = \frac{q}{\pi \cdot A} \cdot \left[ (x - A) \cdot \left( \tan^{-1}\left(\frac{x - A}{z}\right) - \tan^{-1}\left(\frac{x}{z}\right) \right) + \frac{A \cdot z \cdot x}{x^2 + z^2} \right]$$

$$\Delta\sigma_x = \frac{q}{\pi \cdot A} \cdot \left[ (x - A) \cdot \left( \tan^{-1}\left(\frac{x - A}{z}\right) - \tan^{-1}\left(\frac{x}{z}\right) \right) + z \cdot \ln\left(\frac{x^2 + z^2}{(x - A)^2 + z^2}\right) - \frac{A \cdot z \cdot x}{x^2 + z^2} \right]$$

$$\Delta\sigma_y = \nu \cdot (\Delta\sigma_z + \Delta\sigma_x)$$



**Figura 10.4 – Schema area di carico linearmente crescente**

Il calcolo dei cedimenti viene quindi valutato mediante la seguente espressione:

$$w = \sum_{i=1}^n \frac{[\Delta\sigma_{zi} - \nu \cdot (\Delta\sigma_{xi} + \Delta\sigma_{yi})]}{E_i} \cdot \Delta h_i$$

dove:

w = cedimento

n = numero di suddivisioni dei vari strati di terreno

E<sub>i</sub> = modulo di elasticità medio della suddivisione i-esima di terreno

Δh<sub>i</sub> = altezza della suddivisione i-esima di terreno

ν = coefficiente di Poisson

Δσ<sub>z</sub>, Δσ<sub>x</sub>, Δσ<sub>y</sub> = incremento medio delle tensioni normali verticali e orizzontali della suddivisione i-esima di terreno

Il calcolo dei cedimenti è limitato agli strati di terreno che realisticamente risentono del carico applicato in superficie.

Ciò è individuato entro la profondità H<sub>c</sub> (strato compressibile) per cui:

$$\Delta\sigma_z / \sigma'_{v0} > 0.10$$

essendo:

σ'<sub>v0</sub> = tensione verticale efficace litostatica.

Il cedimento totale dato dagli strati coesivi (di bassa permeabilità) è generalmente dato dalla somma di tre contributi:

$$S_t = S_i + S_c + S_s$$

dove:

S<sub>t</sub> = cedimento totale;

S<sub>i</sub> = cedimento immediato; esso si sviluppa all'applicazione del carico, viene valutato con il modulo E<sub>v</sub> (in condizioni non drenate).

- $s_c$  = cedimento per consolidazione, con sviluppo completo al tempo in cui sarà avvenuta la completa dissipazione delle sovrappressioni interstiziali indotte dai carichi.
- $s_s$  = cedimento secondario, dovuto a deformazioni viscosi del terreno con carico costante e pressioni interstiziali stabilizzate.

Il contributo del cedimento secondario diventa importante in pochi casi, quando il cedimento dipende in gran parte da uno strato argilloso di rilevante spessore nel quale il completamento della consolidazione avviene in pochi mesi (inserimento di dreni verticali molto fitti).

Nei casi in cui il cedimento secondario può essere trascurato si valuterà:

$s_t$ , con il modulo  $E'$  (in condizioni drenate),

$s_i$ , con il modulo  $E_u$  (in condizioni non drenate),

$$s_c = s_t - s_i.$$

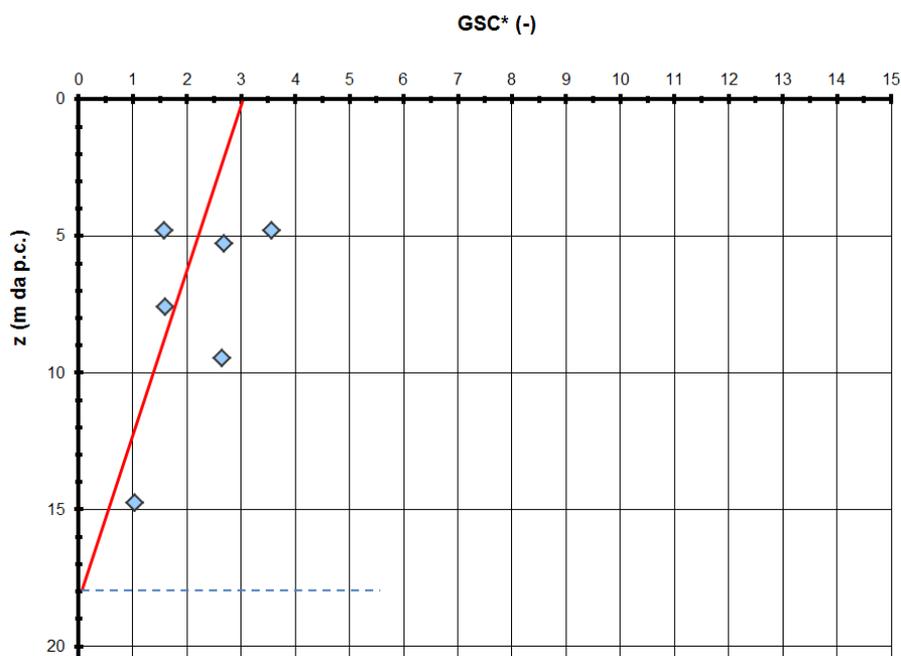
## 10.2.2 Schematizzazione stratigrafica e parametri di deformabilità

In accordo alla caratterizzazione geotecnica dell'area in esame e ai profili geotecnici di interesse si è adottata nei calcoli la seguente schematizzazione stratigrafica ed i seguenti parametri del terreno.

Tale stratigrafia è caratterizzata da depositi alluvionali superficiali prevalentemente limoso-argillosi al di sotto dei quali si trovano altri depositi alluvionali con prevalente granulometria sabbiosa. La quota di falda è stata cautelativamente assunta, in tutti i casi, a circa 2.0 m da piano campagna. È stato inoltre considerato uno strato di bonifica, realizzato con materiale da rilevato, spesso 0.6m.

Per i materiali superficiali (unità A1) è stato utilizzato un legame costitutivo non lineare, caratterizzato da un indice di compressione  $c_c = 0.25$  e di ricomprensione  $c_r = 0.05$ . L'indice dei vuoti iniziale, in accordo con la relazione geotecnica è pari a 0.7, all'incirca costante con la profondità. Il coefficiente di permeabilità è pari al valore medio  $8 \cdot 10^{-9}$  m/s. Da un'analisi del grado di

sovracconsolidazione risultante dalle prove edometriche su campioni indisturbati, si nota come esso vari con la profondità da un massimo pari a 3 in superficie fino all'unità, ossia materiale normalconsolidato, in profondità (**Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**).



**Figura 10.5 – Gradi di Sovracconsolidazione da prove edometriche su campioni indisturbati**

**Tabella10.1 - Stratigrafia sezione 19**

Formazione	Da (m p.c.)	A (m p.c.)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	E' (kPa)	E <sub>u</sub> (kPa)	C <sub>c</sub> (-)	C <sub>r</sub> (-)
RIL	0.00	0.60	19.00	15000	45000	-	-
A1	0.60	16.00	19.00	-	-	0.25	0.05
A2	16.00	25.00	19.00	300000	450000	-	-

**Tabella 10.2 - Stratigrafia sezione 22**

Formazione	Da (m p.c.)	A (m p.c.)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	E' (kPa)	E <sub>u</sub> (kPa)	C <sub>c</sub> (-)	C <sub>r</sub> (-)
<b>RIL</b>	0.00	0.60	19.00	15000	45000	-	-
<b>A1</b>	0.60	18.00	19.00	-	-	0.25	0.05
<b>A2</b>	18.00	32.00	19.00	300000	450000	-	-

### 10.2.3 Risultati delle analisi

Le analisi dei cedimenti e dello spessore di altezza compressibile sono state svolte per le sezioni indicate precedentemente. Esse hanno dimostrato che i cedimenti totali, al di sotto dei rilevati, sono di modesta entità. Nella sezione 22 il cedimento è stato rilevato in due punti, in uno dove la pressione è massima sul piano campagna ed in uno dove la pressione è massima sul rilevato autostradale esistente. Osservando gli andamenti dei cedimenti nel tempo si nota come in tutti i casi analizzati si aggiunge il 90% del cedimento in tempi relativamente brevi, mai superiori a tre mesi. Si nota inoltre come nel caso della sezione 22, i cedimenti siano molto contenuti.

**Tabella 10.3 – Cedimenti**

Punto	Cedimento totale (cm)	Cedimento immediato (cm)	Cedimento consolidazione (cm)	90% del cedimento totale (cm)	90% del cedimento totale (g)
Sezione 19 - centro rilevato	26.70	9.52	17.18	24.03	81
Sezione 22 - Massima pressione sul piano campagna	15.08	6.33	8.75	13.57	65
Sezione 22 - Massima pressione sul rilevato esistente	5.46	3.09	2.37	4.91	27

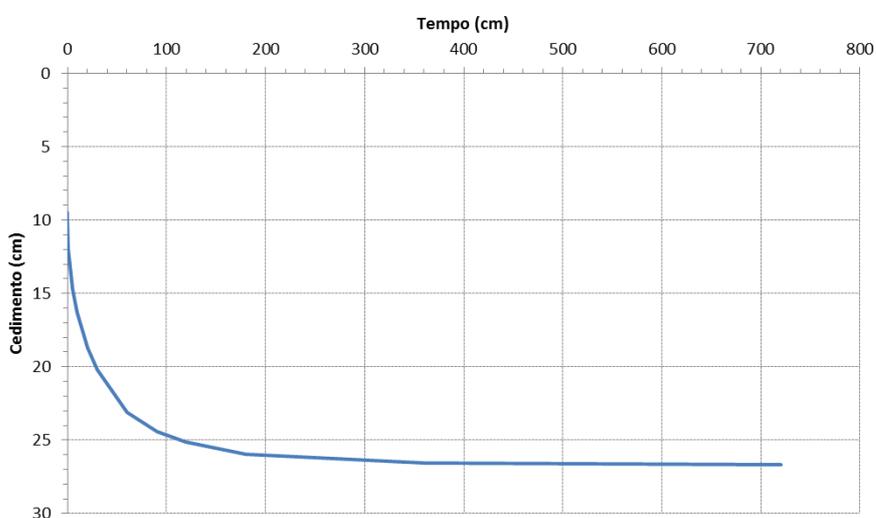
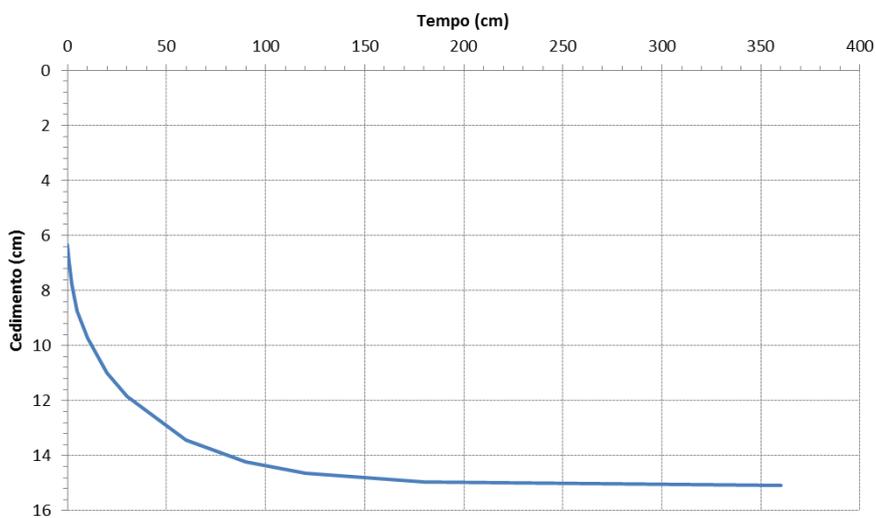
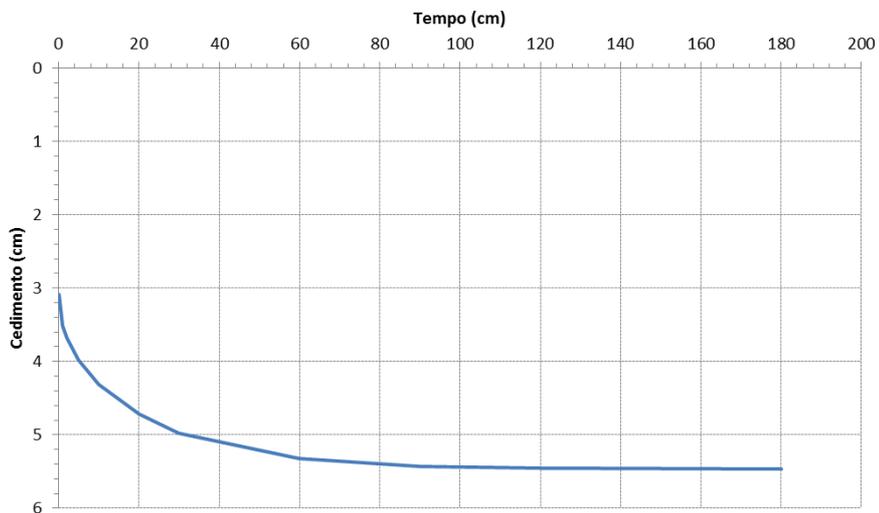


Figura10.6 – Sezione 19 – Andamento dei cedimenti nel tempo



**Figura10.7 – Sezione 22 – Massima pressione sul piano campagna – Andamento dei cedimenti nel tempo**



**Figura 10.8 – Sezione 22 Massima pressione sul rilevato esistente – Andamento dei cedimenti nel tempo**

### **10.3 Analisi di stabilità globale**

In accordo al paragrafo § 6.8 delle NTC l'analisi di stabilità globale del corpo del rilevato è stata effettuata secondo l'Approccio 1, Combinazione 2 - A2+M2+R2, con  $\gamma_R=1.1$ , applicando i coefficienti parziali di tabella 6.2.I per le azioni e di tabella 6.2.II per i parametri geotecnici dei terreni.

L'analisi delle condizioni di stabilità dei pendii in condizioni sismiche può essere eseguita mediante metodi pseudostatici. L'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso  $W$  del volume di terreno potenzialmente instabile. Tale forza dipende dalle caratteristiche del moto sismico atteso nel volume di terreno potenzialmente instabile e dalla capacità di tale volume di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza.

Nelle verifiche allo stato limite ultimo, in mancanza di studi specifici, le componenti orizzontale e verticale di tale forza possono esprimersi come  $F_h = k_h \times W$  e  $F_v = k_v \times W$ , con  $k_h$  e  $k_v$  rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale:

$$k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{\max}}{g}$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

dove:

- $\beta_s$  = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;
- $a_{\max}$  = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
- $g$  = accelerazione di gravità.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima attesa al sito può essere valutata con la relazione:

$$a_{\max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

dove:

- $S$  = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica ( $S_S$ ) e dell'amplificazione topografica ( $S_T$ );
- $a_g$  = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

I valori di  $\beta_s$  (coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito) sono forniti dalla Tabella 7.11.I delle NTC.

**Tabella10.4 - Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.**

	Categorie di sottosuolo	
	A	B,C,D,E
	$\beta_s$	$\beta_s$
<b><math>0,2 &lt; a_g(g) \leq 0,4</math></b>	0.31	0.28
<b><math>0,1 &lt; a_g(g) \leq 0,2</math></b>	0.27	0.24
<b><math>a_g(g) \leq 0,1</math></b>	0.20	0.20

Nel caso specifico, con riferimento anche a quanto contenuto nel precedente capitolo riguardante la sismicità dell'area, risulta:

$$K_h = 0.082$$

$$K_v = \pm 0.041$$

Per quanto riguarda i rilevati, in condizioni statiche sulla piattaforma autostradale è stato considerato un sovraccarico accidentale di 20 kPa; in condizioni sismiche tale carico è stato trascurato.

In accordo alla NTC (tabella 6.2.1), al sovraccarico da traffico, si è applicato un coefficiente parziale sui carichi variabili pari a  $\gamma_{Qi} = 1.3$ .

### 10.3.1 Metodologia di calcolo

In molti metodi dell'analisi limite, si ricorre alla suddivisione in "conci" della massa di terreno compresa tra la superficie di scorrimento e la superficie topografica del pendio. Convenzionalmente tale suddivisione viene praticata con linee verticali, ma ciò non costituisce condizione necessaria per l'applicabilità di tali metodi, né si è costretti a prevedere conci di eguale spessore. Il solo aspetto che si deve tenere in considerazione nella suddivisione in conci è che per ciascuno di essi, in corrispondenza della base, i parametri di resistenza al taglio devono poter essere ritenuti costanti.

La suddivisione della massa instabile di terreno rende i metodi dell'equilibrio limite particolarmente flessibili, nel senso che essi possono essere utilizzati per analisi di stabilità di pendii caratterizzati da morfologie molto complesse e costituiti da terreni parametrizzabili con proprietà geotecniche di resistenza al taglio molto diverse.

La base del concio per cinematismi di rottura non planari, difficilmente è riconducibile ad un segmento rettilineo, ma il più delle volte, per semplificare i calcoli, si tende a confondere tale tratto curvilineo con la relativa corda .

Un ulteriore vantaggio associato all'applicazione della suddivisione in conci della massa al di sopra dell'ipotizzata superficie di scivolamento risiedono nel poter assoggettare i terreni presenti nei pendii instabili ai più svariati regimi di pressioni interstiziali. Inoltre, il procedimento di calcolo finalizzato alla determinazione del fattore di sicurezza minimo si presta ad essere facilmente sviluppato con il ricorso al calcolo automatizzato.

In Figura 10 sono riportate le azioni agenti su un singolo concio, nell'ipotesi di assenza di carichi esterni.

Con  $W_i$  viene indicata la forza peso del concio,  $T_i$  e  $N_i$  sono le reazioni tangenziali e normali che agiscono sulla base del concio, mentre  $E_i$  e  $X_i$

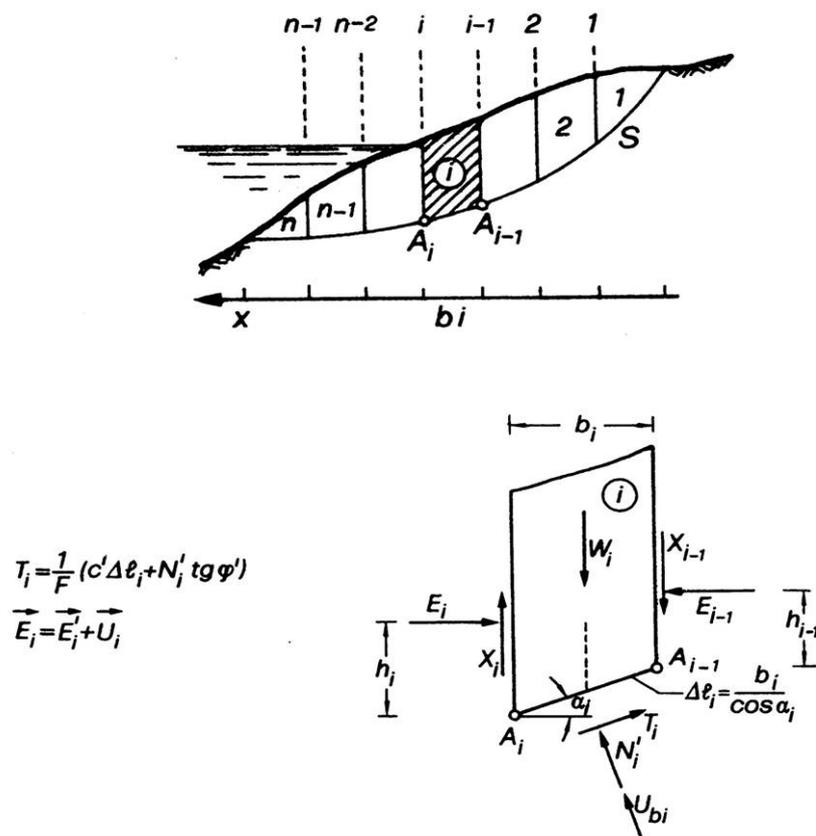
rappresentano rispettivamente le reazioni normali e tangenziali dovute alle interazioni fra conci adiacenti.

Immaginiamo che la massa a rottura sia suddivisa in  $n$  conci e valutiamo il bilancio equazioni-incognite per un generico problema di stabilità.

Le incognite del problema sono:

- le forze  $N_i$  (in numero di  $n$ , quanti sono i conci);
- le forze  $T_i$  (in numero di  $n$ , quanti sono i conci);
- il braccio delle forze  $N_i$ ,  $a_i$  (in numero di  $n$ , quanti sono i conci);
- le forze di interfaccia  $X_i$  (in numero di  $n-1$ );
- le forze di interfaccia  $T_i$  (in numero di  $n-1$ );
- i braccio  $h_i$  delle forze  $X_i$  (in numero di  $n-1$ );
- il fattore di sicurezza  $F_s$  (1 incognita)

Facendo un breve calcolo si constata che il problema presenta  $6n-2$  incognite (le spinte dell'acqua non costituiscono delle incognite, in quanto dopo aver avanzato realistiche ipotesi sull'andamento della superficie freatica nel pendio, la determinazione delle pressioni interstiziali può essere fatta in modo agevole, sfruttando per esempio le proprietà delle linee isopotenziali del reticolo di flusso). Resta inteso che le forze di superficie e di volume si considerano note (forza peso dei conci, forze di filtrazione, eventuali sovraccarichi).



**Figura 10.9 - Suddivisione della massa instabile in conci: definizione delle incognite (Farulla 2000)**

Vediamo ora le equazioni a nostra disposizione:

- 3n equazioni di equilibrio:

$$\Sigma V = 0$$

$$\Sigma H = 0$$

$$\Sigma M = 0$$

- n equazioni  $\alpha_i = \Delta \ell_i / 2$ , che traducono il fatto che la retta d'azione delle forze N incontra la base del concio in corrispondenza del suo punto medio;
- n equazioni del tipo  $T_i = \tau_{\text{mobilitata}} \cdot \Delta \ell_i$ ; esprimibili anche come n equazioni

$$\text{del tipo } T_i = \frac{c_i \cdot \Delta l_i + N_i \cdot \tan \phi'}{F_s};$$

Abbiamo solo  $5n$  equazioni, ne mancano  $n-2$  per pareggiare il conto con le incognite. In sostanza, in termini ingegneristici, il problema è  $n-2$  volte iperstatico. Per risolvere l'indeterminatezza del problema vi è la necessità di acquisire un certo numero di equazioni aggiuntive. Le differenze sostanziali tra i vari metodi dell'equilibrio limite consistono nel modo in cui i vari Autori hanno cercato di risolvere il problema di indeterminatezza statica sopradescritto.

In letteratura esistono molti metodi dell'equilibrio limite, essi possono essere suddivisi in due grandi famiglie: i "metodi rigorosi" ed i "metodi approssimati".

Alla base di questi ultimi metodi, detti anche "metodi semplificati", si adottano ipotesi altamente semplificative, per esempio si trascurano alcune forze di interfaccia concio-concilio, oppure assegnando alle forze di interconcilio sia i punti di applicazione sia la direzione delle rette d'azione. Le ipotesi semplificative adottate, a volte, eliminano un numero di incognite maggiore di quello strettamente necessario per risolvere l'indeterminatezza statica del problema di stabilità, in altre parole le equazioni a disposizione diventano sovrabbondanti rendendo il problema non equilibrato, nel senso che le forze in gioco calcolate non soddisfano tutte le condizioni di equilibrio dei vari conci e dell'intero masso di terreno potenzialmente instabile.

I metodi rigorosi ricercano, invece, un numero di equazioni tali da pareggiare il conto equazioni-incognite. Le  $n-2$  equazioni integrative vengono introdotte in modo tale da garantire le condizioni di equilibrio globale dell'ammasso di terreno ritenuto instabile.

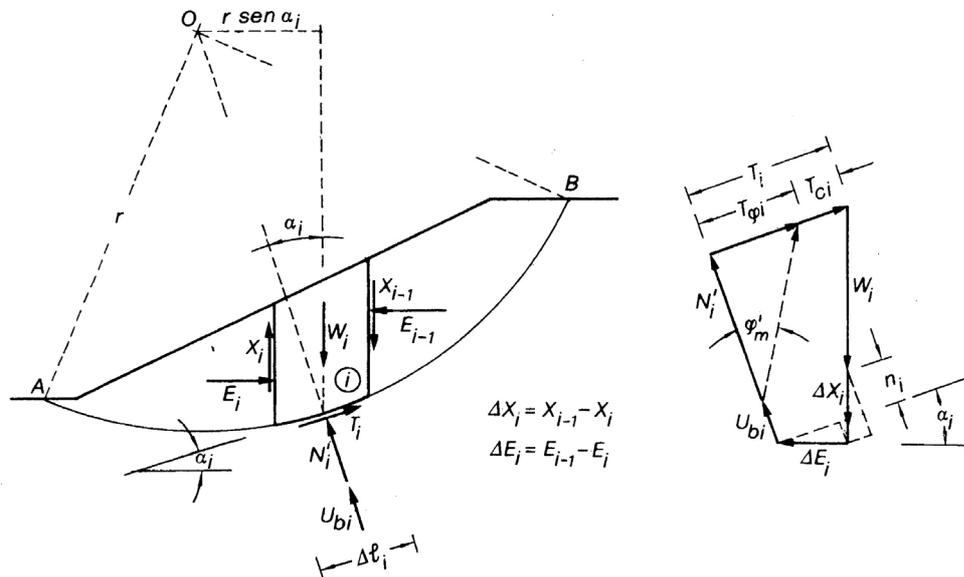
#### Il metodo di Bishop

Come noto nei metodi che prevedono la suddivisione della massa di terreno ritenuta instabile in conci, la determinazione del fattore di sicurezza  $F_s$  avviene prendendo in considerazione l'equilibrio globale dell'intero ammasso. Nel caso in cui, il cinematismo di rottura preveda superfici di scivolamento assimilabili a degli archi di circonferenza, di centro  $O$  e raggio  $r$ , al fine della determinazione del

FS, risulta molto conveniente utilizzare l'equazione che esprime l'equilibrio alla rotazione dell'intera massa instabile intorno al punto O.

La convenienza dell'equazione alla rotazione intorno al centro dell'arco di circonferenza è facilmente comprensibile, osservando la Figura 11, dalla quale si evince:

- le forze con retta d'azione ortogonale alla base dei conci,  $N_i$  e  $U_{bi}=U_{ib}\cdot\Delta l_i$ , hanno momento nullo, in quanto la loro retta d'azione passa per il punto O e quindi il braccio è uguale a zero.
- le forze con retta d'azione coincidente con la direzione della base dei conci, la resistenza mobilitata  $T_i$ , hanno braccio pari al raggio  $r$  dell'arco di circonferenza.
- Le forze peso  $W_i$  hanno braccio pari a  $r\cdot\text{sen}\alpha_i$ , dove con  $\alpha_i$  è indicato l'angolo di inclinazione che la base del concio forma con l'orizzontale.



**Figura 10.10 - Superfici di rottura circolare (Farulla, 2000)**

Si fa notare che superfici di scivolamento planare possono essere approssimate a superfici di rottura a forma circolare semplicemente considerando elevati raggi  $r$ .

E' chiaro che le forze  $X$  ed  $E$  non intervengono nel calcolo del momento in quanto forze interne al sistema "massa instabile".

Come già accennato, nel metodo di Bishop si assume che la superficie di scivolamento possa essere assimilata ad un arco di circonferenza, dunque, il fattore di sicurezza può essere espresso in termini di momenti rispetto al centro dell'arco di circonferenza stesso, e alla luce di quanto accennato in precedenza si ha:

$$Fs = \frac{M_s}{M_r}$$

in cui  $M_r$  è il momento delle forze ribaltanti:

$$M_r = r \cdot \sum_{i=1}^n W_i \cdot \sin \alpha_i$$

$M_s$  è il momento stabilizzante dato da:

$$M_s = r \cdot \sum_{i=1}^n T_{fi}' = r \cdot \sum_{i=1}^n (c_i' + \sigma' \cdot \tan \phi_i') \cdot \Delta l_i \quad \begin{matrix} c_i' = \text{cost} \\ \phi_i' = \text{cost} \end{matrix} = r \cdot c' \cdot L + r \cdot \tan \phi' \cdot \sum_{i=1}^n N_i'$$

dove:

- $r$  è il raggio dell'arco di circonferenza che rappresenta la superficie di scivolamento.
- $L$  è la lunghezza dell'arco di circonferenza
- $c_i'$  è l'intercetta di coesione del terreno situato in corrispondenza della base del concio  $i$ -esimo.
- $\phi_i'$  è l'angolo di resistenza al taglio del terreno situato in corrispondenza della base del concio  $i$ -esimo.
- $\phi'$  è l'angolo di resistenza al taglio del terreno, supposto costante per tutti i conci
- $c'$  è l'intercetta di coesione, supposta costante per tutti i conci

- $\Delta l_i$  è la lunghezza della corda che approssima l'arco di circonferenza che costituisce la base dei conci.
- $N_i'$  è la risultante delle forze normali agenti sulla base del concio considerato.
- $T_{fi}'$  è la risultante delle forze tangenziali agenti sulla base del concio considerato (resistenza ultima)
- $\alpha_i'$  è l'angolo di inclinazione della corda che rappresenta la base di ogni concio
- $n$  è il numero di conci in cui risulta suddivisa la massa di terreno ritenuta instabile

Per l'equilibrio dell'intera massa di terreno ritenuta instabile attorno al centro dell'arco di circonferenza O si ha:

$$M_r = r \cdot \sum_{i=1}^n W_i \cdot \sin \alpha_i = \sum_{i=1}^n T_i \cdot r = M_s$$

dove con  $T_i$  si è indicata la resistenza mobilitata alla base del generico concio:

$$T_i = \frac{T_{fi}'}{F_s} = \frac{c_i' \cdot \Delta l_i + N_i' \cdot \tan \phi_i'}{F_s}$$

Dunque il fattore di sicurezza può essere calcolato con la formula:

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^n c_i' \cdot \Delta l_i + N_i' \cdot \tan \phi_i'}{\sum_i W_i \cdot \sin \alpha_i}$$

Sostituendo in questa equazione che fornisce la forza effettiva normale  $N'$  nell'equazione ricavata imponendo l'equilibrio globale alla rotazione

Facendo riferimento al poligono delle forze riportato in Figura 11, è possibile ricavare la forza effettiva normale  $N'$ , risolvendo l'equazione di equilibrio alla traslazione verticale dell' $i$ -esimo concio:

$$W_i + \Delta X_i = N'_i \cdot \cos \alpha_i + u_{bi} \cdot \Delta l_i \cdot \cos \alpha_i + \frac{1}{F_s} \cdot (N'_i \cdot \tan \phi'_i + c'_i \cdot \Delta l_i) \cdot \sin \alpha_i$$

in cui:

- $W_i$  peso del generico concio.
- $\Delta X_i$  differenza tra le forze interne di taglio.
- $u_{bi}$  pressione idrica agente in corrispondenza del punto medio della base del concio
- $\Delta l_i$  lunghezza della corda che approssima l'arco di circonferenza che costituisce la base dei concii.
- $\alpha'_i$  angolo di inclinazione rispetto l'orizzontale della corda che rappresenta la base del generico concio
- $F_s$  fattore di sicurezza
- $c'_i$  intercetta di coesione del terreno situato in corrispondenza della base del concio  $i$ -esimo.
- $\phi'_i$  angolo di resistenza al taglio del terreno situato in corrispondenza della base del concio  $i$ -esimo.

Riordinando l'equazione si ottiene:

$$N'_i \cdot \left( \cos \alpha_i + \frac{1}{F_s} \cdot \sin \alpha'_i \cdot \tan \phi'_i \right) = W_i + \Delta X_i - u_{bi} \cdot \Delta l_i \cdot \cos \alpha_i - \frac{1}{F_s} \cdot c'_i \cdot \Delta l_i \cdot \sin \alpha_i$$

$$N'_i = \frac{W_i + \Delta X_i - u_{bi} \cdot \Delta l_i \cdot \cos \alpha_i - \frac{1}{F_s} \cdot c'_i \cdot \Delta l_i \cdot \sin \alpha_i}{\cos \alpha_i + \frac{1}{F_s} \cdot \sin \alpha_i \cdot \tan \phi'_i}$$

inoltre ponendo:

$$m_{\alpha i} = \cos \alpha_i + \frac{1}{F_s} \cdot \sin \alpha_i \cdot \tan \phi'_i = \cos \alpha_i \cdot \left( 1 + \frac{\tan \alpha_i \cdot \tan \phi'_i}{F_s} \right)$$

è possibile esprimere la forza effettiva normale  $N'$ , attraverso la seguente espressione:

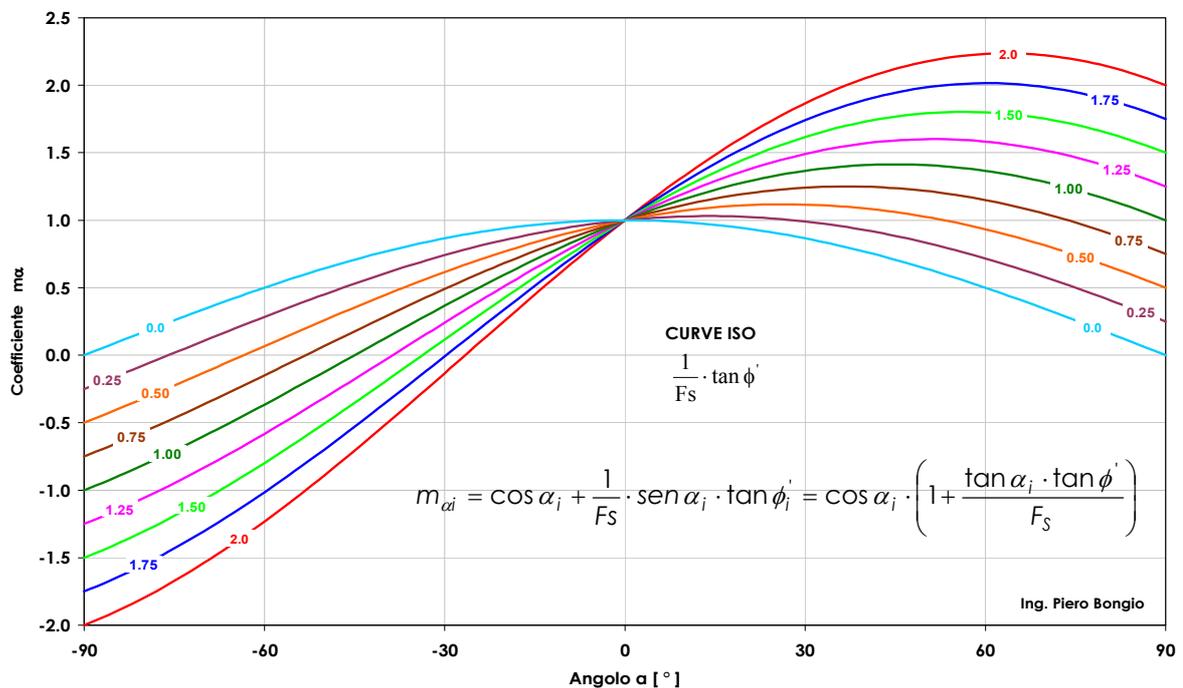
$$N'_i = \frac{W_i + \Delta X_i - u_{bi} \cdot \Delta l_i \cdot \cos \alpha_i - \frac{1}{F_s} \cdot c'_i \cdot \Delta l_i \cdot \sin \alpha_i}{m_{\alpha i}}$$

Pertanto, il fattore di sicurezza può essere ottenuto dalla formula:

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^n c'_i \cdot \Delta l_i + N'_i \cdot \tan \phi'_i}{\sum_i W_i \cdot \sin \alpha_i} = \frac{\sum_{i=1}^n c'_i \cdot \Delta l_i + \frac{W_i + \Delta X_i - u_{bi} \cdot \Delta l_i \cdot \cos \alpha_i - \frac{1}{F_s} \cdot c'_i \cdot \Delta l_i \cdot \sin \alpha_i}{m_{\alpha i}} \cdot \tan \phi'_i}{\sum_i W_i \cdot \sin \alpha_i}$$

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^n c'_i \cdot \frac{\Delta l_i}{\cos \alpha_i} + (W_i - U_{bi} \cdot \cos \alpha_i) \cdot \tan \phi'_i + \Delta X_i \cdot \tan \phi'_i}{\sum_i W_i \cdot \sin \alpha_i} \cdot m_{\alpha i}$$

dove  $U_{bi} = u_{bi} \cdot \Delta l_i$ .



**Figura 10.11 Abaco per la determinazione della quantità  $m_{\alpha}$**

Per definire il fattore di sicurezza  $F_s$  è necessario conoscere l'intensità delle forze  $X_i$  di taglio. Tali forze devono essere introdotte dal Progettista, rispettando alcune semplici considerazioni:

- Rispetto delle condizioni al contorno:

$$\sum_{i=1}^n (E_i - E_{i-1}) = 0$$

$$\sum_{i=1}^n (X_i - X_{i-1}) = 0$$

Tali equazioni valgono se nell'analisi di stabilità della massa di terreno ritenuta instabile non vi sono forze esterne concentrate agenti in corrispondenza dei conci estremi. Nel caso in cui fossero presenti forze esterne, esse vanno opportunamente conteggiate nelle equazioni al contorno.

- Rispetto del criterio di rottura:

$$X_i \leq X_{ri} = c'_i \cdot H_i + E_i \cdot \tan \phi'_i$$

in altre parole lungo le superfici di separazione dei conci non deve essere violato il criterio di rottura di Mohr-Coulomb. Con  $H_i$  è indicata la lunghezza del tratto di separazione concio-concio.

- Il punto di applicazione delle forze  $X_i$  deve ricadere all'interno del terzo medio del lato corrispondente.

E' facilmente intuibile come il calcolo del FS sia molto laborioso dal punto di vista computazionale, soprattutto per il carattere non lineare dell'equazione e per l'iteratività della procedura.

### 10.3.2 Parametri di resistenza dei terreni

In accordo alla caratterizzazione geotecnica dell'area in esame i parametri geotecnici utilizzati nelle analisi risultano i seguenti.

**Tabella 10.5 - Parametri Geotecnici**

Formazione	$\gamma_k$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi'_k$ [°]	$c'_k$ [kPa]	$\gamma_d$ [kN/m <sup>3</sup> ]
<b>Rilevato nuovo</b>	20	35	2	20
<b>Rilevato esistente A14</b>	20	34	1.5	20
<b>A1</b>	19	27	5	19

Per quanto riguarda i rilevati, la quota di falda è stata tenuta cautelativamente a circa 1.0 m da piano campagna.

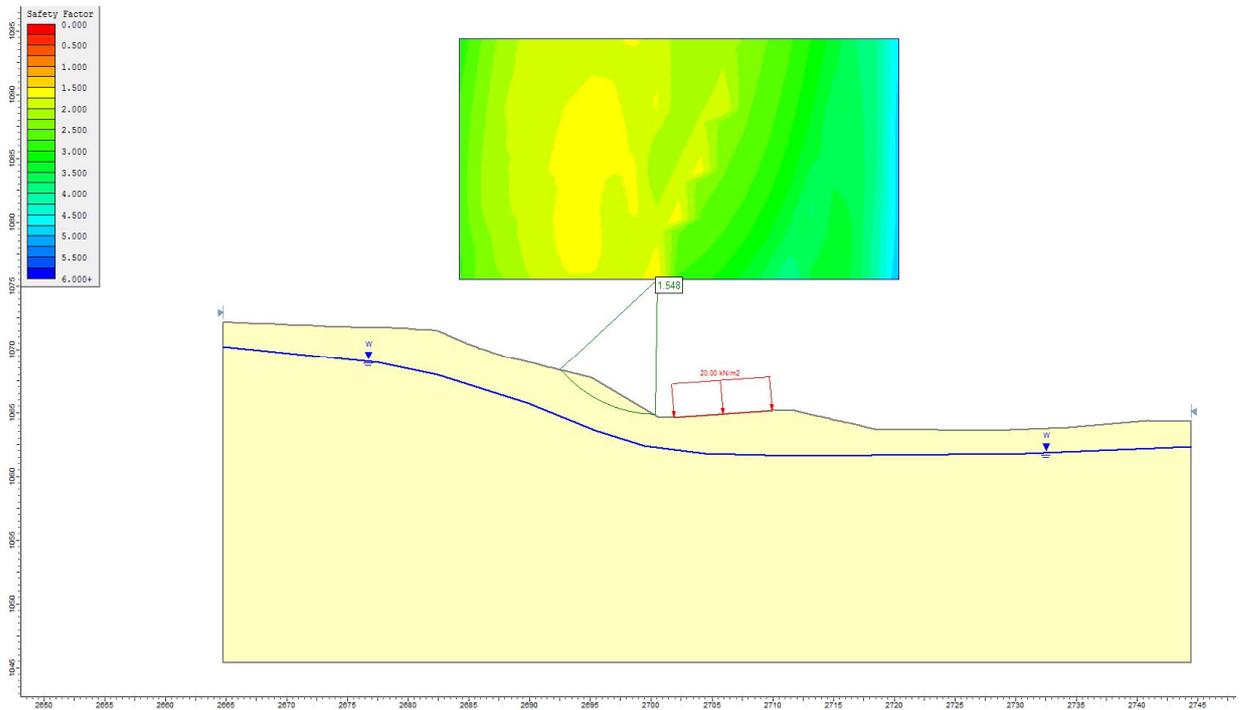
Inoltre, cautelativamente, si è sempre considerata la presenza del materiale tipo A1 sul piano di posa dei rilevati.

### **10.3.3 Risultati delle analisi**

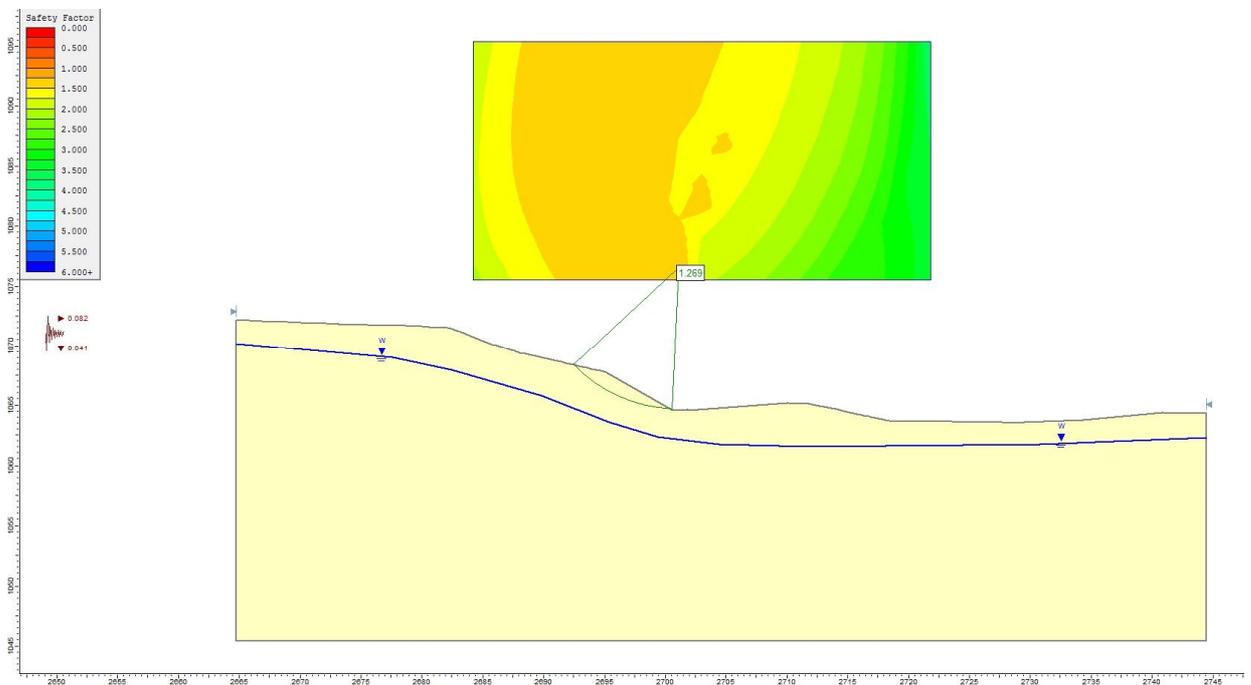
Le figure seguenti mostrano le analisi eseguite e le superfici di scivolamento critiche. Per il calcolo è stato utilizzato il programma di calcolo Slide (rocscience).

Sono state escluse dall'analisi le superfici più corticali in quanto non ritenute rappresentative delle reali condizioni di stabilità globale dei rilevati.

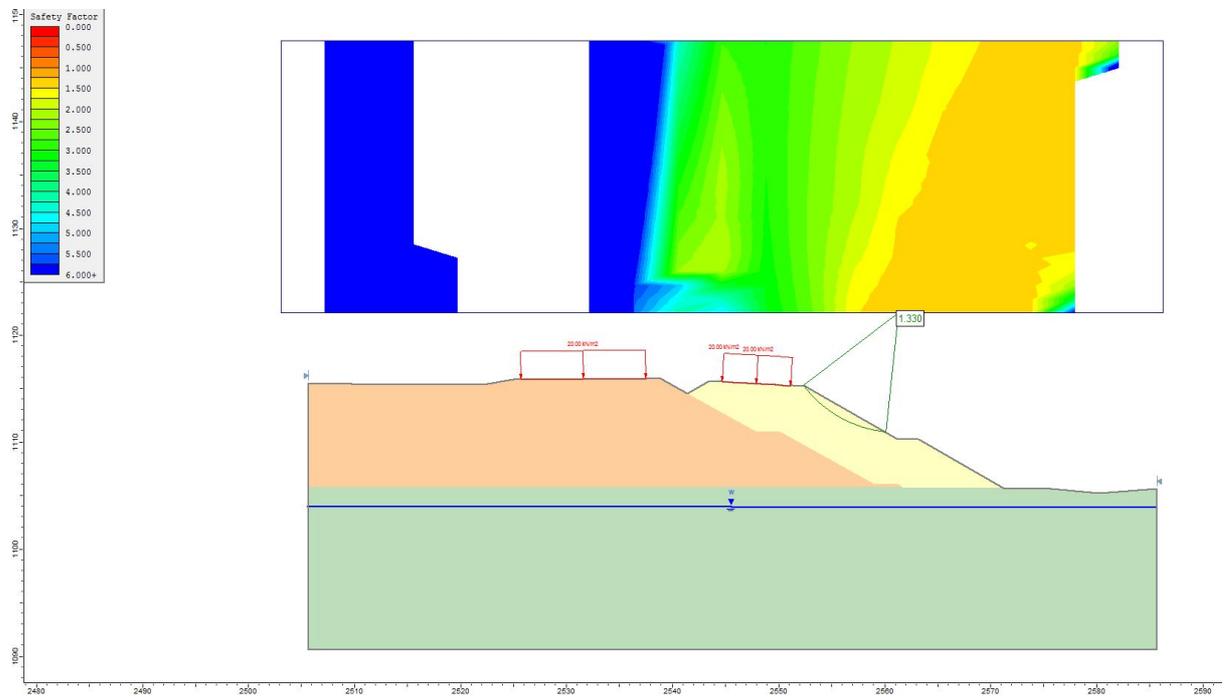
Le verifiche risultano quindi sempre soddisfatte.



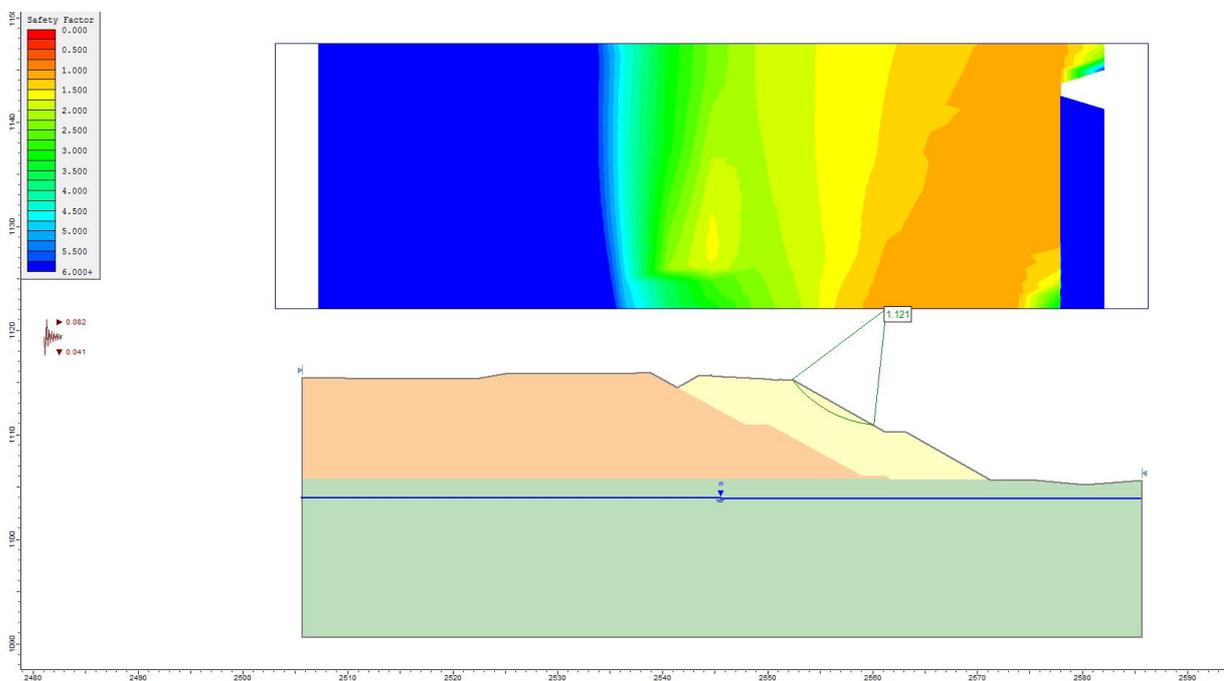
**Figura 10.12 Sez. 9 (Rampa B) – SLU Statica GEO - stabilità globale TRINCEE**



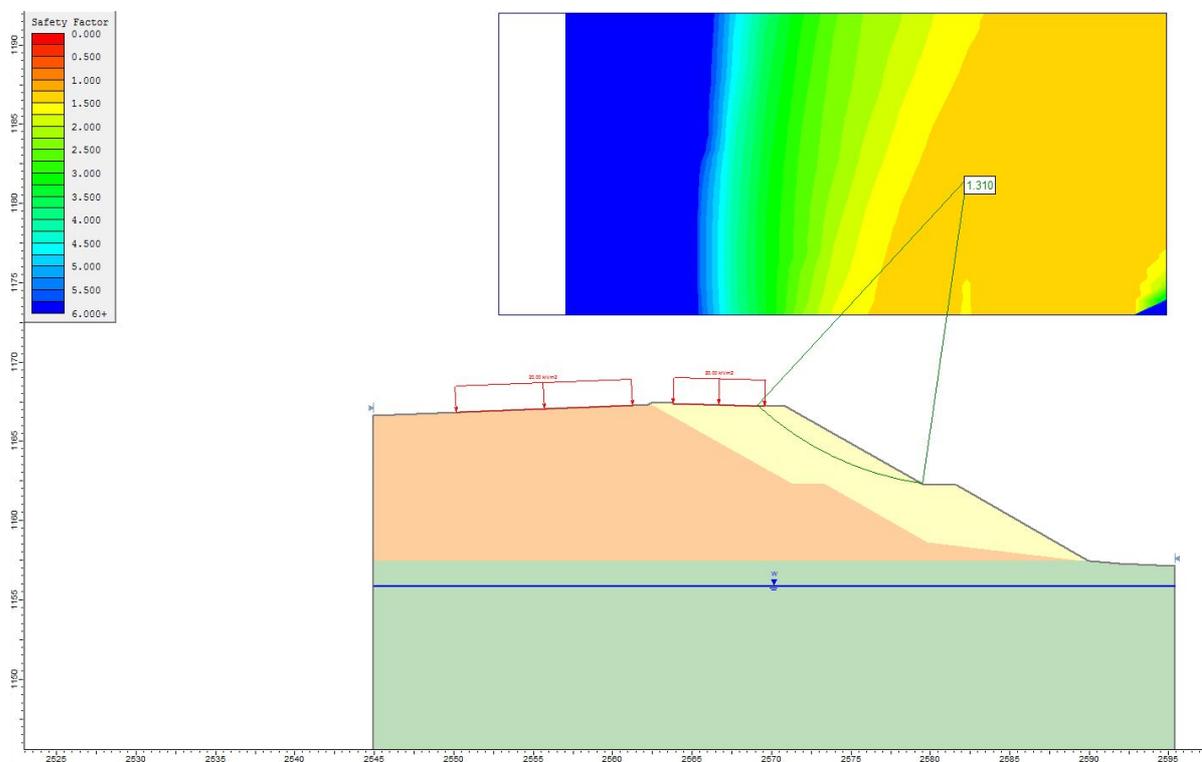
**Figura 10.13 Sez. 9 (Rampa B) – SLU Sismica GEO – stabilità globale TRINCEE**



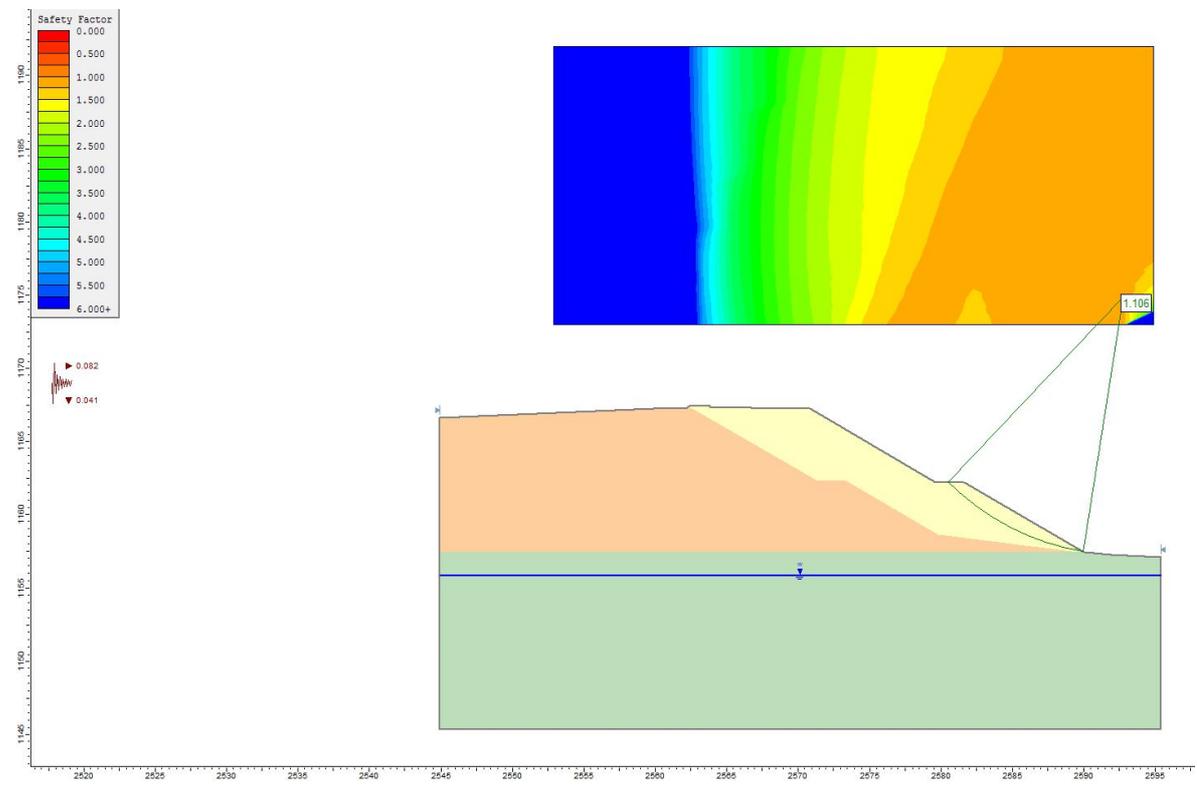
**Figura 10.14 Sez. 21 (Rampa B) – SLU Statica GEO - stabilità glob. Rilevati (H=10.0m)**



**Figura 10.15 Sez. 21 (Rampa B) – SLU Sismica GEO - stabilità glob. Rilevati (H=10.0m)**



**Figura 10.16 Sez. 22b (Rampa B) – SLU Statica GEO - stabilità glob. Rilevati (H=10.0m)**



**Figura 10.17 Sez. 22b (Rampa B) – SLU Sismica GEO - stabilità glob. Rilevati (H=10.0m)**

**FIGURE**

**Prove penetrometriche dinamiche (SPT)  
Terreni alluvionali recenti sabbioso-ghiaiosi (A2)**

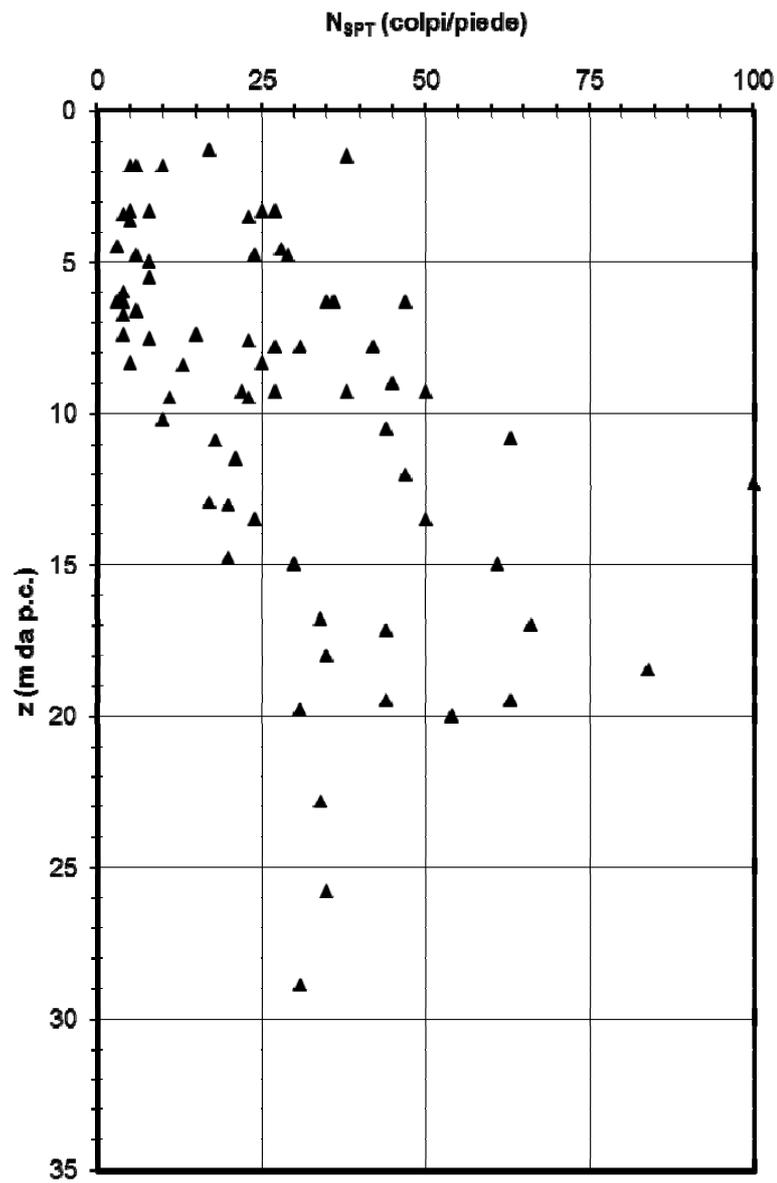
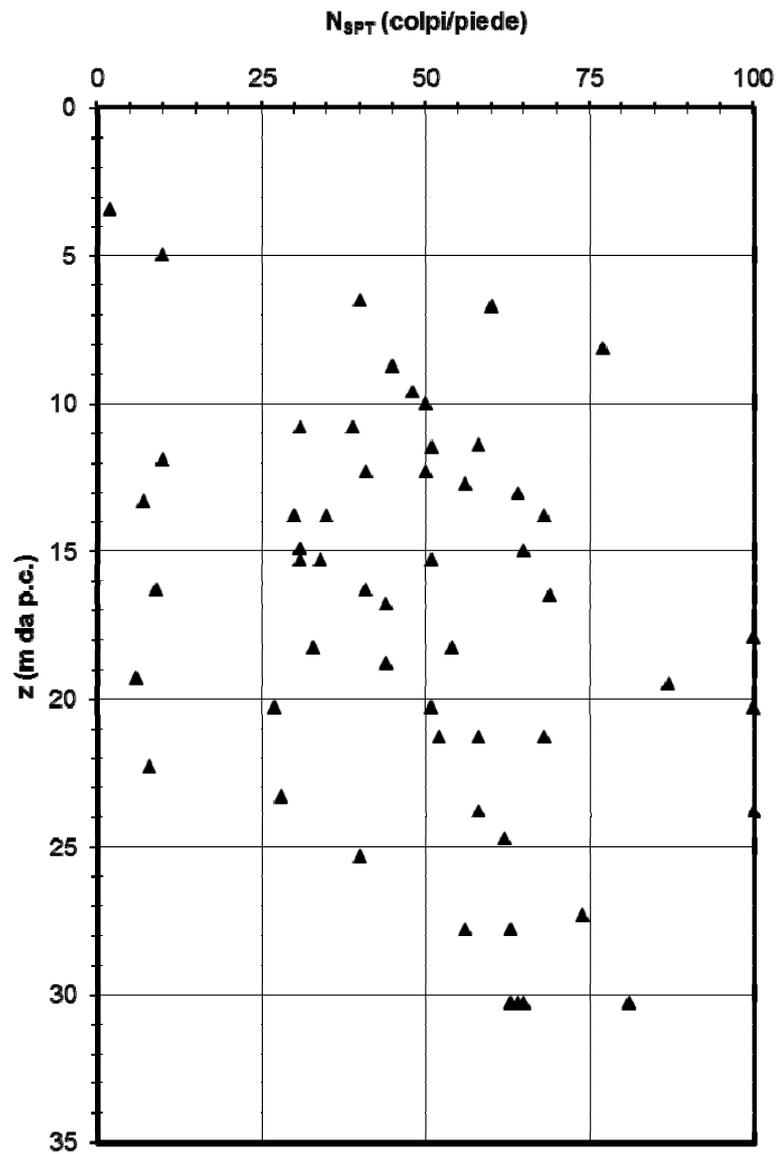
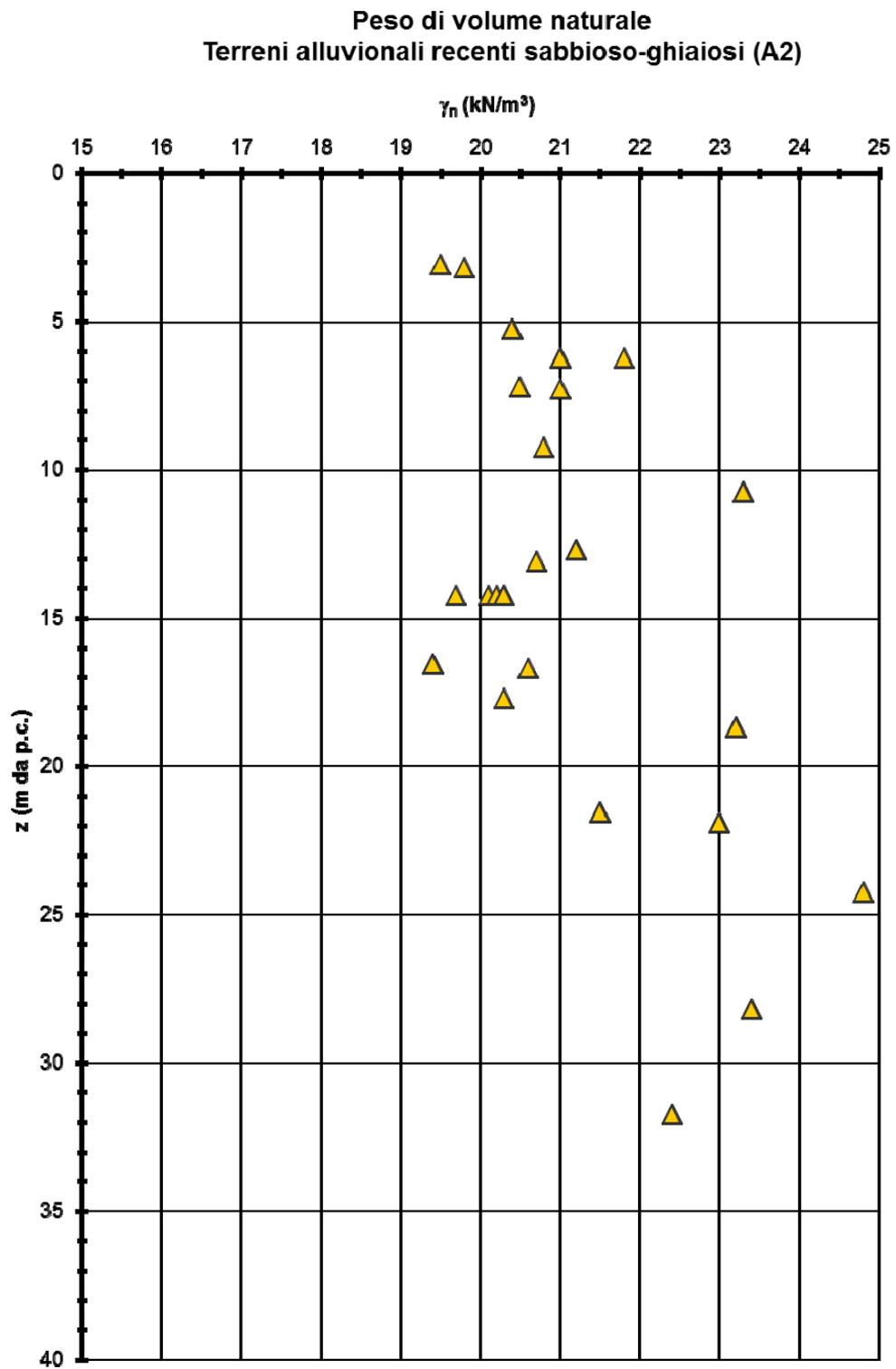


Figura 1

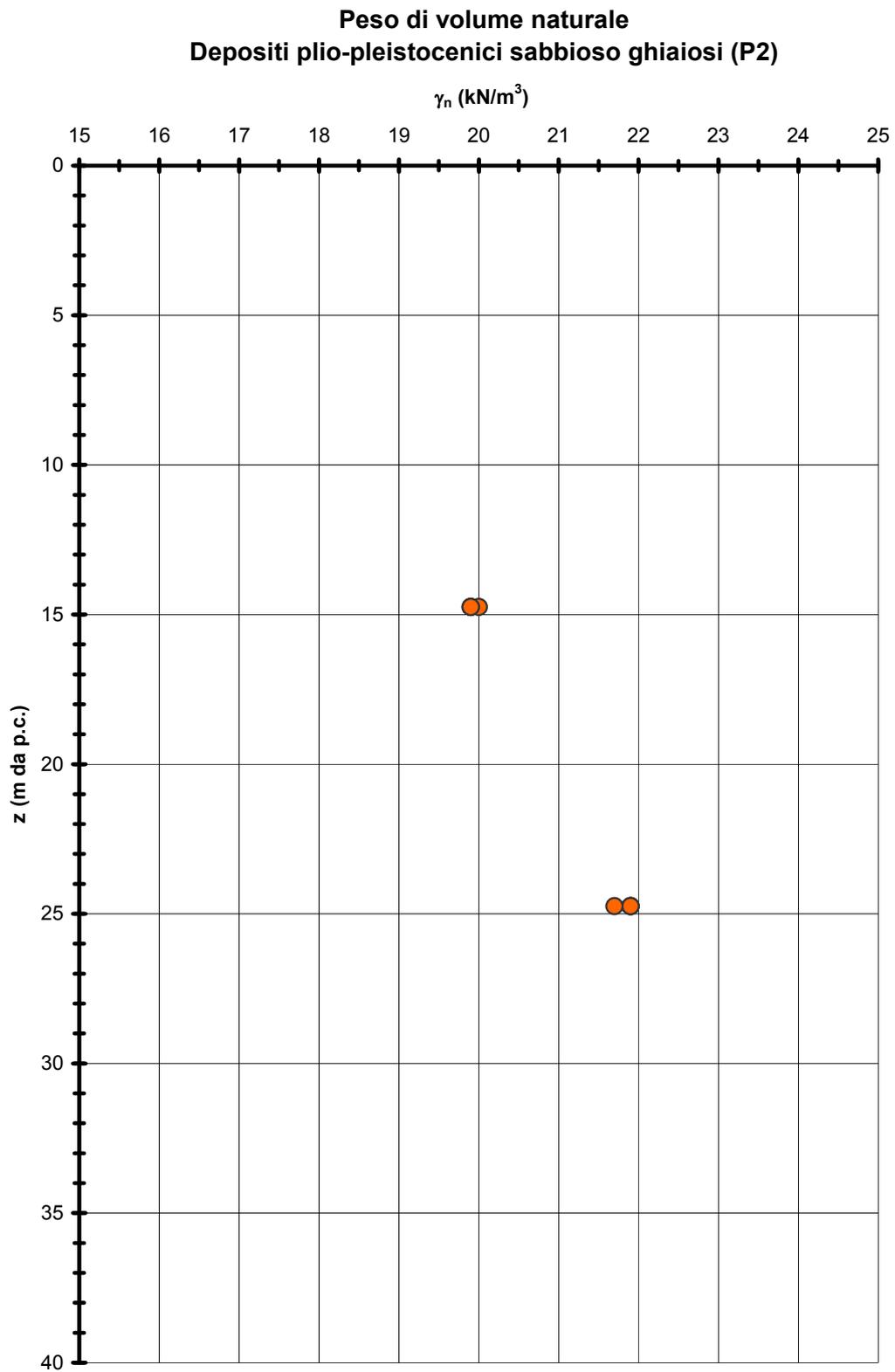
**Prove penetrometriche dinamiche (SPT)  
Depositi plio-pleistocenici (P1-P2)**



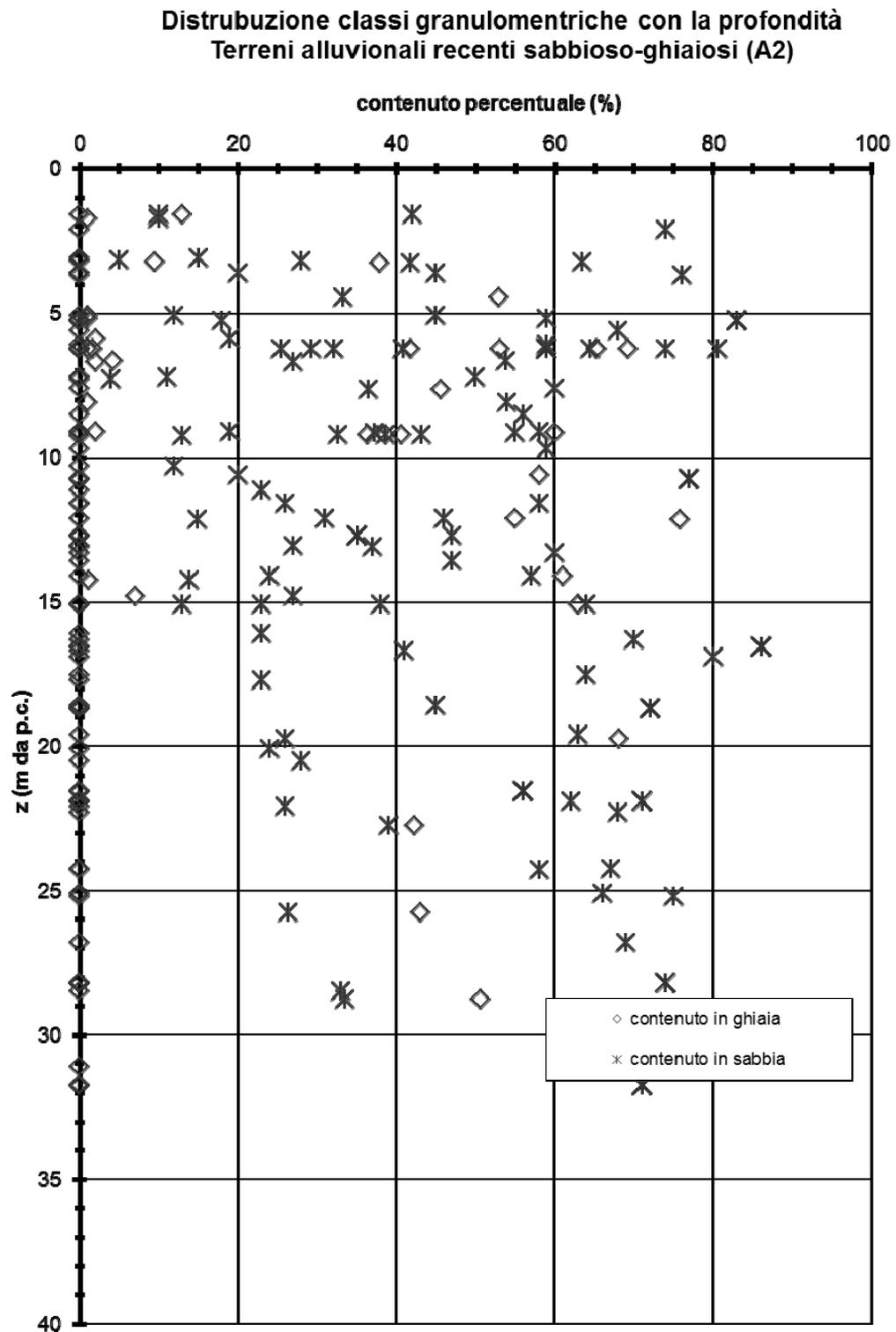
**Figura 2**



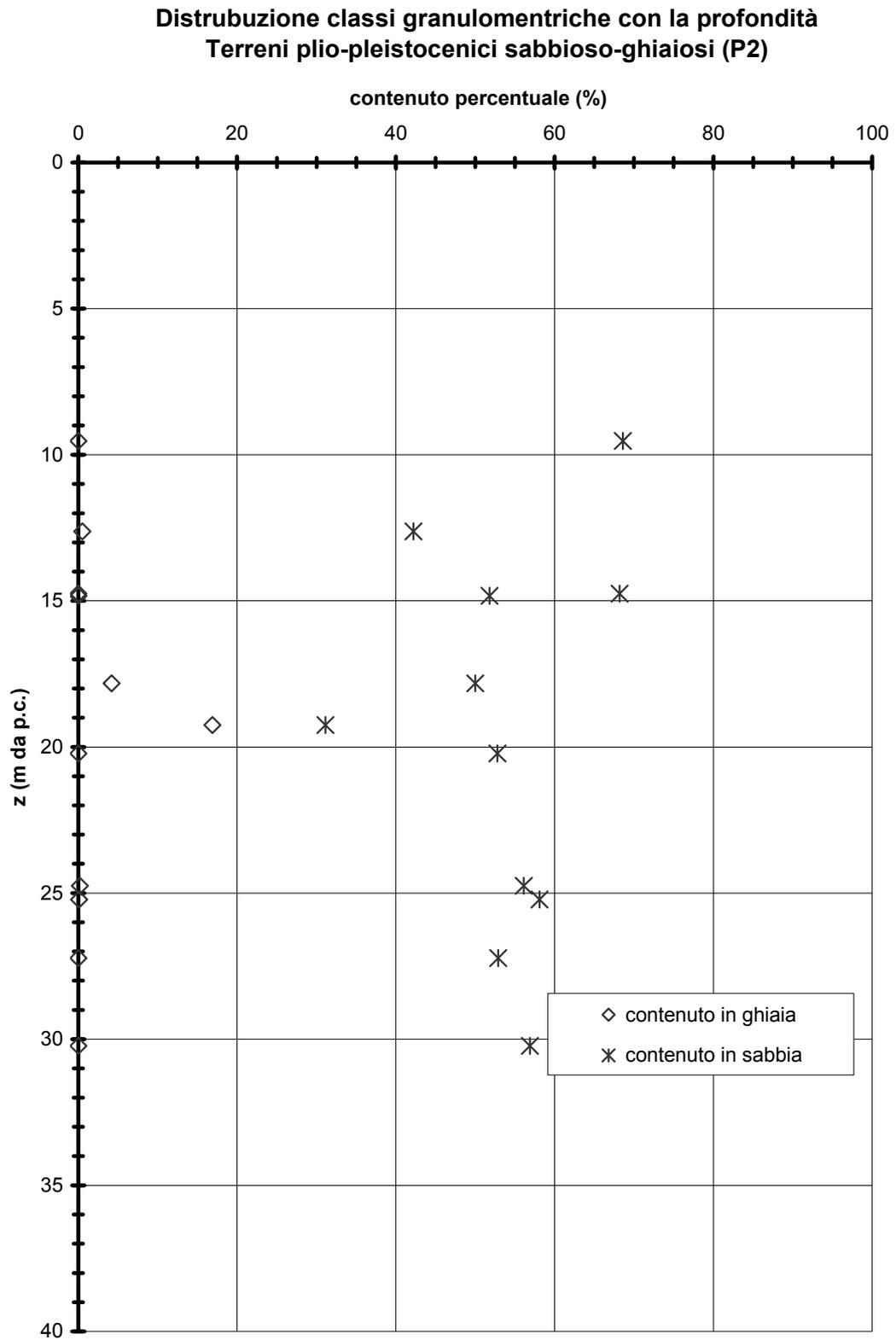
**Figura 3**



**Figura 4**

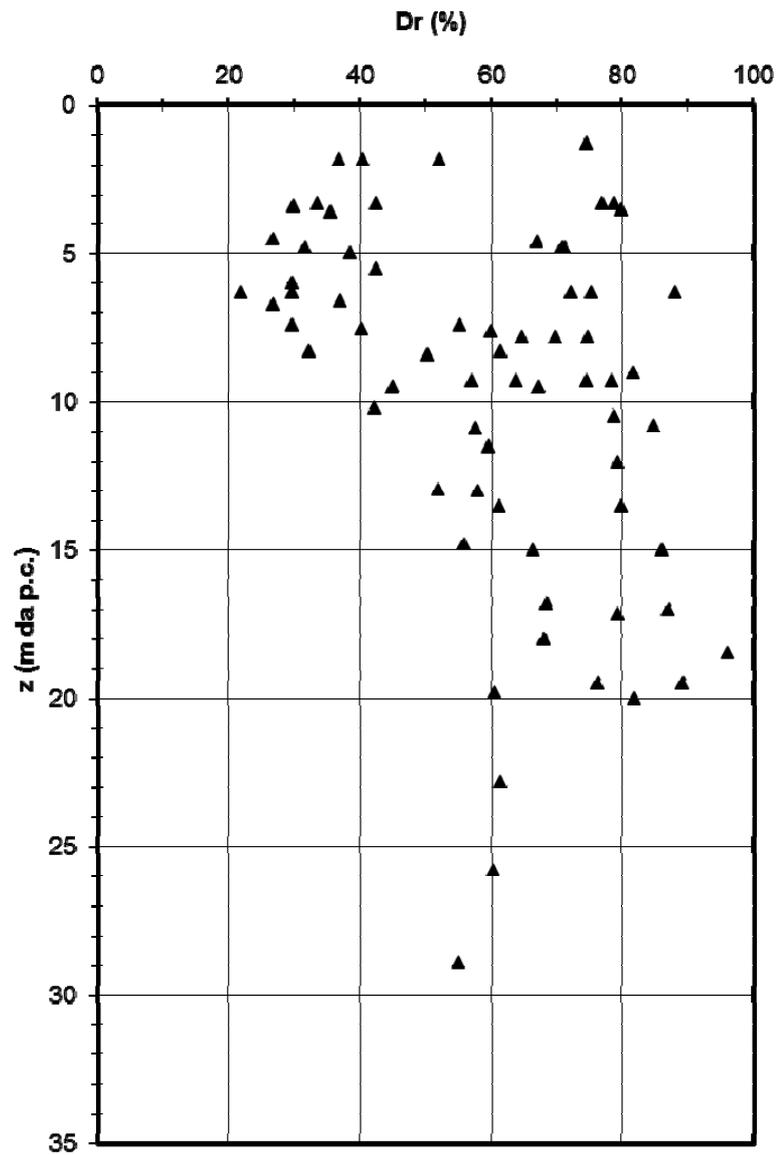


**Figura 5**



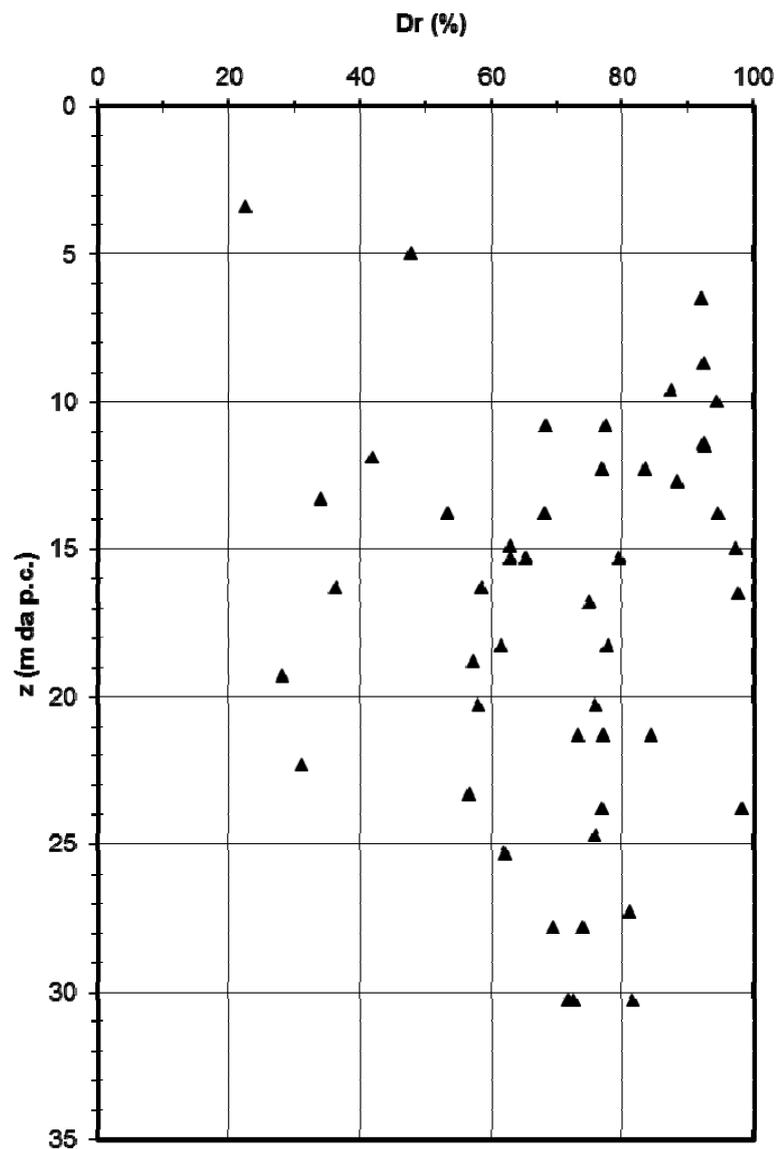
**Figura 6**

**Densità relativa degli strati sabbiosi  
Terreni alluvionali recenti sabbioso-ghiaiosi (A2)**



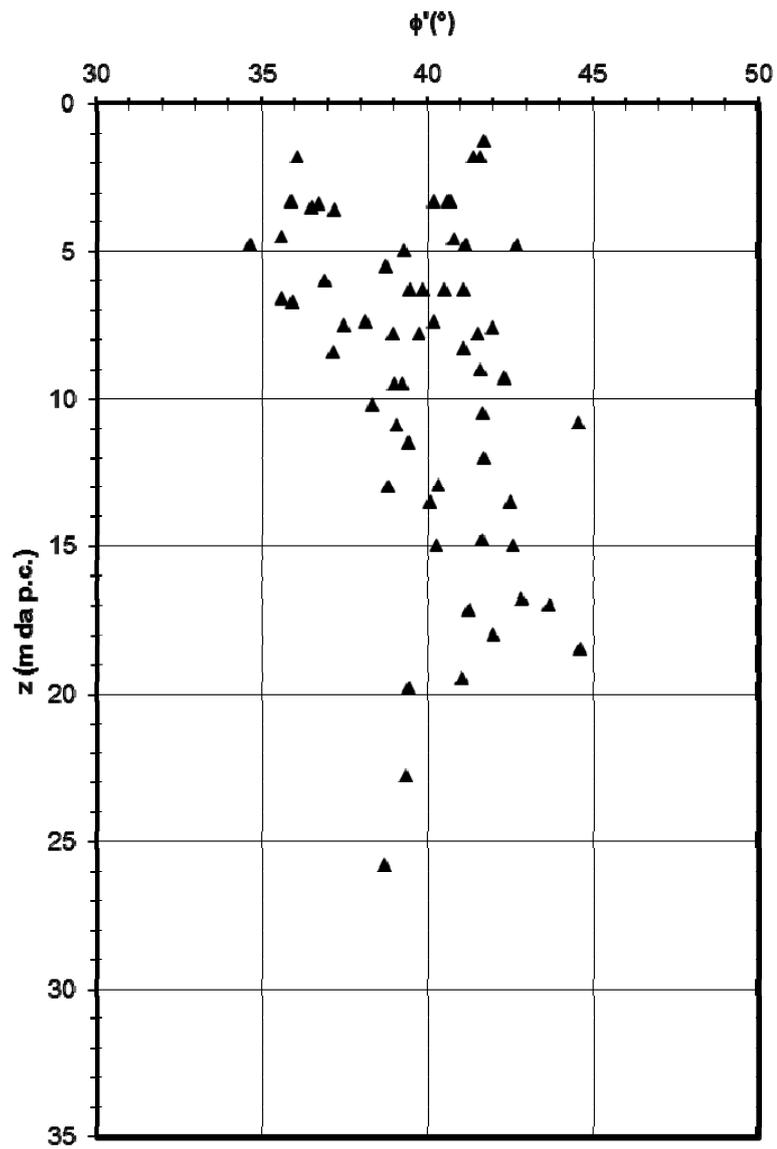
**Figura 7**

**Densità relativa degli strati sabbiosi  
Depositi plio-pleistocenici (P1-P2)**



**Figura 8**

**Angolo d'attrito degli strati sabbiosi  
Terreni alluvionali recenti sabbioso-ghiaiosi (A2)**



**Figura 9**

Resistenza al taglio di picco da prove di Taglio Diretto - Terreni alluvionali recenti sabbioso-ghiaiosi (A2)

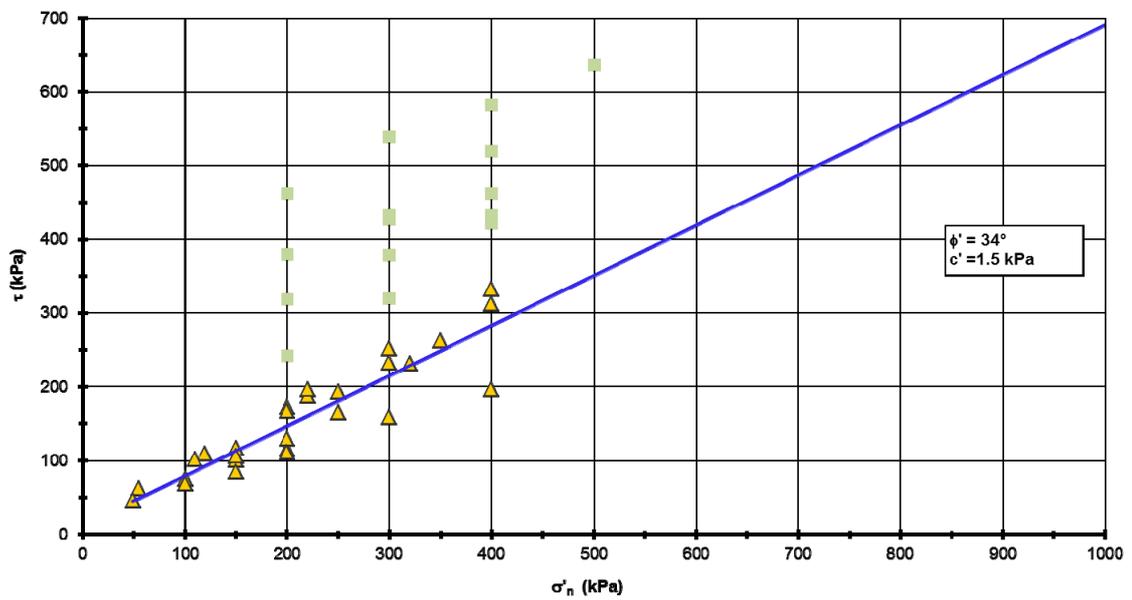


Figura 10

Resistenza al taglio da prove TX-CIU - Terreni alluvionali recenti sabbioso-ghiaiosi (A2)

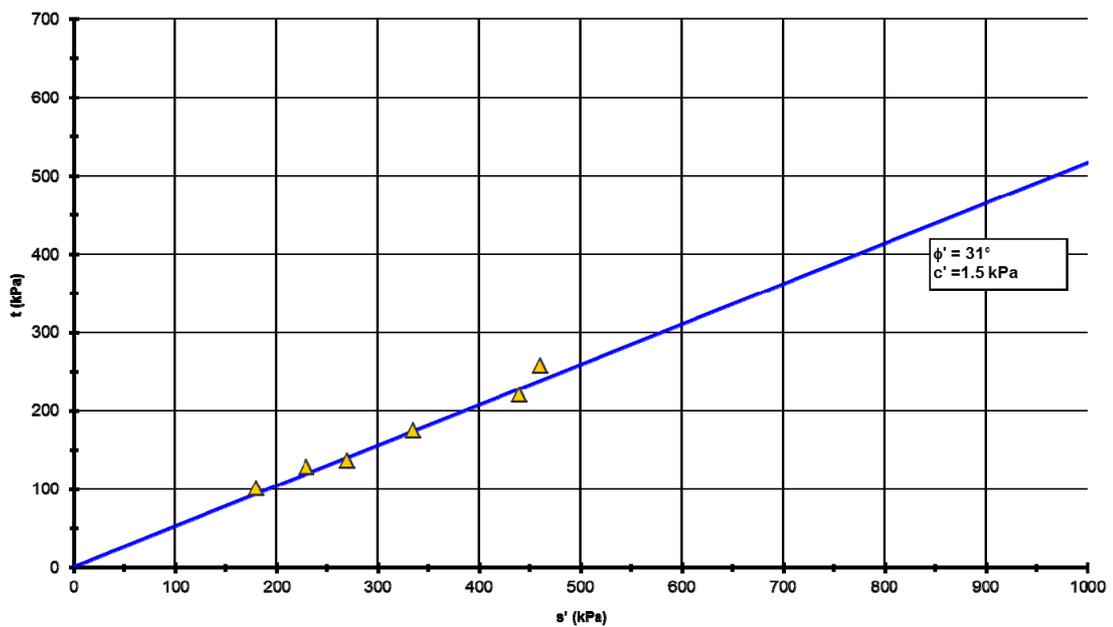
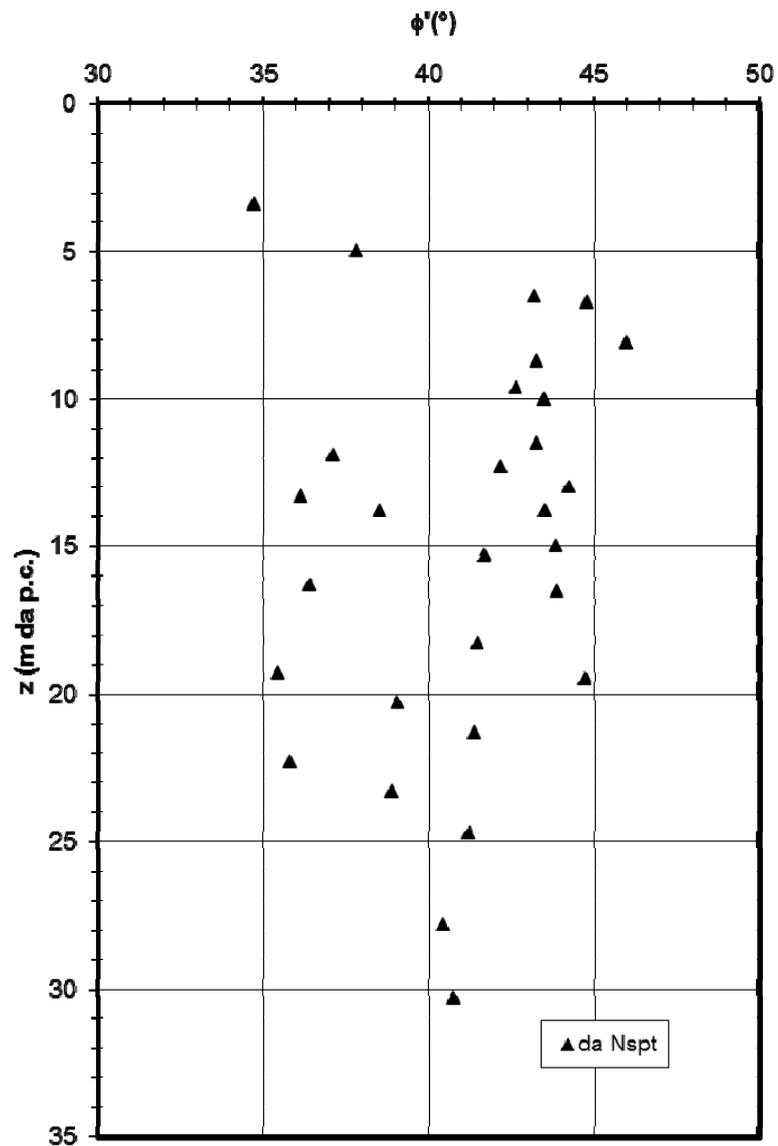


Figura 11

**Angolo d'attrito degli strati sabbiosi  
Depositi plio-pleistocenici (P1-P2)**



**Figura 12**

Resistenza al taglio di picco da prove di Taglio Diretto - Depositi plio-pleistocenici sabbioso ghiaiosi (P2)

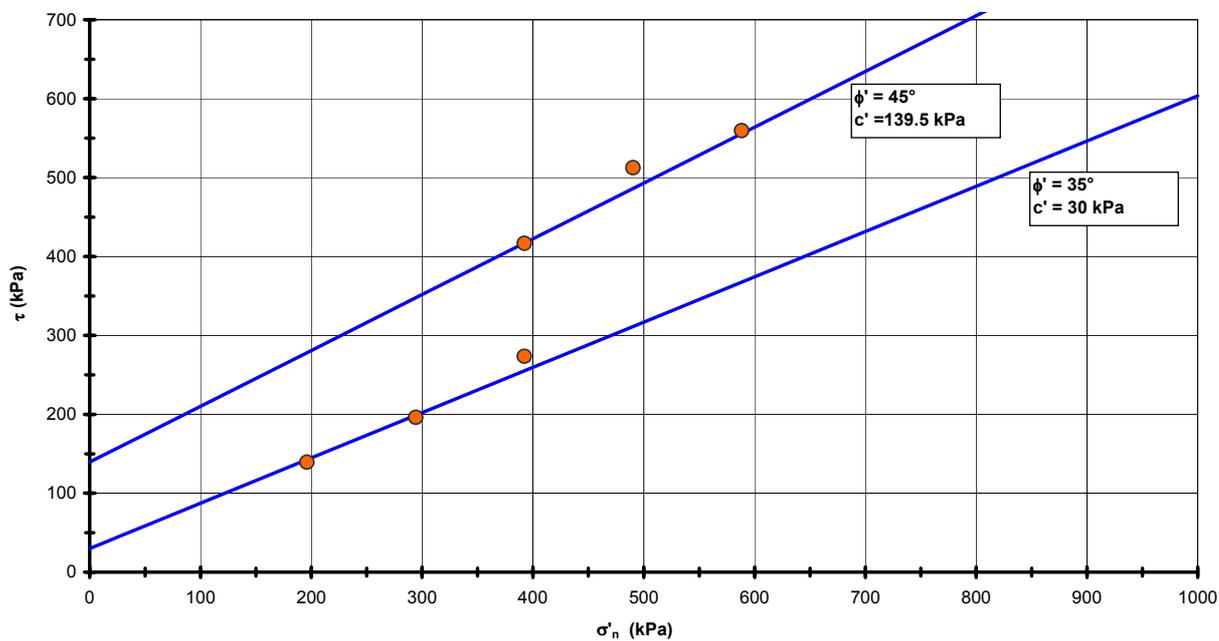


Figura 13

**Velocità onde di taglio da risultati di prove penetrometriche  
dinamiche (SPT) secondo Ohta & Goto (1978)  
Terreni alluvionali recenti sabbioso-ghiaiosi (A2)**

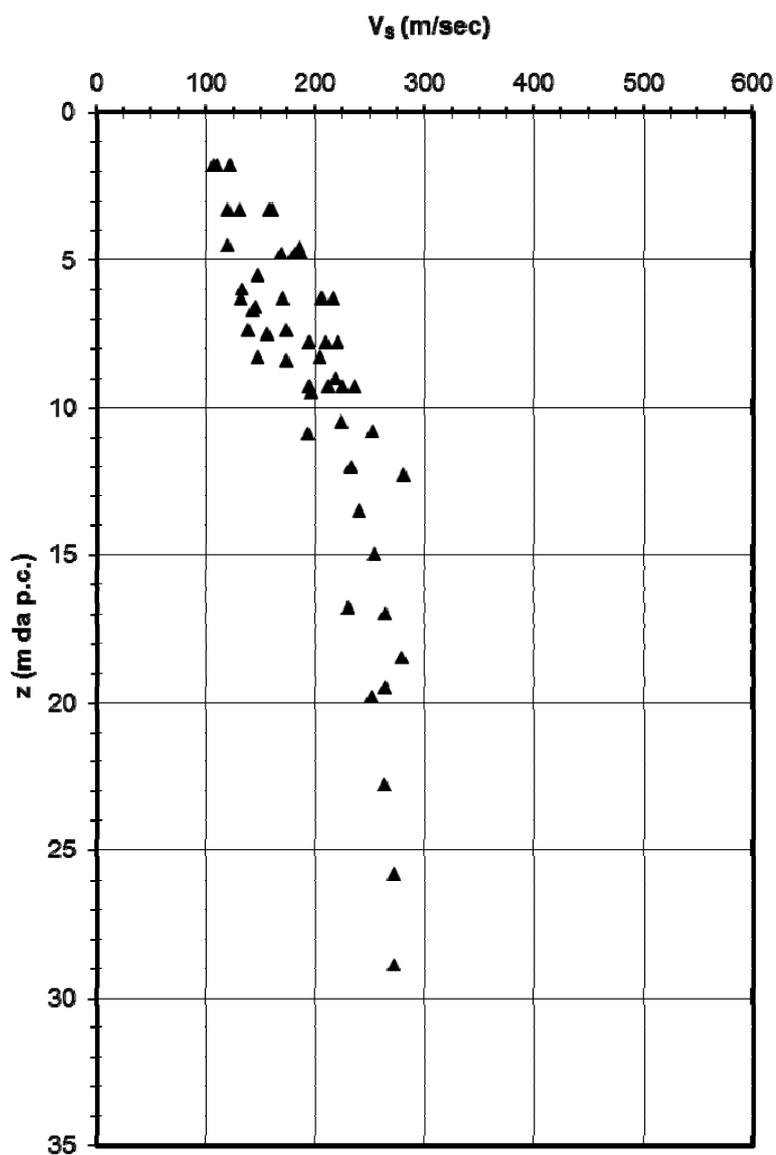
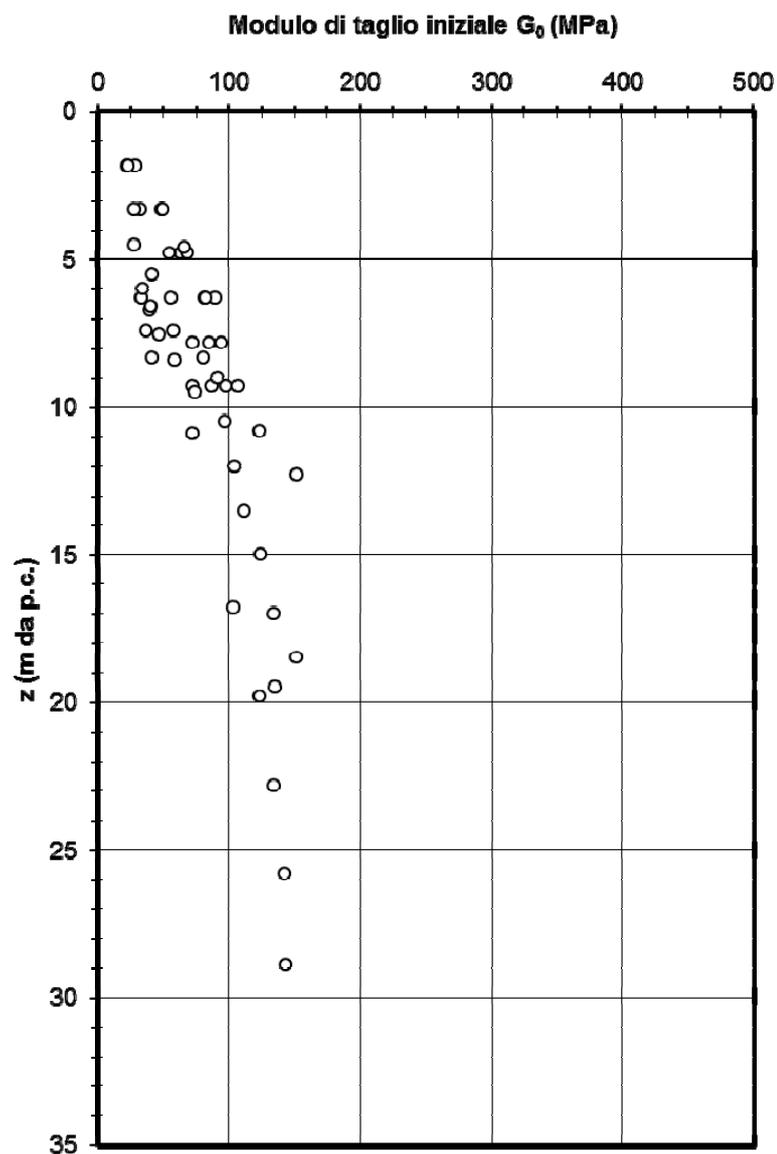


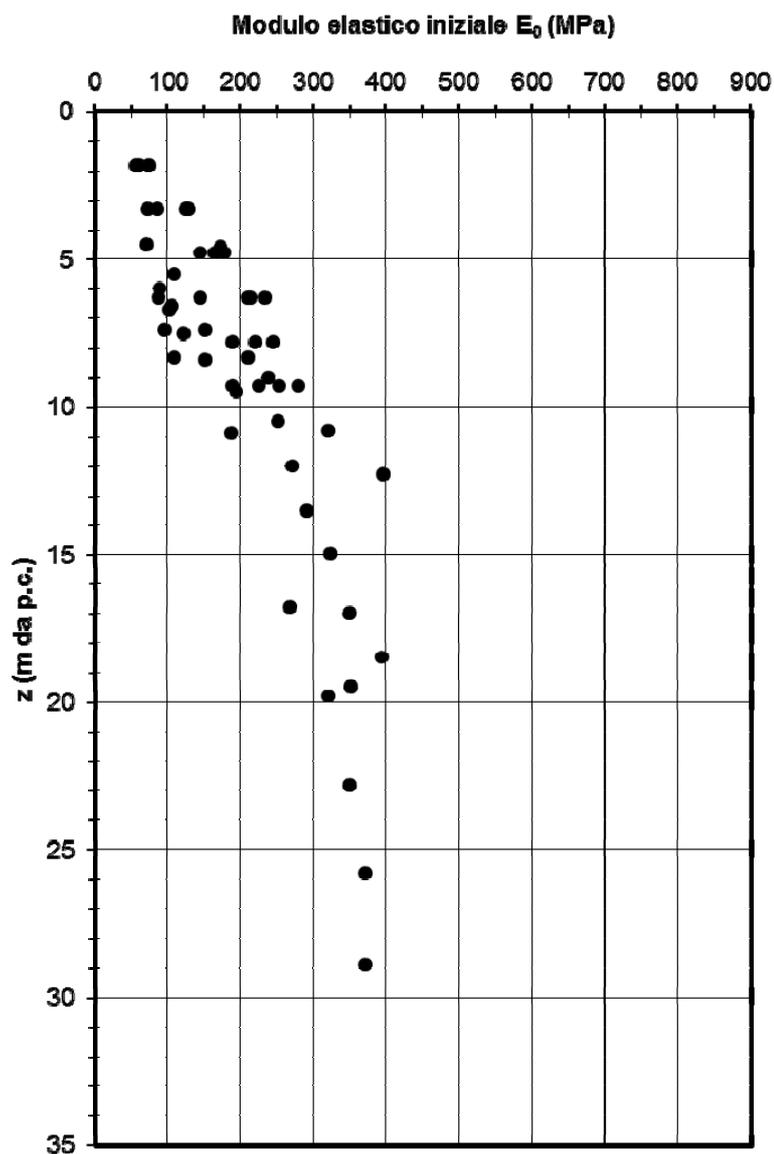
Figura 14

**Modulo di taglio iniziale da velocità delle onde di taglio ( $V_s$ )  
dedotte da prove SPT secondo Ohta & Goto (1978)  
Terreni alluvionali recenti sabbioso-ghiaiosi (A2)**



**Figura 15**

**Moduli elastici iniziali da velocità delle onde di taglio ( $V_s$ ) dedotte da prove SPT secondo Ohta & Goto (1978)  
Terreni alluvionali recenti sabbioso-ghiaiosi (A2)**



**Figura 16**

**Velocità onde di taglio da risultati di prove penetrometriche  
dinamiche (SPT) secondo Ohta & Goto (1978)  
Depositi plio-pleistocenici (P1-P2)**

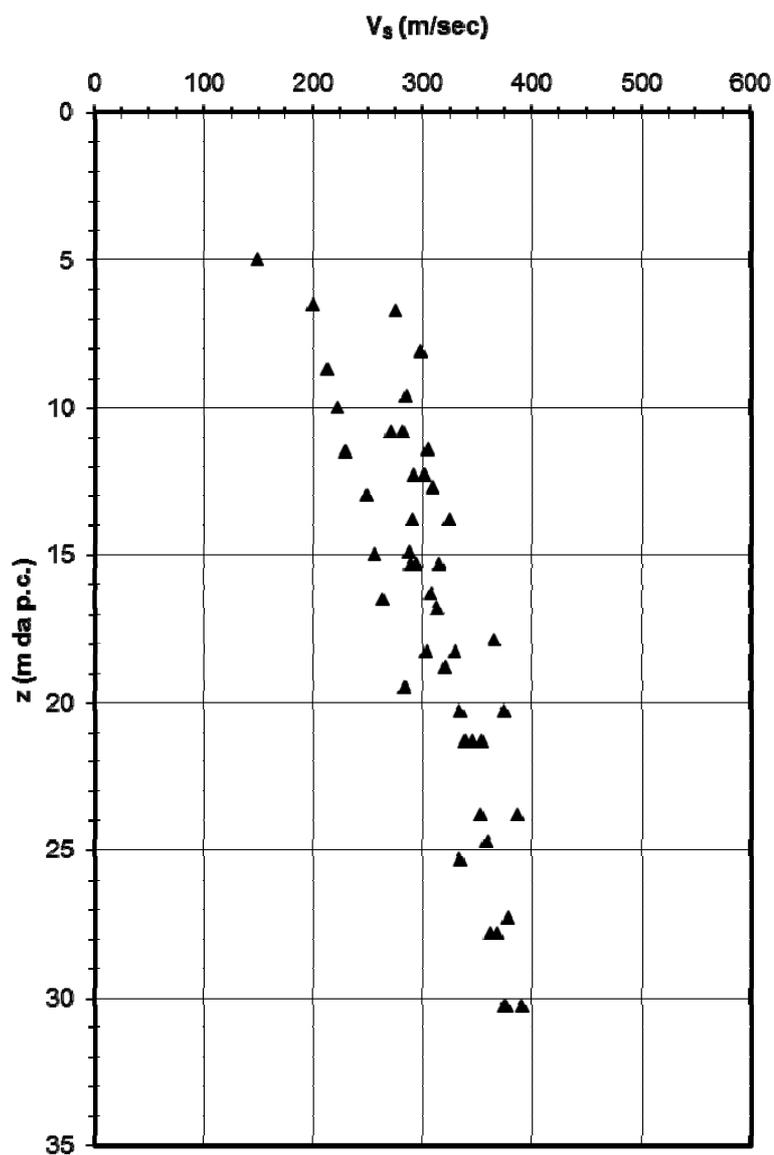
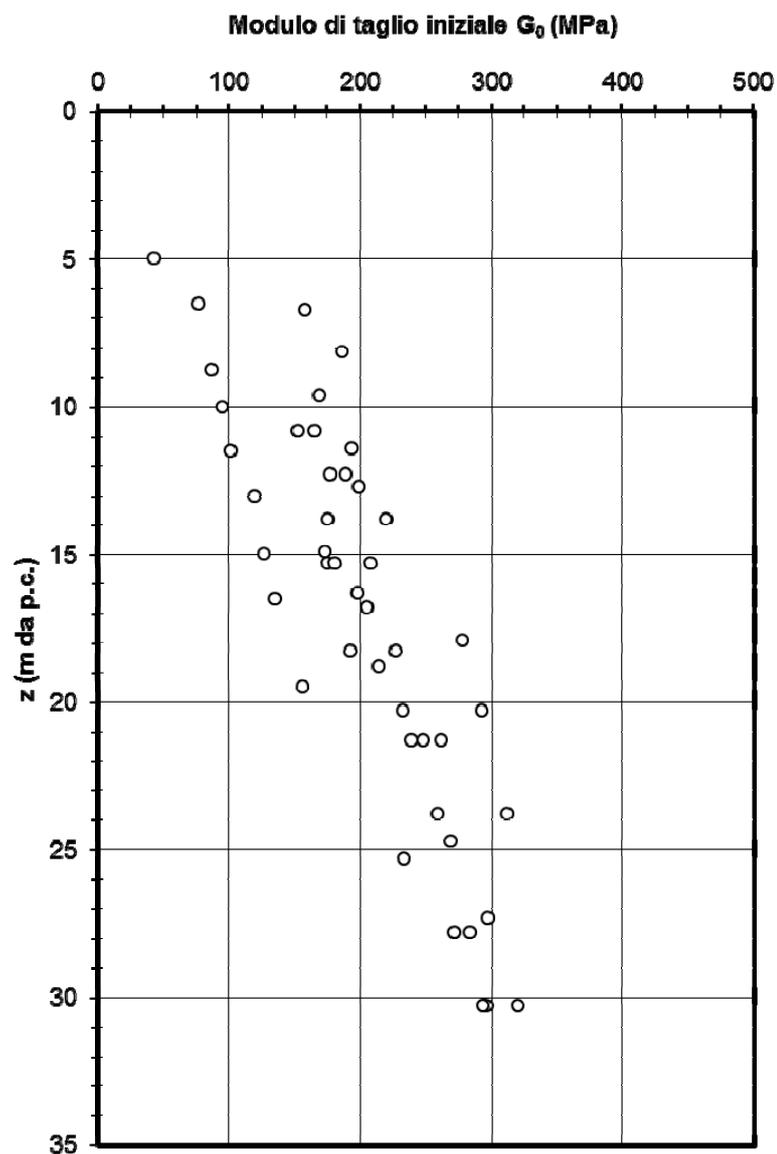


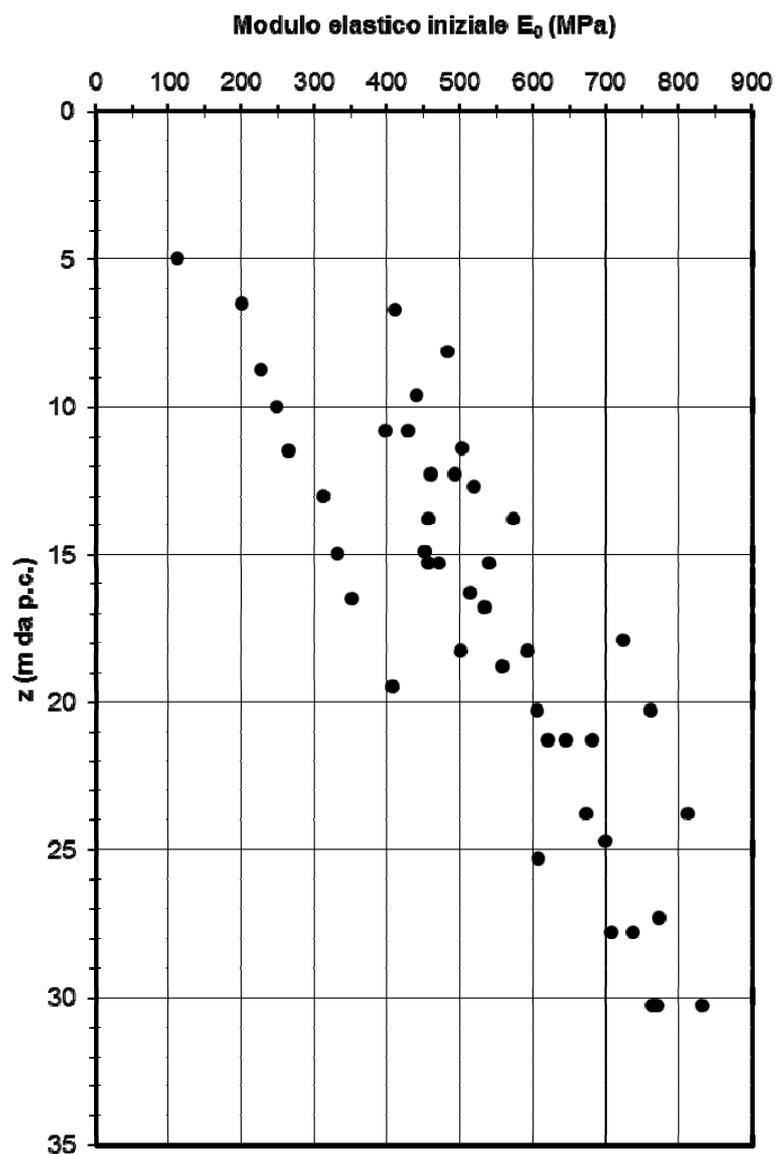
Figura 17

**Modulo di taglio iniziale da velocità delle onde di taglio ( $V_s$ )  
dedotte da prove (SPT) secondo Ohta & Goto (1978)  
Depositi plio-pleistocenici (P1-P2)**



**Figura 18**

**Moduli elastici iniziali da velocità delle onde di taglio ( $V_s$ ) dedotte da prove (SPT) secondo Ohta & Goto (1978)  
 Depositi plio-pleistocenici (P1-P2)**



**Figura 19**

**Prove penetrometriche dinamiche (SPT)  
Terreni alluvionali recenti limoso-argillosi (A1)**

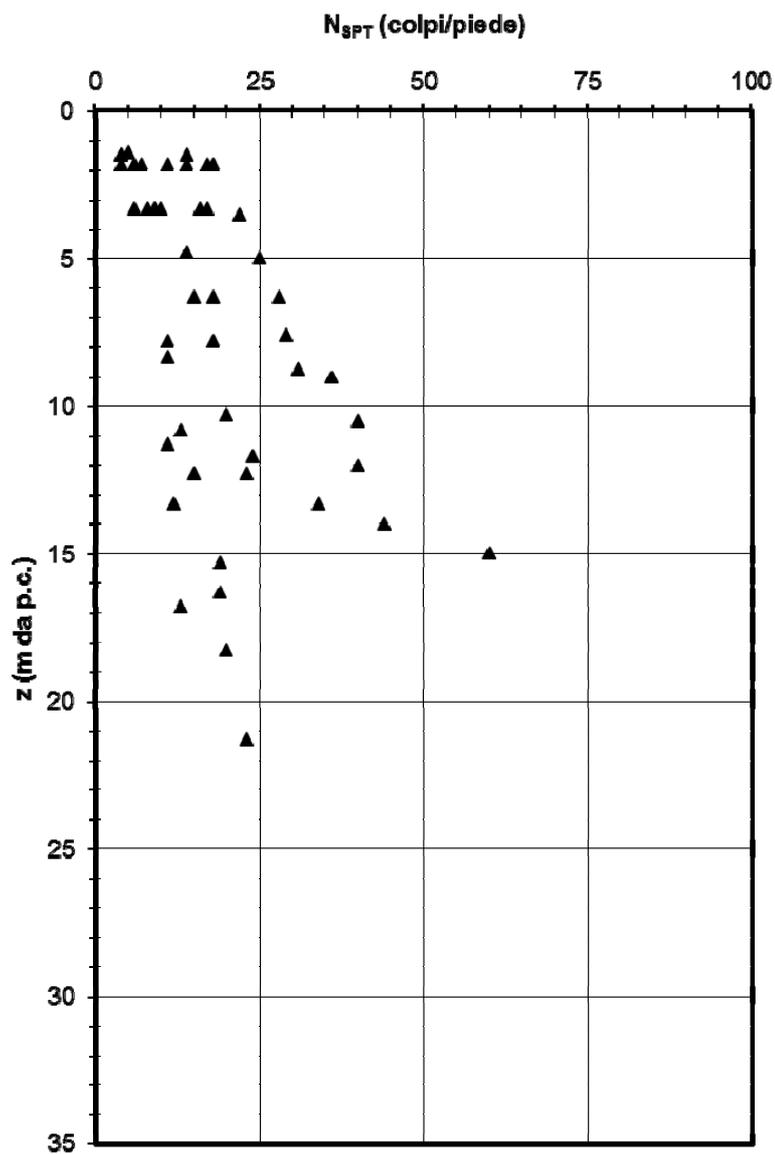


Figura 20

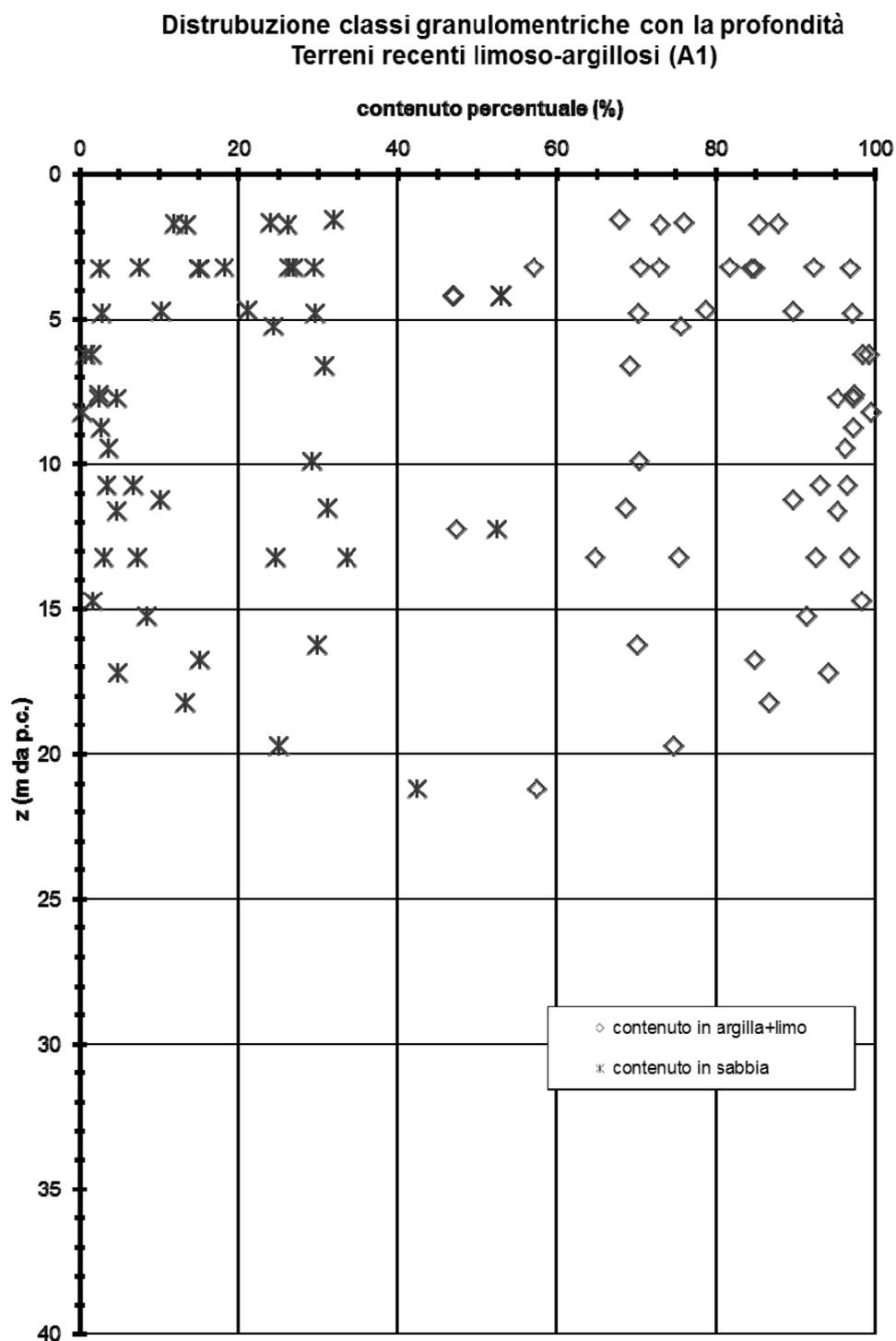
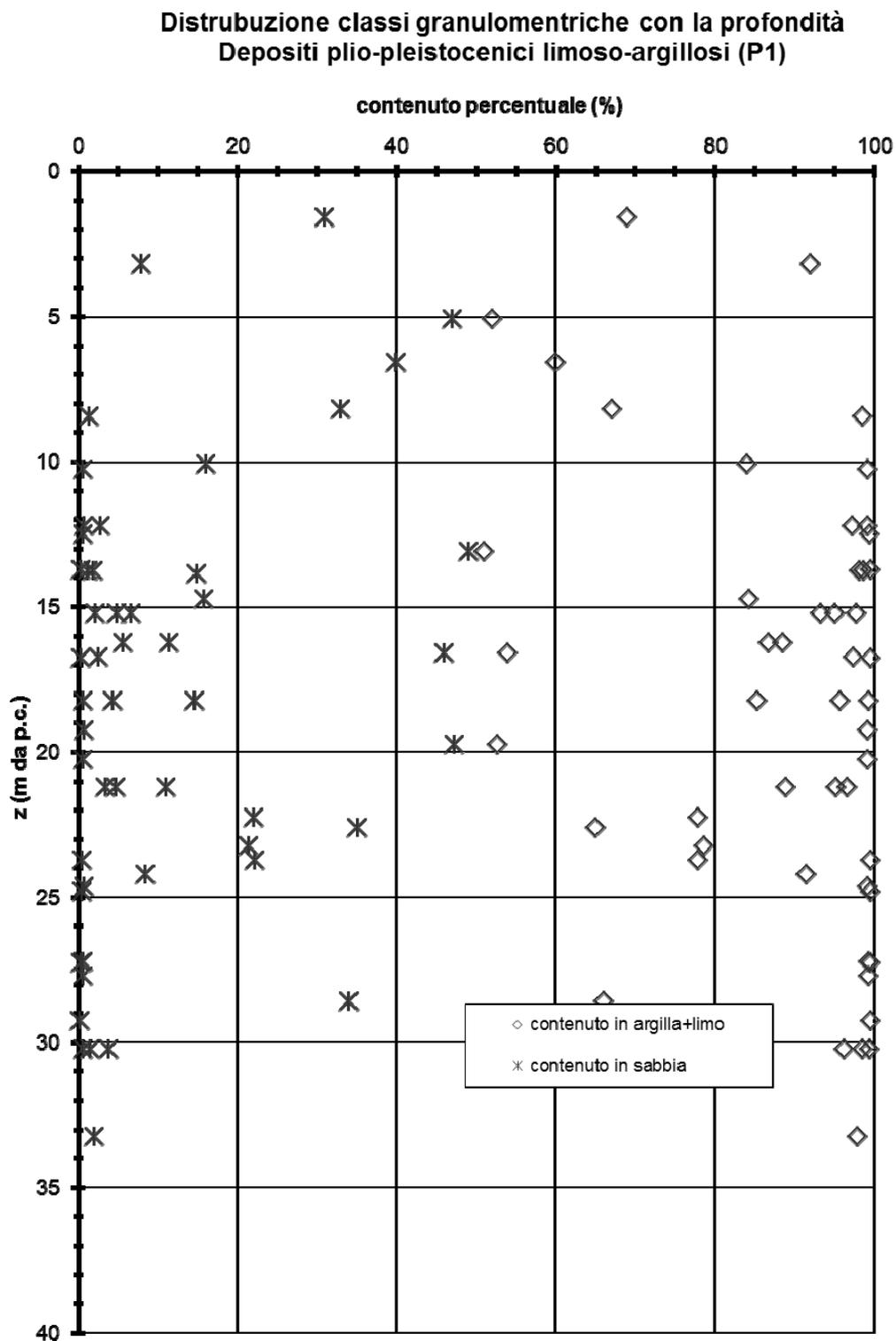
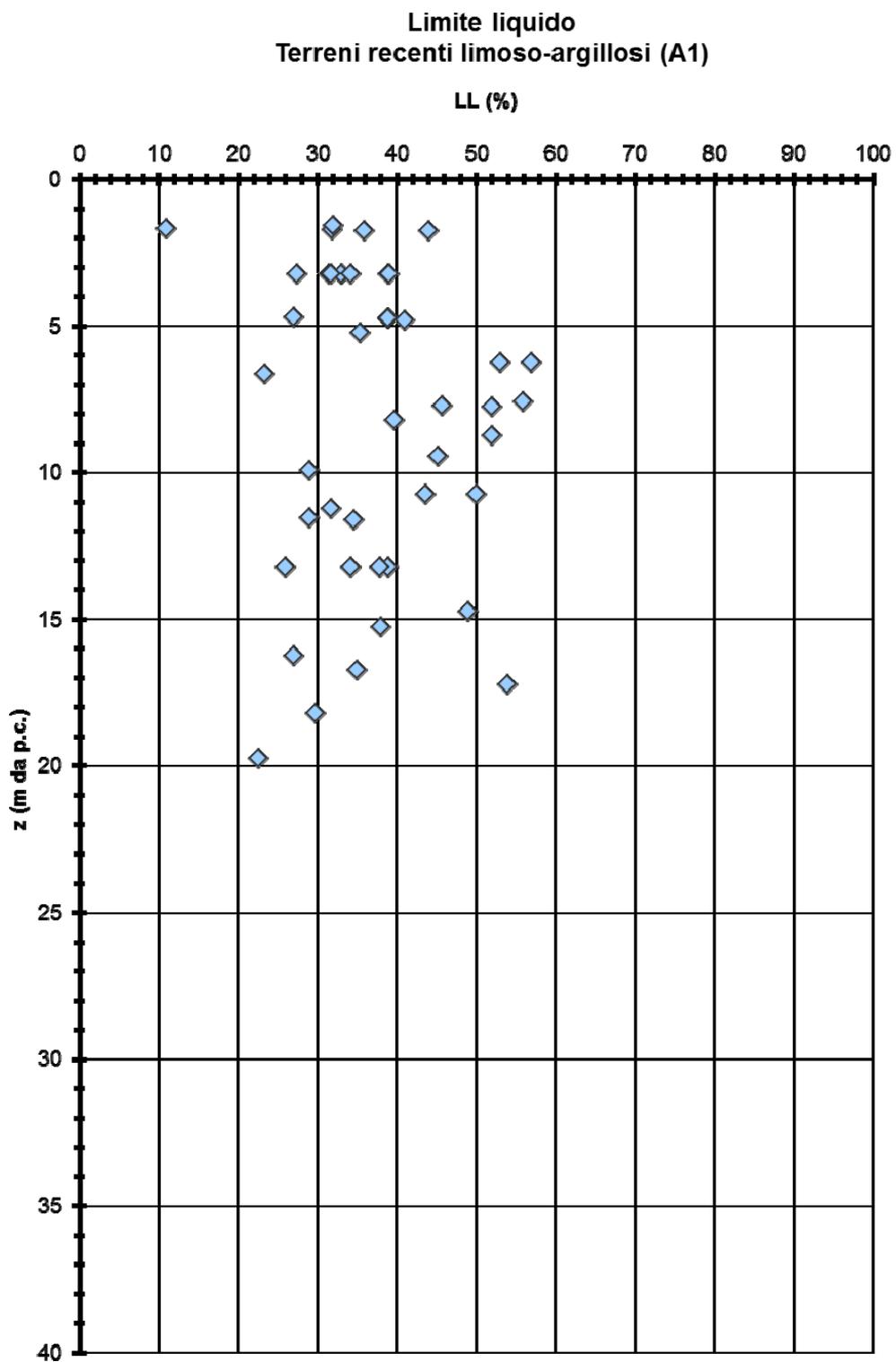


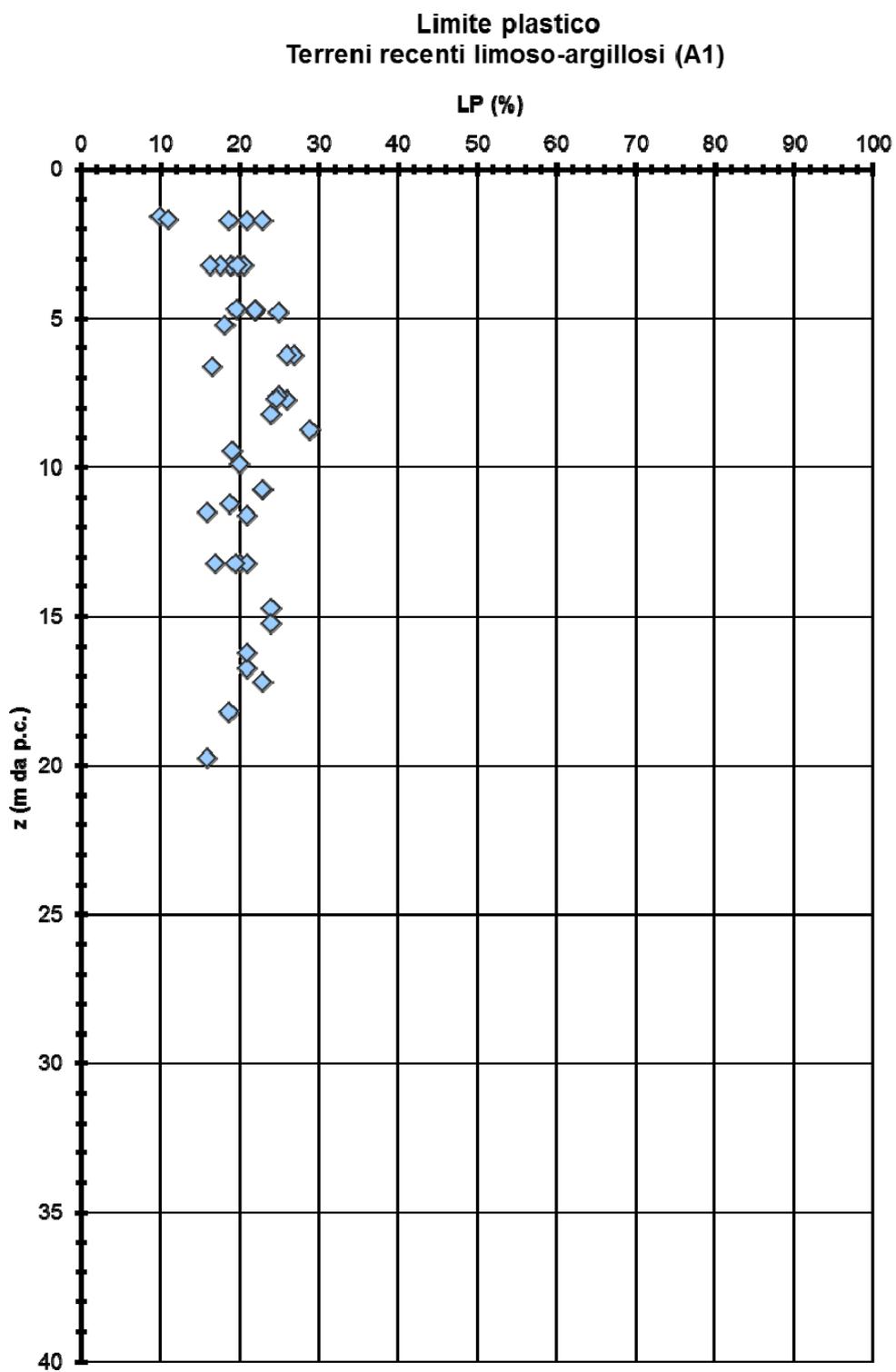
Figura 21



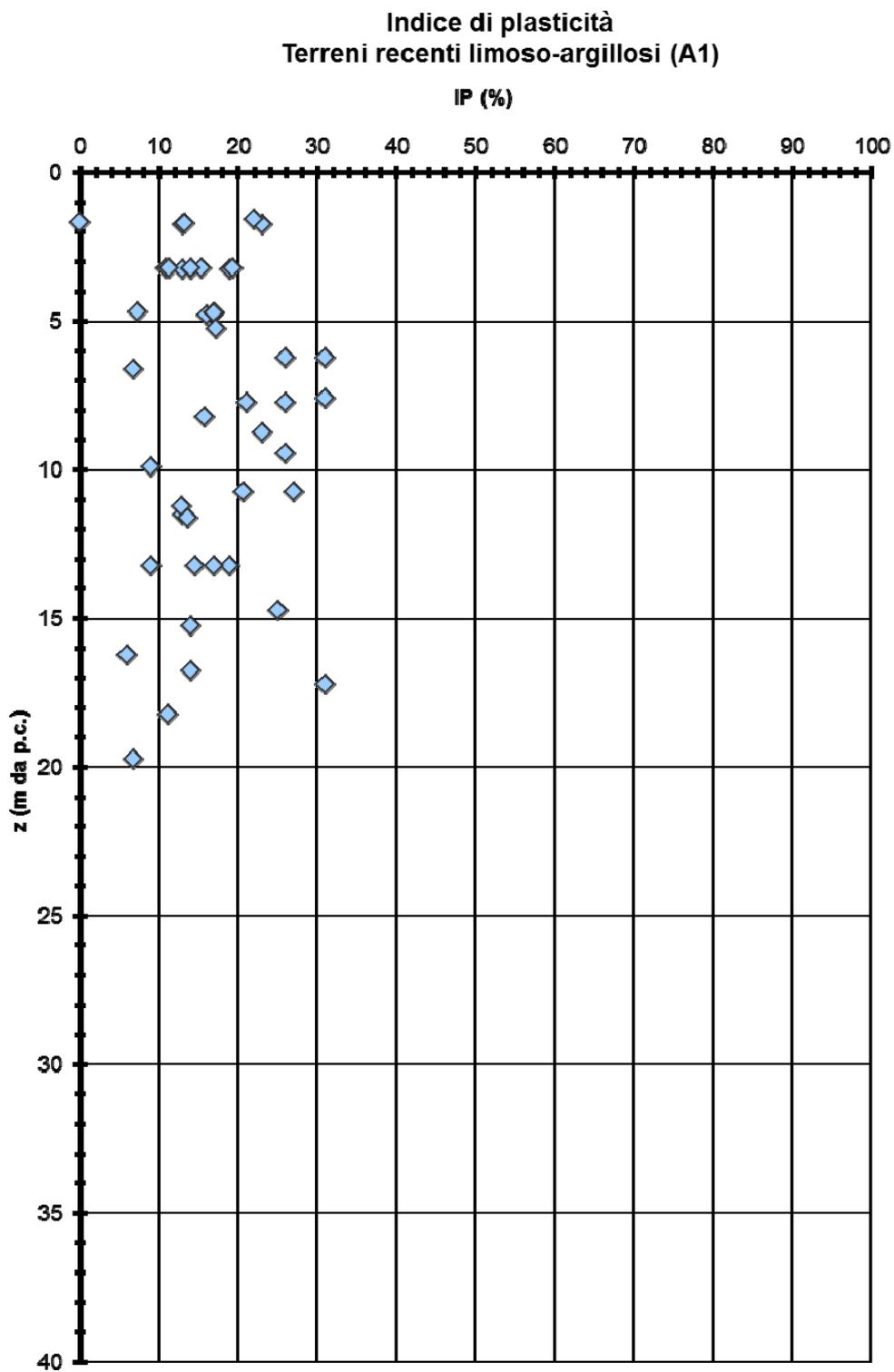
**Figura 22**



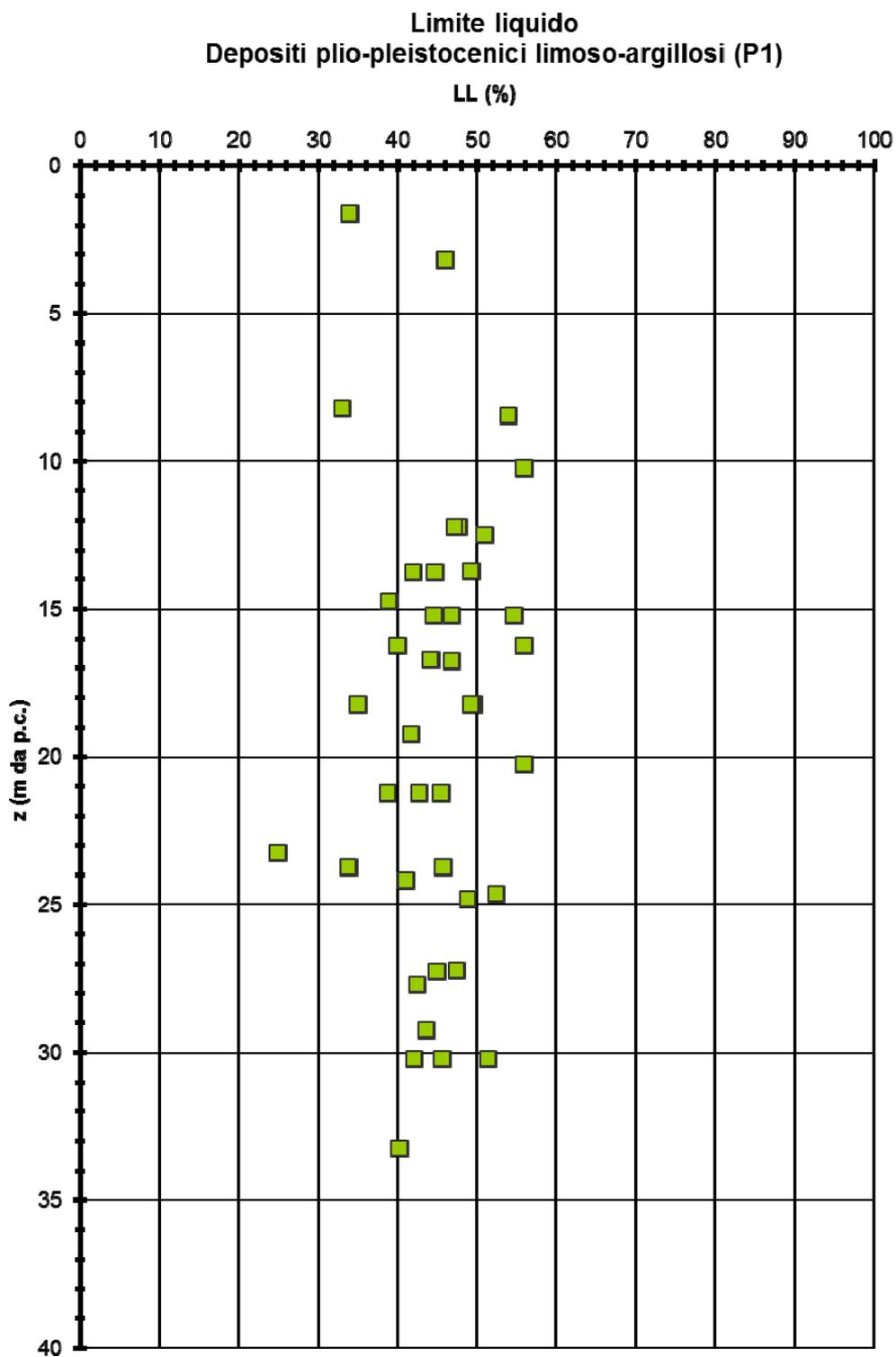
**Figura 23**



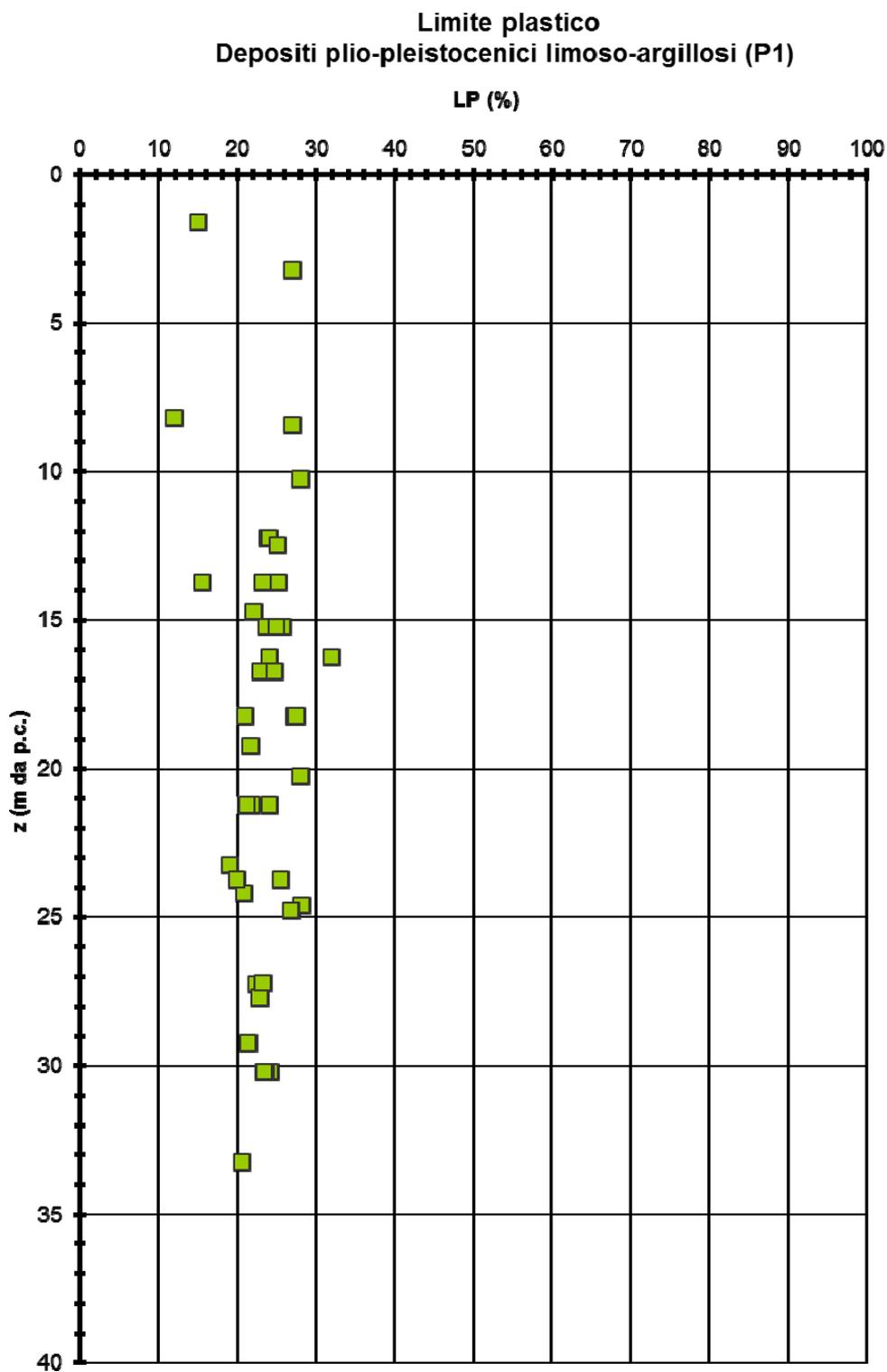
**Figura 24**



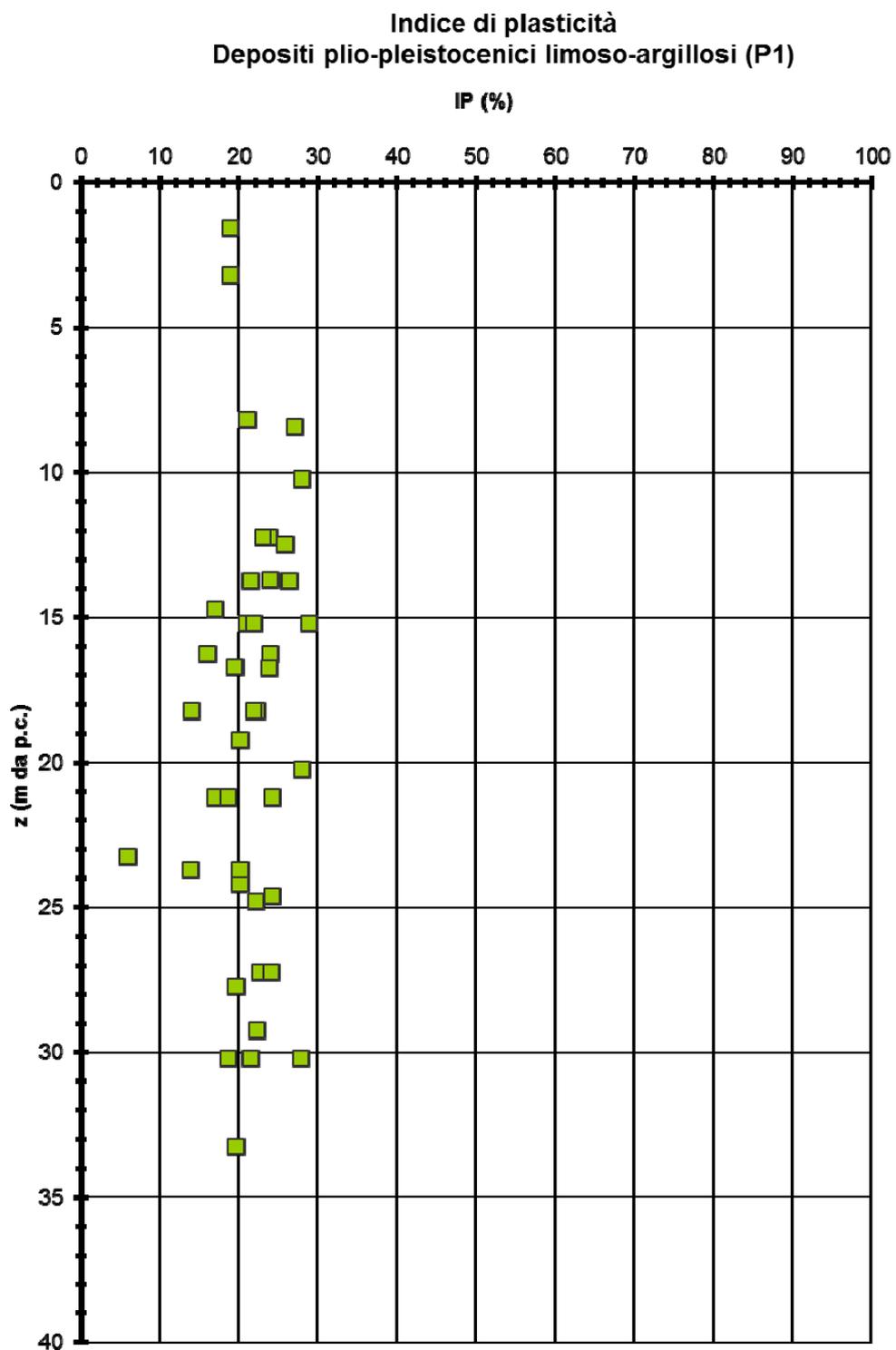
**Figura 25**



**Figura 26**



**Figura 27**



**Figura 28**

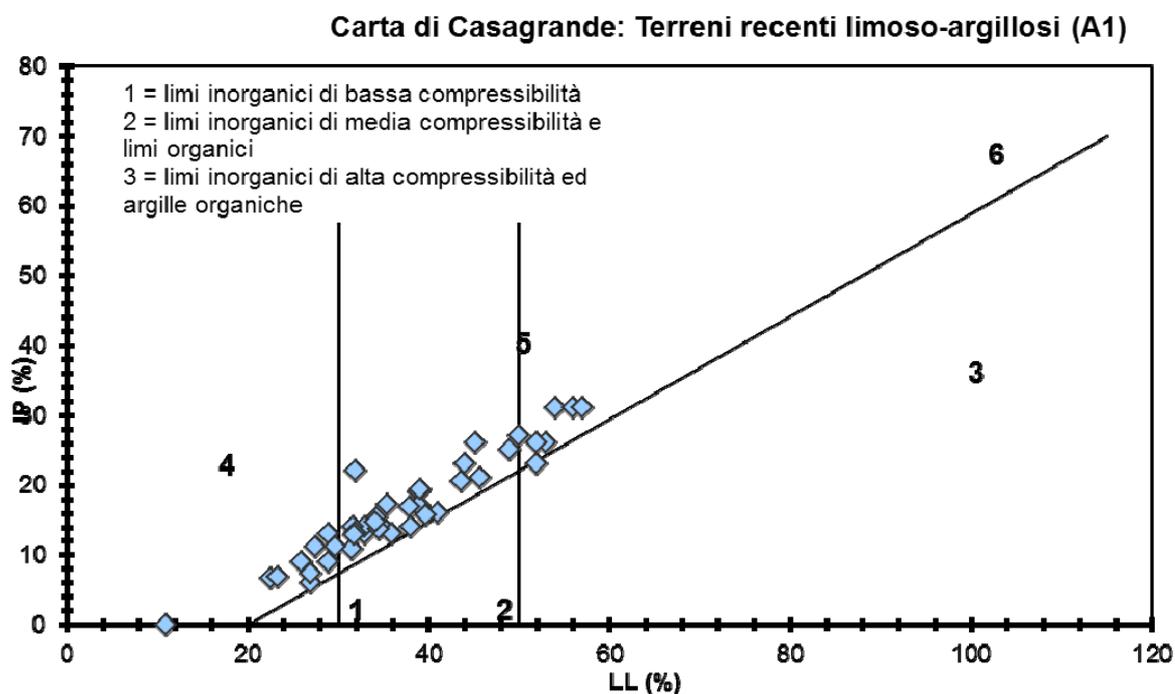


Figura 29

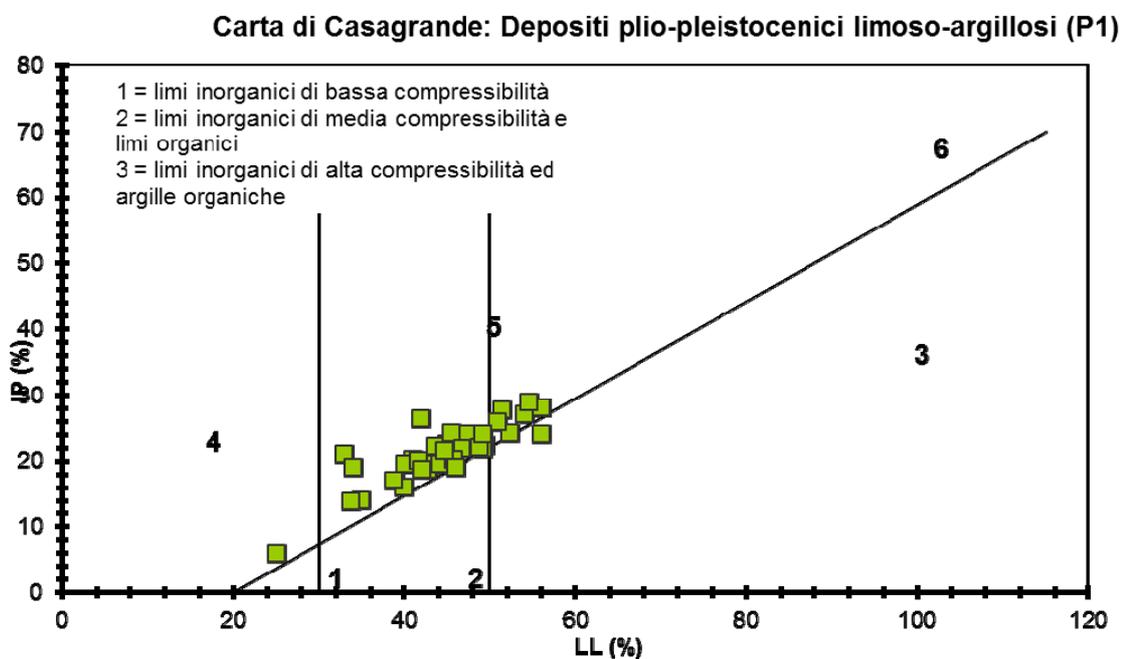


Figura 30

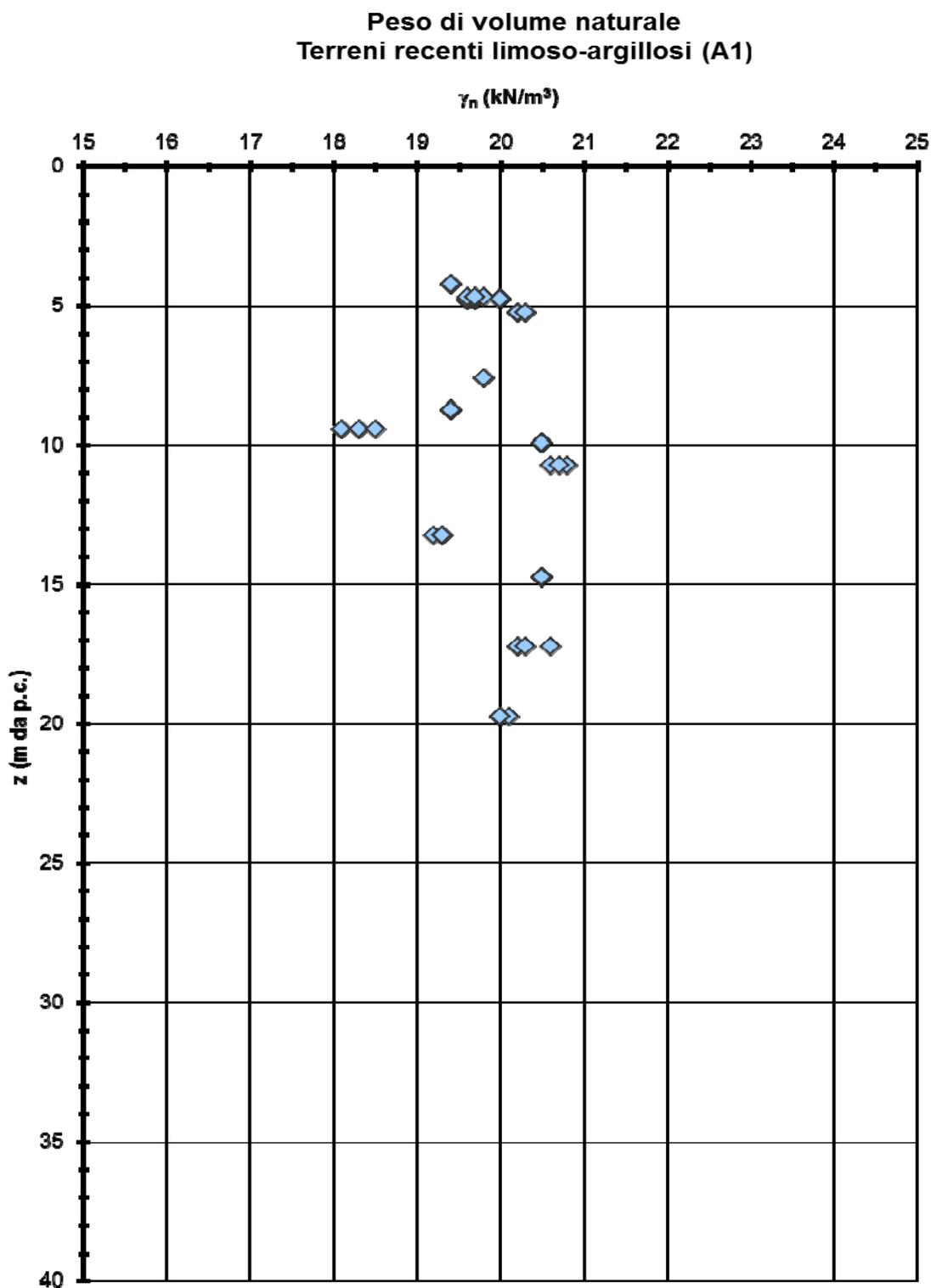


Figura 31

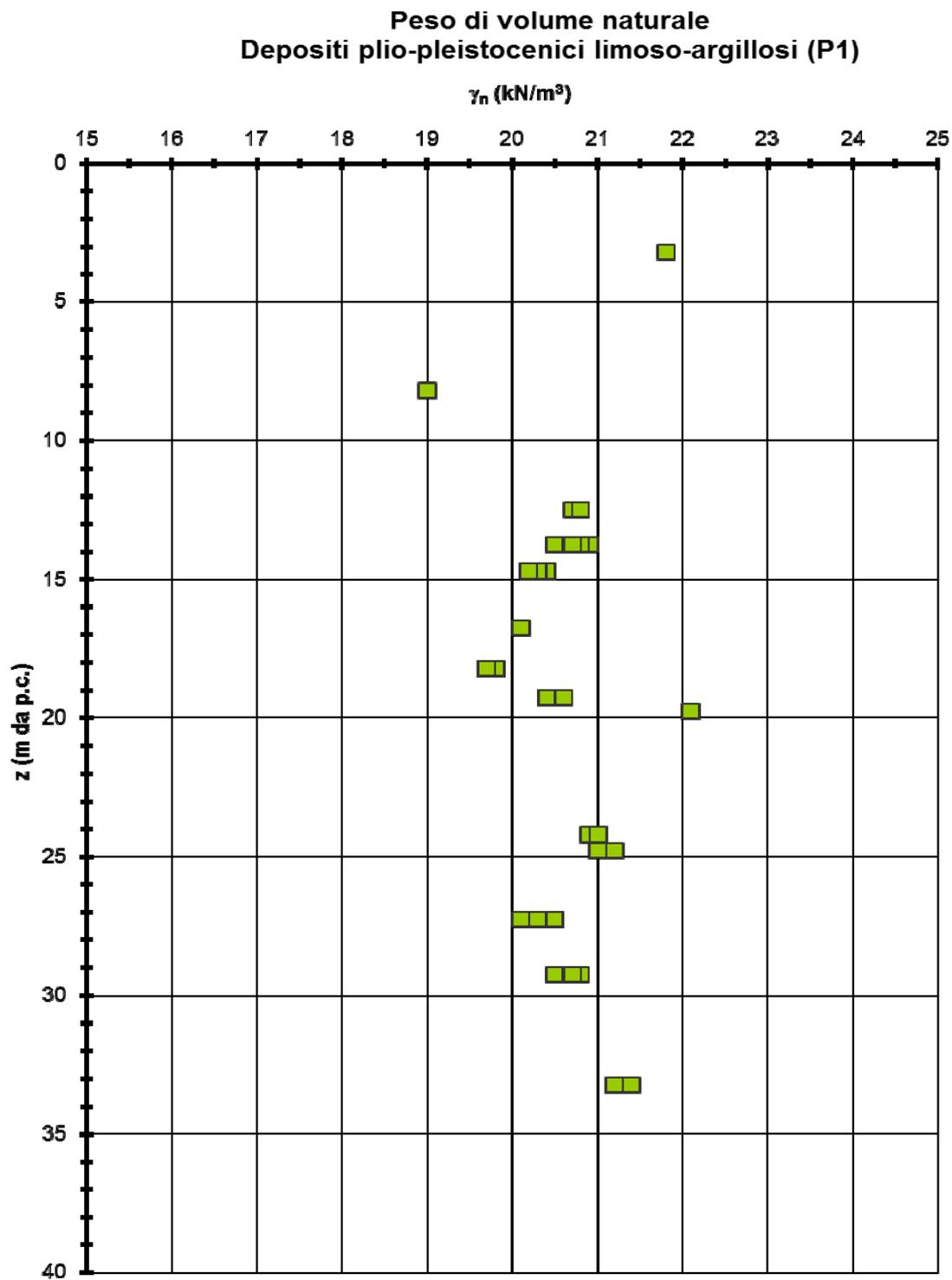
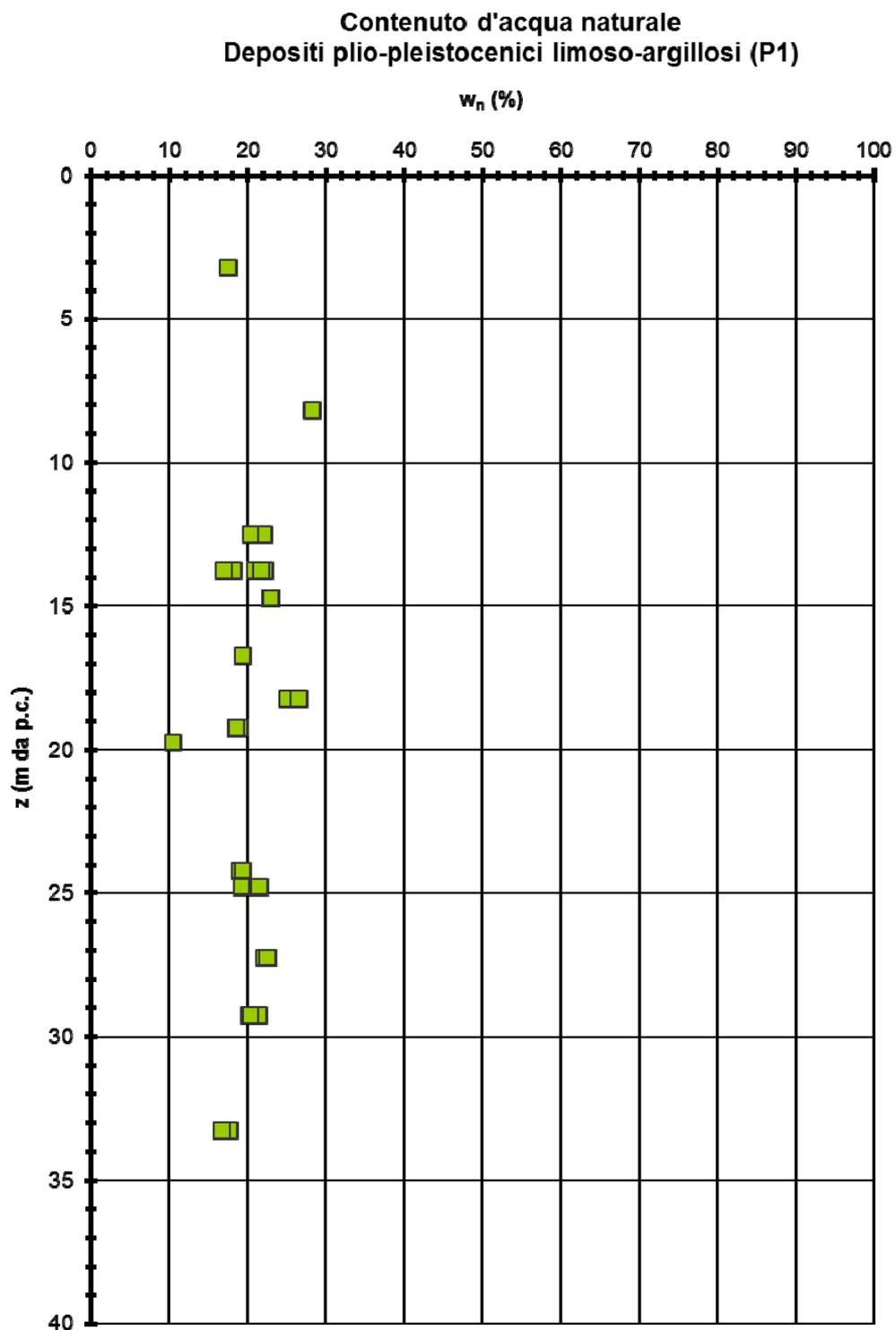


Figura 32





**Figura 34**

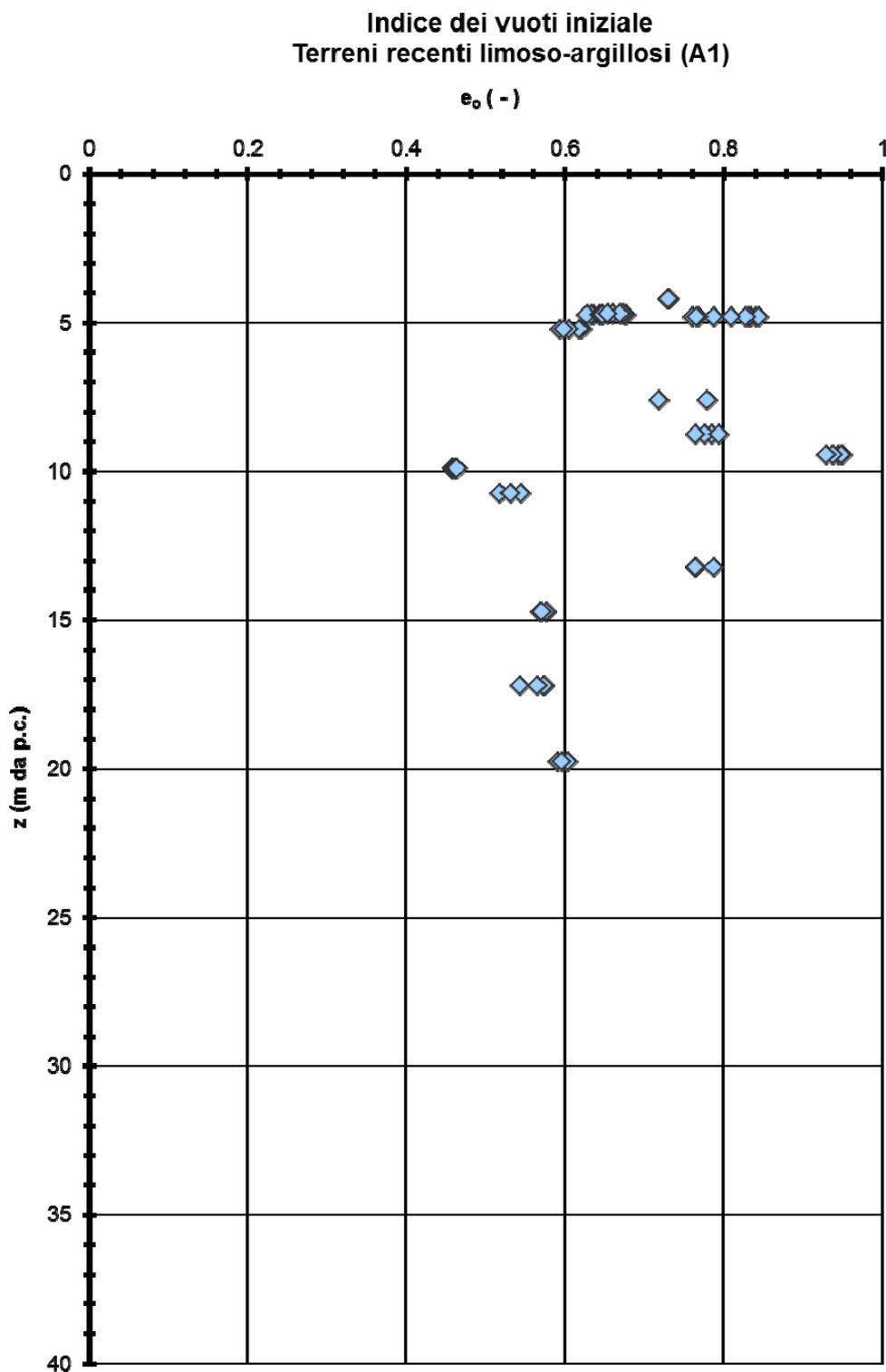


Figura 35

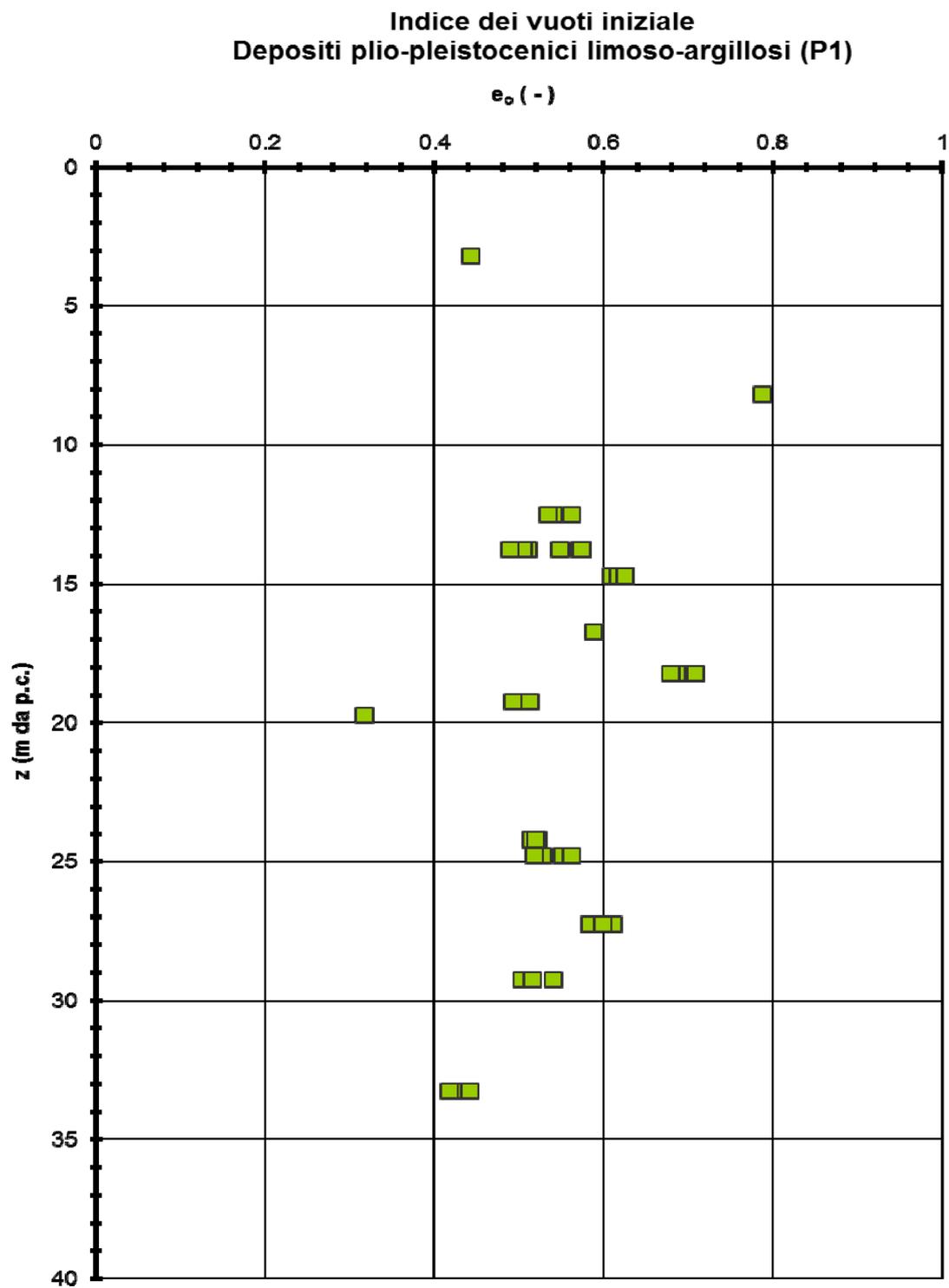
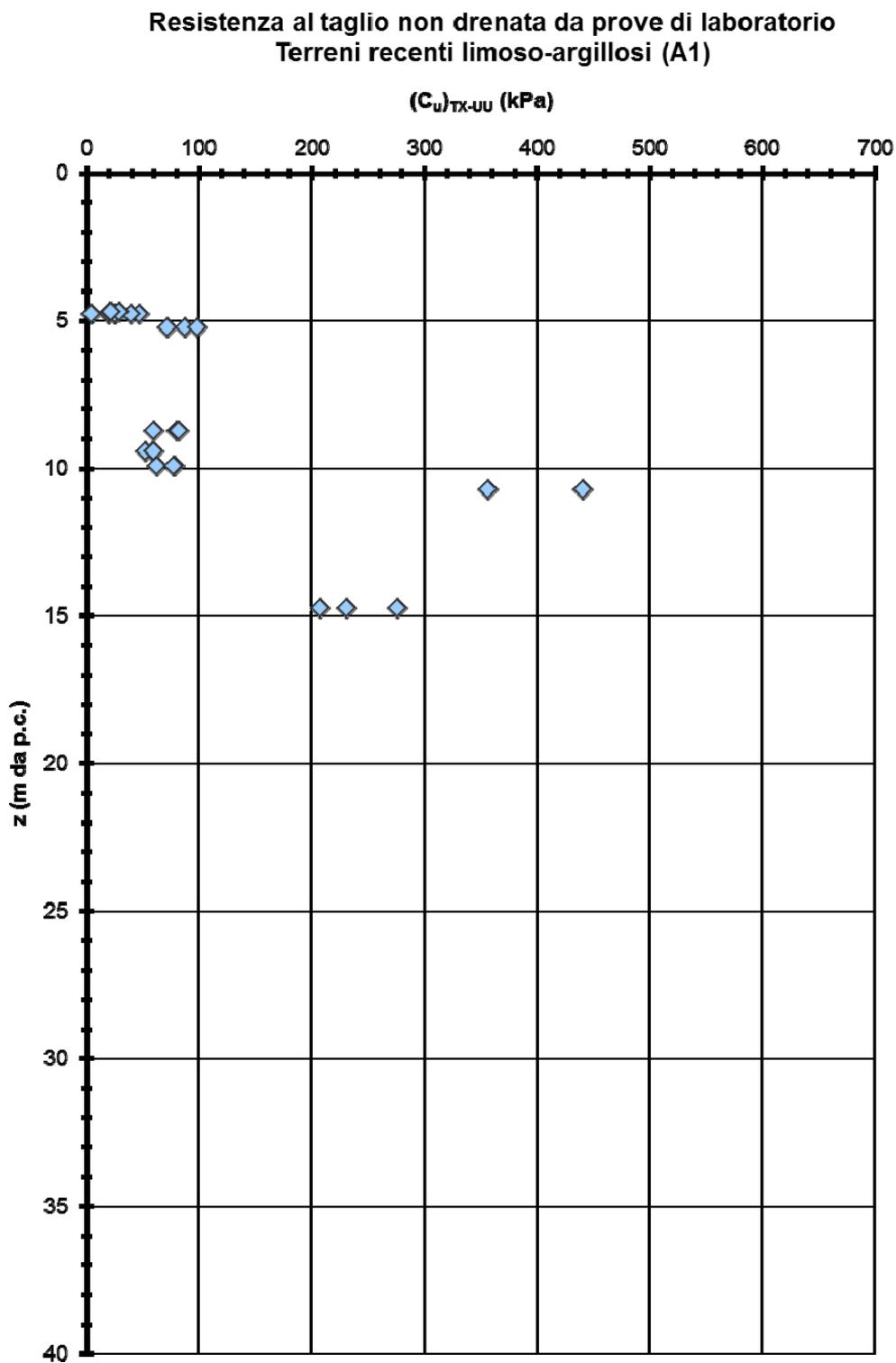
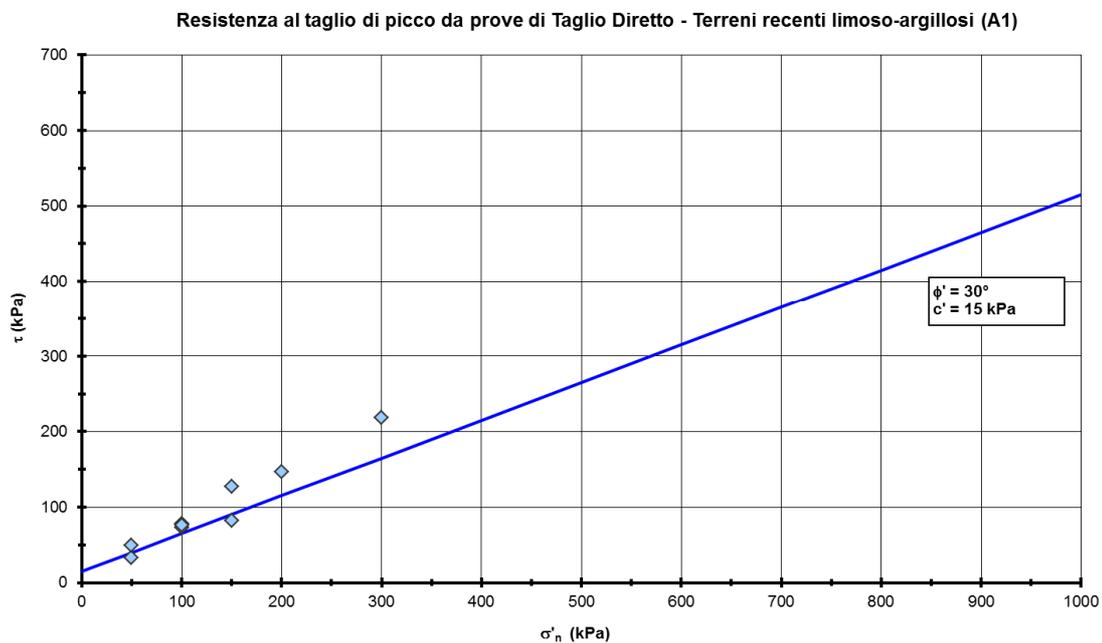


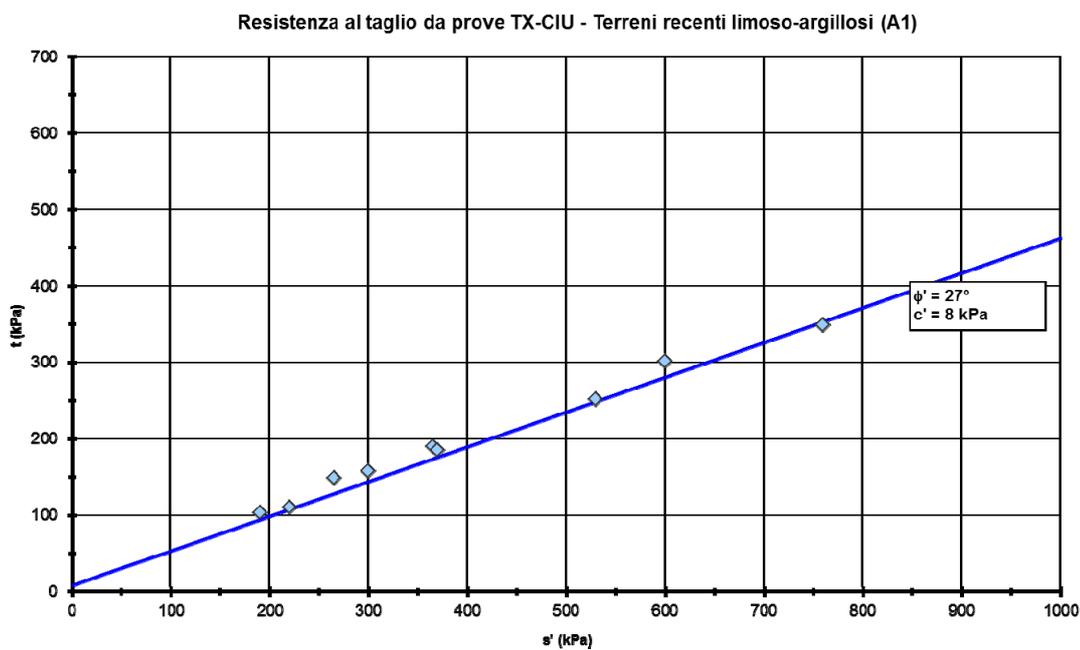
Figura 36



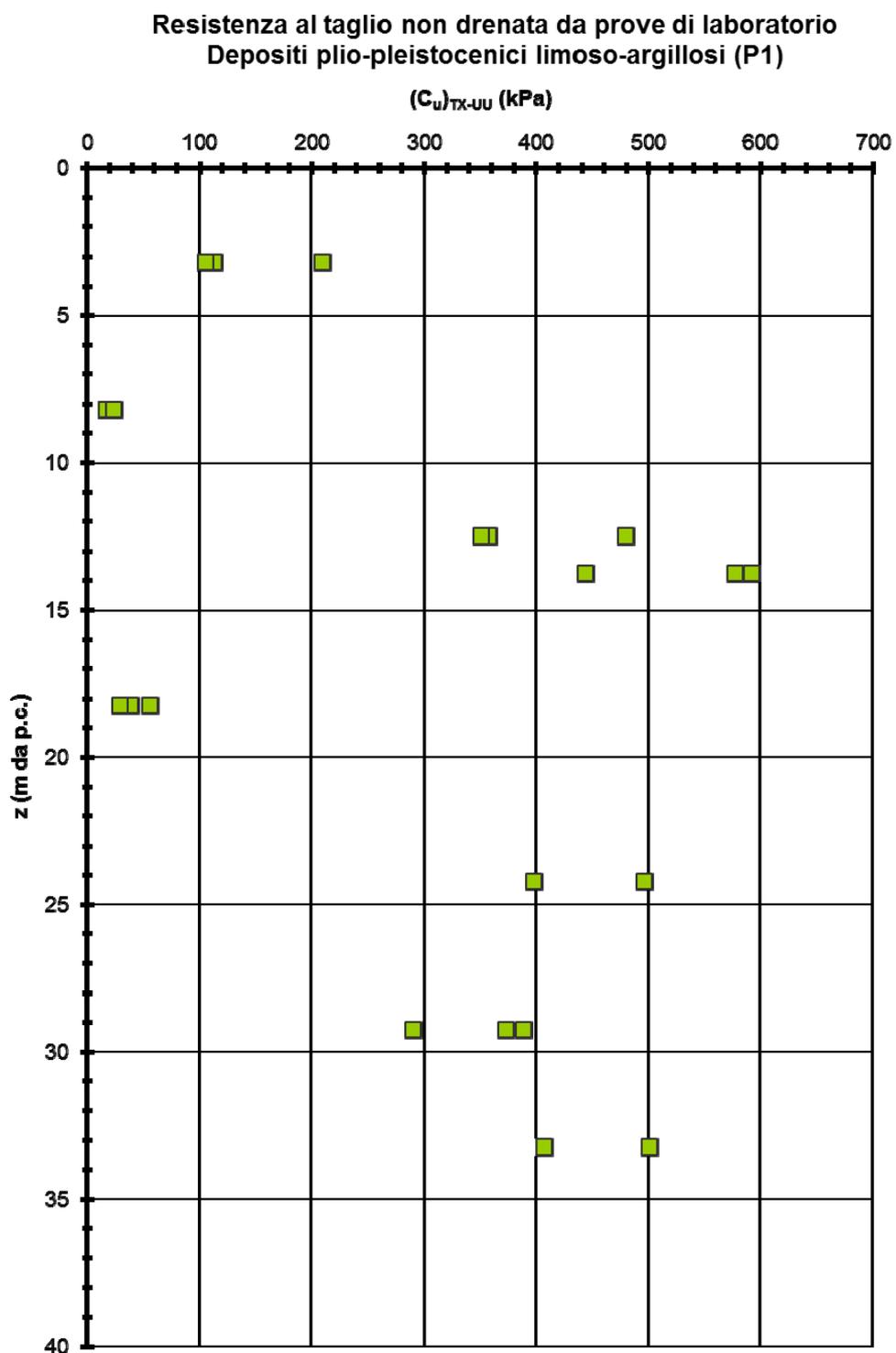
**Figura 37**



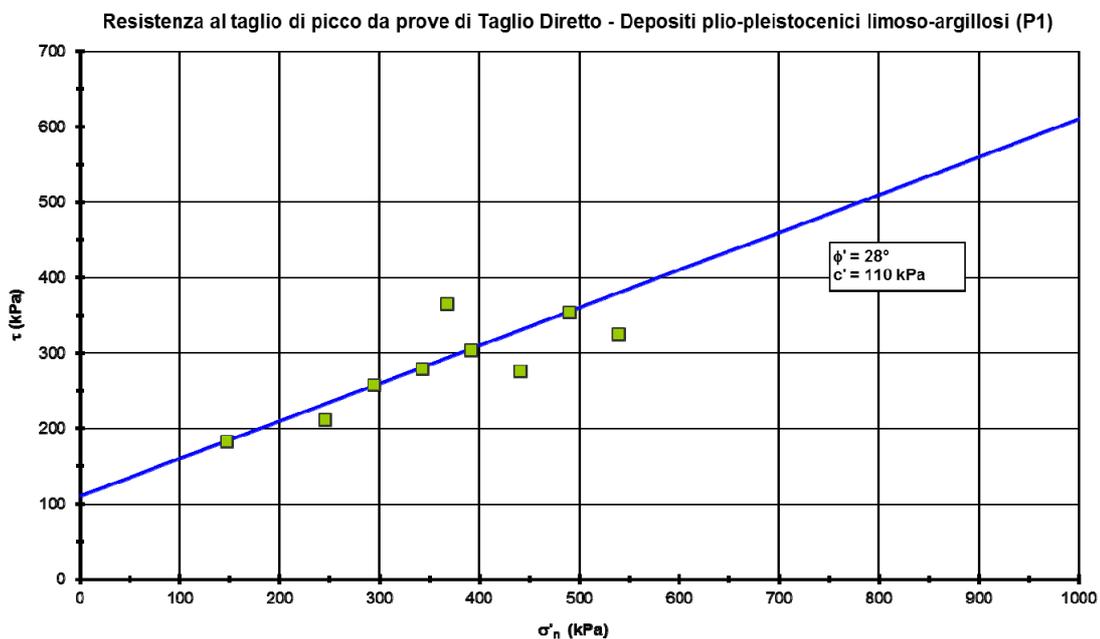
**Figura 38**



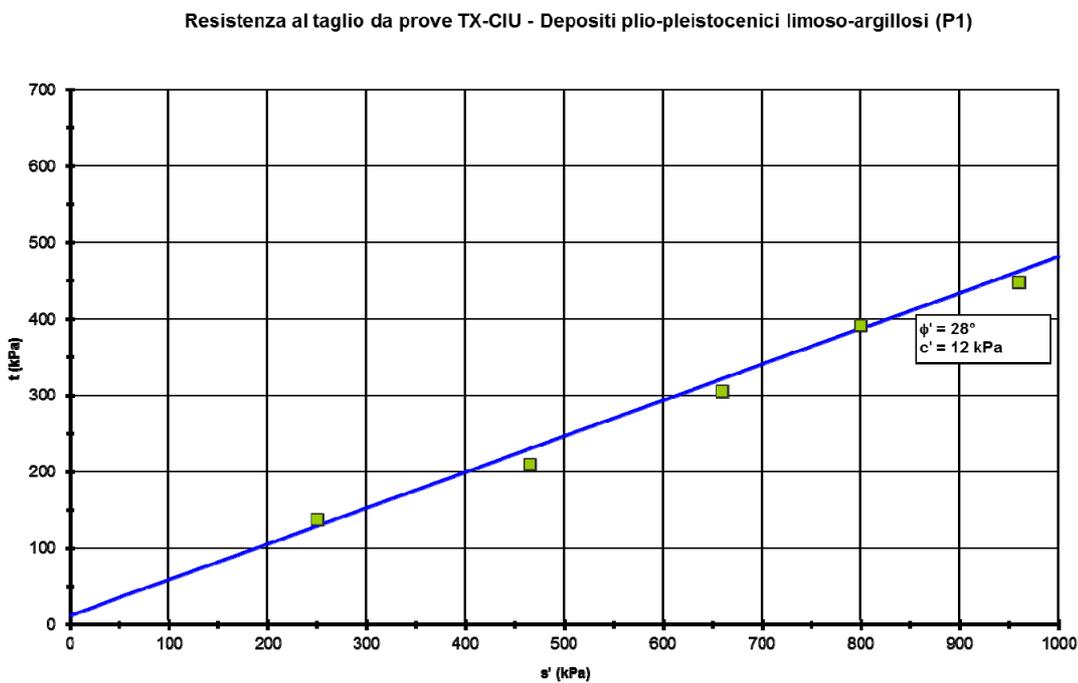
**Figura 39**



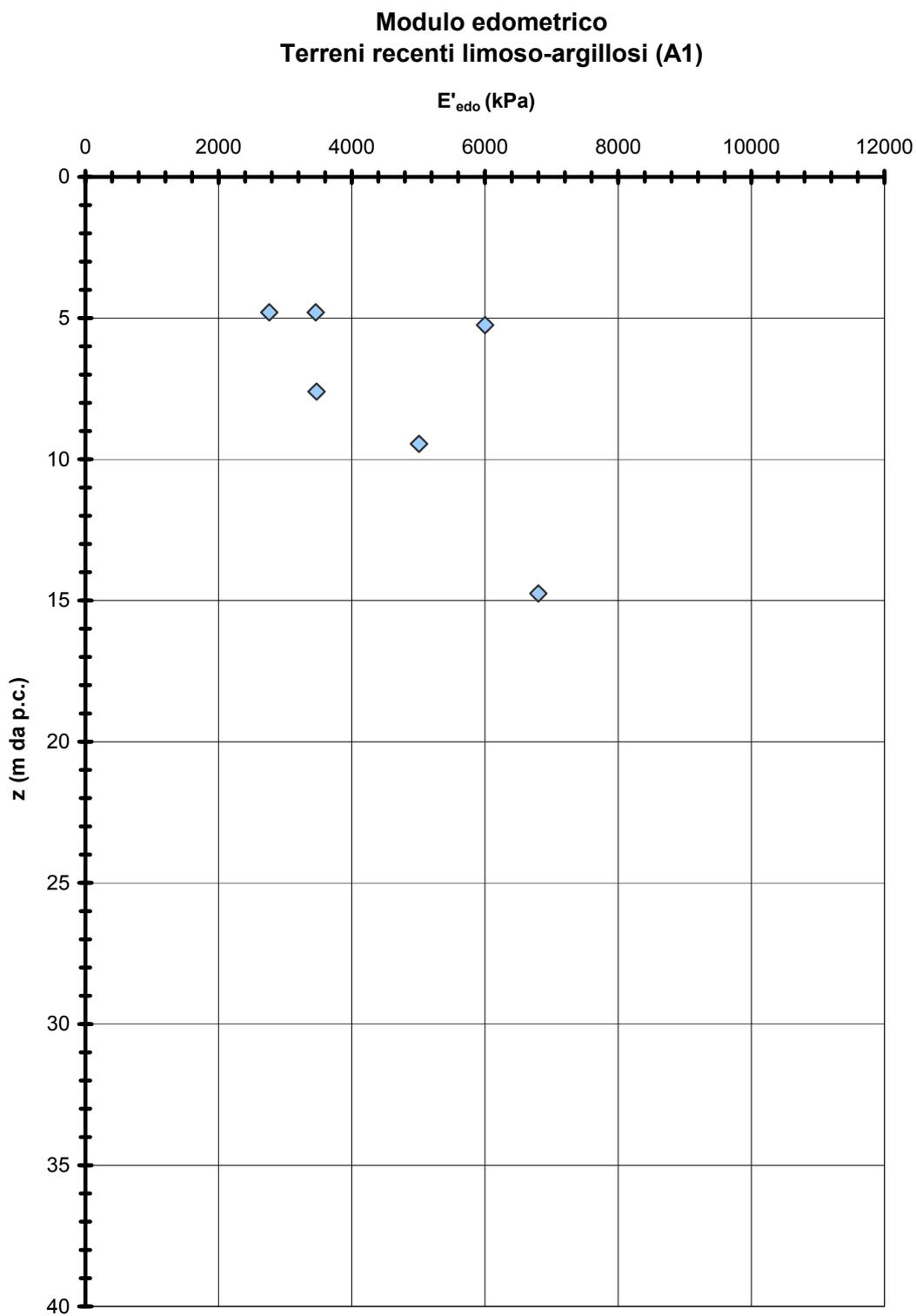
**Figura 40**

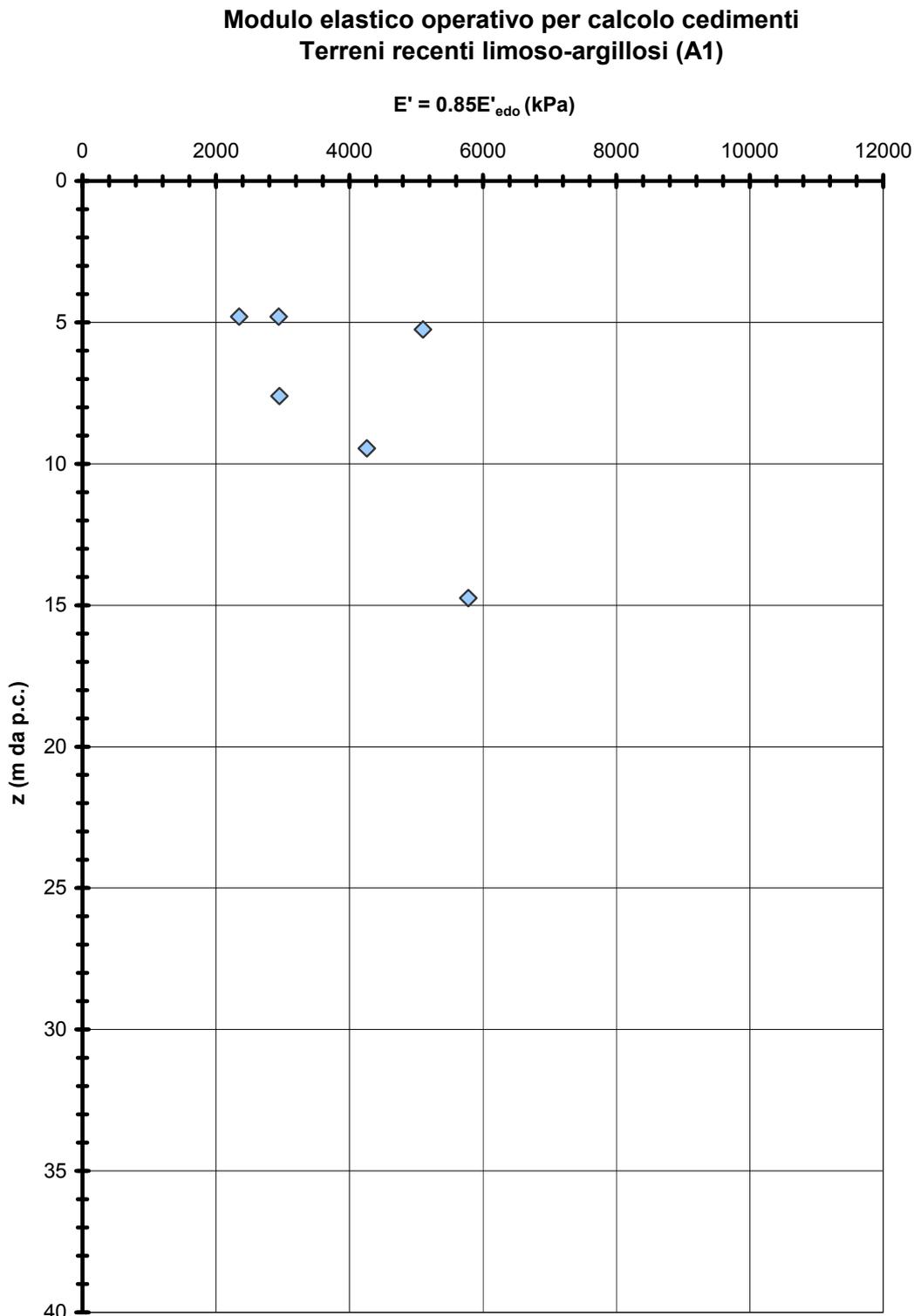


**Figura 41**

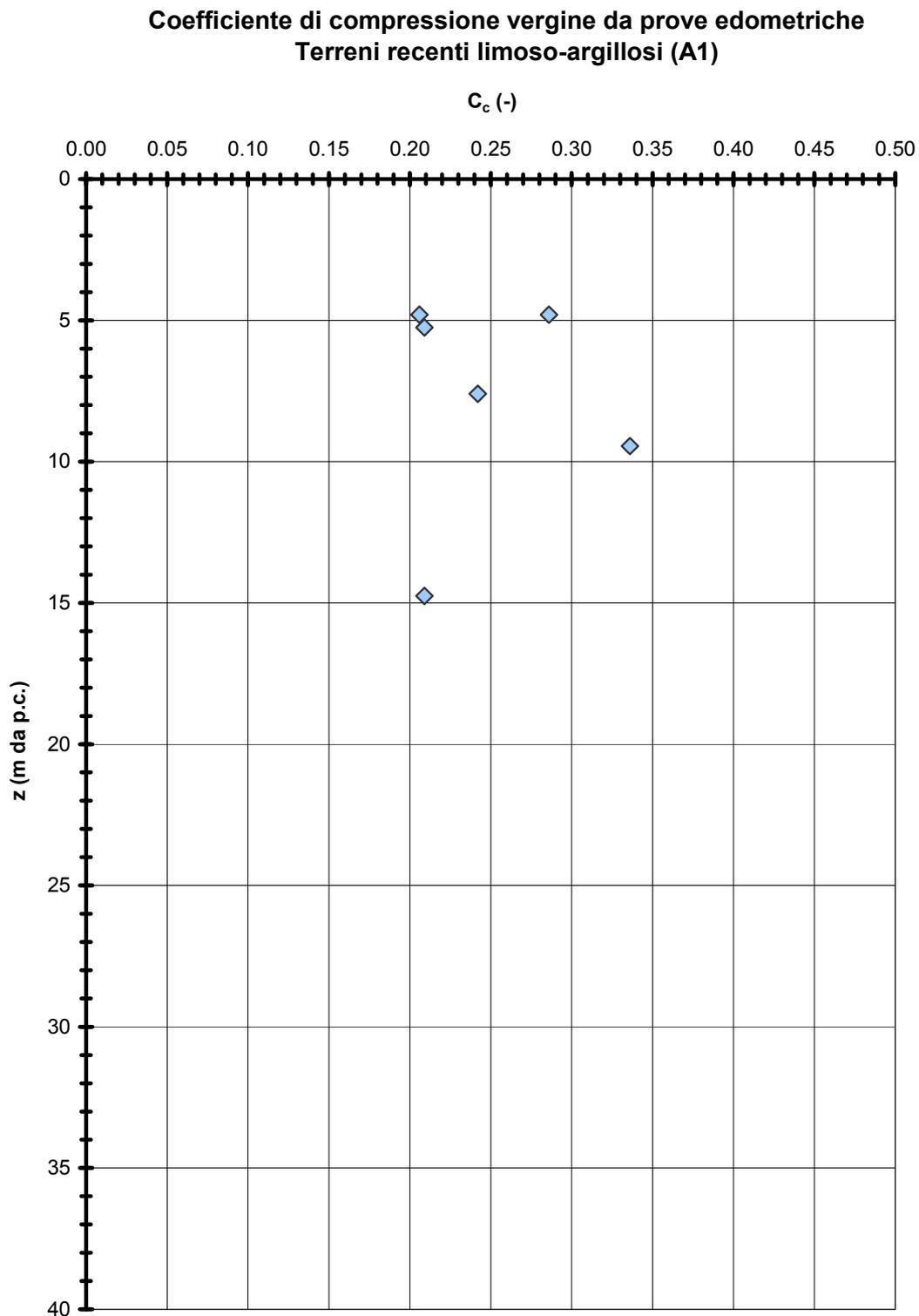


**Figura 42**

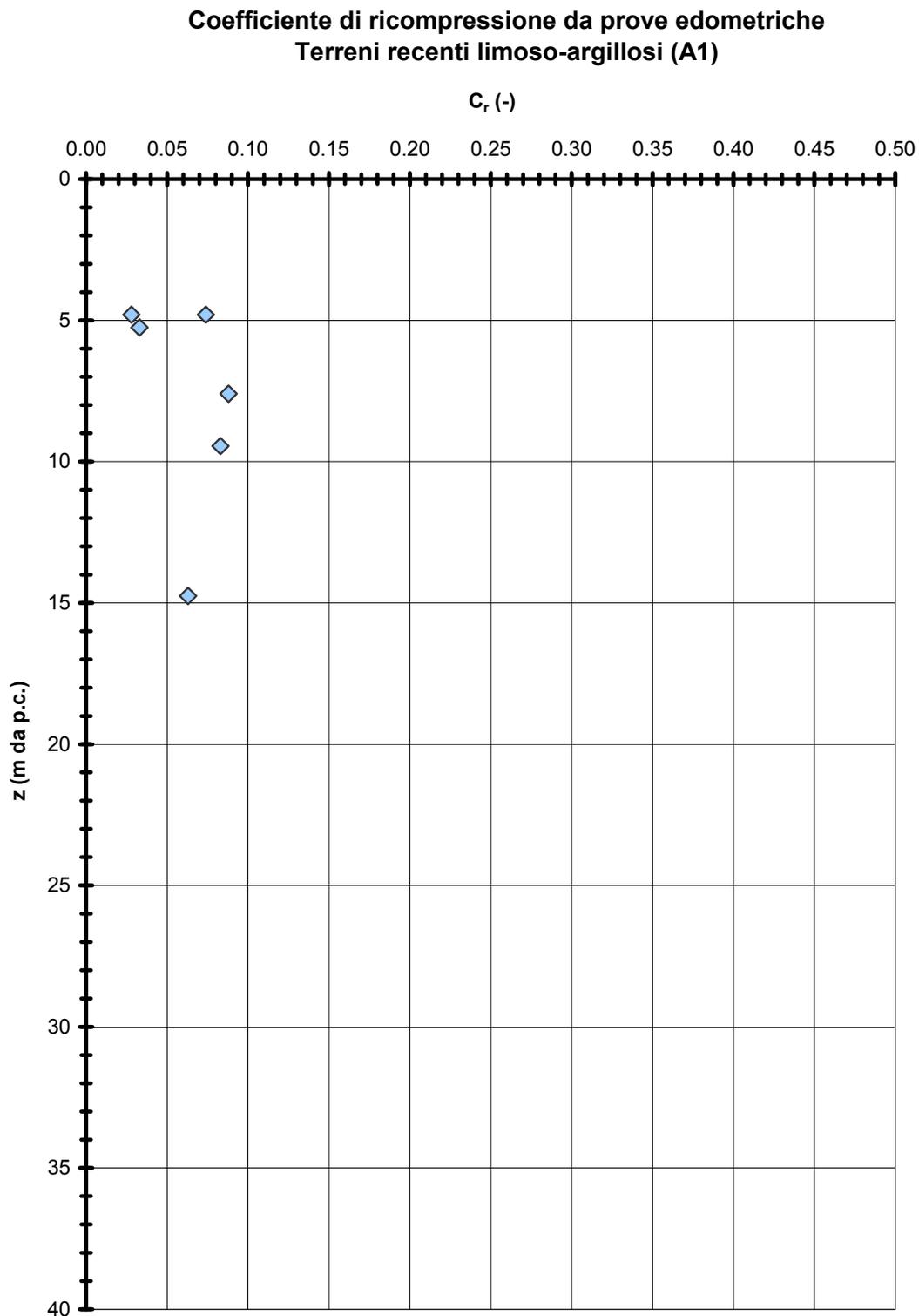




**Figura 44**

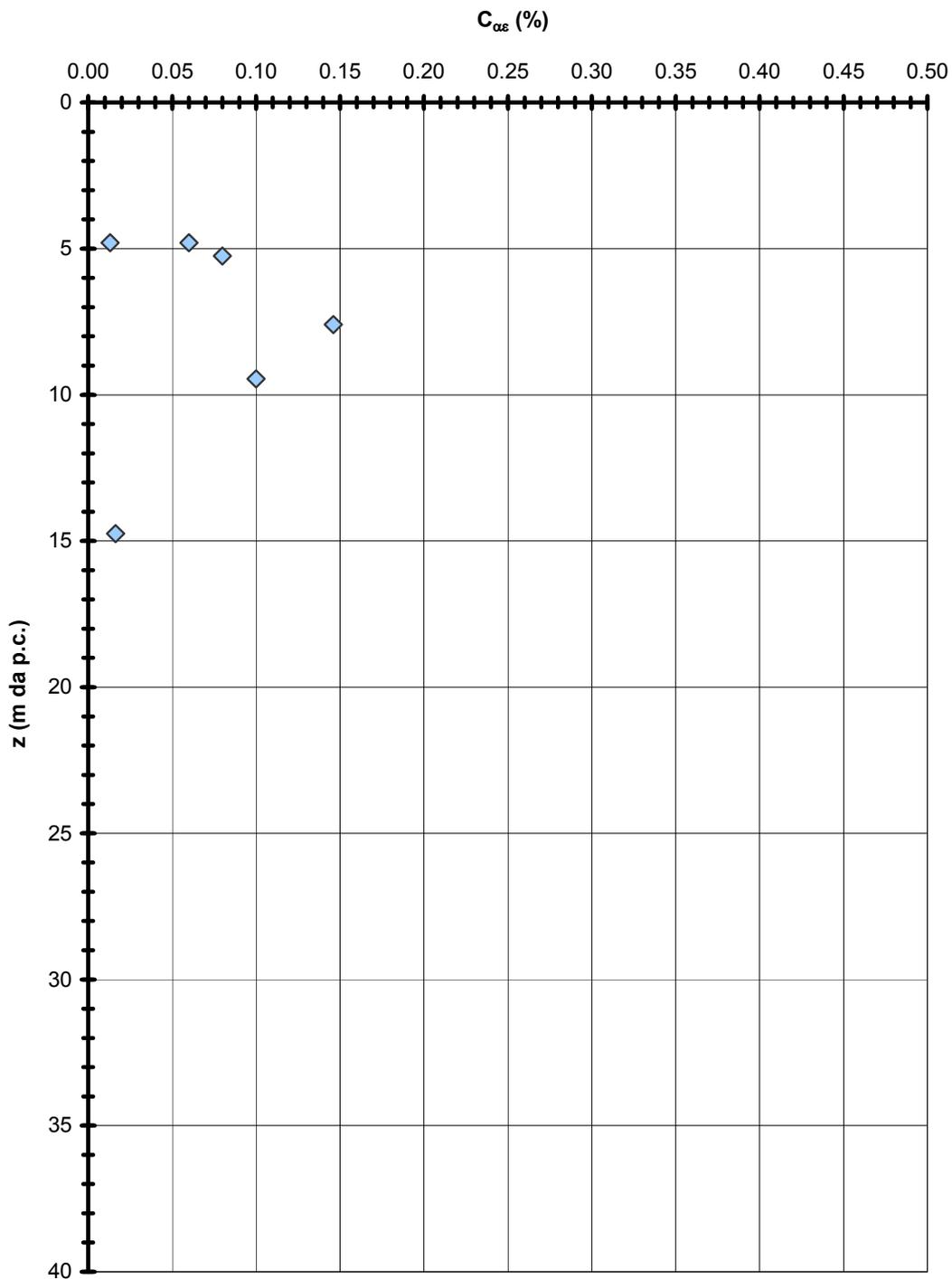


**Figura 45**



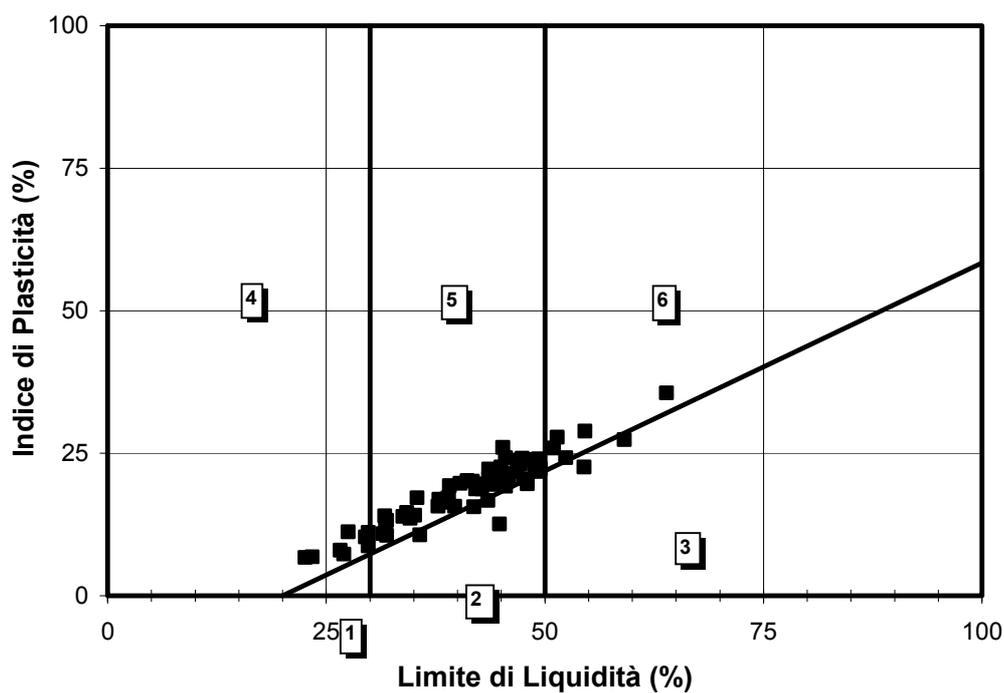
**Figura 46**

**Coefficiente di consolidazione secondaria da prove edometriche  
Terreni recenti limoso-argillosi (A1)**



**Figura 47**

**CARTA DI PLASTICITA' DI CASAGRANDE**



**CARTA DI PLASTICITA' DI CASAGRANDE**  
**Legenda:**  
 1 - Limi inorganici di bassa compressibilità  
 2 - Limi inorganici di media compressibilità e limi organici  
 3 - Limi inorganici di alta compressibilità ed argille organiche  
 4 - Argille inorganiche di bassa plasticità  
 5 - Argille inorganiche di media plasticità  
 6 - Argille inorganiche di alta plasticità

**Figura 48**