

AUTOSTRADA A14: BOLOGNA-TARANTO  
 TRATTA VASTO SUD-TERMOLI

REALIZZAZIONE DI UNA BRETELLA AUTOSTRADALE  
 IN LOCALITÀ PETACCIATO  
 TRA IL km 461+938 E IL km 463+576  
 (VIADOTTI CACCHIONE E MARINELLA)

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE DI  
 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

-	SEZIONE: <b>GEOTECNICA</b>	ELABORATO N. <b>4.01</b>
---	----------------------------	--------------------------

REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
3	PROGETTO DEFINITIVO	MARZO 2009	BONIZZONI	ROCCHI	ROCCHI
2	PROGETTO 2001	OTTOBRE 2001	-	-	-
1	PROGETTO 1996	APRILE 1996	-	-	-

 <p><b>STUDIO GEOTECNICO ITALIANO</b> s.r.l.                  ingegneria geotecnica-geologia applicata-ingegneria sismica</p>	IL DIRETTORE TECNICO Ing. GianFrancesco Rocchi Ord. Ingg. Milano N.16492																
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>CODICE</th> <th>COMMESSA</th> <th>PROGRESSIVO</th> <th>ELABORATO</th> <th>EMISSIONE</th> <th></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>0</td> <td>7 6 2 2</td> <td>- 0 2 8</td> <td>R 0 1</td> <td>E 0 1</td> <td>MARZO 2009</td> </tr> </tbody> </table>	CODICE	COMMESSA	PROGRESSIVO	ELABORATO	EMISSIONE		0	7 6 2 2	- 0 2 8	R 0 1	E 0 1	MARZO 2009				
CODICE	COMMESSA	PROGRESSIVO	ELABORATO	EMISSIONE													
0	7 6 2 2	- 0 2 8	R 0 1	E 0 1	MARZO 2009												

<p><b>autostrade</b> // per l'italia                  Società per azioni</p> <p>IL RESPONSABILE:</p>	
--	--

AUTOSTRADE per l'ITALIA S.p.A.  
Roma

A14

BOLOGNA-TARANTO

Tratta Vasto Sud-Termoli

Bretella autostradale in località Petacciato

tra il km 461+938 e il km 463+576

(viadotti Cacchione e Marinella)

Progetto Esecutivo

Relazione di caratterizzazione geotecnica

## I N D I C E

1.	INTRODUZIONE.....	4
2.	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO .....	6
3.	CAMPAGNE DI INDAGINE GEOGNOSTICA.....	7
3.1	Campagna di indagine GEOTEST 1981 .....	7
3.2	Campagna di indagine GEOTEST 1983 .....	9
3.3	Campagna di indagine Autostrade 1991 .....	11
3.4	Campagna di indagine 2000-2001 .....	14
4.	CARATTERIZZAZIONE STRATIGRAFICO-GEOTECNICA.....	18
4.1	Profilo stratigrafico .....	18
4.2	Caratterizzazione geotecnica .....	22
4.2.1	Generalità .....	22
4.2.2	Caratteristiche fisiche delle argille plio-pleistoceniche.....	22
4.2.3	Stati iniziali e grado di sovraconsolidazione meccanica .....	23
4.2.4	Stato tensionale efficace iniziale (geostatico) .....	25
4.2.5	Coefficienti di compressione.....	25
4.2.6	Resistenza al taglio non drenata .....	26
4.2.7	Parametri di resistenza in termini di sforzi efficaci.....	27
4.2.8	Caratteristiche di deformabilità.....	31
4.2.9	Velocità delle onde di taglio.....	32
4.2.10	Coefficienti di permeabilità.....	32
5.	RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI.....	34

FIGURE:

- 3.1a, 3.1b: Argille plio-pleistoceniche – Peso di volume naturale
- 3.2a, 3.2b: Argille plio-pleistoceniche – Contenuto d’acqua naturale
- 3.3a, 3.3b: Argille plio-pleistoceniche – Grado di saturazione
- 3.4a, 3.4b: Argille plio-pleistoceniche – Indice dei vuoti iniziale
- 3.5a, 3.5b: Argille plio-pleistoceniche – Limite liquido
- 3.6a, 3.6b: Argille plio-pleistoceniche – Limite plastico
- 3.7a, 3.7b: Argille plio-pleistoceniche – Indice di plasticità

- 3.8a, 3.8b: Argille plio-pleistoceniche – Indice di attività
- 3.9a, 3.9b: Argille plio-pleistoceniche – Carta di Casagrande
- 3.10a, 3.10b: Argille plio-pleistoceniche – Linea di compressibilità intrinseca e stati iniziali normalizzati in accordo a Burland (1990)
- 3.11: Argille plio-pleistoceniche – Curve edometriche caratteristiche della Campagna di Indagine 1991
- 3.12: Argille plio-pleistoceniche – Curve edometriche caratteristiche della Campagna di Indagine 2000-2001
- 3.13: Argille plio-pleistoceniche – Pressione di preconsolidazione
- 3.14: Argille plio-pleistoceniche – Grado di sovraconsolidazione
- 3.15: Argille plio-pleistoceniche – Coefficiente di spinta a riposo
- 3.16: Argille plio-pleistoceniche – Coefficiente di compressione
- 3.17: Argille plio-pleistoceniche – Resistenza al taglio non drenata
- 3.18a: Argille plio-pleistoceniche – Resistenza al taglio massima da prove TX-CIU e TX-CID (piano t-s')
- 3.18b: Argille plio-pleistoceniche – Resistenza al taglio massima da prove TX-CIU e TX-CID (piano q-p')
- 3.19: Argille plio-pleistoceniche – Resistenza al taglio di picco da prove di taglio diretto
- 3.20: Argille plio-pleistoceniche – Resistenza al taglio residua da prove di taglio diretto "reversal" e anulare
- 3.21: Argille plio-pleistoceniche - Simulazione prova edometrica con il modello costitutivo di Al Tabbaa & Muir Wood (1989)
- 3.22: Argille plio-pleistoceniche - Simulazione prova TX-CID con il modello costitutivo di Al Tabbaa & Muir Wood (1989)
- 3.23a: Argille plio-pleistoceniche – Involuppi di resistenza – Materiali intatti – GSC = 20  
-  $\varphi_{cv}' = 25^\circ$
- 3.23b: Argille plio-pleistoceniche – Involuppi di resistenza – Materiali intatti – GSC = 10 -  
 $\varphi_{cv}' = 25^\circ$
- 3.24a: Argille plio-pleistoceniche – Involuppi di resistenza – Materiali dei corpi di frana  
– GSC = 20 -  $\varphi_{cv}' = 20^\circ$

- 3.24b: Argille plio-pleistoceniche – Involuppi di resistenza – Materiali dei corpi di frana  
–  $GSC = 10 - \varphi_{cv}' = 20^\circ$
- 3.25: Argille plio-pleistoceniche – Modulo di taglio iniziale da Viggiani & Atkinson (1995)
- 3.26: Argille plio-pleistoceniche – Curva di degrado del modulo ottenuta simulando prove triassiali con il modello costitutivo di Al Tabbaa & Muir Wood (1989).
- 3.27: Argille plio-pleistoceniche – Velocità delle onde di taglio da Viggiani & Atkinson (1995)
- 3.28: Argille plio-pleistoceniche – Coefficiente di permeabilità da correlazioni empiriche

APPENDICI:

- 1: Descrizione del modello costitutivo di Al Tabbaa & Muir Wood (1989)

## 1. INTRODUZIONE

Oggetto della presente relazione è la caratterizzazione stratigrafica e geotecnica dei terreni rinvenuti nell'ampia area franosa che si sviluppa fra l'abitato di Petacciato e la vicina costa adriatica, con particolare riguardo alla parte bassa del versante, ove si intende realizzare una bretella a monte dei viadotti Cacchione e Marinella dell'autostrada A14. Tale caratterizzazione stratigrafica e geotecnica, di supporto alle relazioni di dimensionamento e verifica delle opere costituenti la suddetta bretella e la viabilità interferente, verrà sviluppata sulla base:

- Dei risultati delle campagne di indagine descritte nel capitolo 3 e raccolti nei [Doc.Rif.\[8\]](#) e [Doc.Rif.\[9\]](#).
- Dei risultati del monitoraggio geotecnico (inclinometri e piezometri) riportati nel [Doc.Rif.\[10\]](#).
- Dell'inquadramento geologico, idrogeologico, geomorfologico e sismico riportato nel [Doc.Rif.\[2\]](#).
- Dei principali risultati degli studi a carattere geologico, geomorfologico, idrogeologico e geotecnico commissionati dalla Presidenza del Consiglio dei Ministri, Dipartimento della protezione Civile alla Commissione Tecnico-Scientifica presieduta dai [Proff. Vincenzo Cotecchia e Gregorio Melidoro](#); si fa in particolare riferimento ai seguenti elaborati:
  - Presidenza del Consiglio dei Ministri, Dipartimento della Protezione Civile, Presidenza della Regione Molise, Movimenti Franosi nel Comune di Petacciato (Provincia di Campobasso), Studi, Rilevamenti dell'Area in Frana, Indagini e Orientamenti Progettuali – Studi, Rilevamenti dell'Area In Frana e Indagini (Giugno 2002):
    - All.00 – Relazione Generale
    - All.02/a – Carta Geologica e Geomorfologica
    - All.02/b – Andamento Livelli Piezometrici nel versante in Frana
    - All.02/f – Deformate Inclinometriche
    - All.04 – Stratigrafie dei Sondaggi Geognostici (Regione Molise)
    - All.07 – Rilievi Inclinometrici e Piezometrici
    - All.11 – Relazione Geotecnica
    - All.12 – Relazione sulle Verifiche di Stabilità.

Tali risultati hanno già costituito una base di dati per il progetto di ricerca finanziato dalla Comunità Europea LessLoss ([www.lessloss.org](http://www.lessloss.org)) e sono raccolti in una monografia dedicata al sito di Petacciato inclusa tra gli elaborati del progetto Lessloss (conclusosi ad Agosto 2007).

- Degli studi effettuati dalla società Autostrade nell'ambito del progetto ANIDRO.

## 2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

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

### Elaborati di progetto 2009

1. Planimetrie di progetto:
  - Tav.1/4 (1:500) – **Elaborato: 1.11**
  - Tav.2/4 (1:500) – **Elaborato: 1.12**
  - Tav.3/4 (1:500) – **Elaborato: 1.13**
  - Tav.4/4 (1:500) – **Elaborato: 1.14**
2. Relazione geologica, geomorfologica e idrogeologica – **Elaborato: 3.01**
3. Carta e sezioni geologiche (1:5.000 - Riprese e leggermente modificate dallo studio dei Proff. V Cotecchia e G.Melidoro) – **Elaborato: 3.02**
4. Carta geomorfologica (1:5.000 - Ripresa e leggermente modificata dallo studio dei Proff.V Cotecchia e G.Melidoro) – **Elaborato: 3.03**
5. Carta delle evidenze geomorfologiche della riattivazione del movimento franoso del Gennaio 1991 (1:5.000) – **Elaborato: 3.04**
6. Carta delle evidenze geomorfologiche della riattivazione del movimento franoso del Febbrbaio 2009 (1:5.000) – **Elaborato: 3.05**
7. Planimetria ubicazione indagini geognostiche (1:5.000 - 1:2.500)– **Elaborato: 3.06**
8. Indagini geognostiche in sito – **Elaborato: 3.07**
9. Prove di laboratorio – **Elaborato: 3.08**
10. Letture inclinometriche – **Elaborato: 3.09**
11. Relazione di stabilità del versante in frana - **Elaborato 4.02**
12. Sezioni geotecniche:
  - Sezioni n.1 n.2 (1:1000 – 1:2500) – **Elaborato: 4.03**
  - Sezioni n.3 n.4 n.5 (1:1000 – 1:2500) – **Elaborato: 4.04**
13. Verifiche geotecniche:
  - Rilevati, trincee stradali e opere di stabilizzazione locale – **Elaborato: 6.01**
  - Paratia dal km.0+300.45 al km.0+478.96– **Elaborato: 6.02**
  - Strada interpodereale al km.0+619.42 – **Elaborato: 6.03**



### 3. CAMPAGNE DI INDAGINE GEOGNOSTICA

Nell'area in oggetto sono state eseguite, a partire dal 1981 fino al 2001, le seguenti quattro campagne di indagini.

#### 3.1 Campagna di indagine GEOTEST 1981

La prima campagna di indagine risale al 1981; essa è stata eseguita da GEOTEST (Roma) per conto delle Ferrovie dello Stato, a seguito dell'evento franoso del 1979. Tale campagna è stata così articolata (vedi anche la **tab.2.1**):

- N. 6 sondaggi (A, C, D, F, G, I) a carotaggio continuo spinti fino a 40 m di profondità dal p.c.; nei sondaggi sono stati prelevati campioni indisturbati per prove geotecniche di laboratorio; i sondaggi sono stati attrezzati con tubi inclinometrici.
- N. 3 sondaggi (B, E, H) a distruzione di nucleo spinti fino a 30 m di profondità; nei sondaggi sono state effettuate prove di permeabilità tipo Lefranc e prove dilatometriche; i sondaggi sono stati attrezzati con piezometri tipo Casagrande.

I certificati relativi ai sondaggi e alle prove in sito, recuperati e utilizzati in questa sede, sono riportati nel [Doc.Rif.\[8\]](#).

Come rilevabile dalla Planimetria Ubicazione Indagini Geognostiche ([Doc.Rif.\[7\]](#)) tale indagine è stata eseguita al piede del versante, a cavallo della linea ferroviaria.

**Tabella 2.1: Riepilogo sondaggi stratigrafici dell'indagine GEOTEST 1981**

Sigla	Quota (m s.l.m.)	Tipo	D (m)	C.I.	Prove dilatometriche	Prove di permeabilità	Strumentazione
A	10.0 <sup>(3)</sup>	C.C.	40,0	4 <sup>(1)</sup>	-	-	Inclinometro (40 m)
C	12.0 <sup>(3)</sup>	C.C.	40,0	4 <sup>(1)</sup>	-	-	Inclinometro (40 m)
D	10.0 <sup>(3)</sup>	C.C.	40,0	4 <sup>(1)</sup>	-	-	Inclinometro (40 m)
F	12.5 <sup>(3)</sup>	C.C.	40,0	4 <sup>(1)</sup>	-	-	Inclinometro (40 m)
G	13.0 <sup>(3)</sup>	C.C.	40,0	4 <sup>(1)</sup>	-	-	Inclinometro (40 m)
I	15.0 <sup>(3)</sup>	C.C.	40,0	4 <sup>(1)</sup>	-	-	Inclinometro (40 m)
B	11.0 <sup>(3)</sup>	C.C.	30,0	-	4	4 <sup>(2)</sup>	C.P.C. (15m e 30m)
E	13.0 <sup>(3)</sup>	C.C.	30,0	-	4	4 <sup>(2)</sup>	C.P.C. (15m e 30m)
H	15.0 <sup>(3)</sup>	C.C.	30,0	-	4	4 <sup>(2)</sup>	C.P.C. (15m e 30m)

C.C.= perforazione a carotaggio continuo  
D.N.= perforazione a distruzione di nucleo  
D = profondità in metri da piano campagna  
C.I. = n. di campioni indisturbati  
C.P.C.= cella piezometrica Casagrande (profondità cella da p.c.)  
<sup>(1)</sup> Prove di laboratorio non disponibili  
<sup>(2)</sup> Tipo Lefranc  
<sup>(3)</sup> Quota non rilevata, stimata dalla Planimetria ubicazione indagini; la quota riportata può avere approssimazioni dell'ordine di 0.5 m (sondaggi che ricadono nelle aree coperte dal rilievo topografico e aereofotogrammetrico)

### 3.2 Campagna di indagine GEOTEST 1983

La seconda campagna di indagine è del 1983; essa è stata eseguita da GEOTEST (Roma) per conto delle Ferrovie dello Stato. Tale campagna è stata così articolata (vedi anche la **tab.2.2**):

- N. 18 sondaggi (1A→6A, 1B→6B, 1C→6C) a carotaggio continuo spinti fino a 40 m=60 m di profondità dal p.c.; nei sondaggi 1B→6B sono stati prelevati campioni indisturbati per prove geotecniche di laboratorio ed installati piezometri tipo Casagrande; i sondaggi 1A→6A e 1C→6C sono stati attrezzati con tubi inclinometrici.

I certificati relativi ai sondaggi e alle prove in sito, recuperati e utilizzati in questa sede, sono riportati nel [Doc.Rif.\[8\]](#).

Come rilevabile dalla Planimetria Ubicazione Indagini Geognostiche ([Doc.Rif.\[7\]](#)) tale indagine è stata eseguita al piede del versante, a cavallo della linea ferroviaria.

Tabella 2.2: Riepilogo sondaggi stratigrafici dell'indagine GEOTEST 1983

Sigla	Quota (m s.l.m.)	Tipo	D (m)	C.I.	C.R.	Prove di permeabilità	Strumentazione
1A	8.0 <sup>(2)</sup>	C.C.	60,0	-	-	-	Inclinometro (60 m)
2A	16.0 <sup>(2)</sup>	C.C.	60,0	-	-	-	Inclinometro (60 m)
3A	14.0 <sup>(2)</sup>	C.C.	60,0	-	-	-	Inclinometro (60 m)
4A	13.0 <sup>(2)</sup>	C.C.	60,0	-	-	-	Inclinometro (60 m)
5A	13.0 <sup>(2)</sup>	C.C.	60,0	-	-	-	Inclinometro (60 m)
6A	12.0 <sup>(2)</sup>	C.C.	60,0	-	-	-	Inclinometro (60 m)
1B	11.0 <sup>(2)</sup>	C.C.	40,0	4 <sup>(1)</sup>	-	-	C.P.C. (9 m e 39 m)
2B	15.0 <sup>(2)</sup>	C.C.	40,0	4 <sup>(1)</sup>	-	-	C.P.C. (15 m e 39 m)
3B	6.5 <sup>(2)</sup>	C.C.	40,0	4 <sup>(1)</sup>	-	-	C.P.C. (15 m e 39 m)
4B	9.5 <sup>(2)</sup>	C.C.	40,0	4 <sup>(1)</sup>	-	-	C.P.C. (10 m e 39 m)
5B	6.0 <sup>(2)</sup>	C.C.	40,0	4 <sup>(1)</sup>	-	-	C.P.C. (15 m e 39 m)
6B	19.0 <sup>(2)</sup>	C.C.	40,0	4 <sup>(1)</sup>	-	-	C.P.C. (15 m e 39 m)
1C	12.5 <sup>(2)</sup>	C.C.	40,0	-	-	-	Inclinometro (40 m)
2C	15.0 <sup>(2)</sup>	C.C.	40,0	-	-	-	Inclinometro (40 m)
3C	7.0 <sup>(2)</sup>	C.C.	40,0	-	-	-	Inclinometro (40 m)
4C	10.5 <sup>(2)</sup>	C.C.	40,0	-	-	-	Inclinometro (40 m)
5C	5.5 <sup>(2)</sup>	C.C.	40,0	-	-	-	Inclinometro (40 m)
6C	19.0 <sup>(2)</sup>	C.C.	40,0	-	-	-	Inclinometro (40 m)

C.C. = perforazione a carotaggio continuo  
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  
C.P.C. = cella piezometrica Casagrande (profondità cella da p.c.)  
<sup>(1)</sup> Prove di laboratorio non disponibili  
<sup>(2)</sup> Quota non rilevata, stimata dalla Planimetria ubicazione indagini; la quota riportata può avere approssimazioni dell'ordine di 0.5 m (sondaggi che ricadono nelle aree coperte dal rilievo topografico e aereofotogrammetrico)

### 3.3 Campagna di indagine Autostrade 1991

La terza campagna di indagine è del 1991; essa è stata eseguita da SIPES (Pescara) (sondaggi) e da ISMES (Bergamo) (prove penetrometriche statiche) per conto della società Autostrade a seguito dell'evento franoso del Gennaio 1991. Tale campagna è stata così articolata (vedi anche le **tabb.2.3** e **2.4**):

- N. 8 sondaggi (S1, S2, S3, S4, S5, S6, S7, S8) a carotaggio continuo spinti fino a 60 m±100 m di profondità dal p.c.; nei sondaggi sono stati prelevati campioni indisturbati per prove geotecniche di laboratorio ed installati tubi inclinometrici o piezometri elettropneumatici.
- N. 7 sondaggi (S2bis, S3bis, S4bis, S5bis, S6bis, S7bis, S8bis) a distruzione di nucleo spinti fino a 60 m±80 m di profondità dal p.c. nell'ambito dei quali sono stati installati piezometri elettropneumatici e tubi inclinometrici.
- N. 2 prove penetrometriche statiche con misura anche delle pressioni interstiziali (CPTU01 e CPTU02) spinte fino a circa 35 m dal p.c..

Sui campioni indisturbati prelevati nei sondaggi sono state effettuate le seguenti prove di laboratorio:

- Prove di classificazione (composizione granulometrica, peso di volume naturale, contenuto d'acqua naturale, limiti di Atterberg, ecc.).
- Prove edometriche a incremento di carico (ED-IL); tali prove, condotte secondo la procedura ad incrementi di carico finiti e permanenti per opportuni intervalli di tempo, hanno comportato una fase iniziale seguita con specifica accuratezza in modo da ottenere una buona definizione della spinta di rigonfiamento sviluppata dai provini all'aggiunta d'acqua.
- Prove triassiali non consolidate non drenate (TX-UU).
- Prove triassiali consolidate isotropicamente, non drenate, in condizioni di carico di compressione(TC-CIU-C); la fase di carico in condizioni non drenate è stata condotta a velocità di deformazione imposta bassa.
- Prove triassiali consolidate isotropicamente, drenate, in condizioni di carico di compressione(TC-CID-C); la fase di carico è stata condotta con velocità di

deformazione imposte ancora più lente, per consentire la completa dissipazione delle pressioni interstiziali, e con rilevazione delle variazioni volumetriche.

- Prove di taglio diretto con determinazione anche della resistenza residua (TD e TD-res); le prove TD-res sono state a volte ripetute sui provini portati a completa disgiunzione e quindi ricomposti; le corse di taglio aggiuntive sono state realizzate analogamente alla prima, rispettando la direzione ed il verso della deformazione.
- Prove di taglio anulare su provini ricostituiti (TD-an) con apparecchi tipo Bromhead); come prescritto, dai campioni è stata selezionata una sufficiente porzione operando con passaggi al vaglio n. 40 USA ASTM (luce netta 0.42 mm); le prove sono state condotte fino a raggiungere deformazioni relative molto elevate.

I certificati relativi ai sondaggi e alle prove penetrometriche statiche, nonché quelli delle prove di laboratorio, sono riportati nei [Doc.Rif.\[8\]](#) e [Doc.Rif.\[9\]](#).

Come rilevabile dalla Planimetria Ubicazione Indagini Geognostiche ([Doc.Rif.\[7\]](#)) tale indagine è stata eseguita al piede del versante nelle immediate vicinanze dell'autostrada.

**Tabella 2.3: Riepilogo sondaggi stratigrafici dell'indagine Autostrade 1991**

Sigla	Quota (m s.l.m.)	Tipo	D (m)	C.I.	C.R.	Prove di permeabilità	Strumentazione
S1	+18.99	C.C.	61,0	9	-	-	Inclinometro (61 m)
S2	+22.59	C.C.	81,0	12	-	-	Inclinometro (81 m)
S2bis	+22.59	D.N.	71,0	-	-	-	P.E.(20m; 40m; 65m)
S3	+15.65	C.C.	81,0	10	-	-	Inclinometro (80.4 m)
S3bis	+15.65	D.N.	81,0	-	-	-	P.E.(10m; 35m; 80m)
S4	+18.70	C.C.	60,0	7	-	-	P.E.(15m; 27.5m; 45m)
S4bis	+18.70	D.N.	60,0	-	-	-	Inclinometro (59.5 m)
S5	+17.41	C.C.	61,0	6	-	-	Inclinometro (61 m)
S5bis	+17.41	C.C.	58,0	-	-	-	P.E.(12.5m; 25m; 55m)
S6	+14.73	C.C.	101,0	10	-	-	Inclinometro (101 m)
S6bis	+14.73	C.C.	79,0	-	-	-	P.E.(34m; 50m; 75m)
S7	+17.72	C.C.	60.5	10	-	-	Inclinometro (58.8 m)
S7bis	+17.72	C.C.	63,0	-	-	-	P.E.(14m; 45m; 60m)
S8	+13.33	C.C.	50,0	8	-	-	Inclinometro (50 m)
S8bis	+13.33	C.C.	45,0	-	-	-	P.E.(5m; 20m; 40m)

C.C. = perforazione a carotaggio continuo  
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  
P.E. = piezometri elettropneumatici (profondità cella da p.c.)

**Tabella 2.4: Riepilogo sondaggi stratigrafici dell'indagine Autostrade 1991**

Sigla	Quota (m s.l.m.)	D (m)	Prove di dissipazione
CPTU01	17.5 <sup>(1)</sup>	36.2	a 4.15m e 25.5m da p.c.
CPTU02	15.5 <sup>(1)</sup>	35.0	a 17.33m, 25.67 e 34.94m da p.c.

<sup>(1)</sup> Quota non rilevata, stimata dalla Planimetria ubicazione indagini; la quota riportata può avere approssimazioni dell'ordine di 0.5 m (prova che ricadde in un'area coperta dal rilievo topografico e aereofotogrammetrico)

### 3.4 Campagna di indagine 2000-2001

La quarta campagna di indagine è stata effettuata negli anni 2000-2001 (con il contributo dalla Regione Molise, della società Autostrade e delle Ferrovie dello Stato), nell'ambito degli studi commissionati dalla Presidenza del Consiglio dei Ministri Dipartimento della Protezione civile alla commissione tecnico-scientifica presieduta dai Proff. Vincenzo Cotecchia e Gregorio Melidoro. Senza togliere granchè alla completezza dello studio, in questa sede si farà riferimento alle indagini eseguite per conto della Regione Molise e della società Autostrade.

La campagna di indagine Autostrade, effettuata da GEOTRIVELL (Teramo), è stata così articolata (vedi anche la **tab.2.5**):

- N. 7 sondaggi (AI1, AI2, AI4, AI5, AI7, AI9, AI10) a carotaggio continuo spinti fino a 60 m÷120 m di profondità dal p.c.; nei sondaggi sono stati prelevati campioni indisturbati per prove geotecniche di laboratorio ed installati tubi inclinometrici.
- N. 3 sondaggi (AP3, AP6, AP8) a carotaggio continuo spinti fino a 40 m÷90 m di profondità dal p.c.; nei sondaggi sono stati prelevati campioni indisturbati per prove geotecniche di laboratorio ed installati piezometri elettrici.

La campagna di indagine della Regione Molise, effettuata da GEOTRIVELL (Teramo), è stata così articolata (vedi anche la **tab.2.6**):

- N. 8 sondaggi (SC1, SC2, SC5, SC7, SC8, SC9, SC17, SC18) a carotaggio continuo spinti fino a 70 m÷200 m di profondità dal p.c.; nei sondaggi sono stati prelevati campioni indisturbati e rimaneggiati per prove geotecniche di laboratorio ed installati tubi inclinometrici.
- N. 12 sondaggi (SCP1, SCP2, SCP3, SC3, SC4, SC6, SC10, SC11, SC12, SC13, SC14, SC15, SC16) a carotaggio continuo spinti fino a 50 m÷150 m di profondità dal p.c.; nei sondaggi sono stati prelevati campioni indisturbati per prove geotecniche di laboratorio ed installati piezometri elettrici (SC3, SC4, SC6, SC10, SC11, SC12), tipo Casagrande (SC13) e a tubo aperto (SC14); in alcuni fori di sondaggio sono stati installati sia piezometri a tubo aperto che piezometri Casagrande (SCP1, SCP2 e SCP3).



**Tabella 3.5: Riepilogo sondaggi stratigrafici dell'indagine Autostrade 2000-2001**

Sigla	Quota (m s.l.m.)	Tipo	D (m)	C.I.	C.R.	Prove di permeabilità	Strumentazione
AI1	11.5 <sup>(1)</sup>	C.C.	70,0	1	-	-	Inclinometro (70 m)
AI2	15.0 <sup>(1)</sup>	C.C.	100,0	2	-	3 <sup>(2)</sup>	Inclinometro (100 m)
AP3	11.5 <sup>(1)</sup>	C.C.	40,0	1	-	-	P.E.(18m; 35m)
AI4	10.0 <sup>(3)</sup>	C.C.	60,0	-	-	-	Inclinometro (60 m)
AI5	35.0 <sup>(1)</sup>	C.C.	120,0	3	-	3 <sup>(2)</sup>	Inclinometro(120 m)
AP6	24.0 <sup>(1)</sup>	C.C.	90,0	1	-	-	P.E.(37m; 35m; 82m)
AI7	28.0 <sup>(1)</sup>	C.C.	70,0	1	-	-	Inclinometro (70 m)
AP8	15.0 <sup>(1)</sup>	C.C.	40,0	1	-	-	P.E. (20m)
AI9	14.0 <sup>(1)</sup>	C.C.	100,0	-	-	-	Inclinometro (100 m)
AI10	17.0 <sup>(1)</sup>	C.C.	100,0	-	-	-	Inclinometro (100 m)

C.C. = perforazione a carotaggio continuo  
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  
P.E. = piezometri elettrici (profondità cella da p.c.)

<sup>(1)</sup> Quota non rilevata, stimata dalla Planimetria ubicazione indagini; le quote riportate possono avere approssimazioni dell'ordine di 0.5 m (prove che ricadono nelle aree coperte dal rilievo topografico e aereofotogrammetrico)

<sup>(2)</sup> Tipo Lugeon

<sup>(3)</sup> Quota non rilevata, stimata dalla Planimetria ubicazione indagini; la quota riportata (coperta solo dalla base cartografica della Carta Tecnica Regionale) è molto approssimativa e, nel caso specifico, può avere un'approssimazione di 3-4 m.

**Tabella 3.6: Riepilogo sondaggi stratigrafici dell'indagine Regione Molise 2000-2001**

Sigla	Quota (m s.l.m.)	Tipo	D (m)	C.I.	C.R.	Prove di permeabilità	Strumentazione
SCP1	217.5 <sup>(1)</sup>	C.C.	50,0	1 <sup>(5)</sup>	-	-	C.P.C. (49.5m) T.A. (0m→38m)
SCP2	211.5 <sup>(1)</sup>	C.C.	50,0	1 <sup>(5)</sup>	2 <sup>(5)</sup>	-	C.P.C. (49.5m) T.A. (0m→30m)
SCP3	191.5 <sup>(1)</sup>	C.C.	50,0	1 <sup>(5)</sup>	9 <sup>(5)</sup>	-	C.P.C. (50m) T.A. (0m→20m)
SC1	61.0 <sup>(1)</sup>	C.C.	100,0	7 <sup>(5)</sup>	6 <sup>(5)</sup>	1 <sup>(3)</sup>	Inclinometro (100 m)
SC2	83.5 <sup>(1)</sup>	C.C.	202,0	12 <sup>(5)</sup>	13	3 <sup>(3)</sup> ; 3 <sup>(4)</sup>	Inclinometro(202 m)
SC3	79.0 <sup>(1)</sup>	C.C.	150,0	10	9 <sup>(5)</sup>	1 <sup>(3)</sup> ; 2 <sup>(4)</sup>	P.E.(16m; 53m; 94m)
SC4	104.0 <sup>(1)</sup>	C.C.	130,0	7 <sup>(5)</sup>	12	2 <sup>(3)</sup> ; 2 <sup>(4)</sup>	P.E. (16m; 59.3m;115.5m)
SC5	85.0 <sup>(1)</sup>	C.C.	152,0	7	1 <sup>(5)</sup>	3 <sup>(3)</sup> ; 3 <sup>(4)</sup>	Inclinometro (152 m)
SC6	127 <sup>(2)</sup>	C.C.	150,0	8 <sup>(5)</sup>	9 <sup>(5)</sup>	-	P.E. (28.5m; 64.5m; 119m)
SC7	94.0 <sup>(1)</sup>	C.C.	80,0	3 <sup>(5)</sup>	2 <sup>(5)</sup>	-	Inclinometro (80 m)
SC8	16.0 <sup>(1)</sup>	C.C.	80,0	-	-	-	Inclinometro a sonde fisse (18m, 34m, 46m, 65m)
SC9	171.0 <sup>(1)</sup>	C.C.	80,0	2 <sup>(5)</sup>	6 <sup>(5)</sup>	-	Inclinometro (80 m)
SC10	172.0 <sup>(1)</sup>	C.C.	50,0	1 <sup>(5)</sup>	-	-	P.E. (33m)
SC11	51.5 <sup>(1)</sup>	C.C.	60,0	2 <sup>(5)</sup>	4 <sup>(5)</sup>	-	P.E. (21m; 55m)
SC12	150.0 <sup>(2)</sup>	C.C.	60,0	2 <sup>(5)</sup>	5 <sup>(5)</sup>	-	P.E. (27m; 45m)
SC13	110.0 <sup>(1)</sup>	C.C.	60,0	2 <sup>(5)</sup>	-	-	P.E. (25m; 60m)
SC14	97.0 <sup>(1)</sup>	C.C.	60,0	-	-	-	T.A. (30m→60m)
SC15	93.0 <sup>(1)</sup>	C.C.	50,0	-	-	-	P.E. (49m) T.A. (0m→20m)
SC16	23.5 <sup>(1)</sup>	C.C.	100,0	1 <sup>(5)</sup>	2 <sup>(5)</sup>	-	P.E. (5m) T.A. (40m→80m)
SC17	3.5 <sup>(2)</sup>	C.C.	70,0	-	-	-	Inclinometro (70 m)
SC18	4.0 <sup>(2)</sup>	C.C.	70,0	-	-	-	Inclinometro (70 m)

C.C. = perforazione a carotaggio continuo

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

P.E. = piezometri elettrici (profondità cella da p.c.)

C.P.C. = cella piezometrica Casagrande (profondità cella da p.c.); T.A. = tubo aperto (tratto finestrato)

<sup>(1)</sup> Quota non rilevata, stimata dalla Planimetria ubicazione indagini; la quota riportata può avere approssimazioni dell'ordine di 0.5 m (sondaggi che ricadono nelle aree coperte dal rilievo topografico e aereofotogrammetrico)

<sup>(2)</sup> Quota non rilevata, stimata dalla Planimetria ubicazione indagini; la quota riportata può avere approssimazioni dell'ordine di 2.5 m (sondaggi che ricadono nelle aree coperte solo dalla base cartografica della Carta Tecnica Regionale)

<sup>(3)</sup> Tipo Lugeon

<sup>(4)</sup> Tipo Lefranc

<sup>(5)</sup> Prove di laboratorio non disponibili

Sui campioni indisturbati prelevati nei sondaggi sono state effettuate le seguenti prove di laboratorio:

- Prove di classificazione (composizione granulometrica, peso di volume naturale, contenuto d'acqua naturale, limiti di Atterberg, ecc.);
- Prove edometriche ad incremento di carico (ED-IL);
- Prove triassiali non consolidate non drenate (TX-UU);
- Prove triassiali consolidate isotropicamente, non drenate, in condizioni di carico di compressione(TC-CIU-C);
- Prove triassiali consolidate isotropicamente, drenate, in condizioni di carico di compressione(TC-CID-C);
- Prove di taglio diretto con determinazione anche della resistenza residua (TD e TD-res).

I certificati relativi ai sondaggi, alle prove in sito e di laboratorio, recuperati e utilizzati in questa sede, sono riportati nei [Doc.Rif.\[8\]](#) e [Doc.Rif.\[9\]](#).

Come rilevabile dalla Planimetria Ubicazione Indagini Geognostiche ([Doc.Rif.\[7\]](#)) tale indagine riguarda l'intero versante, ovvero tutta l'area compresa tra Petacciato e la costa.

## 4. CARATTERIZZAZIONE STRATIGRAFICO-GEOTECNICA

### 4.1 Profilo stratigrafico

Il profilo stratigrafico nell'area di frana è caratterizzato principalmente dalla presenza delle argille plio-pleistoceniche che, nella parte più superficiale sono di colore avana (spessori dell'ordine di 2÷8 m), mentre in profondità assumono colorazione grigia; lo spessore delle argille avana diminuisce (2÷3 m) in corrispondenza delle aree di maggior erosione (Fosso degli Ulivi, altrimenti denominato Fosso Cacchione).

Soprattutto nella parte medio alta del versante, le argille plio-pleistoceniche possono essere ricoperte da materiali sabbioso-limosi di varia origine (vedi il [Doc.Rif.\[ 2\]](#)).

Nel [Doc.Rif.\[3\]](#) e [Doc.Rif.\[4\]](#) sono riportate due sezioni stratigrafiche caratteristiche e la carta geomorfologica dell'intero versante, tratte dallo studio a carattere geologico, geomorfologico, idrogeologico e geotecnico del Giugno 2002 commissionato dalla Presidenza del Consiglio dei Ministri, Dipartimento della protezione Civile alla Commissione Tecnico-Scientifica presieduta dai Proff. Vincenzo Cotecchia e Gregorio Melidoro.

Nel [Doc.Rif.\[7\]](#) si riporta il piano quotato di dettaglio (rilievo del Gennaio 2008) della parte bassa del versante (rilevante ai fini del progetto e della costruzione della bretella a monte dei viadotti Cacchione e Marinella e della viabilità della strada interpodereale con essa interferente) con l'ubicazione delle indagini geognostiche e la traccia di cinque sezioni ritenute significative per lo studio delle opere.

Nel [Doc.Rif.\[12\]](#) sono riportati i profili stratigrafici in corrispondenza di cinque sezioni:

- La sezione 1 è significativa per l'opera di sostegno nel tratto iniziale lato Pescara della bretella;
- la sezione 2 è significativa per l'opera di sostegno al piede del rilevato della bretella a monte del viadotto Cacchione;

- le sezioni 3 e 5 sono significative per le opere di sostegno della strada interpoderale interferente con la bretella;
- la sezione 4 è significativa per l'opera di sostegno al piede del rilevato della bretella a monte del viadotto Marinella.

In ciascuna sezione sono riportate le seguenti informazioni:

- Le colonnine stratigrafiche dei sondaggi con l'indicazione sulla tipologia di strumentazione installata nei sondaggi (piezometri o inclinometri);
- La posizione della falda rilevante ai fini del dimensionamento delle opere.
- Ove ritenuto rilevante per il dimensionamento delle opere, il limite tra le argille di colore avana (strato 1) e le argille di colore grigio (strato 2).
- Le potenziali superfici di scorrimento.
- La posizione e il tipo dell'opera in progetto.

Si riportano di seguito alcune considerazioni in merito alle ipotesi fatte sui livelli piezometrici e sulle potenziali superfici di scorrimento ai fini del dimensionamento e verifica delle opere.

#### Livelli piezometrici

I dati di monitoraggio piezometrico indicano la presenza in profondità di livelli piezometrici superiori al p.c.. In conseguenza di ciò l'area in esame è interessata da moti di filtrazione verso l'alto e da gradienti di pressione superiori a quelli idrostatici determinati con livelli di falda prossimi al p.c.. La differenza tra livelli piezometrici reali e livelli piezometrici idrostatici determinati invece assumendo la falda prossima al p.c. cresce con l'aumentare della profondità, ma può essere considerata non rilevante negli strati più superficiali.

Poiché il dimensionamento delle opere costituenti la bretella e la strada interpoderale interferente è sviluppato sulla base di considerazioni di stabilità locale (che riguardano cioè solo gli strati più superficiali) è stata considerata ragionevolmente cautelativa l'assunzione di gradienti di pressione idrostatici determinati con falda prossima al piano campagna dal p.c., come indicato nelle tavole.

Livelli piezometrici più gravosi vengono assunti solo nelle analisi di stabilità globali del versante in frana, che interessano superfici di scorrimento poste a profondità maggiori di 15÷20 m dal p.c., finalizzate:

- A spiegare dal punto di vista geotecnico i motivi delle periodiche riattivazioni dei movimenti franosi profondi descritte nel [Doc.Rif.\[2\]](#);
- A valutare quali possono essere le conseguenze indotte da eventi sismici sul comportamento di tali masse di terreno;
- A supporto dello Studio di Compatibilità Geologica richiesto dalla Regione Molise.

#### Superfici di scorrimento – Sezione stratigrafica 1

Nella sezione stratigrafica 1 sono riportate due superfici di scorrimento.

La superficie di scorrimento 1-a è compatibile con le indicazioni provenienti dal monitoraggio inclinometrico nelle verticali di sondaggio AI7 (campagna di indagine 2000-2001) e A-C (campagna di indagine 1981).

La superficie di scorrimento 1-b è compatibile con le indicazioni provenienti dal monitoraggio inclinometrico nelle verticali di sondaggio S1 (campagna di indagine 1991) e AI7 (campagna di indagine 2000-2001).

In corrispondenza dell'opera di sostegno in progetto (paratia di pali tirantata) la profondità delle superfici di scorrimento è superiore a 18÷20 m.

A favore di sicurezza nel dimensionamento dell'opera di sostegno prevista nel tratto iniziale lato Pescara della bretella si ipotizzerà anche come ipotetica superficie di scorrimento pregressa quella passante al contatto tra lo strato 1 (argille avana) e lo strato 2 (argille grigie).

#### Superfici di scorrimento – Sezione stratigrafica 2

Nella sezione stratigrafica 2 sono riportate due superfici di scorrimento molto profonde (2-d e 2-e), compatibili con:

- Le indicazioni provenienti dal monitoraggio inclinometrico nelle verticali di sondaggio D e F (campagna di indagine 1981), S2, S4 e S8 (campagna di indagine 1991) e AI5 (campagna di indagine 2000-2001).
- Superfici di scorrimento indicate nello studio citato dei [Proff. V.Cotecchia e G.Melidoro](#) (vedi il [Doc.Rif.\[1\]](#), sezione V, curve 1 e 4).

A favore di sicurezza nel dimensionamento dell'opera di sostegno al piede del rilevato della bretella a monte del viadotto Cacchione si ipotizzeranno anche come ipotetiche superfici di scorrimento pregresse quelle 2-a, 2-b, 2-c1 e 2-c2, compatibili con quanto riportato nello studio citato dei [Proff. V. Cotecchia e G. Melidoro](#) (vedi il [Doc.Rif.\[2\]](#), sezione V, curve 2, 5, 6, 7, 8 e 9).

#### Superfici di scorrimento-Sezioni stratigrafiche 3 e 5

Nelle sezioni stratigrafiche 3 e 5 sono riportate due superfici di scorrimento molto profonde (denominate rispettivamente 3-d e 3-e e 5-d e 5-e), compatibili con:

- Le indicazioni provenienti dal monitoraggio inclinometrico nelle verticali di sondaggio D e F (campagna di indagine 1981), S2, S4 e S8 (campagna di indagine 1991) e AI5 (campagna di indagine 2000-2001).
- Superfici di scorrimento indicate nello studio citato dei Proff. V. Cotecchia e G. Melidoro (vedi il [Doc.Rif.\[2\]](#), sezione V, curve 1 e 4).

#### Superfici di scorrimento – Sezione stratigrafica 4

Nella sezione stratigrafica 4 sono riportate due superfici di scorrimento profonde (4-a e 4-b), compatibili con:

- Le indicazioni provenienti dal monitoraggio inclinometrico nelle verticali di sondaggio S6 (campagna di indagine 1991) e AI2 (campagna di indagine 2000-2001).
- Superfici di scorrimento indicate nello studio citato dei Proff. V. Cotecchia e G. Melidoro (vedi il [Doc.Rif.\[2\]](#), sezione V, curve 7, 8 e 9).

A favore di sicurezza nel dimensionamento dell'opera di sostegno al piede del rilevato della bretella a monte del viadotto Marinella si ipotizzeranno anche come ipotetiche superfici di scorrimento pregresse quelle rappresentate dalla 4-c e dal contatto tra lo strato 1 (argille avana) e lo strato 2 (argille grigie).

## 4.2 Caratterizzazione geotecnica

### 4.2.1 Generalità

Ai fini delle verifiche geotecniche delle opere costituenti la bretella e la viabilità interferente in oggetto, assume particolare importanza la caratterizzazione geotecnica delle argille plio-pleistoceniche.

Tale caratterizzazione viene effettuata sulla base principalmente dei risultati delle indagini geognostiche descritte nel capitolo 2 (con particolare riferimento a quelle condotte dalla società Autostrade nel 1991 e nel 2000-2001), inquadrandola tuttavia anche nell'ambito di considerazioni sull'assetto macrostrutturale indotto dai movimenti di natura tettonica e gravitativa avvenuti nella fase post-deposizionale, quale risulta dalla descrizione riportata nelle colonnine dei sondaggi e nei certificati di laboratorio (vedi i [Doc.Rif.\[8\]](#) e [Doc.Rif.\[9\]](#)), nonché da quanto discusso nel [Doc.Rif.\[2\]](#).

### 4.2.2 Caratteristiche fisiche delle argille plio-pleistoceniche

Le prove di classificazione effettuate sulle argille plio-pleistoceniche sono consistite in determinazioni delle caratteristiche di umidità e peso di volume naturale, di plasticità (limiti di Atterberg), di composizione granulometrica, di peso specifico dei grani. I risultati conseguiti sono riportati nelle seguenti figure:

- **Figg.3.1a e 3.1b:** pesi di volume naturale  $\gamma_n$ ; essi risultano leggermente crescenti con la profondità da 20.5 kN/m<sup>3</sup> (in superficie) a 21 kN/m<sup>3</sup> (> 80 m dal p.c.);
- **Figg.3.2a e 3.2b:** contenuti d'acqua naturale  $w_n$ ; essi risultano leggermente decrescenti con la profondità da 22% (in superficie) a 20% (> 80 m dal p.c.);
- **Figg.3.3a e 3.3b:** grado di saturazione  $S$ ; il materiale risulta saturo;
- **Figg.3.4a e 3.4b:** indici dei vuoti iniziali  $e_0$  calcolati a partire dai pesi di volume naturale e dai contenuti d'acqua naturale; essi risultano leggermente decrescenti con la profondità da 0.65 (in superficie) a 0.55 (> 80 m dal p.c.);



- **Figg.3.5a e 3.5b**: limiti liquidi LL; essi risultano leggermente crescenti con la profondità da 50÷55% (in superficie) a 60÷65% (> 80 m dal p.c.);
- **Figg.3.6a e 3.6b**: limiti plastici LP; essi risultano pari a 18÷20%;
- **Figg.3.7a e 3.7b**: indici plastici IP; essi risultano leggermente crescenti con la profondità da 35% (in superficie) a 45% (> 80 m dal p.c.).
- **Figg.3.8a e 3.8b**: attività A; essa risulta variabile tra 0.8 e 1.2.

In accordo alla carta di Casagrande le argille in esame risultano di media e alta plasticità (vedi le **figg.3.9a e 3.9b**).

#### 4.2.3 Stati iniziali e grado di sovraconsolidazione meccanica

Le argille plio-pleistoceniche in esame sono da considerare preconsolidate meccanicamente per fenomeni di erosione; ciò, oltre che da considerazioni di carattere geologico, è dimostrato dal fatto che gli stati iniziali del materiale, definiti dall'indice dei vuoti normalizzato  $I_{vo}$  (vedi [Burland, 1990](#)) e dalla pressione verticale efficace geostatica  $\sigma_{vo}'$ , risultano collocati al di sotto della linea di compressibilità intrinseca in condizioni edometriche  $ICL_{ed}$  (vedi le **figg.3.10a e 3.10b**). Come rilevabile dalla **fig.3.10b**, possono tuttavia essere rinvenute situazioni tali per cui gli stati iniziali si discostano significativamente dalla linea di tendenza generale, venendosi a collocare in posizioni più prossime alla  $ICL_{ed}$ ; ciò è caratteristico di materiali posti in corrispondenza di fasce di disturbo a cavallo dello superfici di scorrimento indotte da fenomeni di natura gravitativa e tettonica; in conseguenza delle rilevanti deformazioni volumetriche e deviatoriche plastiche tali materiali hanno subito un aumento dell'indice dei vuoti e una conseguente sensibile perdita del grado di preconsolidazione meccanico sviluppato nelle precedenti fasi di deposizione e di erosione.

Si precisa che le **figg.3.10a e 3.10b** sono state ricavate come segue:

- Il rapporto dei vuoti iniziale  $e_0$  è quello riportato nelle **figg.3.4a e 3.4b**; risultando il grado di saturazione generalmente prossimo a 1, tale rapporto non è comparabile a quello valutabile sulla base del contenuto d'acqua naturale  $w_n$  e del peso specifico delle particelle  $G_s$ , imponendo un grado di saturazione  $S$  in sito pari a 1.

- Le pressioni verticali efficaci geostatiche  $\sigma_{vo}'$  sono state calcolate assumendo i livelli di falda prossimi al p.c. e un peso di volume naturale  $\gamma_n$  dell'ordine di 20.5÷21 kN/m<sup>3</sup>.
- La  $ICL_{ed}$  è quella proposta da [Burland \(1990\)](#); essa è confermata dal fatto che le curve edometriche della campagna di indagine 1991 tendono a raccordarsi con la stessa (vedi la **fig.3.11**). Si rileva che le prove edometriche della campagna di indagine 2000-2001 sono state interrotte a pressioni troppo basse; ciò non ha consentito il raggiungimento delle condizioni di normal consolidazione (vedi la **fig.3.12**).
- Il passaggio da  $e_o$  a  $I_{vo}$  (normalizzazione) è stato effettuato facendo riferimento, per la valutazione di  $e_{100}^*$  e di  $C_c^*$ , alle correlazioni empiriche riportate in [Burland \(1990\)](#) e ai limiti liquidi LL misurati (**figg.3.5a e 3.5b**).

La **fig.3.13** riporta la pressione di preconsolidazione  $\sigma_{vmax}'$  ottenuta:

- Dall'interpretazione delle curve edometriche della campagna di indagine 1991 in accordo al noto metodo di Casagrande; le curve edometriche della campagna di indagine 2000-2001, interrotte a pressioni troppo basse, non consentono di determinare la pressione di preconsolidazione.
- Dall'applicazione della seguente formula:

$$\sigma_{vmax}' = \sigma_{vo}' \cdot \left( \frac{\sigma_{vH}'}{\sigma_{vo}'} \right)^{\frac{C_c}{C_c - C_s}} \quad (1)$$

essendo:

$\sigma_{vo}'$  = pressione verticale efficace geostatica

$\sigma_{vH}'$  = pressione verticale equivalente alla Hvorslev, ovvero quella che si ha sulla  $ICL_{ed}$ , dato un indice dei vuoti

$C_c$  = coefficiente di compressibilità in condizioni di normal consolidazione

$C_s$  = coefficiente di compressibilità nel tratto di ricomprensione o scarico

$$\frac{C_c}{C_c - C_s} \cong 1.25$$

Nella stessa **fig.3.13** è rappresentata anche la pressione verticale efficace geostatica  $\sigma_{vo}'$ .

In considerazione del fatto che le curve edometriche tendono a raccordarsi alla  $IC_{Led}$  e che i risultati ottenuti dalle dall'applicazione delle due tecniche sopra descritte conducono a valori di  $\sigma_{vmax}'$  comparabili, è ragionevole ipotizzare che i materiali in esame non siano dotati di legami di cementazione e che la pressione di preconsolidazione sia determinata solo da fenomeni di precompressione meccanica.

La **fig.3.14** riporta il grado di sovraconsolidazione meccanica  $GSC = \sigma_{vmax}' / \sigma_{vo}'$  ottenuto sulla base dei dati riportati nella **fig.3.13**.

#### 4.2.4 Stato tensionale efficace iniziale (geostatico)

Lo stato tensionale efficace iniziale (geostatico) della formazione delle argille plio-pleistoceniche è caratterizzato da coefficienti di spinta a riposo  $k_{oSC}$  superiori a 1. Una stima di  $k_{oSC}$  e della tensione efficace orizzontale geostatica  $\sigma_{ho}'$  in condizioni di piano campagna orizzontale, presumibilmente cautelativa nel caso in esame rappresentato da un versante con pendenza media non nulla, può essere fatta sulla base delle seguenti equazioni:

$$\sigma_{ho}' = K_{oSC} \cdot \sigma_{vo}'$$

$$K_{oSC} \cong (1 - \text{sen} \varphi_{cv}') \cdot \sqrt{GSC}$$

$\varphi_{cv}' \cong 25^\circ \div 26^\circ =$  angolo di attrito a volume costante (vedi seguito)

$$GSC = \frac{\sigma_{vmax}'}{\sigma_{vo}'}$$

Nella **fig.3.15** sono riportati i valori di  $k_{oSC}$  ottenuti dall'applicazione delle equazioni sopra riportate.

#### 4.2.5 Coefficienti di compressione

Nella **fig.3.16** sono riportati i coefficienti di compressione nel tratto normal consolidato  $C_c$  ottenuti dalle prove edometriche della campagna 1991 condotte ad elevate pressioni; essi risultano variabili tra 0.25 e 0.3.

Nella stessa figura sono messi a confronto quelli ottenuti utilizzando la correlazione empirica di [Burland \(1990\)](#). Questi ultimi sono superiori a quelli sperimentali in ragione del fatto che si riferiscono ad intervalli di pressione decisamente inferiori, ovvero tra

100 kPa e 1000 kPa, invece che a pressioni superiori a 1000 kPa (vedi ad esempio la **fig.3.11**).

#### 4.2.6 Resistenza al taglio non drenata

La **fig.3.17** riporta la resistenza al taglio non drenata  $c_u$  ottenuta:

- Dalle prove triassiali TX-UU.
- Dall'applicazione della seguente formula (vedi ad esempio [Atkinson & Bransby, 1978](#)):

$$c_u = \sigma'_{vo} \cdot \left( \frac{c_u}{\sigma'_{vo}} \right)_{NC} \cdot \left( \frac{\sigma'_{vmax}}{\sigma'_{vo}} \right)^{\frac{C_c - C_s}{C_c}} \cdot \left( \frac{1 + 2 \cdot K_{oSC}}{1 + 2 \cdot K_{oNC}} \right)^{\frac{C_s}{C_c}} \quad (2)$$

essendo:

$\sigma'_{vo}$  = pressione verticale efficace geostatica

$\sigma'_{vmax}$  = pressione verticale efficace massima di preconsolidazione

$C_c$  = coefficiente di compressibilità in condizioni di normal consolidazione

$C_s$  = coefficiente di compressibilità nel tratto di ricomprensione o scarico

$$\frac{C_c}{C_c - C_s} \cong 1.25$$

$$\frac{C_s}{C_c} \cong 0.16$$

$$K_{oNC} \cong (1 - \text{sen} \phi'_{cv})$$

$\phi'_{cv} \cong 25^\circ \div 26^\circ$  = angolo di attrito a volume costante (vedi seguito)

$$\left( \frac{c_u}{\sigma'_{vo}} \right)_{NC} \cong 0.25$$

Il termine  $\left( \frac{1 + 2 \cdot K_{oSC}}{1 + 2 \cdot K_{oNC}} \right)^{\frac{C_s}{C_c}}$  è prossimo a 1 e viene in genere trascurato.

E' importante rilevare quanto segue:

- Il fatto che i risultati ottenuti dalle prove TX-UU siano comparabili a quelli ottenuti dall'applicazione dell'equazione (2) appare una riprova che i materiali in esame non sono dotati di particolari legami di cementazione.

- I valori di resistenza riportati nella **fig.3,17** sono da intendersi rappresentativi di condizioni di materiale intatto, ovvero non interessato dalla presenza di discontinuità macrostrutturali.

#### 4.2.7 Parametri di resistenza in termini di sforzi efficaci

La definizione dei parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci risulta particolarmente complessa per i seguenti motivi:

1. Il comportamento delle argille in esame, nel caso più semplice rappresentato da provini omogenei e intatti, è del tipo "strain softening", ovvero caratterizzato da una sensibile riduzione della resistenza al taglio una volta raggiunte le condizioni di incipiente rottura. Le resistenze post-rottura tendono rapidamente a decadere dapprima verso quelle caratteristiche delle condizioni di stato critico e successivamente, in presenza di rilevanti scorrimenti lungo la superficie di rottura, verso quelle di stato residuo (vedi ad esempio [Skempton, 1985](#)).
2. I parametri di resistenza di picco di provini omogenei e intatti non sono univoci, ma vengono a dipendere dal tipo e dalle modalità di conduzione delle prove di laboratorio. Ad esempio i parametri ottenuti con prove di taglio diretto TD possono risultare inferiori a quelli ottenuti con prove triassiali TX-CID; ciò in ragione del fatto che lo stato tensionale nella scatola di Casagrande risulta, come noto, non omogeneo, favorendo fenomeni di rottura progressiva.
3. Non è facile definire in prove triassiali il comportamento post-rottura di provini omogenei e intatti; infatti, una volta raggiunta la condizione di incipiente rottura, nei provini tendono a formarsi superfici di scorrimento; in conseguenza di ciò sia lo stato di sforzo, sia gli indici dei vuoti diventano non omogenei (vedi ad esempio [Burland, 1990](#)).
4. I materiali presenti nell'area di frana possono essere caratterizzati dalla presenza di discontinuità strutturali più o meno rilevanti.

In accordo alla letteratura tecnica, il limite superiore dei parametri di resistenza di materiali aventi caratteristiche micro e macrostrutturali comparabili a quelle in esame, non è molto diverso (leggermente superiore) da quello associabile alle condizioni di stato critico (vedi ad esempio [Burland et al., 1996](#); [Georgiannou & Burland, 2001](#); [Georgiannou & Burland, 2006](#)); il limite inferiore dei parametri di

resistenza, applicabile lungo le superfici di scorrimento dei corpi franosi individuate dal monitoraggio inclinometrico, è invece dato da quello associabile alle condizioni di stato residuo.

Alla luce di tali considerazioni la caratterizzazione geotecnica delle argille in esame è stata sviluppata come segue.

La resistenza al taglio di stato critico è stata definita sulla base dei risultati delle prove triassiali TX-CIU di compressione e delle prove triassiali TX-CID di compressione (queste ultime condotte su provini consolidati a pressioni elevate), prendendo in considerazione la condizione di raggiungimento della tensione deviatorica massima. Infatti:

- In materiali sovraconsolidati meccanicamente, non cementati, i percorsi di sollecitazione efficace delle prove triassiali TX-CIU tendono a posizionarsi molto prossimi alla linea M nel piano  $q$ - $p'$ , essendo  $q = (\sigma_1' - \sigma_3')$  e  $p' = (\sigma_1' + 2\sigma_3')/3$  (vedi ad esempio [Atkinson & Bransby, 1978](#)).
- Le prove triassiali TX-CID effettuate su provini consolidati ad elevate pressioni raggiungono ragionevolmente condizioni associabili a quelle di stato critico, ovvero  $q = q_{\max} = \text{cost}$ ;  $p' = \text{cost}$  e  $\Delta e = \text{cost}$ .

I risultati conseguiti sono riportati nelle **figg.3.18a** (piano  $t = (\sigma_1' - \sigma_3')/2$  -  $s' = (\sigma_1' + \sigma_3')/2$ ) e **3.18b** (piano  $q = (\sigma_1' - \sigma_3')$  e  $p' = (\sigma_1' + 2\sigma_3')/3$ ); ne deriva un angolo di attrito a volume costante o di stato critico  $\varphi_{cv'} \geq 25^\circ$ .

Si rileva che risultati comparabili sono stati ottenuti dalle prove di taglio diretto (vedi la **fig.3.19**). Il fatto che le resistenze di picco ottenute dalle prove di taglio diretto su provini sovraconsolidati meccanicamente siano risultati comparabili a quelle di stato critico è, come già evidenziato, presumibilmente imputabile a fenomeni di rottura progressiva indotti dallo stato di sforzo non omogeneo nella scatola di Casagrande.

La resistenza al taglio residua è stata definita sulla base dei risultati di prove di taglio anulare e di prove di taglio diretto "reversal" riportati nella **fig.3.20** (piano  $\tau - \sigma_n'$ ).

Si rileva che, nel caso delle argille in esame, i risultati delle prove di taglio anulare forniscono resistenze inferiori rispetto a quelle delle prove di taglio diretto "reversal"; tali risultati appaiono più compatibili con quelli che derivano dalle analisi di stabilità del versante riportate nel [Doc.Rif.\[11\]](#). In accordo agli studi effettuati nell'ambito del progetto ANIDRO i risultati delle prove di taglio anulare possono essere ragionevolmente rappresentati dalla seguente equazione:

$$\varphi_r' = 8.5 + \frac{11}{\left(1 + \frac{\sigma_n'}{200}\right)} \quad (^\circ)$$

essendo  $\sigma_n'$  la pressione normale alla superficie di scorrimento in kPa.

Gli involuppi delle resistenze al taglio caratteristici dei materiali intatti sono stati definiti ricorrendo a un modello costitutivo elasto-plastico con doppia superficie di plasticizzazione, ad incrudimento volumetrico e cinematico, sviluppato dagli scriventi sulla base di quanto descritto in [Al Tabbaa & Muir Wood \(1989\)](#), applicabile a terreni sovraconsolidati meccanicamente, non cementati.

Le principali caratteristiche di tale modello costitutivo sono descritte nell'**Appendice 1**. I parametri caratteristici del modello costitutivo sono stati tarati in modo tale da riprodurre il comportamento del materiale in prova edometrica (vedi le **figg.3.21a, b**) e in prova triassiale TX-CID (vedi le **figg.3.22a, b**; piano  $q=(\sigma_1'-\sigma_3') - p' = (\sigma_1'+2\sigma_3')/3$ ); essi sono indicati nella **tab.3.1**. Si rileva che, nel caso della prova triassiale TX-CID, parte delle differenze ottenute tra i dati sperimentali e le simulazioni numeriche sono presumibilmente legate al fatto che, con il procedere delle deformazioni imposte, nel provino reale si forma una superficie di rottura lungo la quale gli angoli di attrito progressivamente si spostano da quelli caratteristici dello stato critico verso quelli caratteristici dello stato residuo; nel provino "virtuale" tale processo non avviene.

Con riferimento a due valori significativi del grado di sovraconsolidazione, nelle **figg.5.23a e 5.23b** (piano  $t=(\sigma_1'-\sigma_3')/2 - s' = (\sigma_1'+\sigma_3')/2$ ) sono messi a confronto:

- L'involuppo delle resistenze al taglio di stato critico di cui alla **fig.3.18a**.
- L'involuppo delle resistenze al taglio di picco e al 20% di deformazione caratteristici dei materiali intatti, ottenuto dalla simulazione di prove TX-CID con il modello costitutivo elasto-plastico.

Si rileva che, con il modello costitutivo adottato, l'inviluppo delle resistenze al taglio del materiale intatto degrada in funzione delle deformazioni plastiche indotte, portandosi verso quello associabile alle condizioni di stato critico.

**Tabella 3.1: Parametri de modello costitutivo elasto-plastico con doppia superficie di plasticizzazione a incrudimento volumetrico e cinematico**

$\gamma_n$ <sup>(1)</sup> (kN/m <sup>3</sup> )	$e_o$ <sup>(2)</sup> (kPa)	$\varphi_{cv}$ <sup>(3)</sup> (°)	$C_c$ <sup>(4)</sup> (kPa)	GSC <sup>(5)</sup> (-)	$v'$ <sup>(6)</sup> (-)	$E'$ <sup>(7)</sup> (MPa)	$K$ <sup>(8)</sup> (m/s)	$r_e$ <sup>(9)</sup> (-)	$a_c$ <sup>(10)</sup> (-)
20.5	<sup>(11)</sup>	25÷26	0.25	<sup>(12)</sup>	0.15	<sup>(13)</sup>	4x10 <sup>-11</sup>	0.15	0.05

<sup>(1)</sup> peso di volume naturale

<sup>(2)</sup> indice dei vuoti iniziale

<sup>(3)</sup> angolo di attrito a volume costante o di stato critico

<sup>(4)</sup> coefficiente di compressione nel tratto vergine

<sup>(5)</sup> grado di sovraconsolidazione meccanica

<sup>(6)</sup> rapporto di Poisson

<sup>(7)</sup> modulo di Young elastico iniziale

<sup>(8)</sup> coefficiente di permeabilità

<sup>(9)</sup> parametro che definisce le dimensioni della superficie di plasticizzazione interna

<sup>(10)</sup> parametro che governa la generazione di deformazioni plastiche all'interno della superficie di plasticizzazione esterna

<sup>(11)</sup> vedi le figg.3.4a e 3.4b

<sup>(12)</sup>  $GSC \cong \left( \frac{k_o}{1 - \sin \varphi_{cv}} \right)^2$ ;  $k_o$  = coefficiente di spinta a riposo indicato nella fig.3.15

<sup>(13)</sup> valutato in accordo a [Viggiani & Atkinson \(1995\)](#), vedi il paragrafo 4.2.8

Per tenere conto della possibile presenza di discontinuità strutturali, gli inviluppi delle resistenze al taglio rappresentativi dei materiali costituenti i corpi di frana, delimitati dalle superfici di scorrimento individuate dal monitoraggio inclinometrico, sono stati definiti ricorrendo al modello costitutivo elasto-plastico citato, assegnando in questo caso un angolo di attrito ridotto (fattorizzato)  $\varphi'$  pari a 20° ( $\tan \varphi' = (\tan \varphi_{cv}')/1.25$ ). Gli inviluppi di resistenza di picco e al 20% di deformazione così ottenuti sono riportati nelle **figg.5.24a** e **5.24b** (piano  $t = (\sigma_1' - \sigma_3')/2 - s' = (\sigma_1' + \sigma_3')/2$ ). Nelle stesse figure sono messi a confronto l'inviluppo di resistenza di



stato critico di cui alla **fig.3.18a** e l'involuppo di resistenza residuo di cui alla **fig.3.20**, con  $\varphi_r' = 14^\circ$  rappresentativo di pressioni efficaci  $\sigma_n'$  piuttosto elevate.

In questo caso gli involuppi di rottura di picco sono confrontabili con quello di stato critico del materiale ( $\varphi_{cv}' \geq 25^\circ$ ) e degradano fino al raggiungimento delle condizioni rappresentate da  $\varphi' = 20^\circ$ .

#### 4.2.8 Caratteristiche di deformabilità

Il comportamento tensio-deformativo delle argille in esame risulta altamente non lineare anche in condizioni lontane dalla rottura; nella definizione dei parametri di progetto è opportuno tenere conto dei seguenti aspetti principali.

- I moduli elastici iniziali (applicabili fino a livelli di deformazione inferiori a  $1 \times 10^{-5}$ ) vengono a dipendere dalle pressioni efficaci medie di confinamento. Una stima del modulo di taglio elastico iniziale  $G_0$ , associabile alle condizioni tensionali efficaci geostatiche, può essere effettuata sulla base della correlazione empirica proposta da [Viggiani & Atkinson \(1995\)](#) per materiali ricostituiti, non cementati, sovraconsolidati meccanicamente; tale stima è riportata nella **fig.3.25**. Si rileva che la correlazione empirica proposta da Viggiani & Atkinson (1995) conduce a valori di  $G_0$  più bassi di quelli ottenibili ad esempio applicando la correlazione empirica suggerita ad esempio da [Kramer \(1996\)](#). Nella **fig.3.25** viene riportato il profilo di progetto adottato per i materiali in esame.
- Normalmente il livello di deformazione indotto nell'intorno delle opere, anche se lontano da quello caratteristico di condizioni prossime alla rottura, è superiore a  $1 \times 10^{-5}$ ; ne consegue che i valori dei moduli iniziali devono essere abbattuti secondo opportune curve di degrado, in funzione del livello di deformazione atteso, al fine di ottenere moduli elastici "operativi".

In analisi condotte con modelli costitutivi elasto-plastici avanzati, tipo quello citato nel paragrafo precedente, la problematica connessa con la definizione dei moduli "operativi" viene superata; infatti, lungo percorsi di sollecitazione che si collocano all'interno della superficie di plasticizzazione che delimita il dominio elastico, nel modello costitutivo vengono utilizzati i moduli elastici iniziali; l'aumento della deformabilità del materiale (degrado dei moduli rispetto ai valori elastici iniziali) che si verifica lungo percorsi di sollecitazione esterni alla

superficie di plasticizzazione che delimita il dominio elastico viene messo automaticamente in conto dal fatto che alle deformazioni elastiche vengono a sommarsi le deformazioni plastiche. Nella **fig.3.26** è riportata la curva di degrado del modulo ottenuta simulando prove triassiali consolidate isotropicamente e portate a rottura in condizioni di  $p'$  costante; tale curva di degrado è abbastanza in linea con quelle proposte per materiali argillosi dal codice di calcolo EERA ([Bardet et al., 2000](#)) e da [Kramer \(1996\)](#).

#### 4.2.9 Velocità delle onde di taglio

Il profilo di velocità delle onde di taglio  $V_s$  può essere ricavato da quello del modulo di taglio iniziale  $G_o$ , applicando la seguente equazione:

$$V_s = \sqrt{\frac{9.81 \cdot G_o}{\gamma_n}}$$

I risultati conseguiti sono riportati nella **fig.3.27**.

#### 4.2.10 Coefficienti di permeabilità

I coefficienti di permeabilità del materiale intatto, determinati applicando la correlazione empirica di [Feng \(1991\)](#) o quella sviluppata dagli scriventi per argille caratterizzate da indici di attività compresi tra 0.8 e 1.2 sono riportati nella **fig.3.28**.

La correlazione empirica di [Feng \(1991\)](#) è data dalla seguente equazione:

$$k_o = 6.54 \cdot 10^{-11} \cdot \left( \frac{e_o \cdot \frac{A}{IP}}{A+1} \right)^4 \text{ m/s}$$

essendo:

A = attività (**fig.3.8a e 3.8b**)

IP = indice di plasticità (**fig.3.7a e 3.7b**).

Al materiale intatto può essere assegnato, come limite inferiore, un coefficiente di permeabilità decrescente con la profondità tra  $1 \times 10^{-10}$ ÷ $1 \times 10^{-11}$  m/s;

non si può escludere che, data la presenza di discontinuità strutturali più o meno rilevanti e la presenza di livelli/veli di sabbia, in condizioni di scarico (scavo) i valori dei coefficienti di permeabilità dell'ammasso possano diventare anche uno-due ordini di grandezza superiori a quelli del materiale intatto.

## 5. RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

Al-Tabbaa A., Wood M.D. (1989) "An experimentally based "bubble" model for clay" Proc. of Numerical Models in Geomechanics. NUMOG III, eds. Pande G. N. & Pietruszczak S., pp. 91-98, London, Elsevier.

Atkinson J.H., Bransby P.I. "The Mechanics of Soils - An Introduction to Critical State Soil Mechanics" University Series in Civil Engineering, Mc Graw-Hill.

Bardet, J.P., ICHII, K. e Lin C.H. (2000) "EERA A Computer Program for Equivalent-linear Earthquake site Response Analyses of Layered Soil Deposits, University of Southern California.

Burland J.B. (1990) "On the compressibility and shear strength of natural clays" Géotechnique 40, n° 3, p. 329.

Burland J.B., Rampello S., Georgiannou V.N., Calabresi G. (1996) "A laboratory study of the strength of four stiff clays" Géotechnique 46, n° 3, p. 491.

Feng, T. W. (1991) "Compressibility and permeability of natural soft clays and surcharging to reduce settlements" Ph.D. Thesis, University of Illinois at Urbana-Champaign.

Georgiannou V.N., Burland J.B. (2001) "A laboratory study of post-rupture strength" Géotechnique 51, n° 8, p. 665.

Georgiannou V.N., Burland J.B. (2006) "A laboratory study of slip surface formation in an intact natural stiff clay" Géotechnique 56, n° 8, p. 551.

Kramer S.L. (1996) "Geotechnical Earthquake Engineering" Prentice-Hall International Series in Civil Engineering and Engineering Mechanics, Upper Saddle River, New Jersey 07458.

Skempton A.V. (1985) "Residual strength of clays in landslides, folded strata and the laborator" Géotechnique 35, n° 1, p.3.

Viggiani G., Atkinson J.H. (1995) "Stiffness of fine-grained soil at very small strains" Géotechnique 45, n° 2, p.249.

Tavenas, F., Jean, P., Leblond, P., Leroueil, S. (1983) "The permeability of natural soft clays. Part II: Permeability characteristics. *Canadian Geotechnical Journal* 20, n°4, 645-660.

**FIGURE**

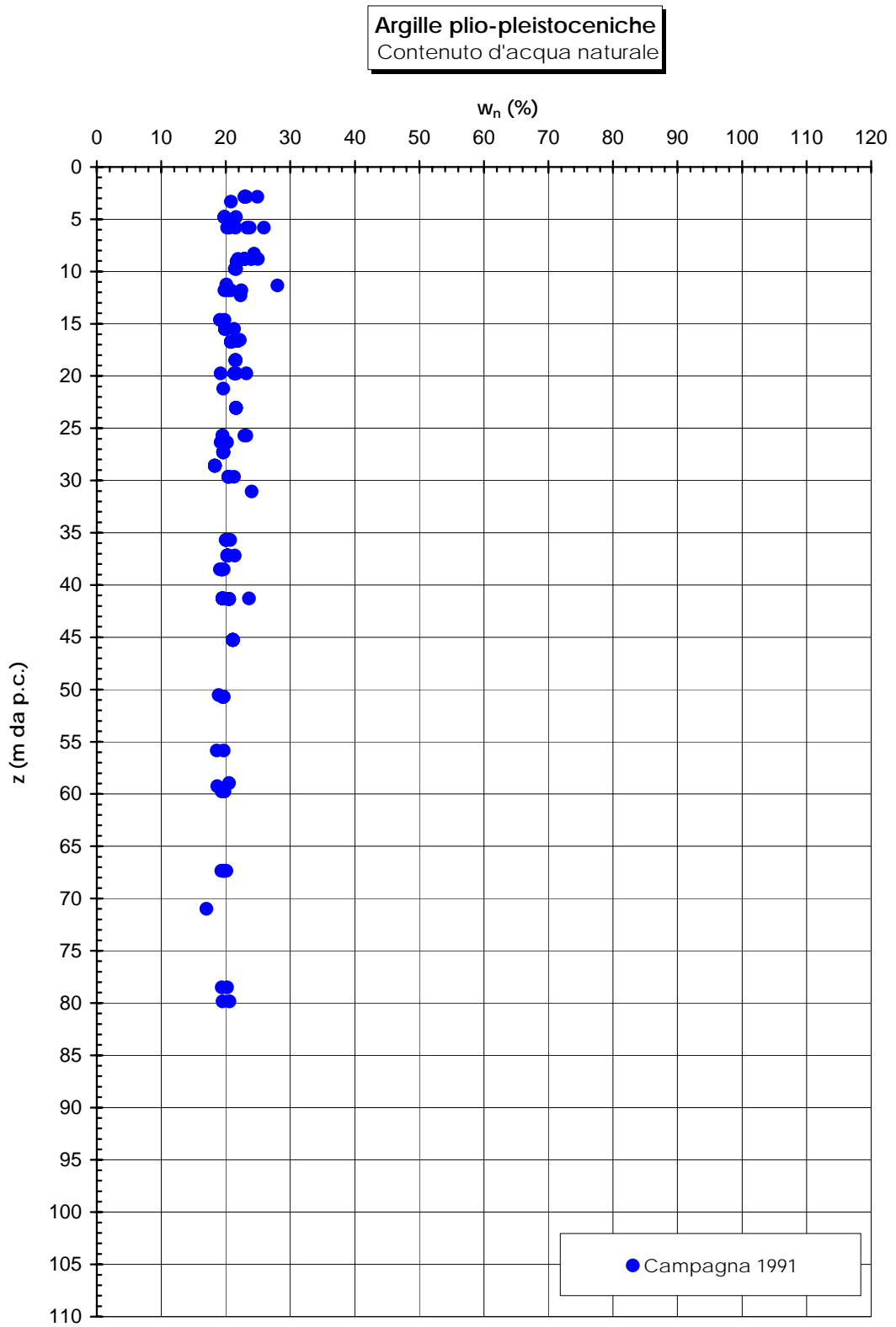


Figura 3.1a

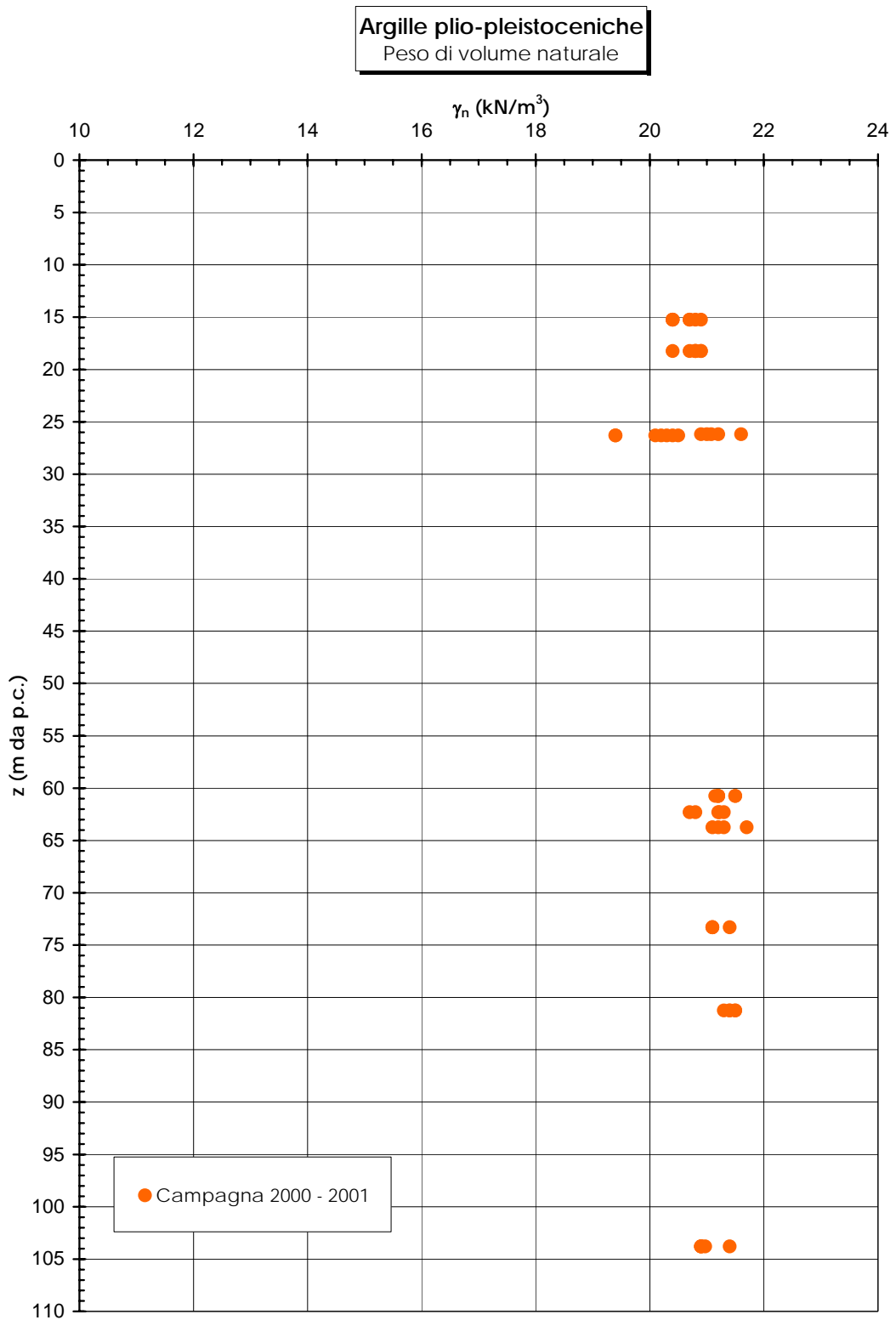


Figura 3.1b

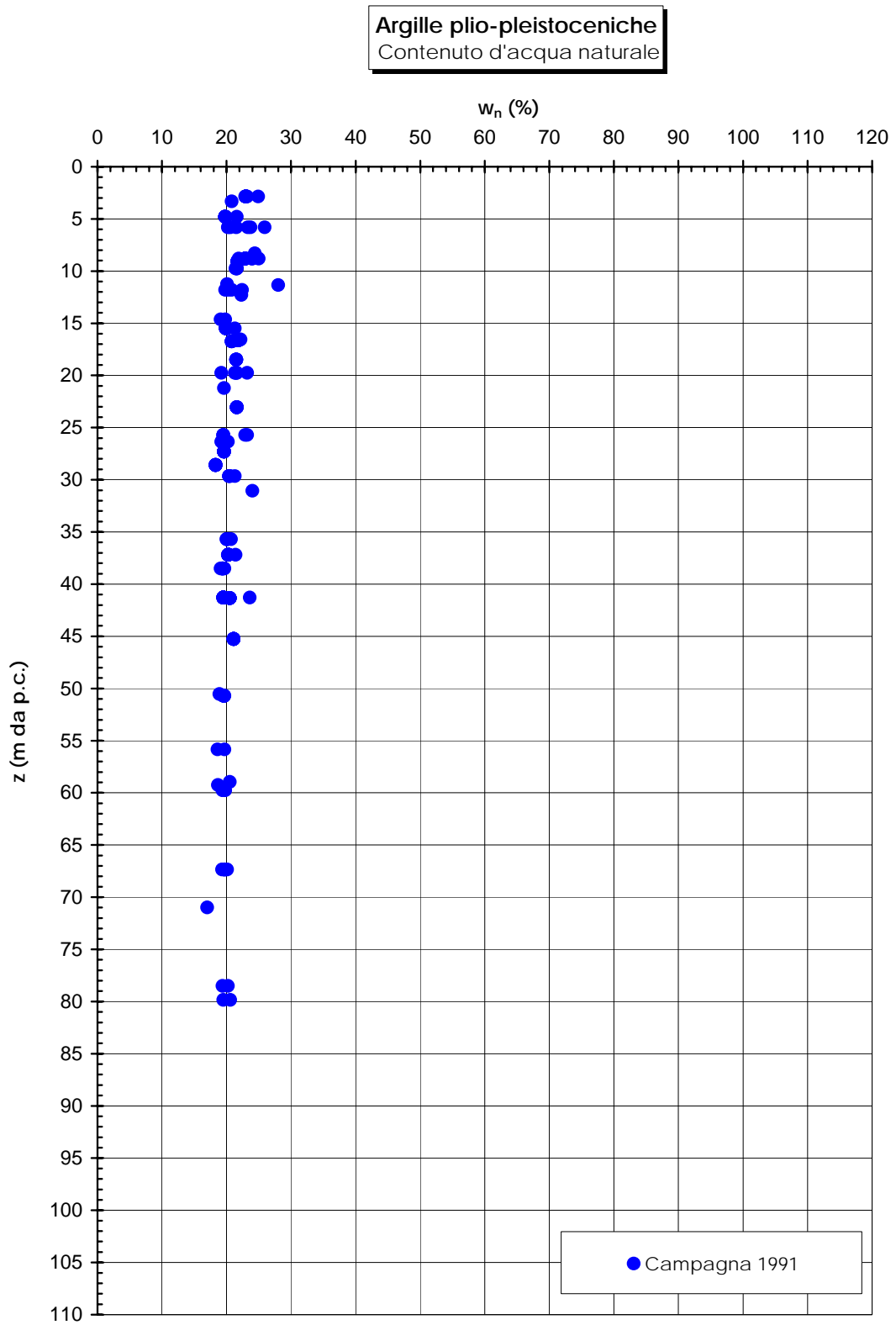


Figura 3.2a



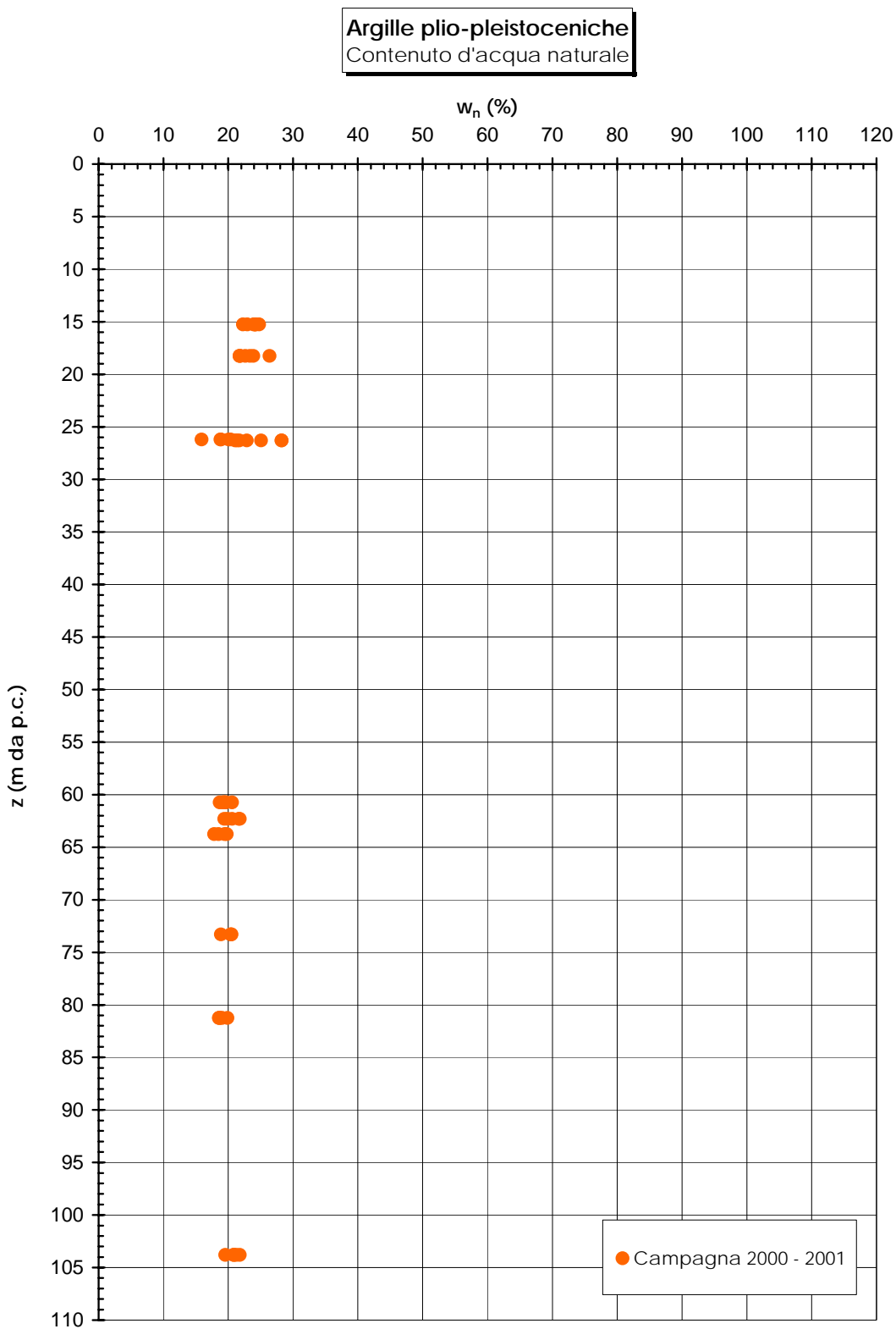


Figura 3.2 b

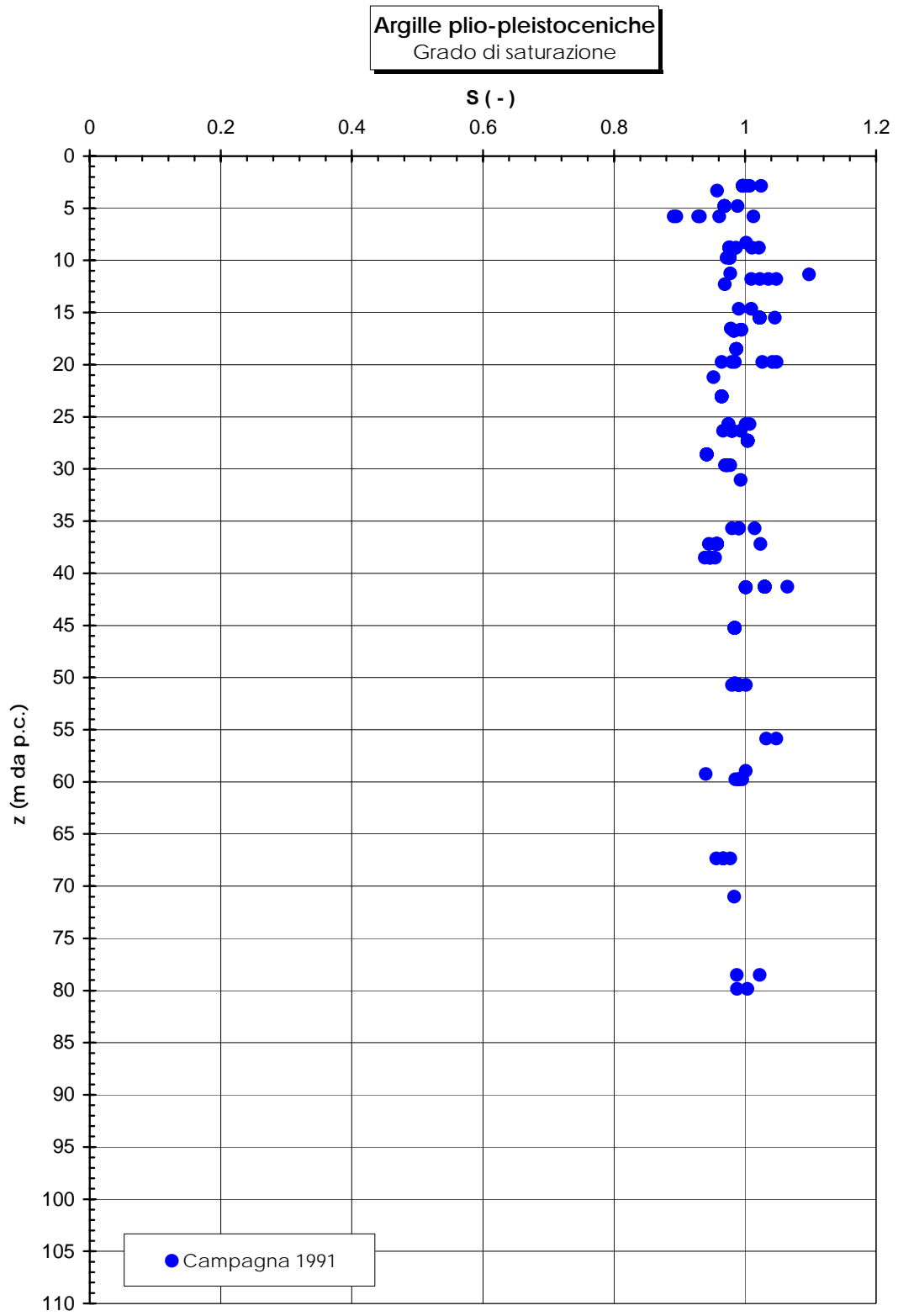


Figura 3.3a

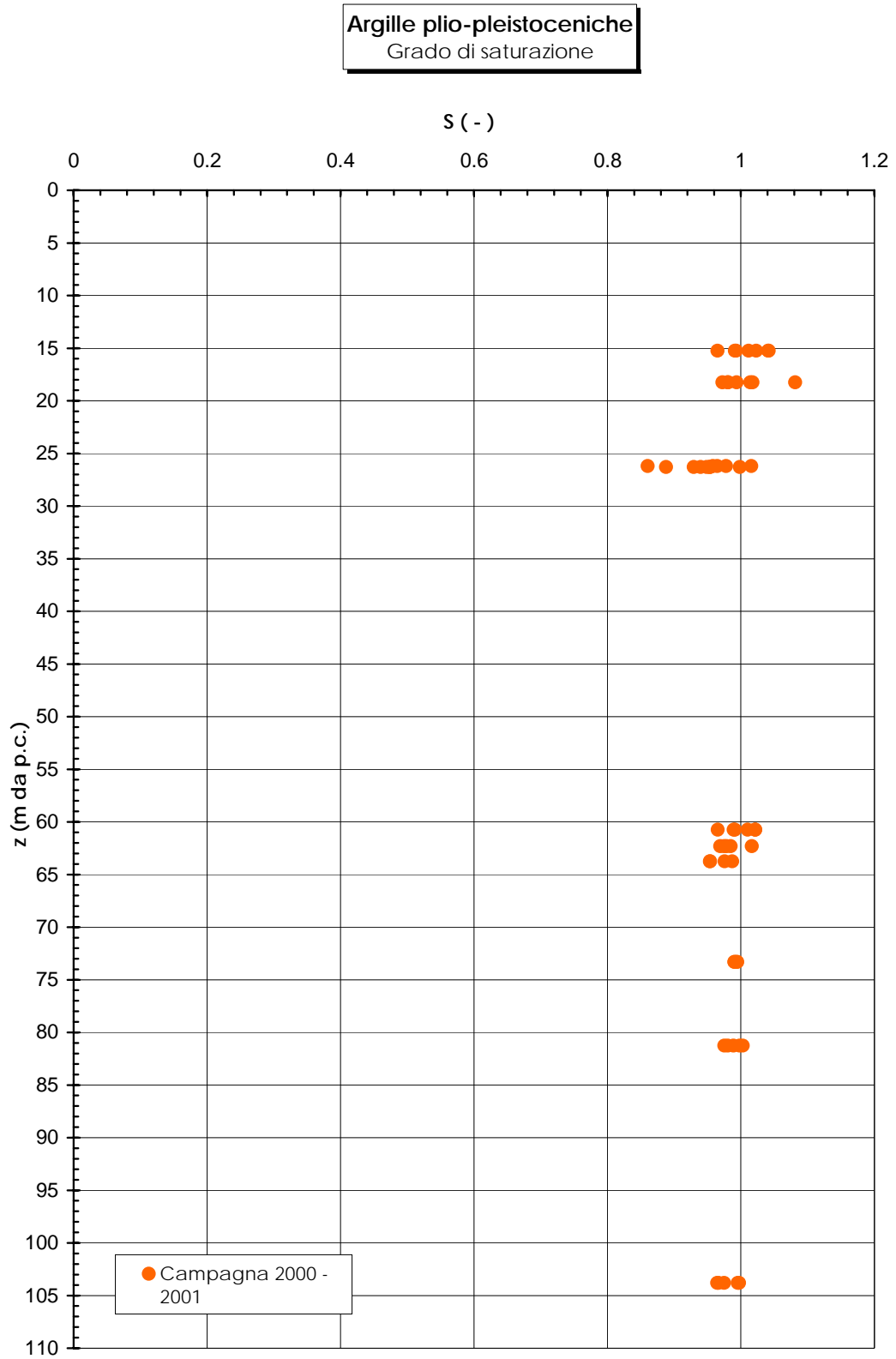


Figura 3.3b

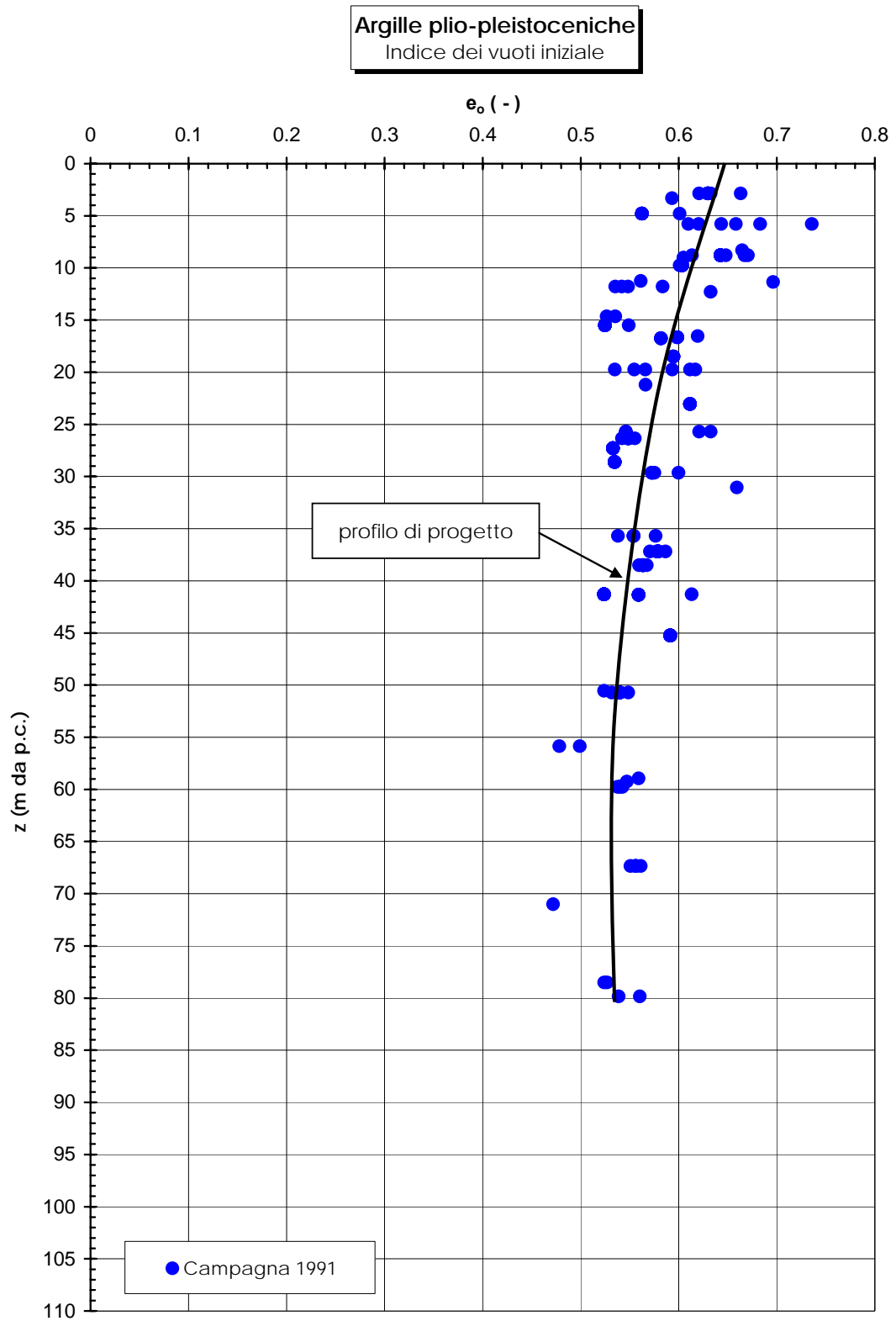


Figura 3.4a

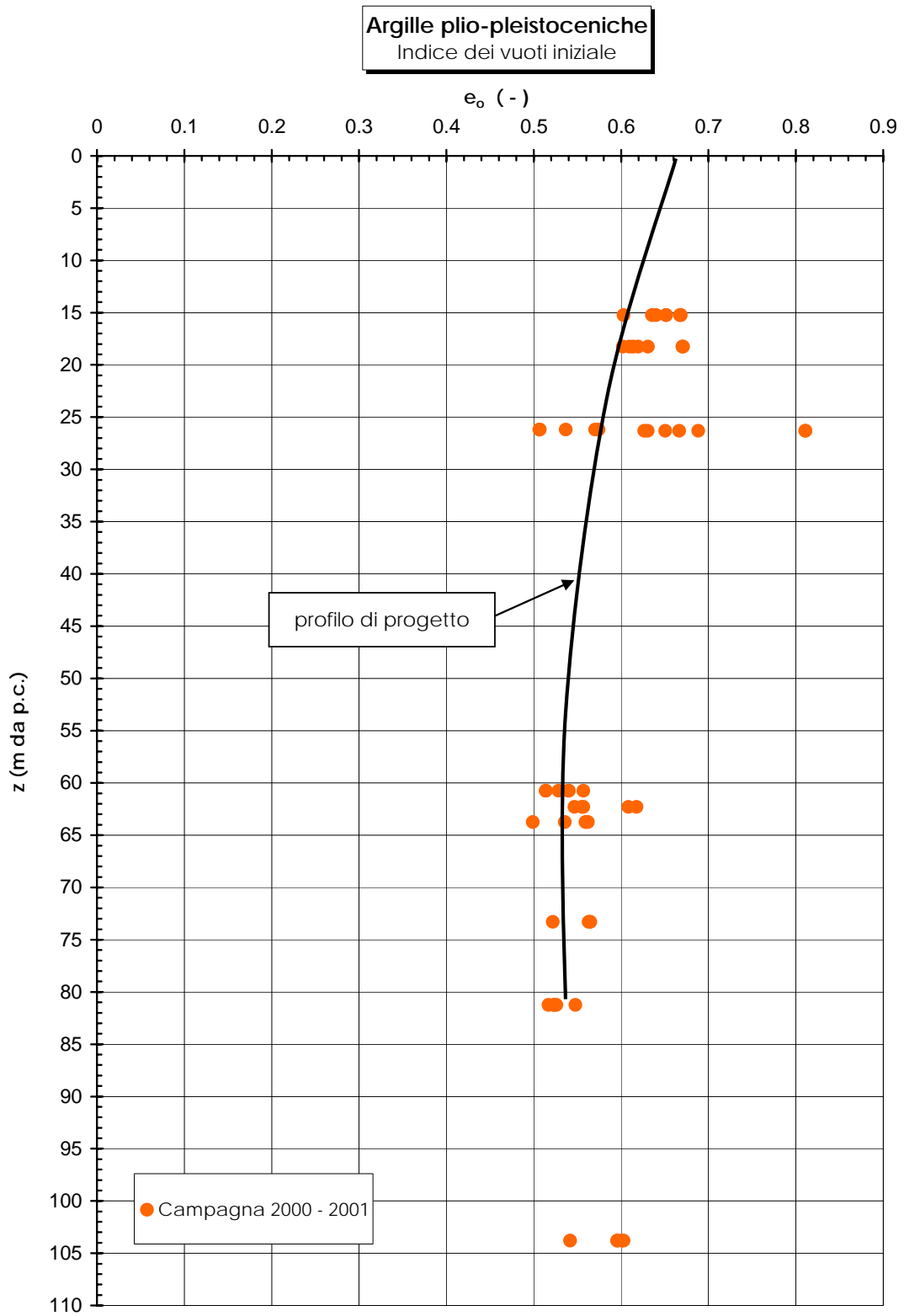


Figura 3.4 b

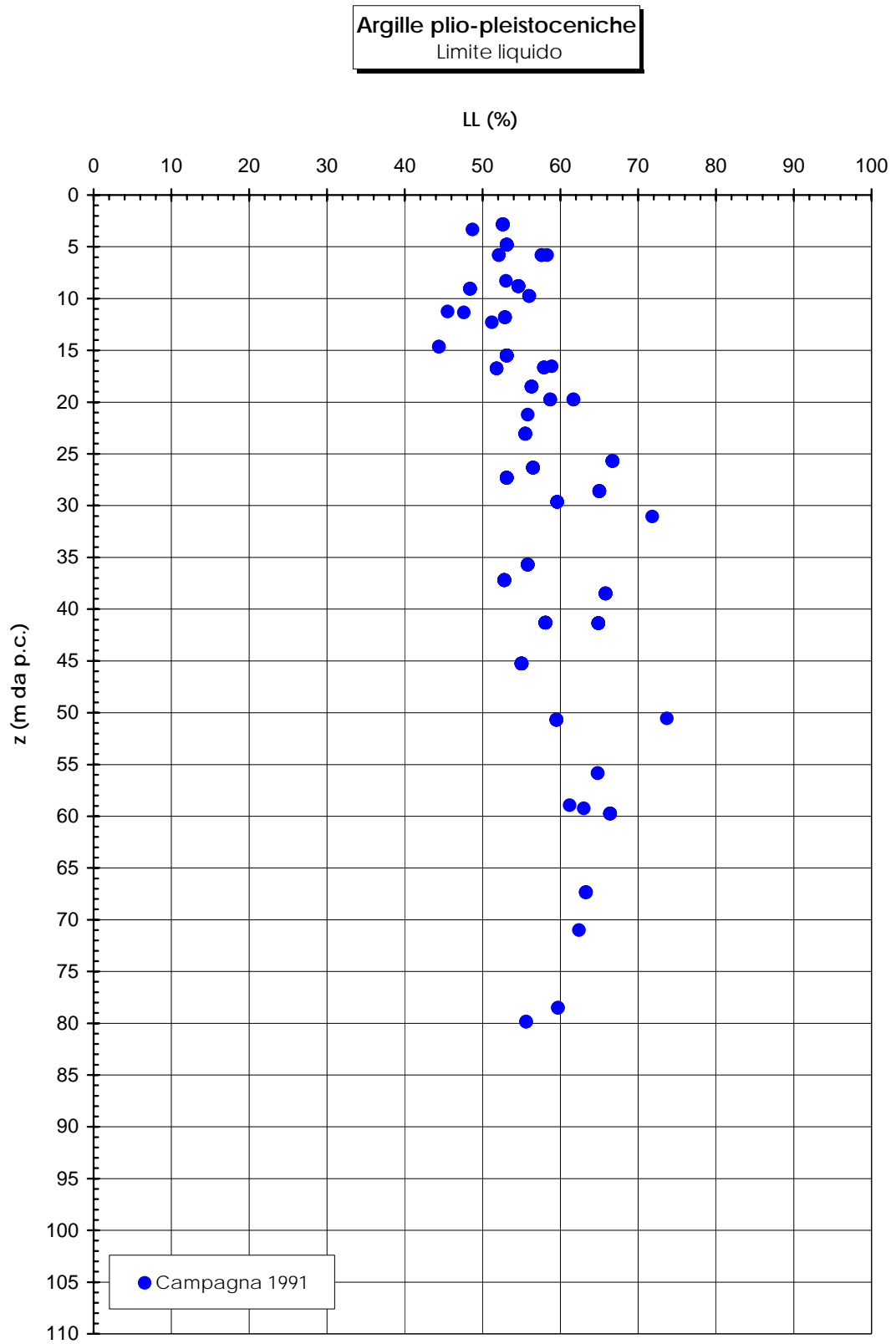


Figura 3.5a

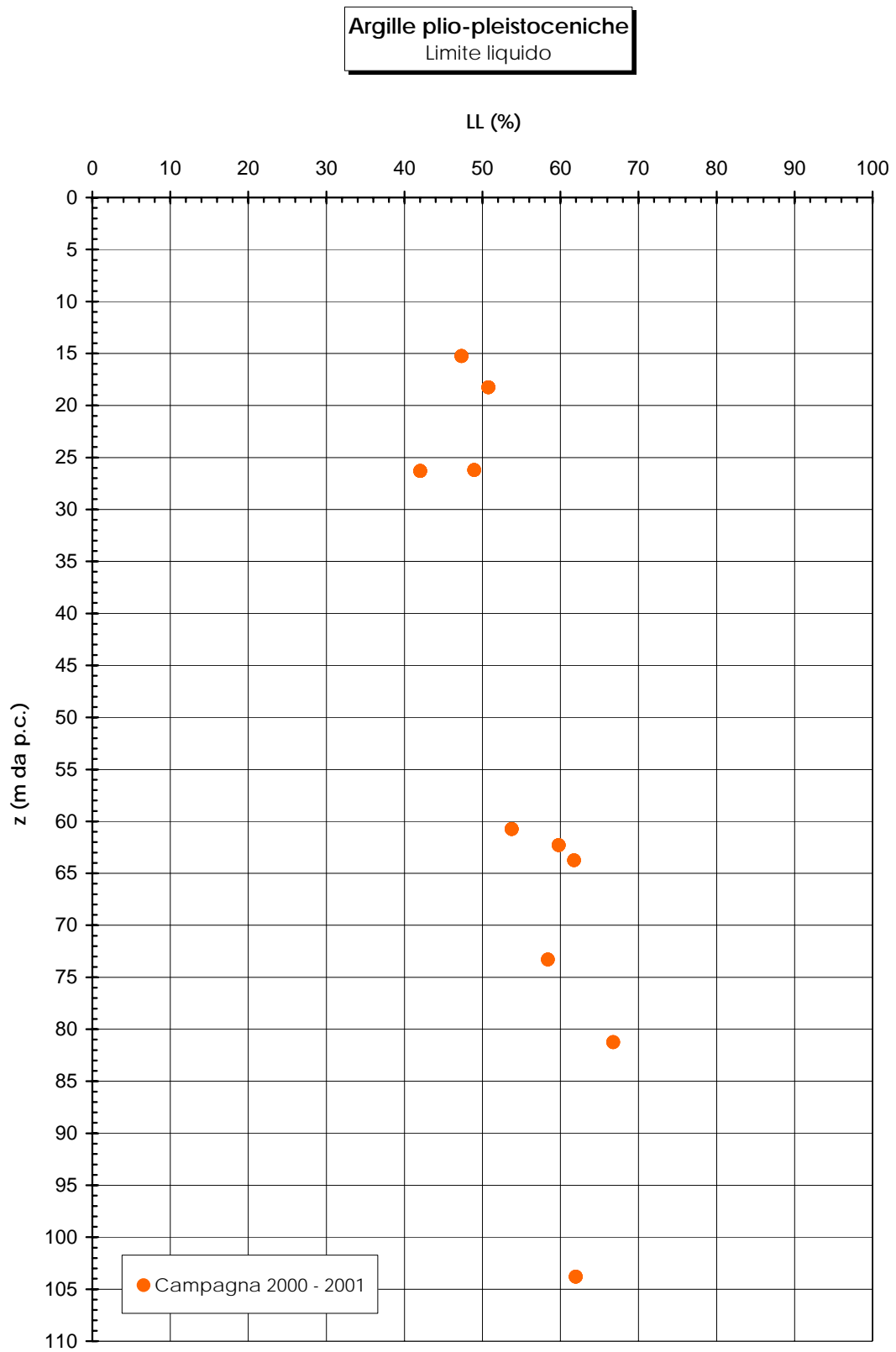


Figura 3.5b

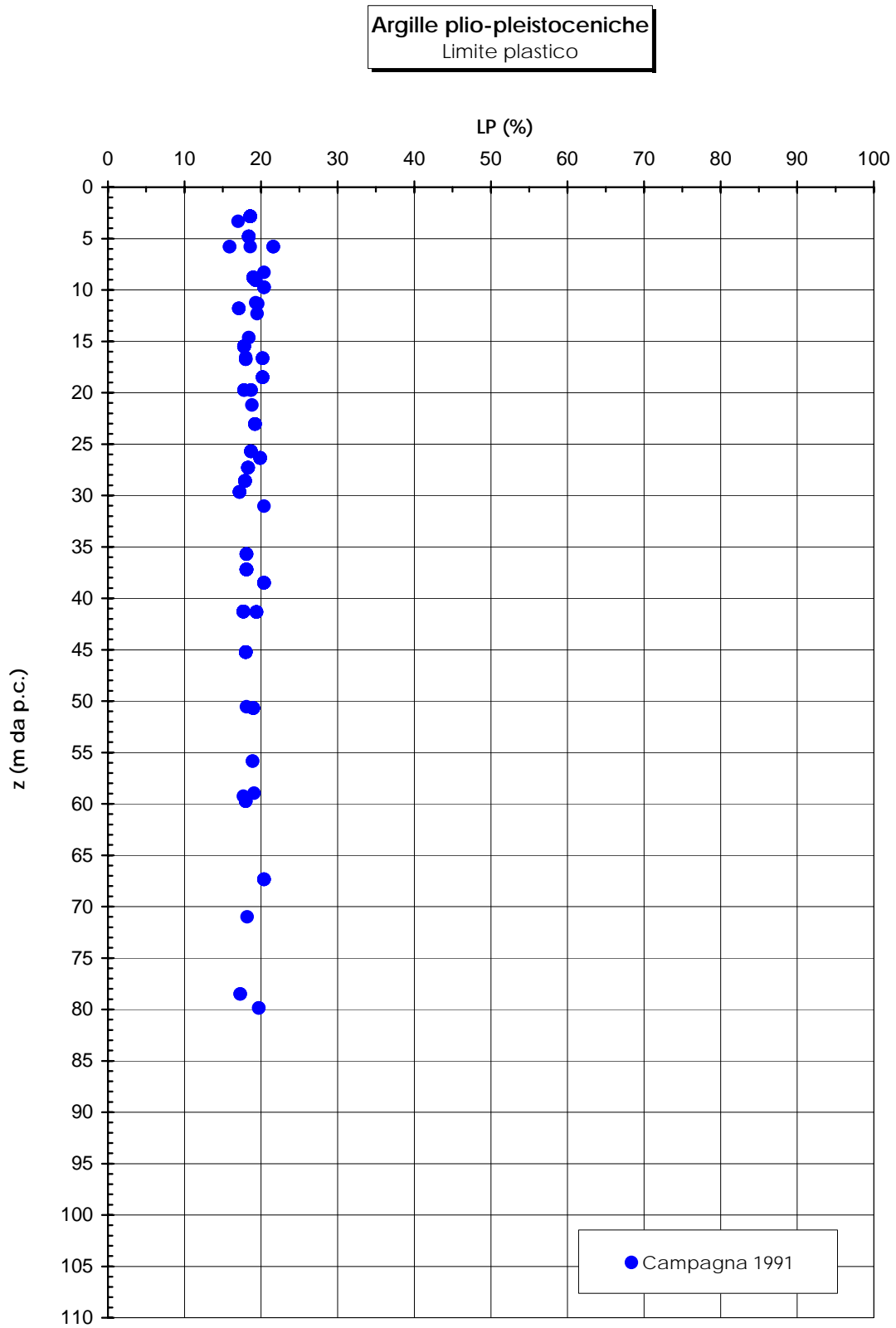


Figura 3.6a



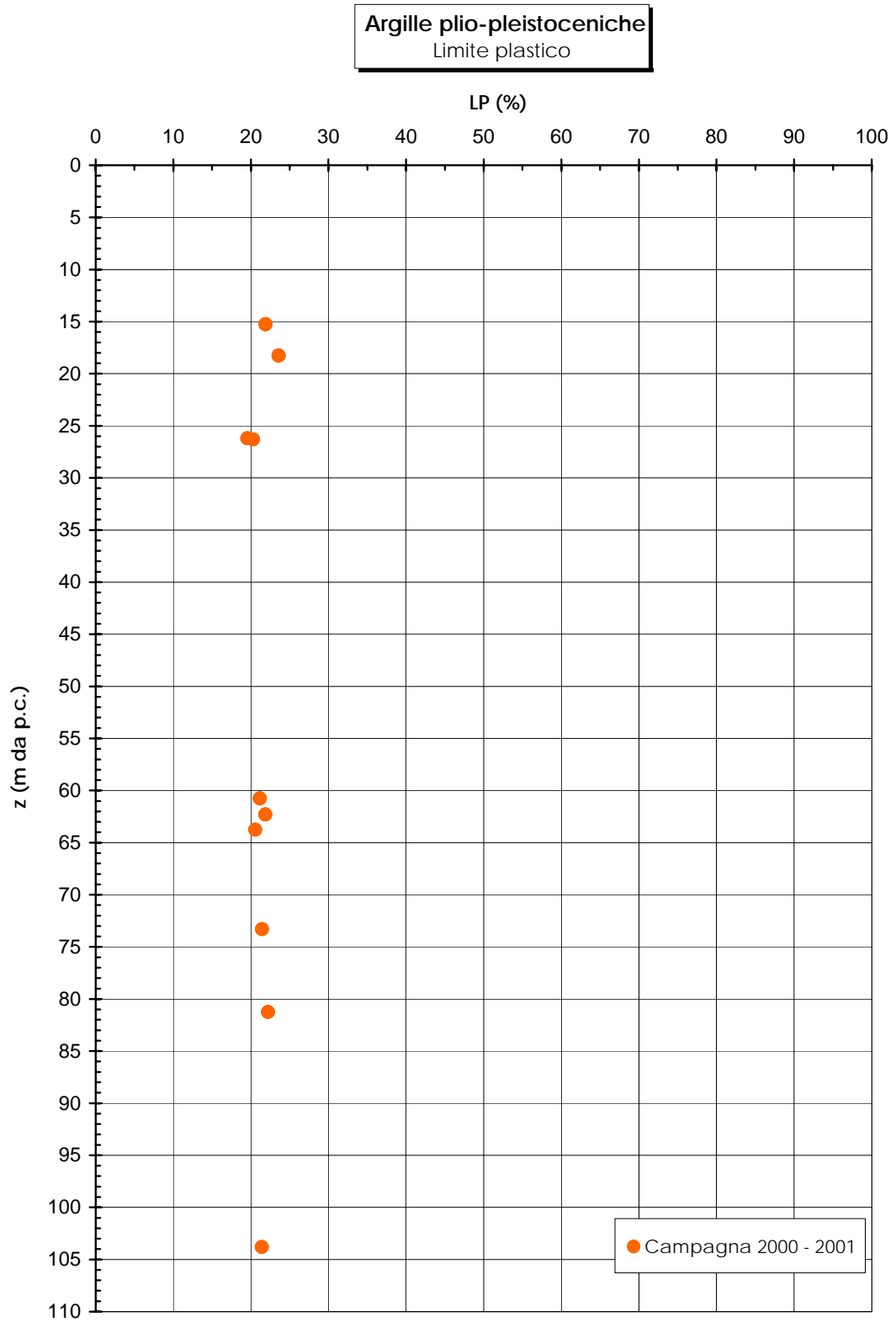


Figura 3.6b

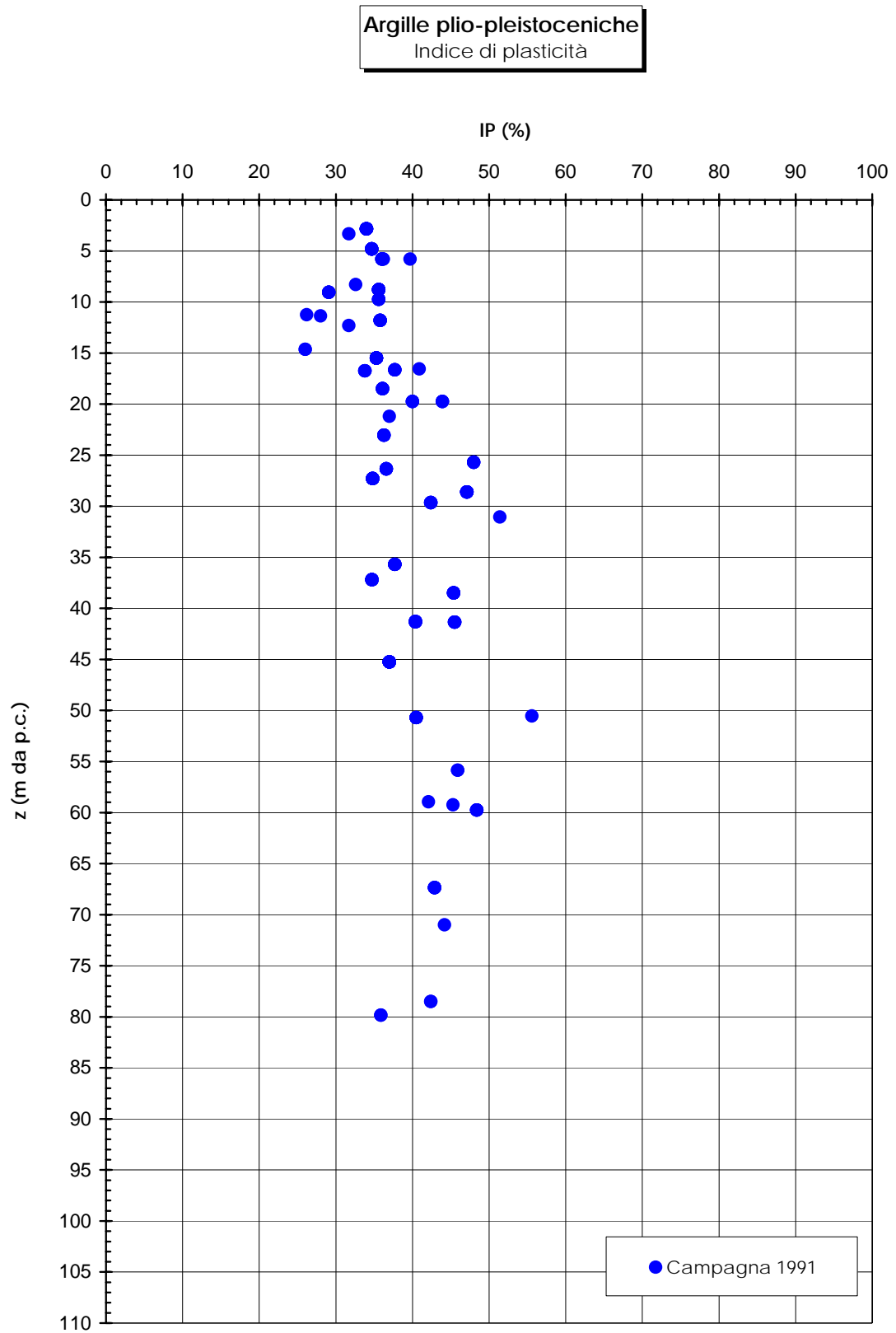


Figura 3.7a

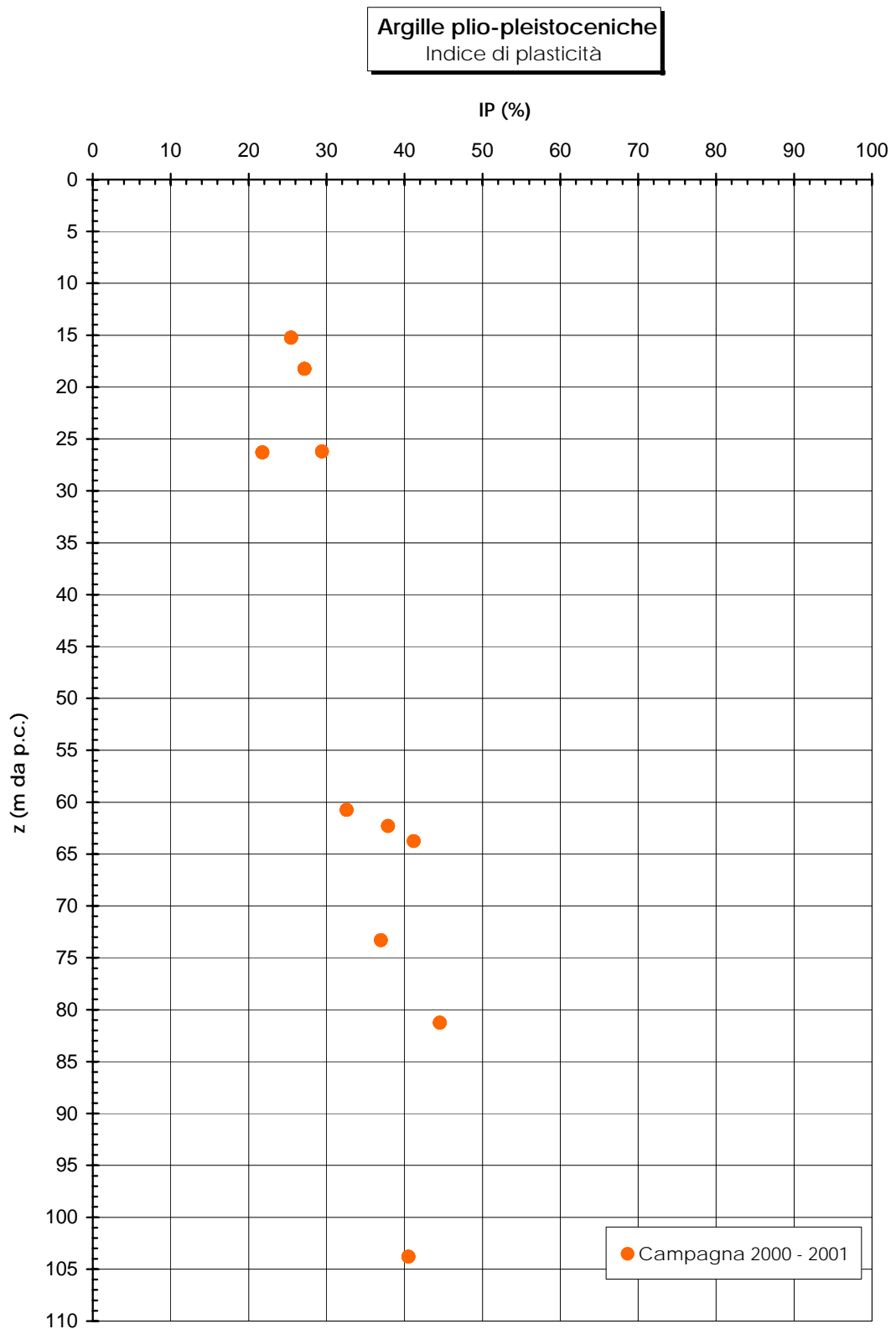


Figura 3.7b

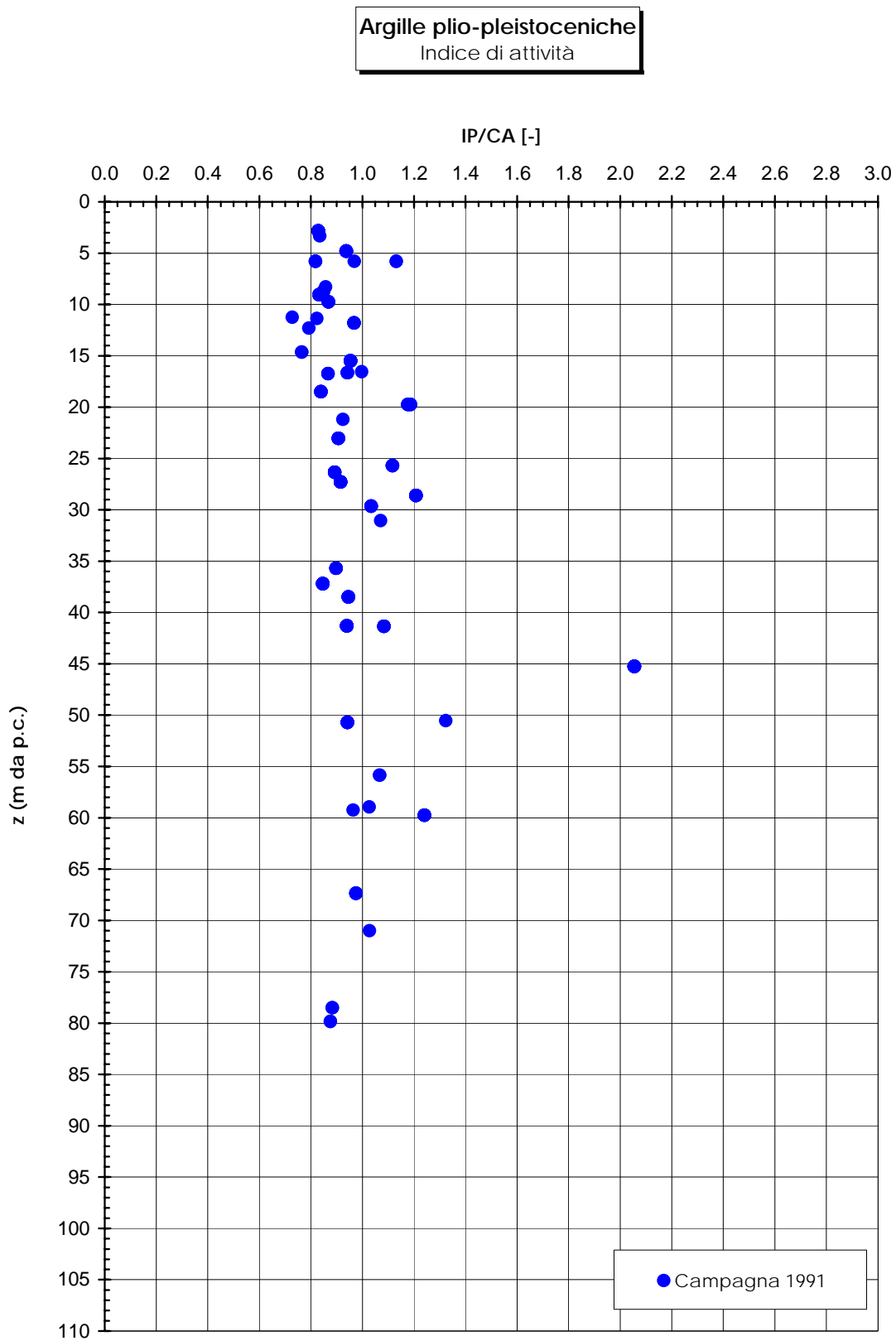


Figura 3.8a

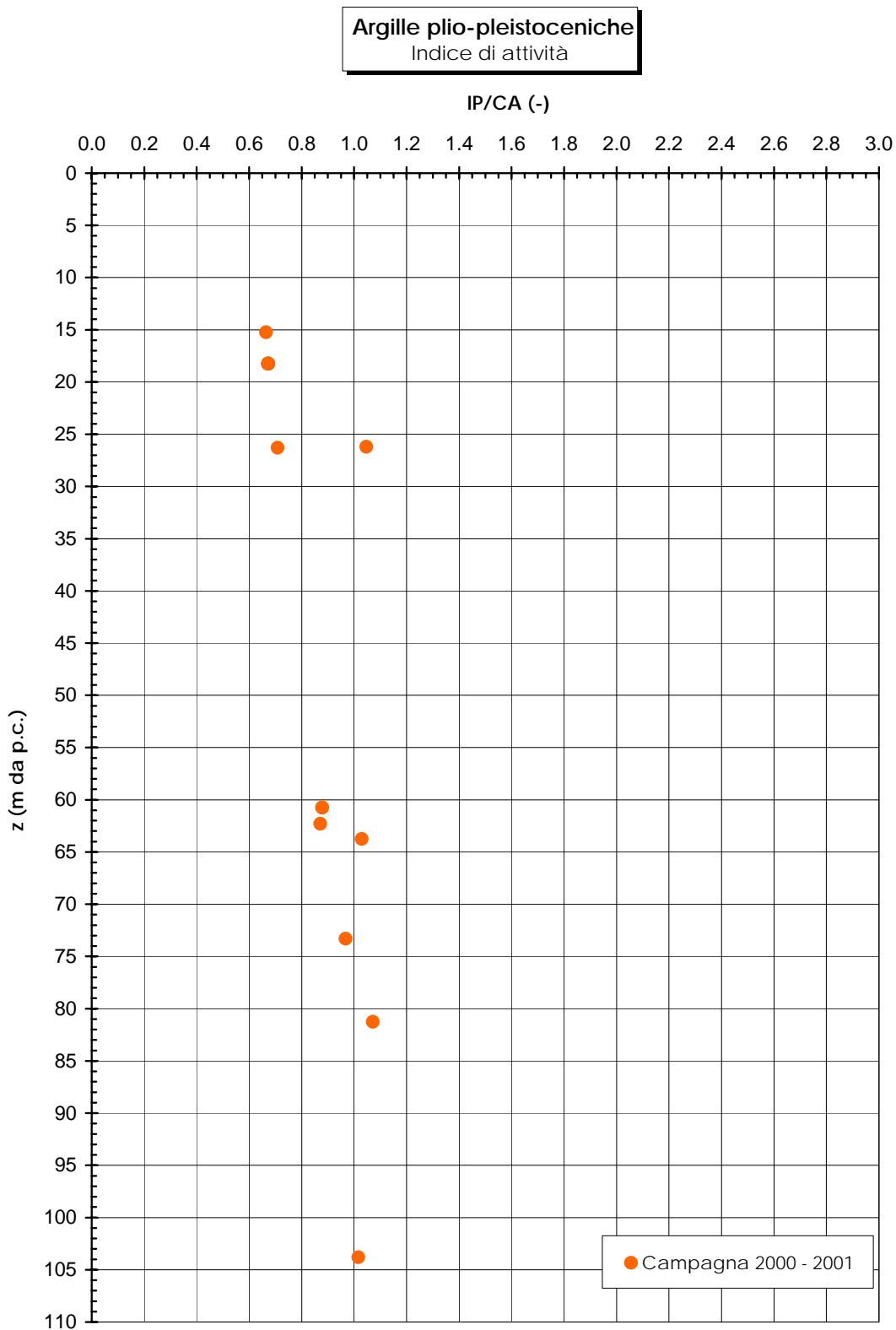


Figura 3.8b

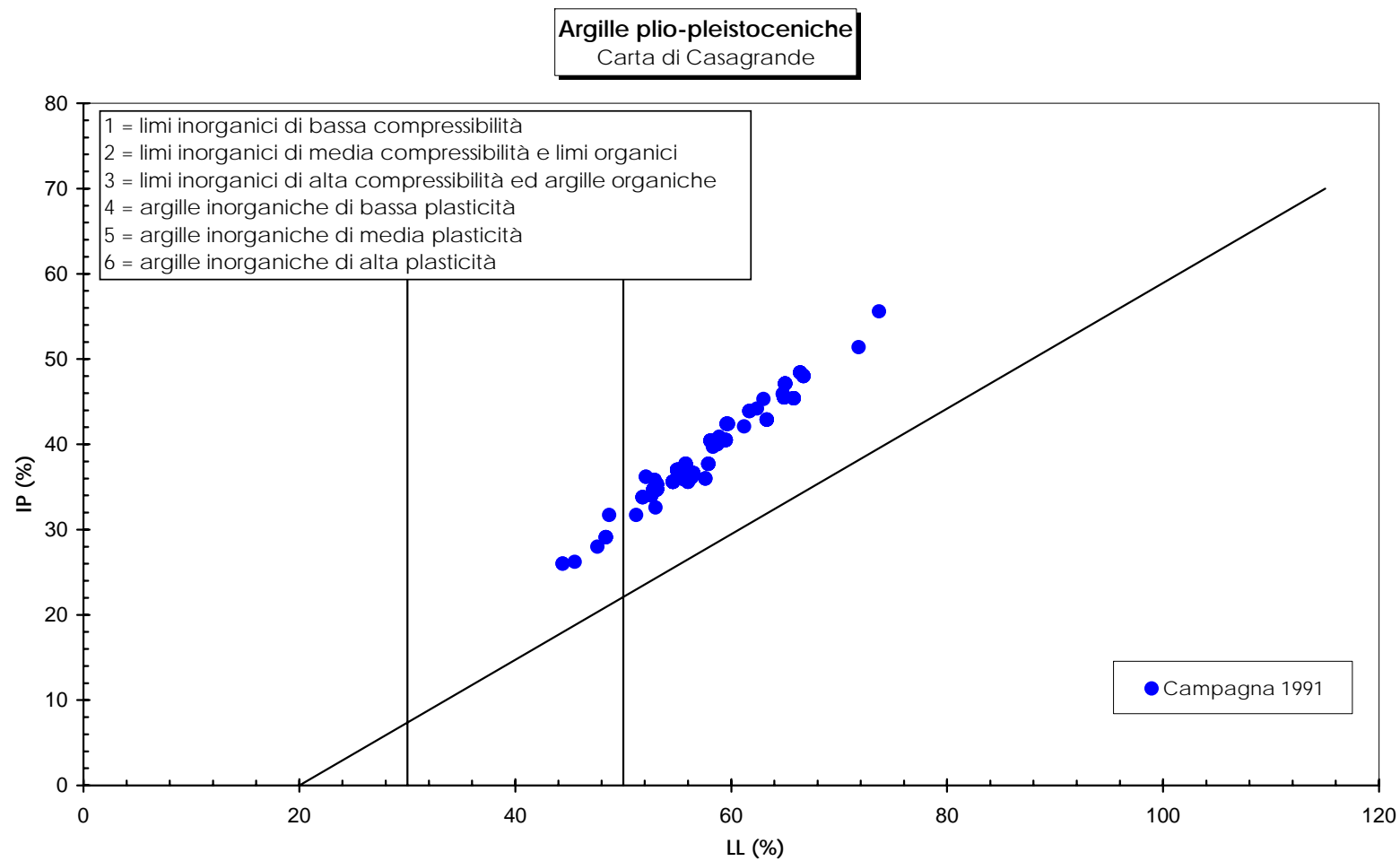


Figura 3.9a

**Argille plio-pleistoceniche**  
Carta di Casagrande

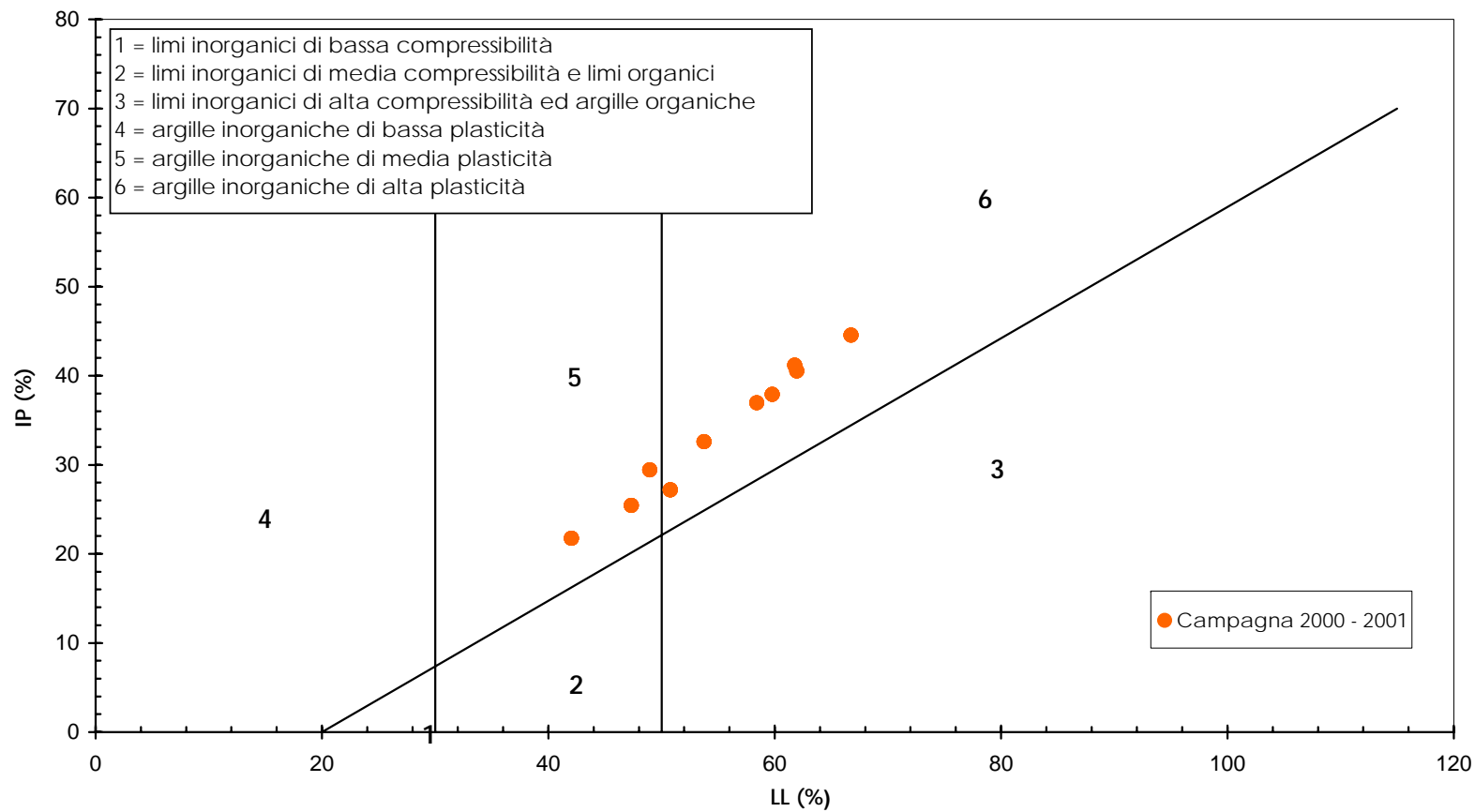


Figura 3.9b

**Argille plio-pleistoceniche**  
Linea di compressibilità intrinseca e stati iniziali in sito normalizzati in accordo a Burland (1990)

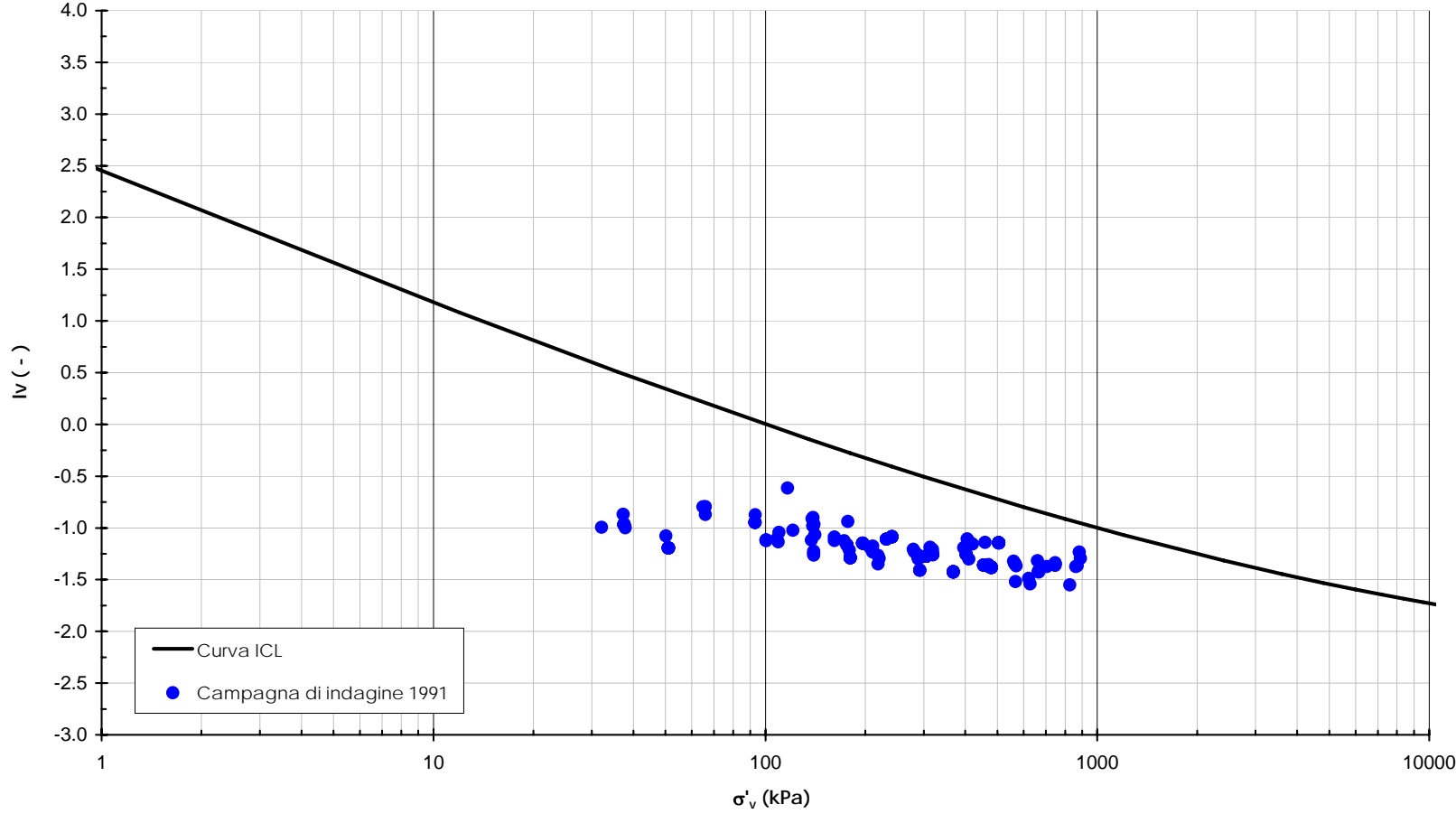


Figura 3.10a



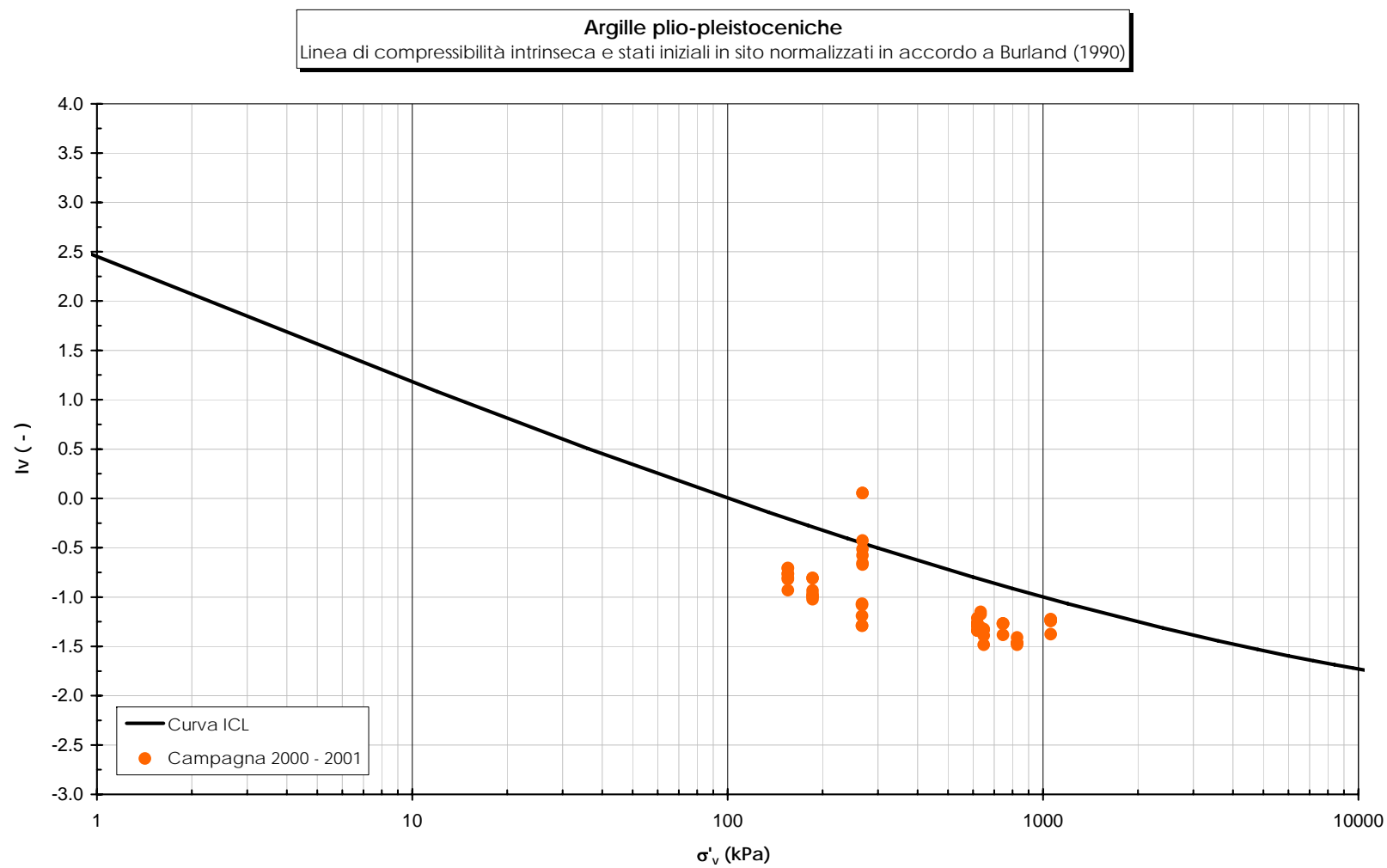


Figura 3.10b

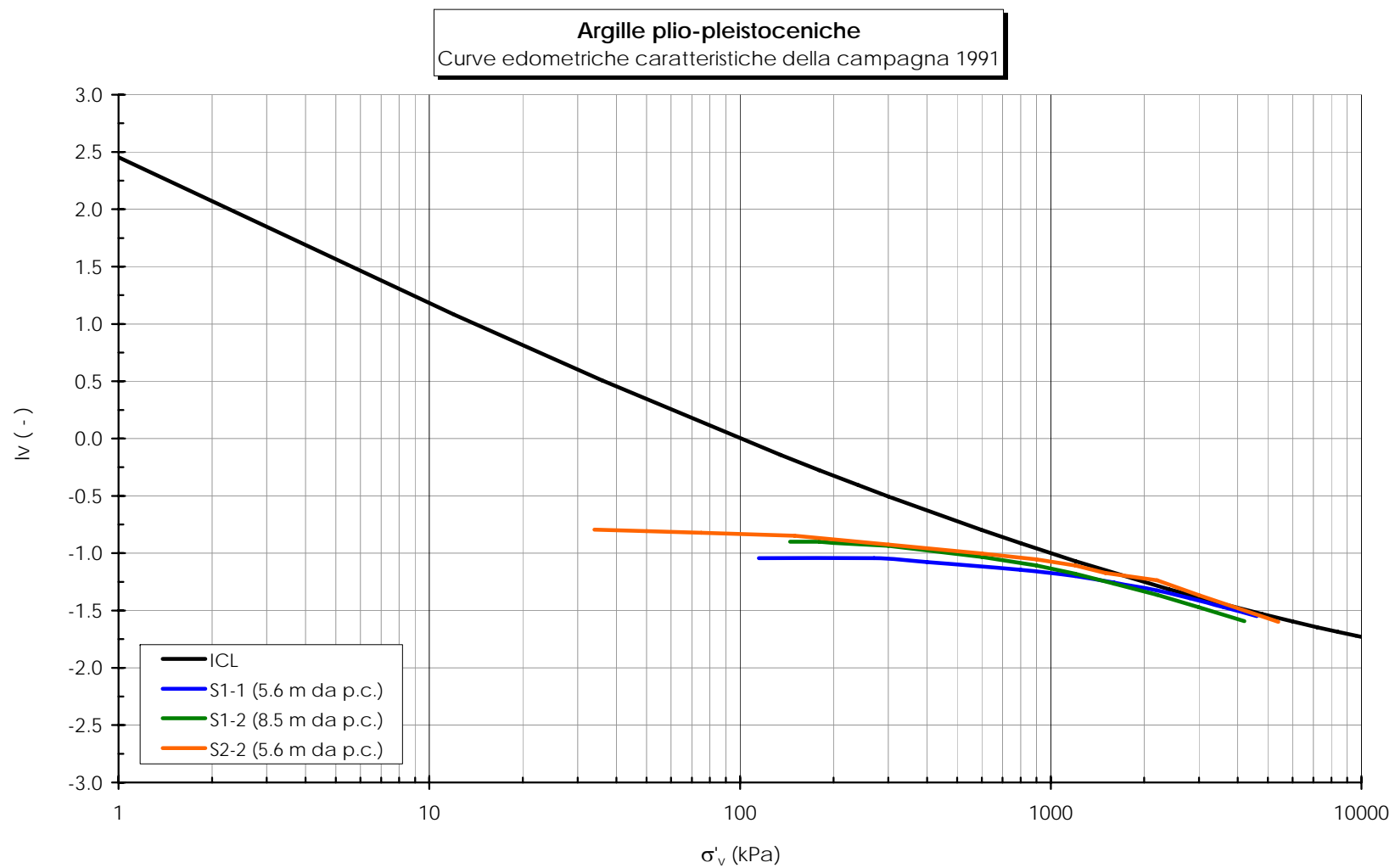


Figura 3.11

**Argille plio-pleistoceniche**  
Curve edometriche caratteristiche della campagna 2000 - 2001

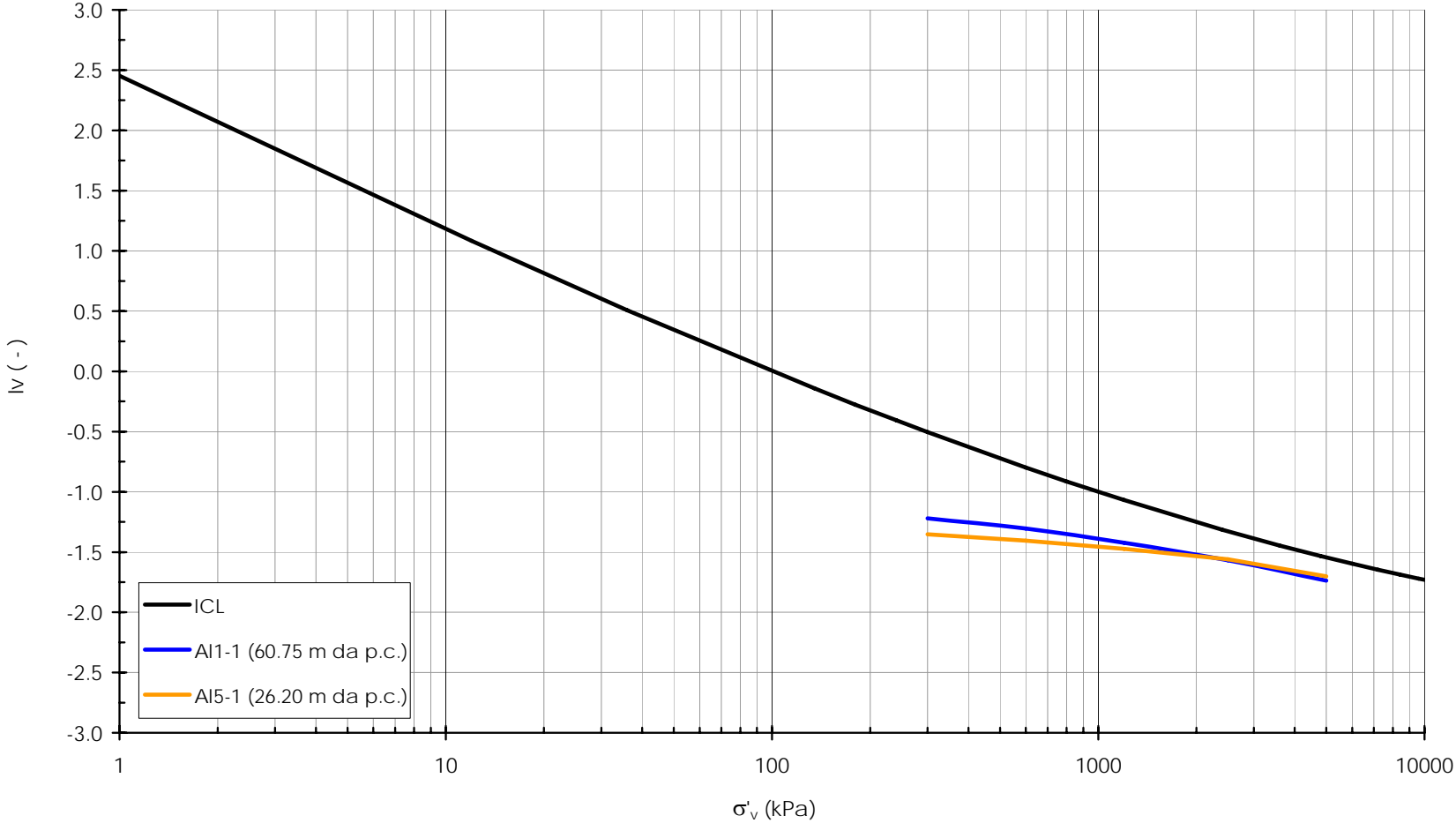


Figura 3.12

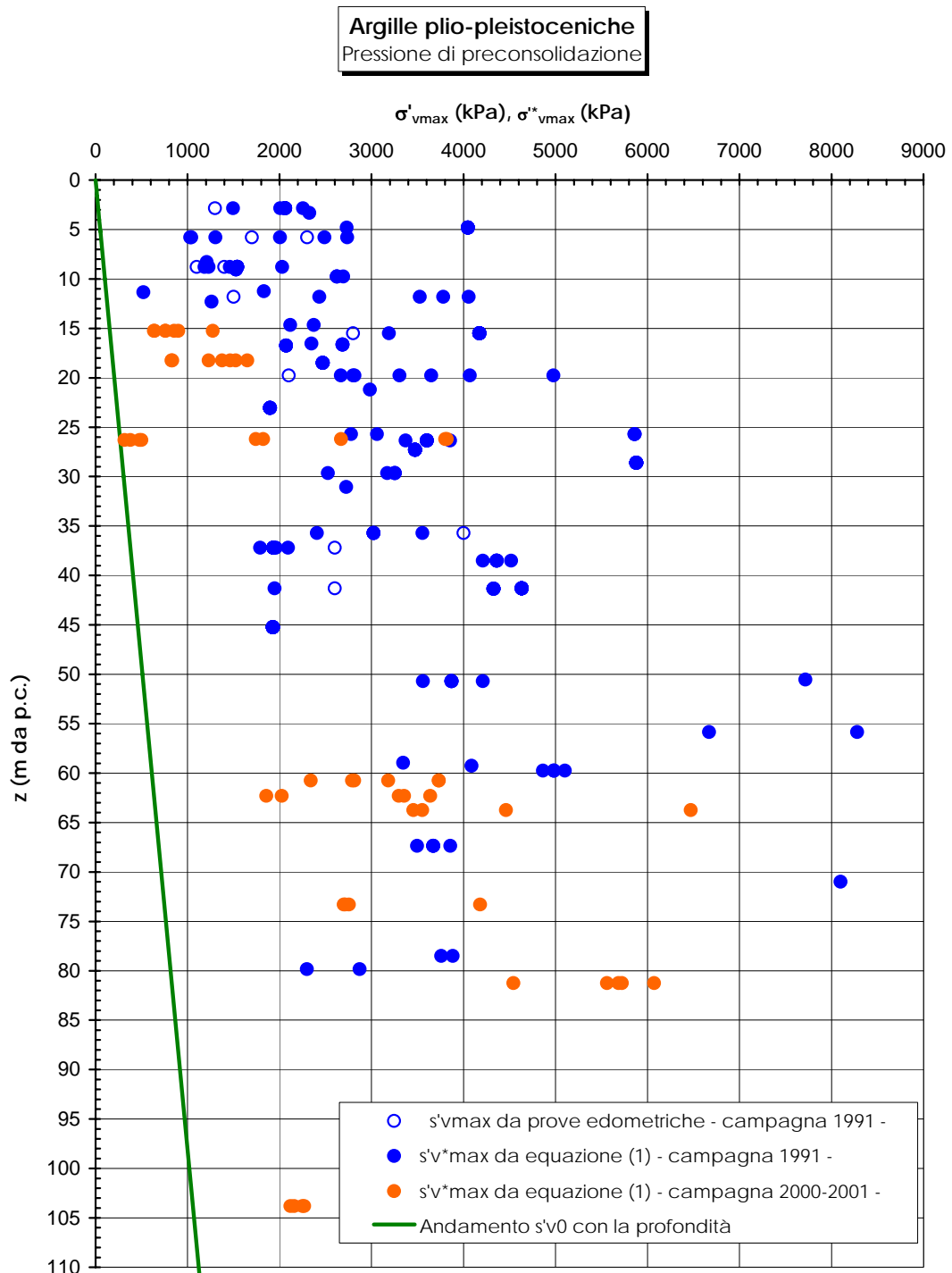


Figura 3.13

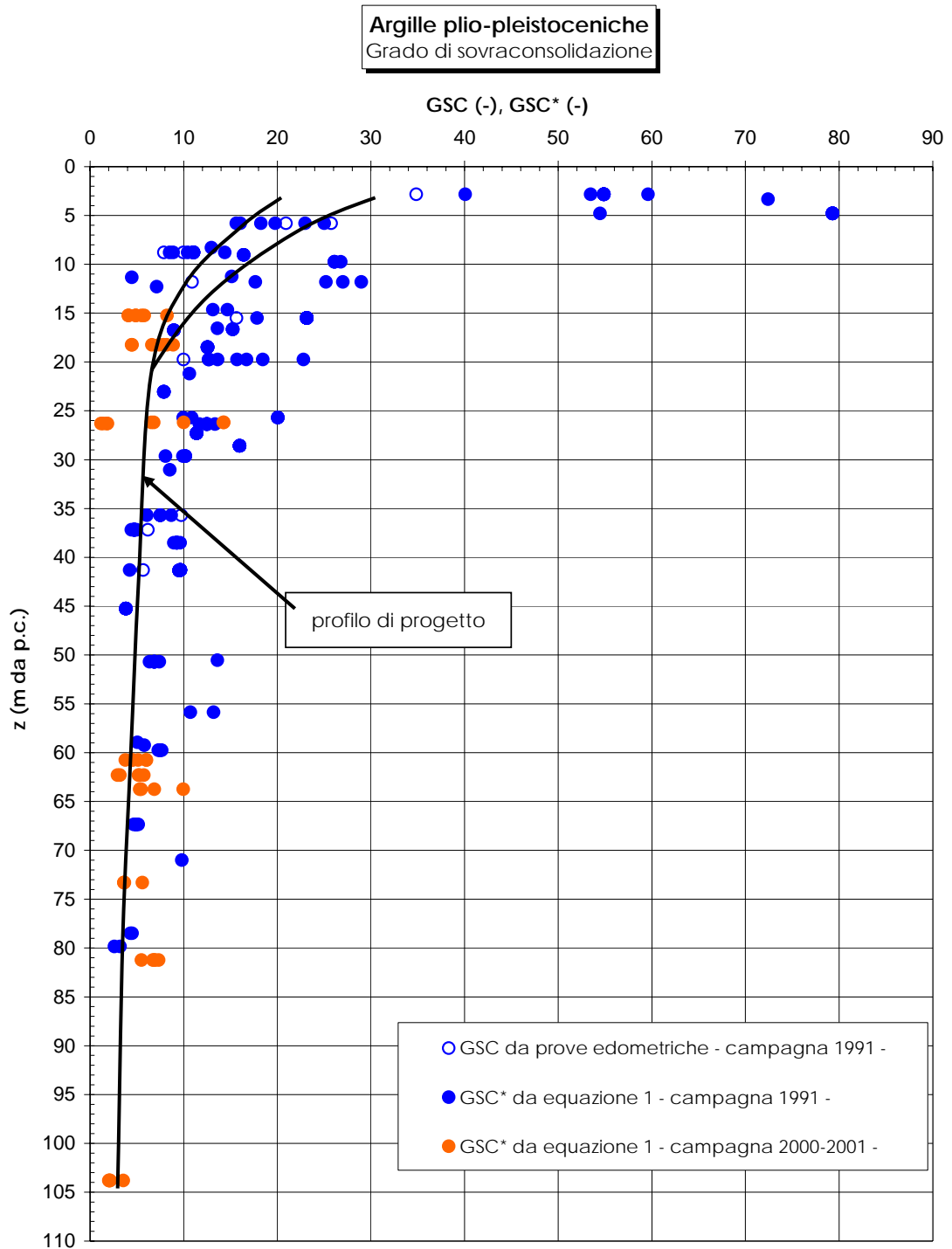


Figura 3.14

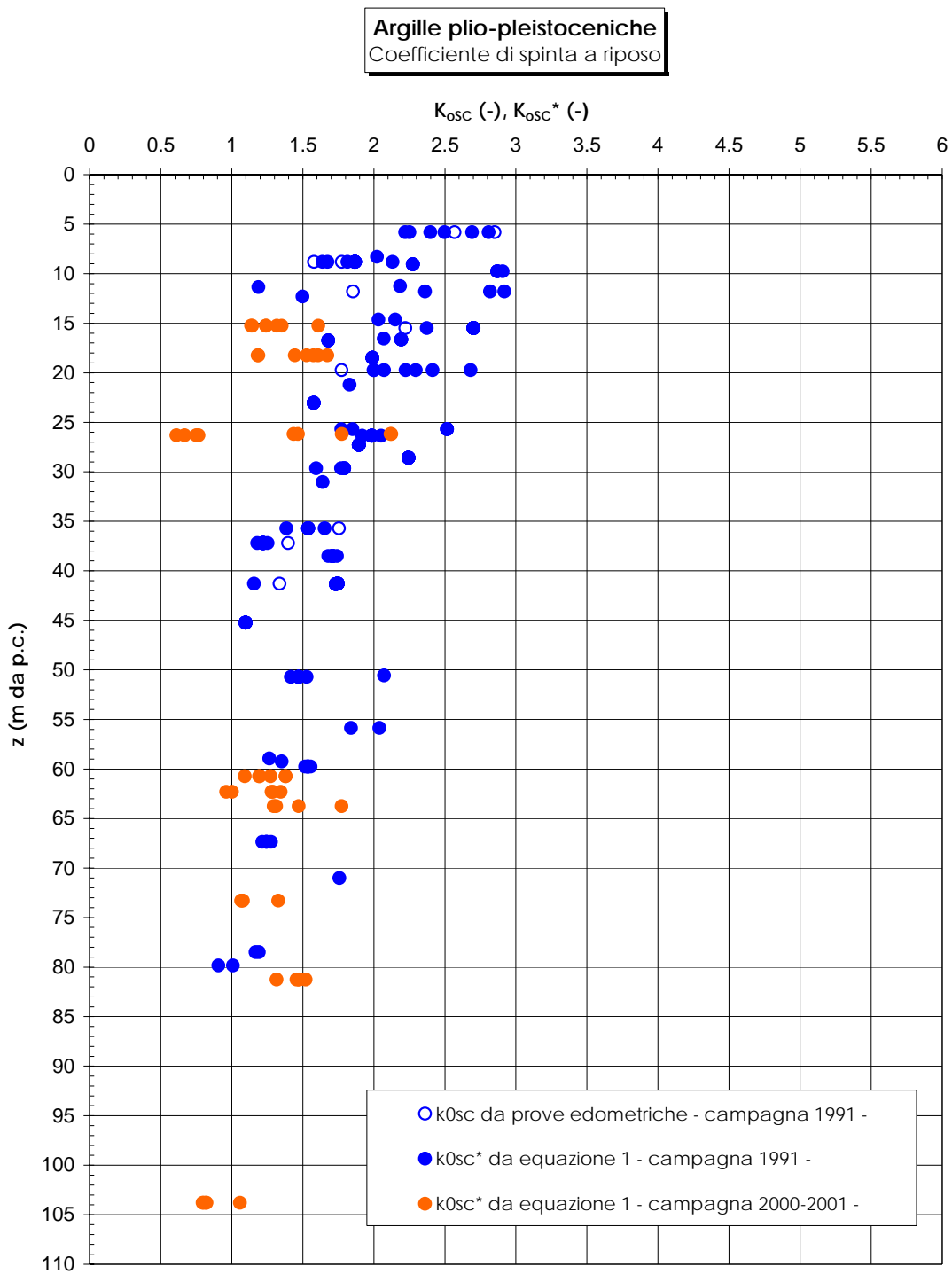


Figura 3.15

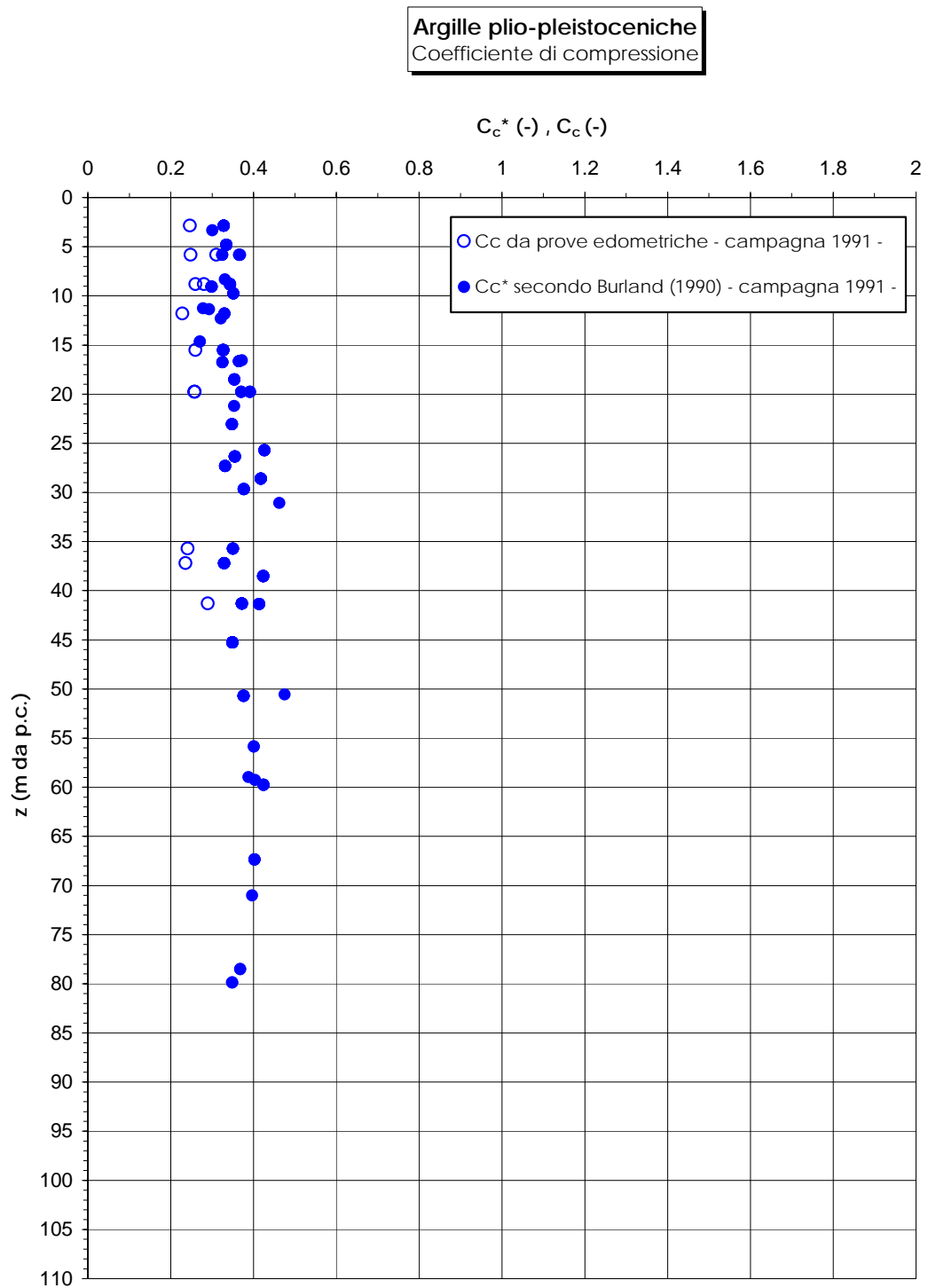


Figura 3.16

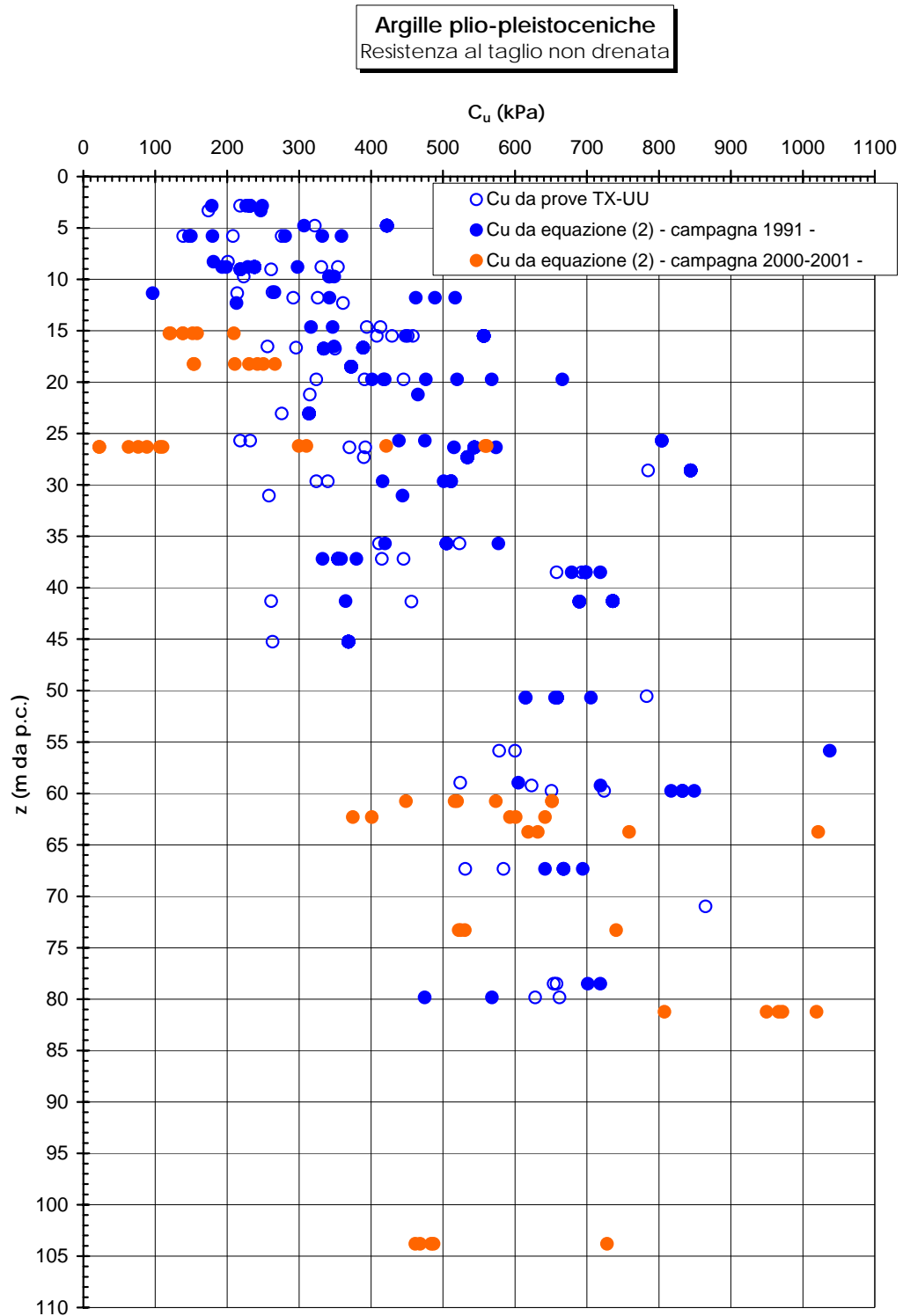


Figura 3.17



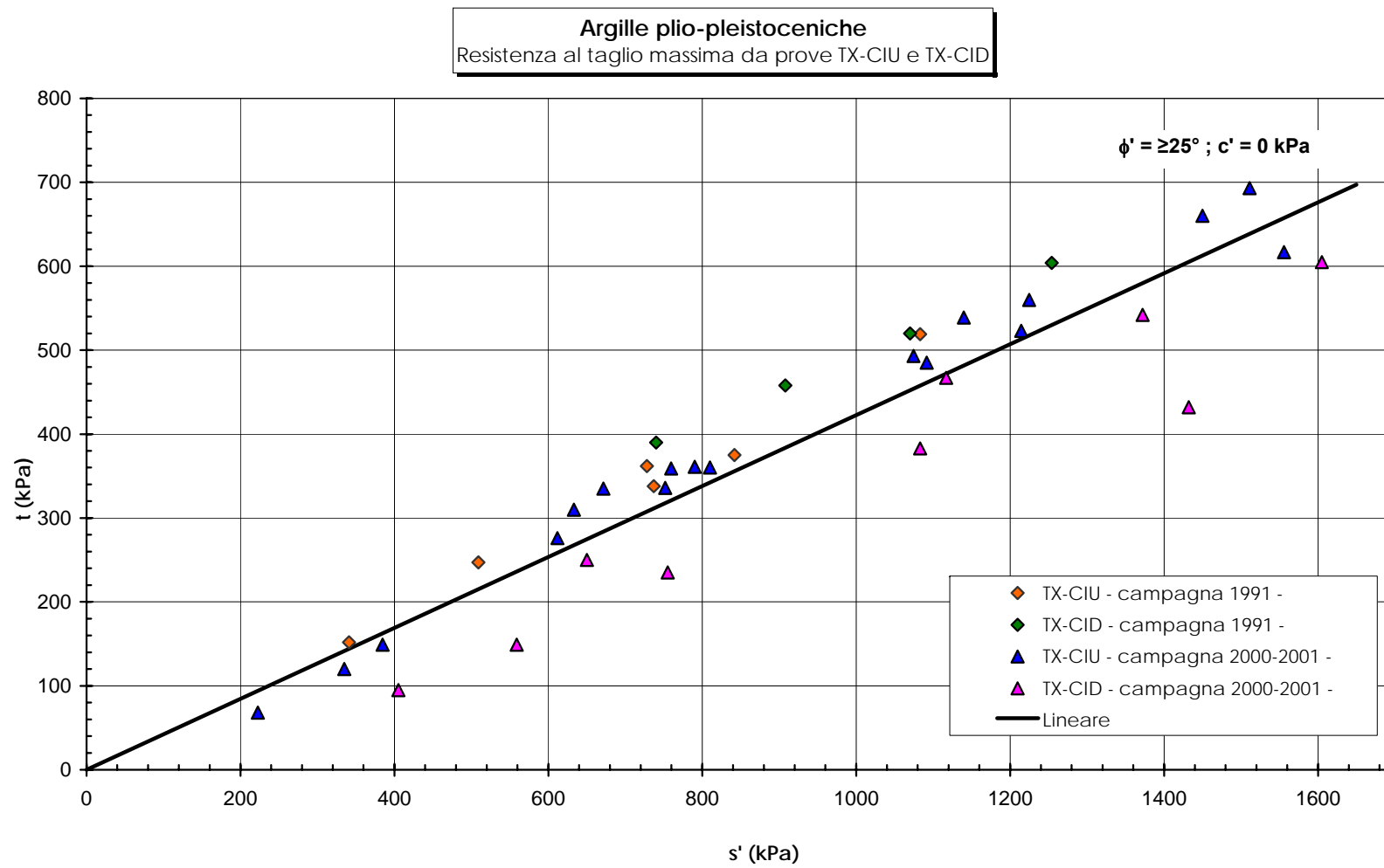


Figura 3.18a

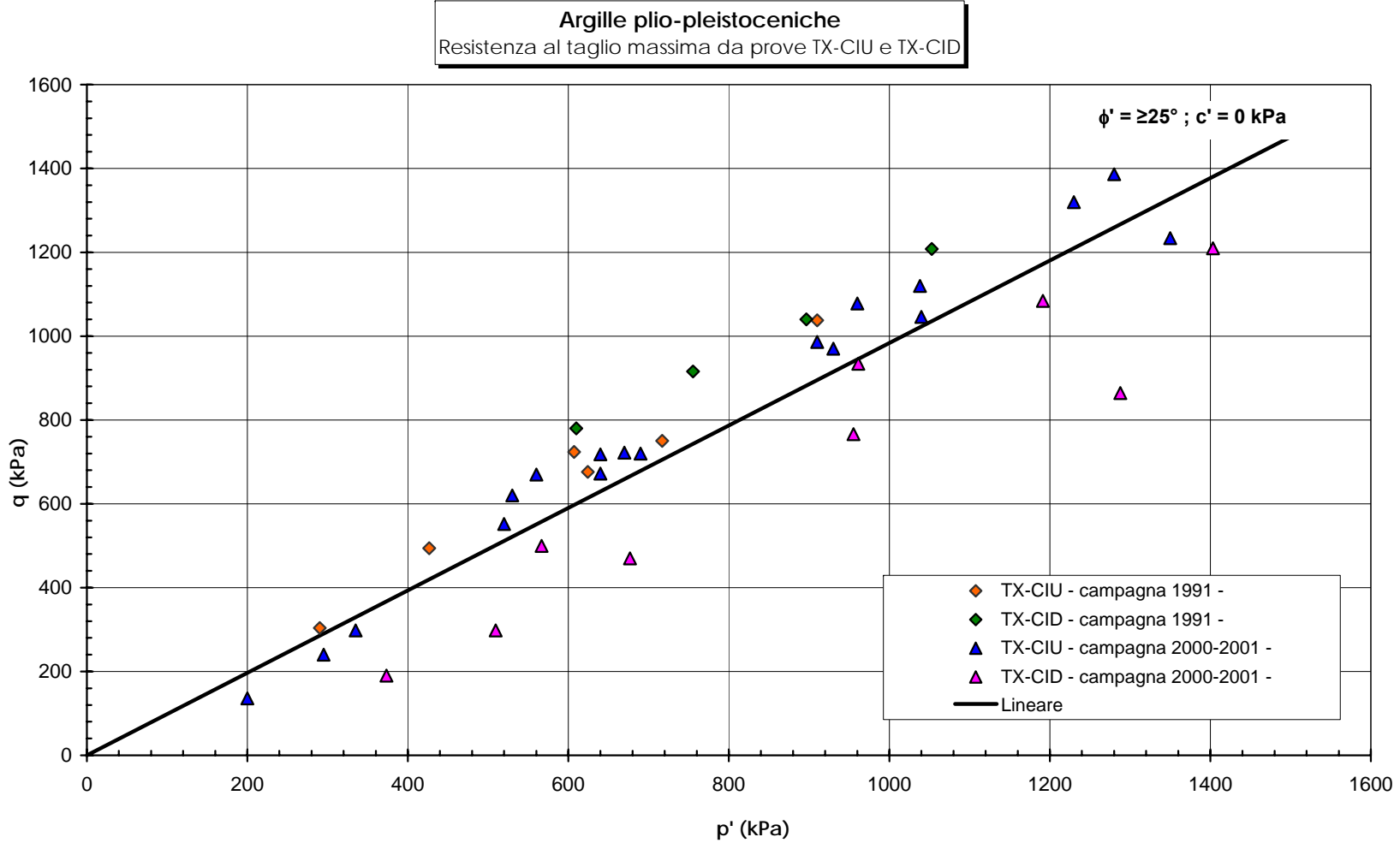


Figura 3.18b

**Argille plio-pleistoceniche**  
Resistenza al taglio di picco da prove di Taglio Diretto

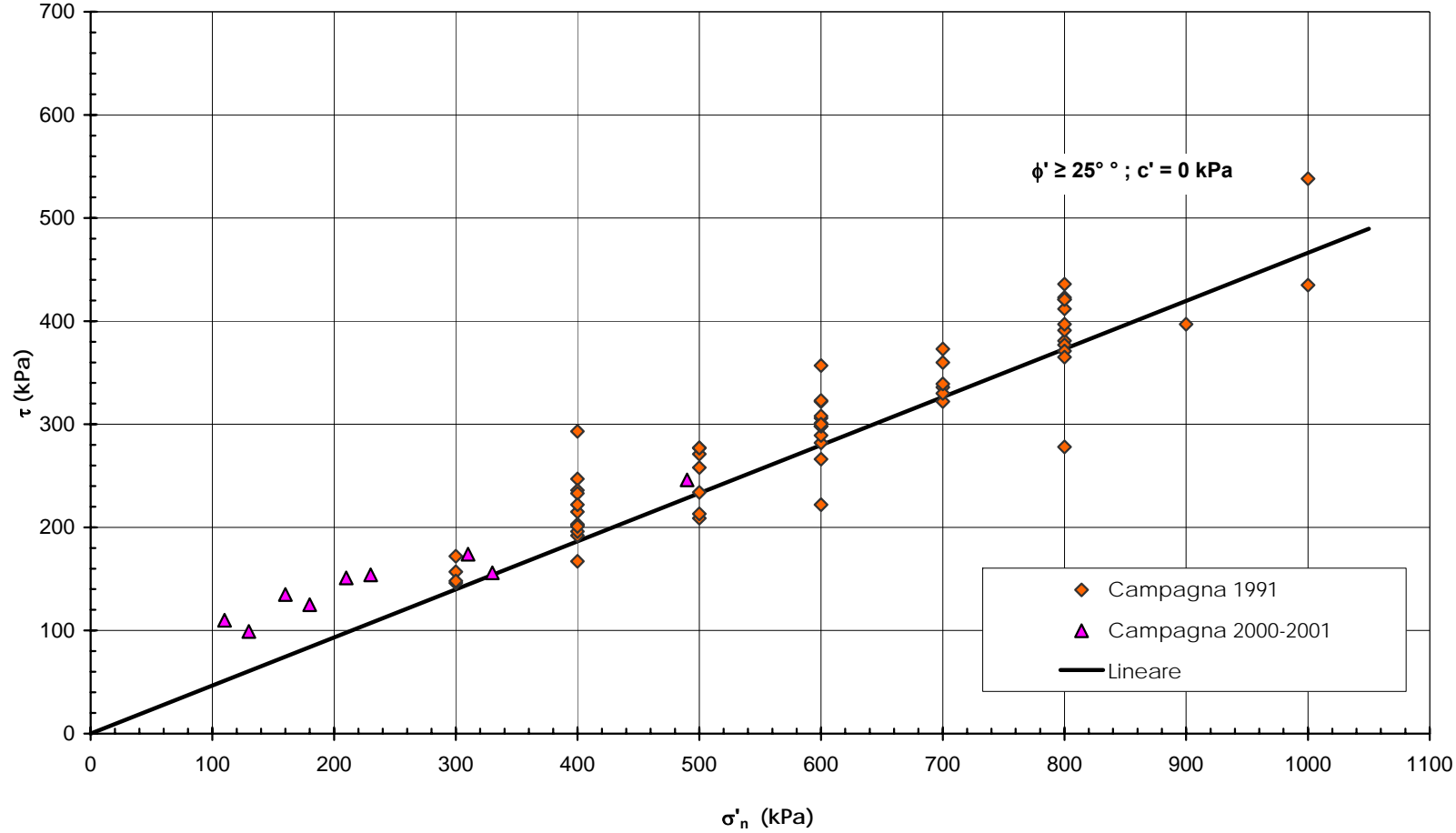


Figura 3.19

**Argille plio-pleistoceniche**  
Resistenza al taglio residua da prove di taglio diretto "reversal" e anulare

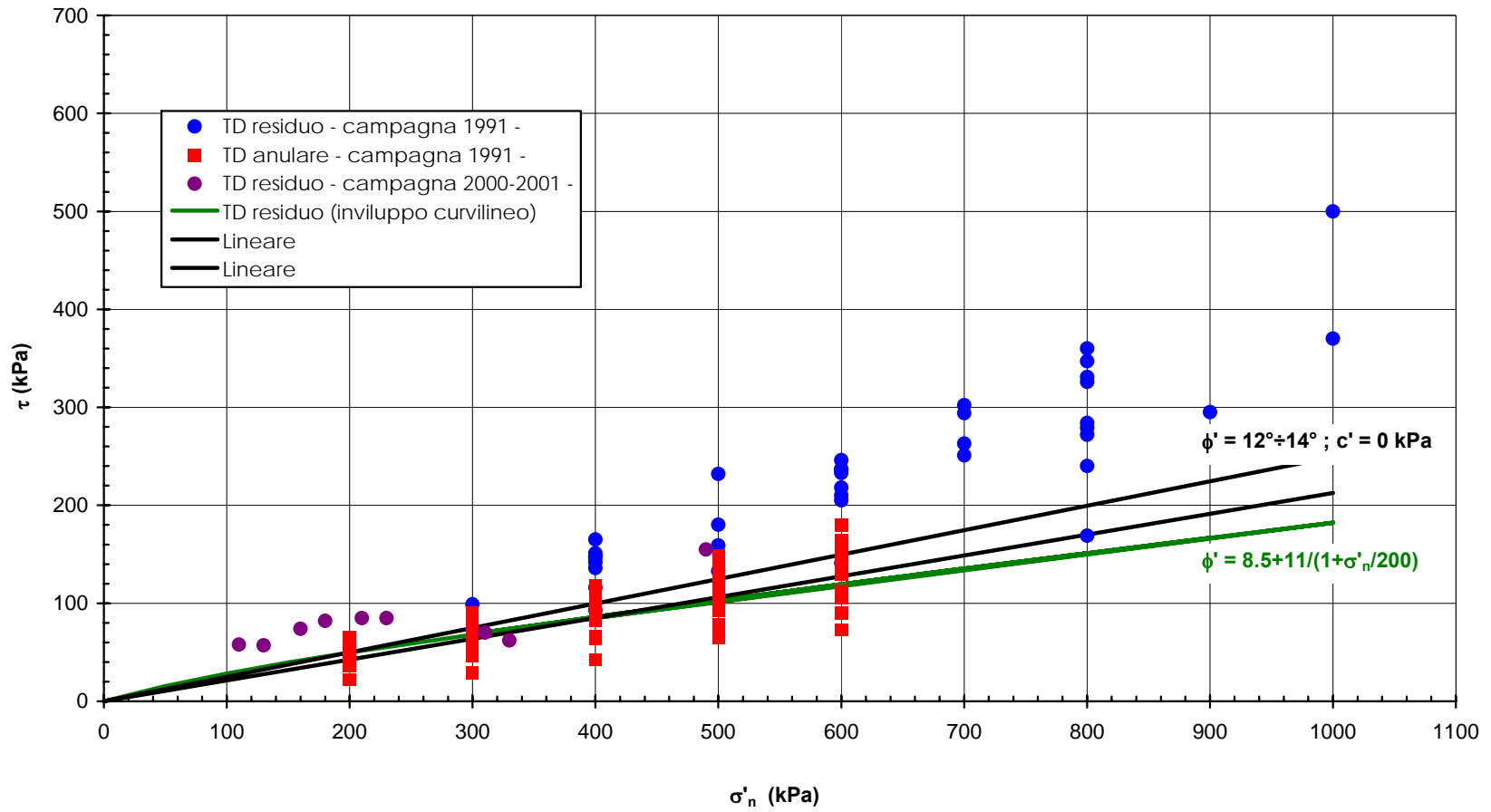


Figura 3.20

**Argille plio-pleistoceniche**  
Simulazione prova edometrica con il modello costitutivo di Al Tabbaa & Muir Wood (1989)  
Campione S1C2 - Campagna 1991 -  
 $e_0=0.67$  ; GSC=9

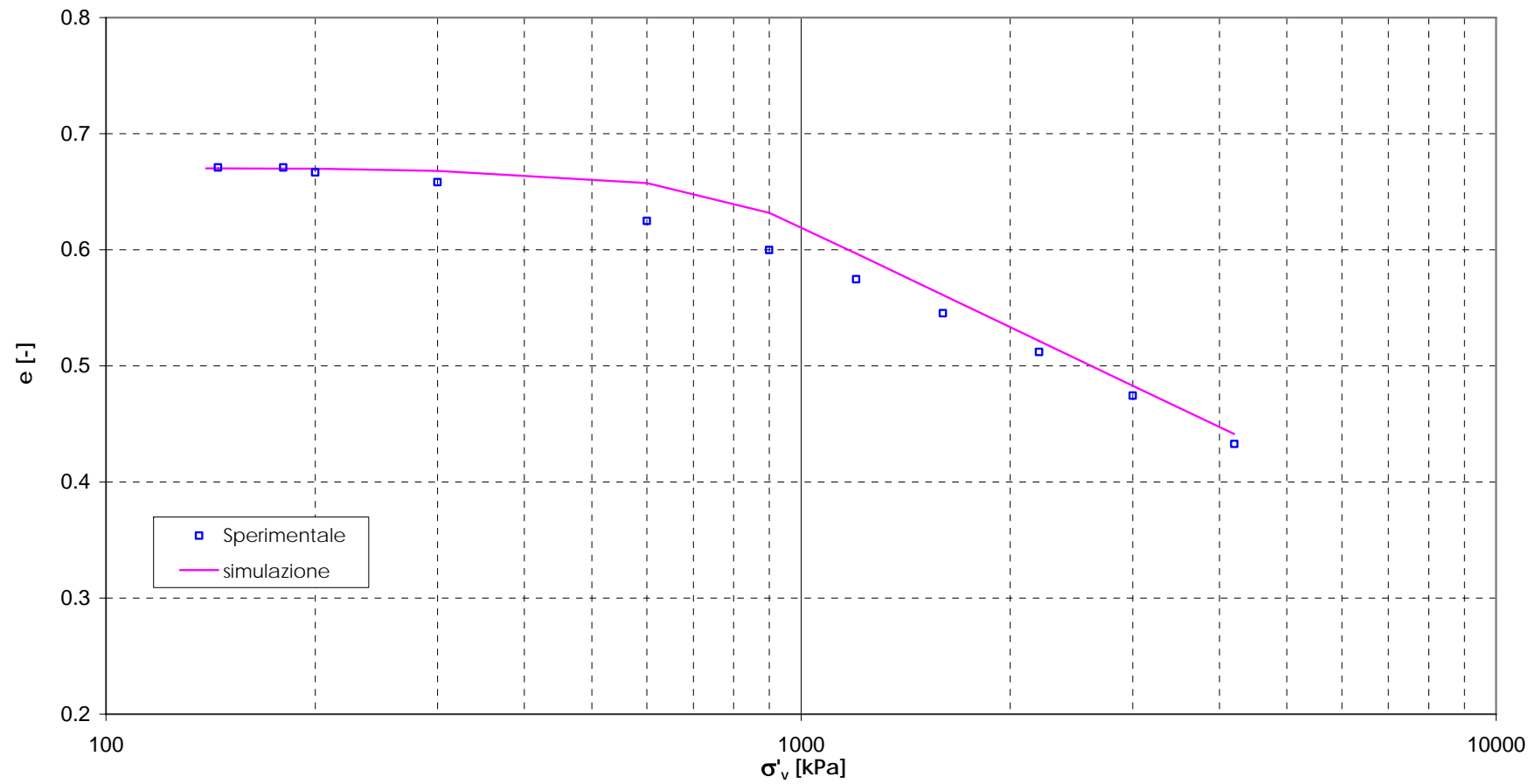


Figura 3.21a

**Argille plio-pleistoceniche**  
Simulazione prova edometrica con il modello costitutivo di Al Tabbaa & Muir Wood (1989)  
Campione S1C2 - Campagna 1991 -  
 $e_0=0.67$  ; GSC=9

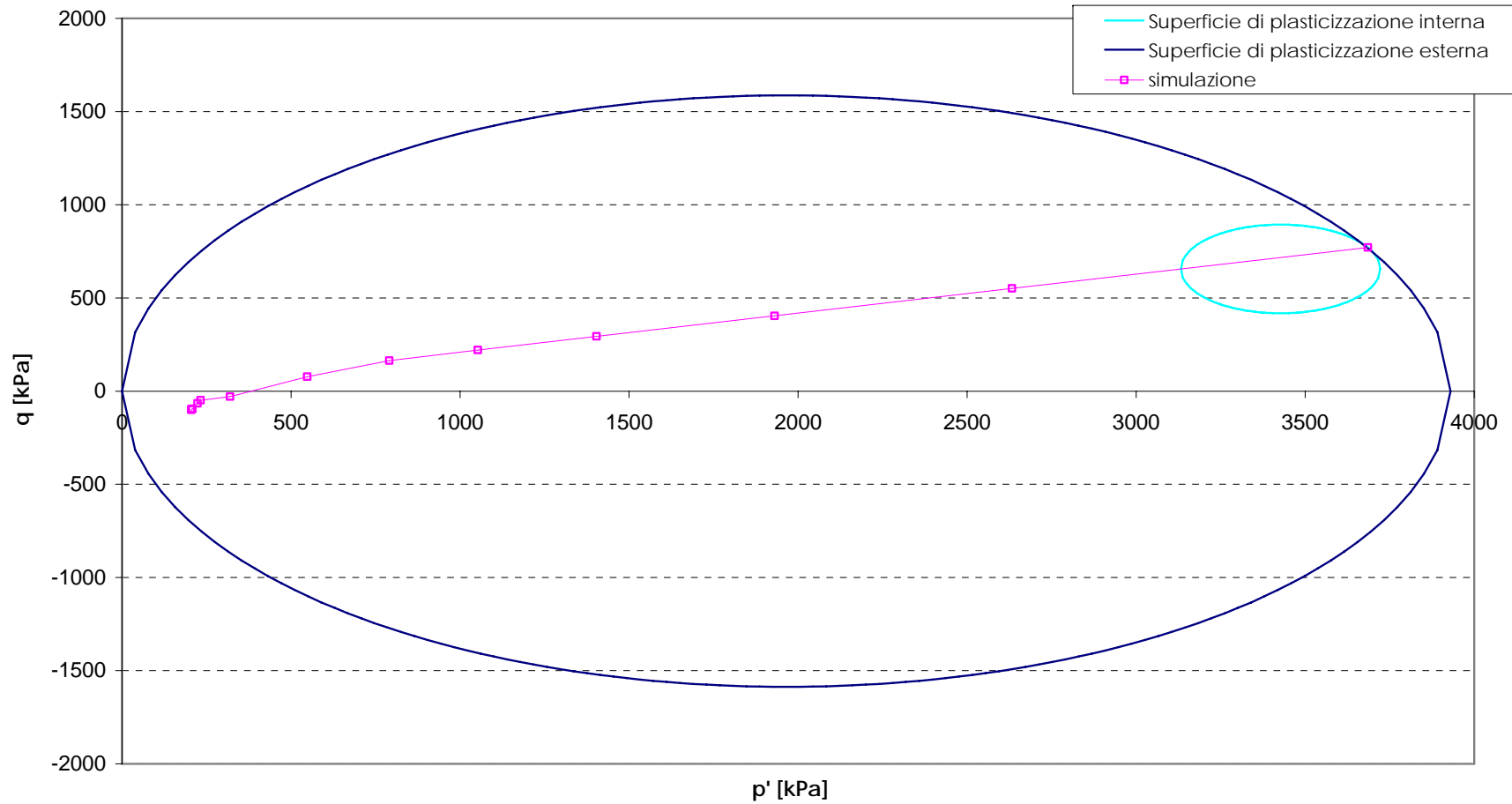


Figura 3.21b

**Argille plio-pleistoceniche**  
Simulazione prova TX-CID con il modello costitutivo di Al Tabbaa & Muir Wood (1989)  
Campione AI7-1 - Campagna 2000-2001 -

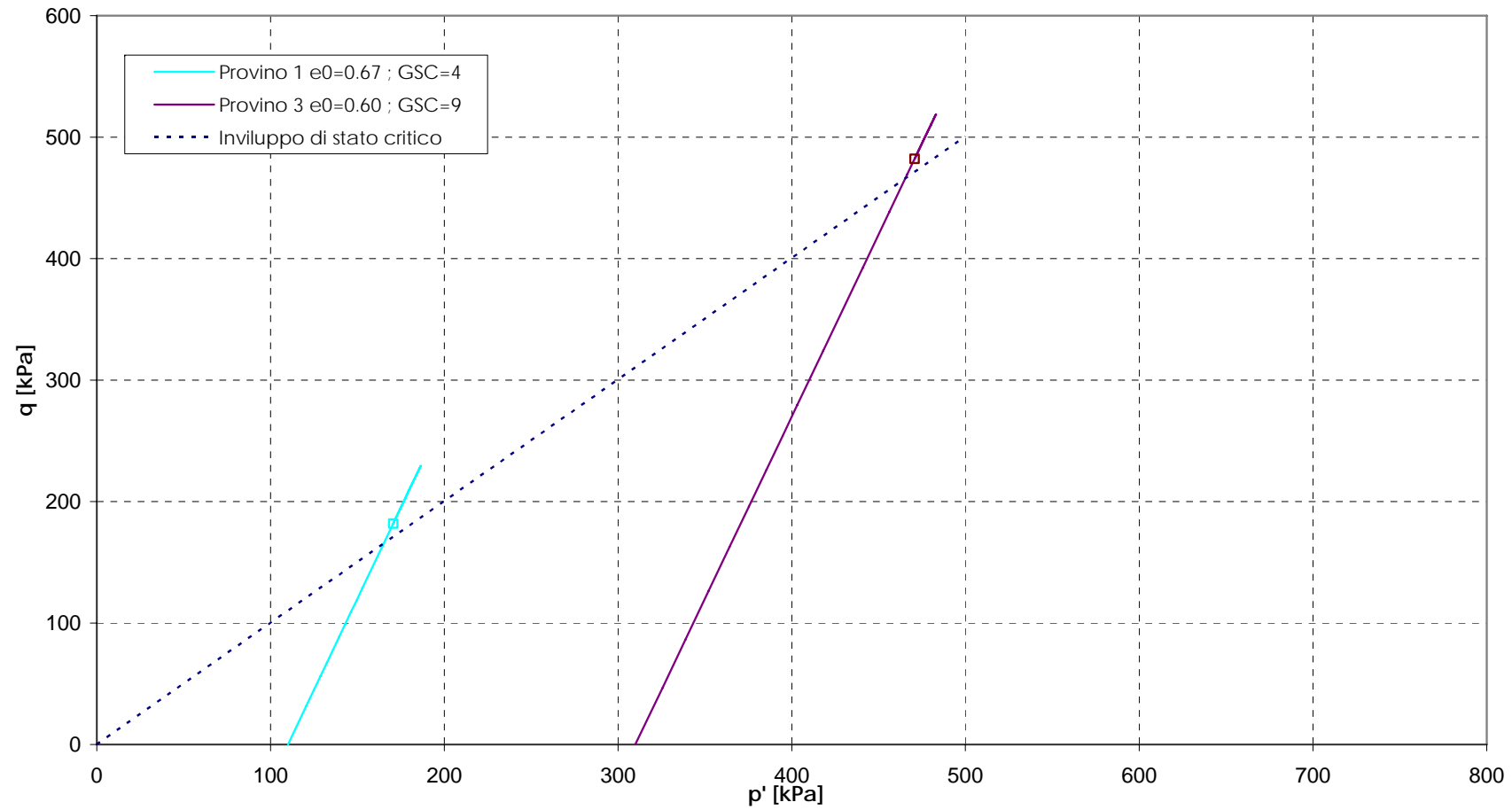


Figura 3.22a

**Argille plio-pleistoceniche**  
Simulazione prova TX-CID con il modello costitutivo di Al Tabbaa & Muir Wood (1989)  
Campione AI7-1 - Campagna 2000-2001 -

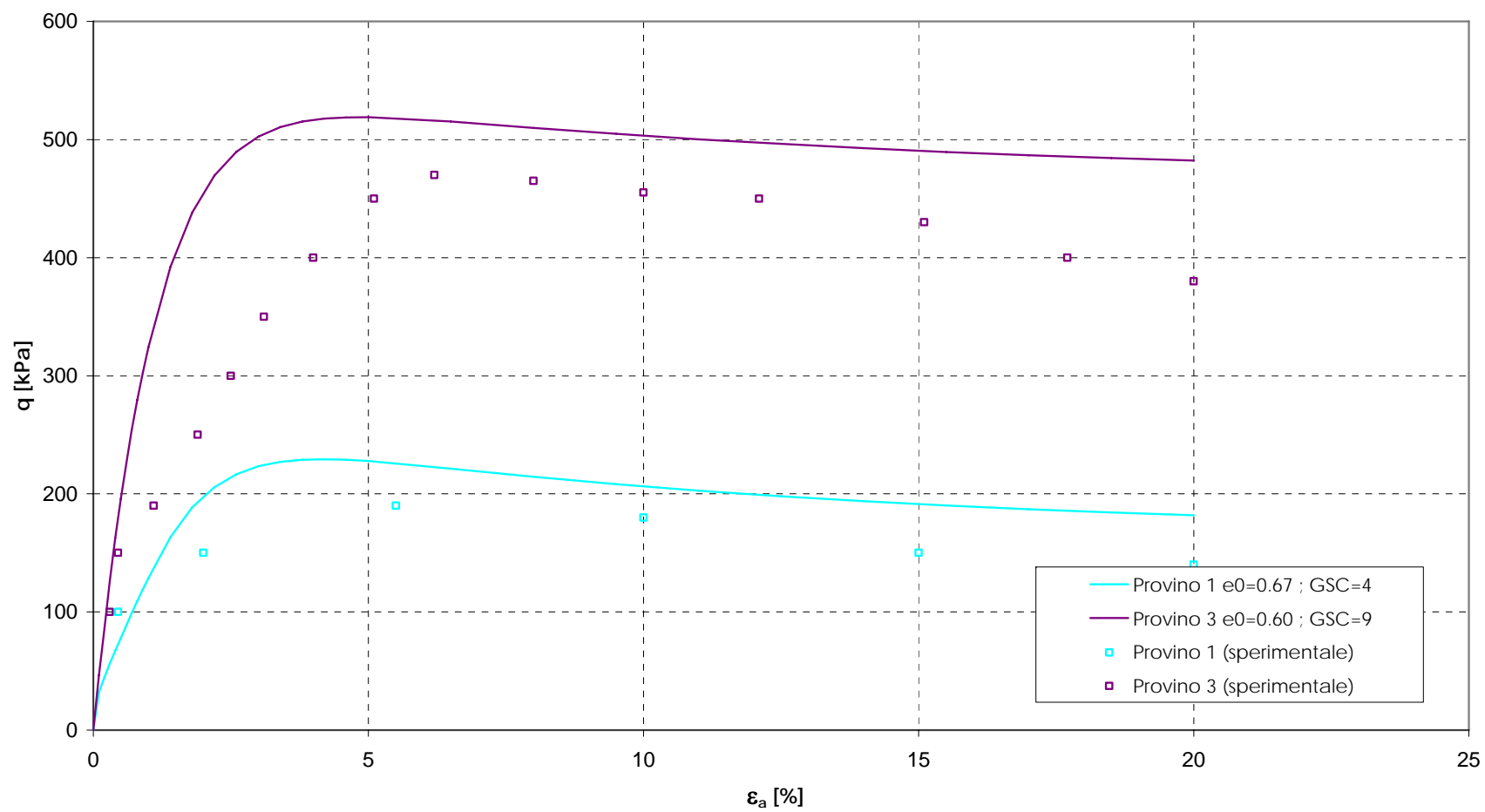


Figura 3.22b



**Argille plio-pleistoceniche**  
 Involupi di resistenza - Caratteristiche dei materiali intatti -  
 $z=5$  [m];  $e_0=0.62$ ;  $GSC=20$ ;  $\phi'=\phi_{cv}=25^\circ$

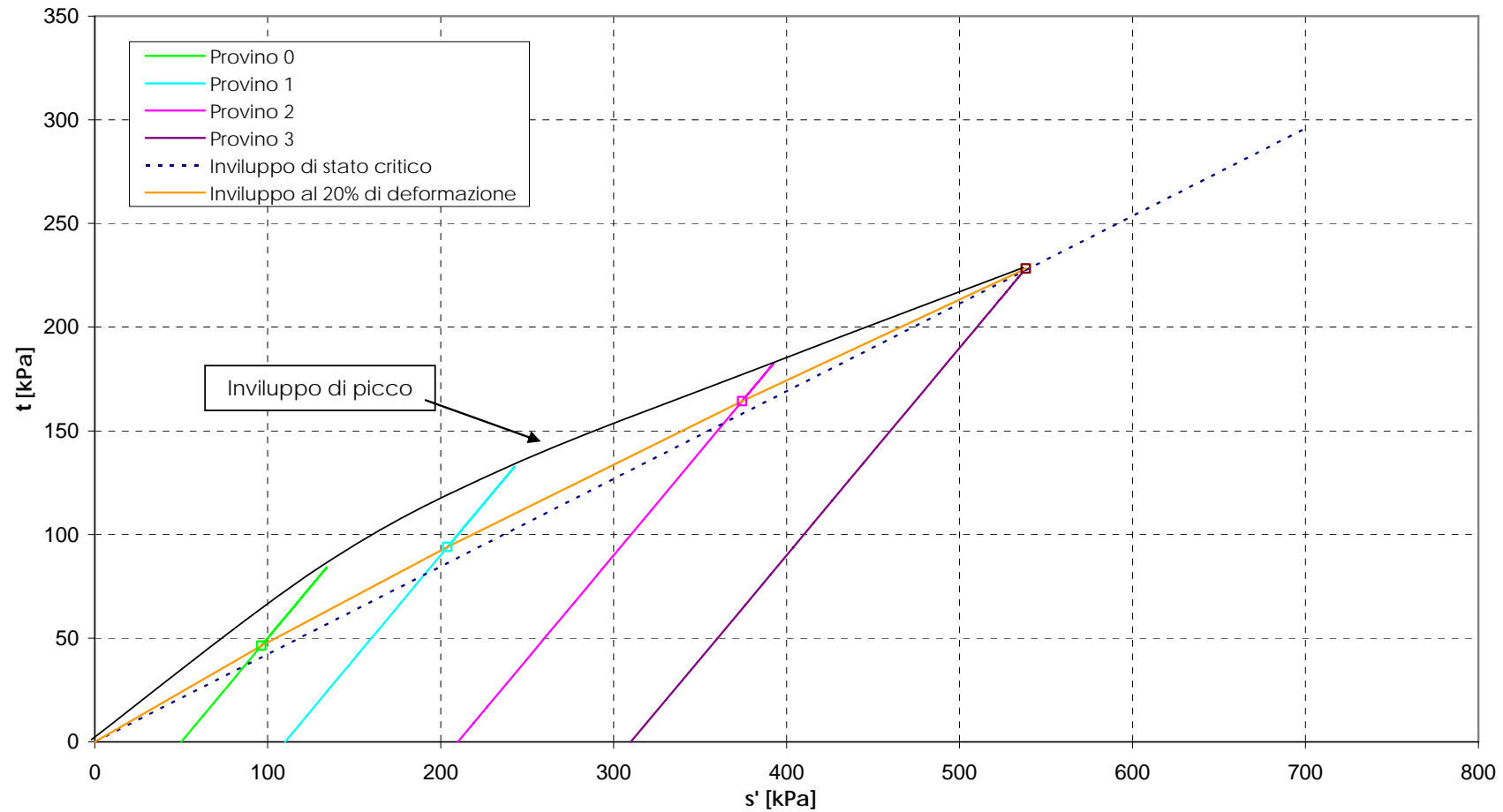
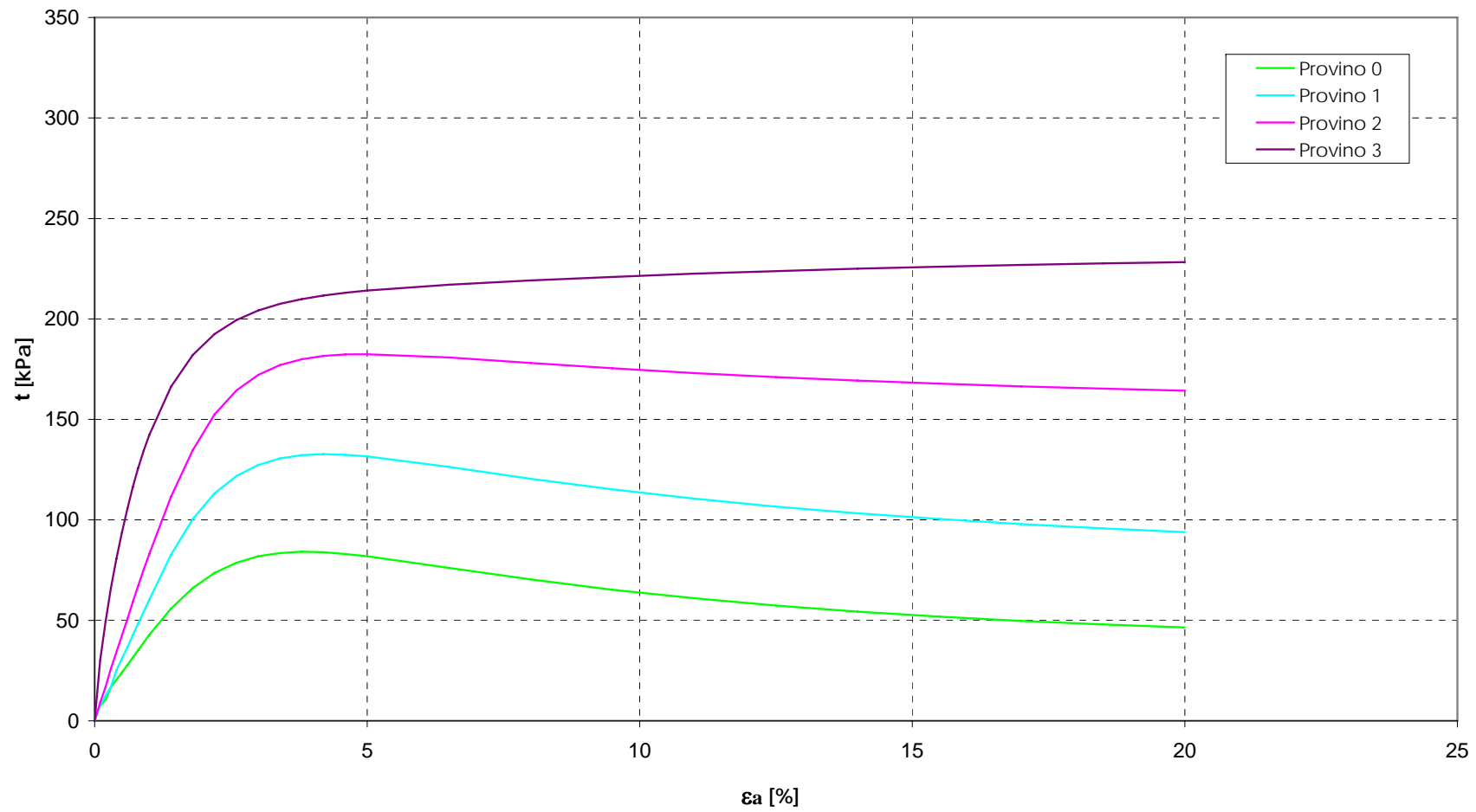


Figura 3.23a<sub>1</sub>

**Argille plio-pleistoceniche**  
Inviluppi di resistenza - Caratteristiche dei materiali intatti -  
 $z=5$  [m];  $e_0=0.62$ ;  $GSC=20$ ;  $\phi'=\phi_{cv}=25^\circ$

Figura 3.23a<sub>2</sub>

**Argille plio-pleistoceniche**  
Involuppi di resistenza - Caratteristiche dei materiali intatti -  
 $z=15$  [m];  $e_0=0.55$ ;  $GSC=10$ ;  $\phi'=\phi_{cv}=25^\circ$

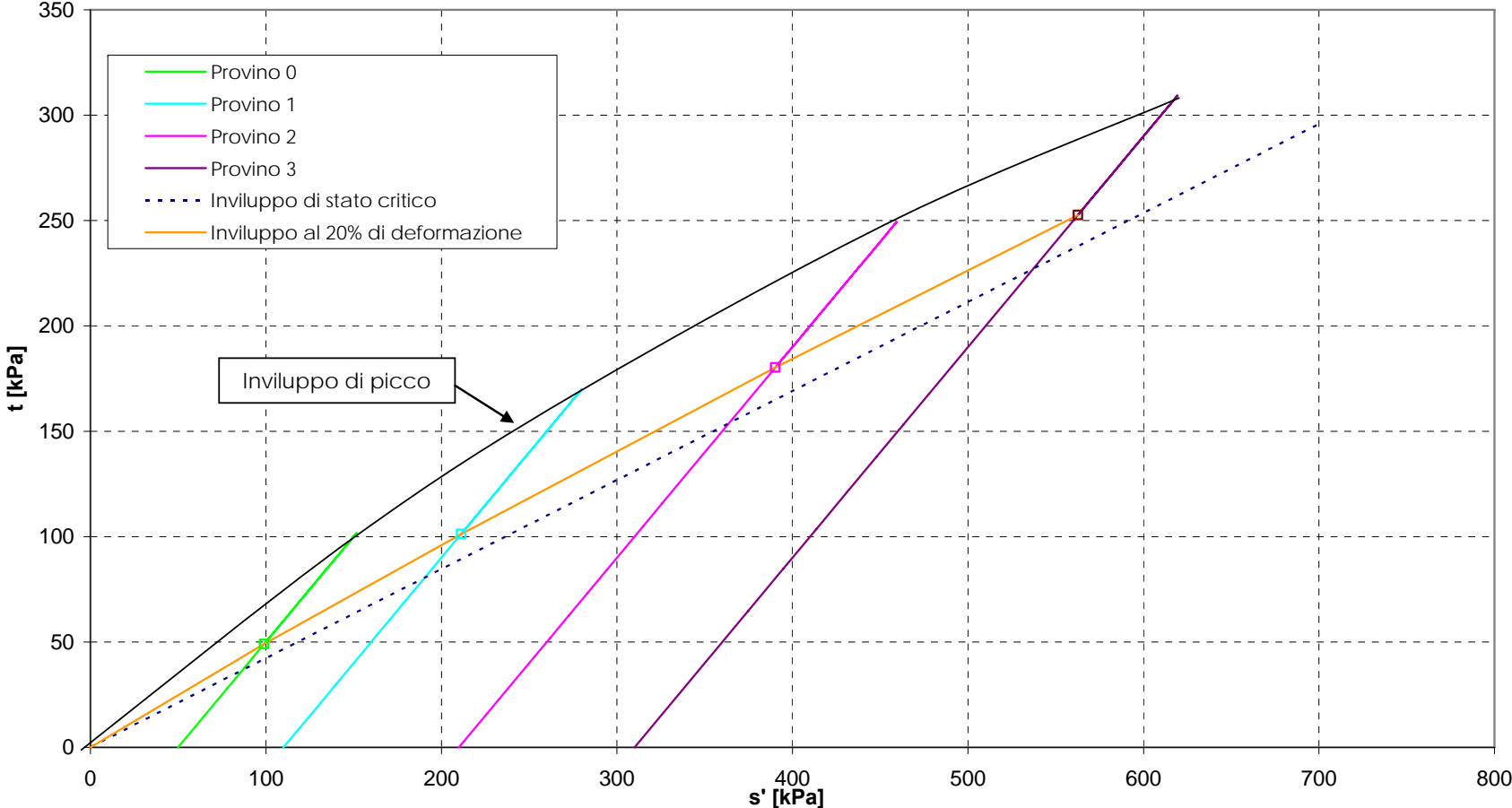


Figura 3.23b<sub>1</sub>

**Argille plio-pleistoceniche**  
Involuppi di resistenza - Caratteristiche dei materiali intatti -  
 $z=15$  [m];  $e_0=0.55$ ;  $GSC=10$ ;  $\phi'=\phi_{cv}=25^\circ$

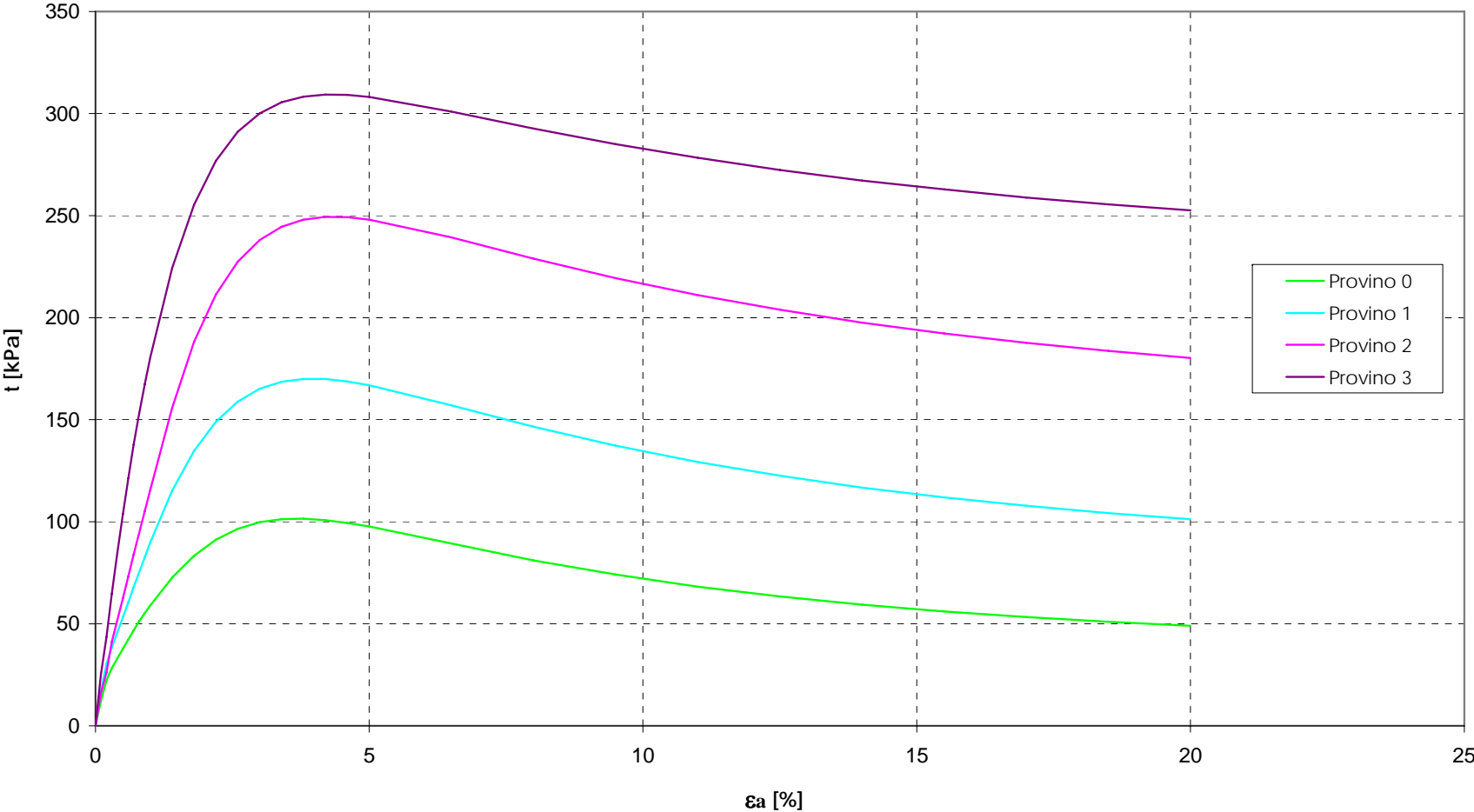


Figura 3.23b<sub>2</sub>

### Argille plio-pleistoceniche

Inviluppi di resistenza fattorizzati - Materiali dei corpi di frana -  
 $z=5$  [m];  $e_0=0.62$ ;  $GSC=20$ ;  $\phi'=20^\circ$

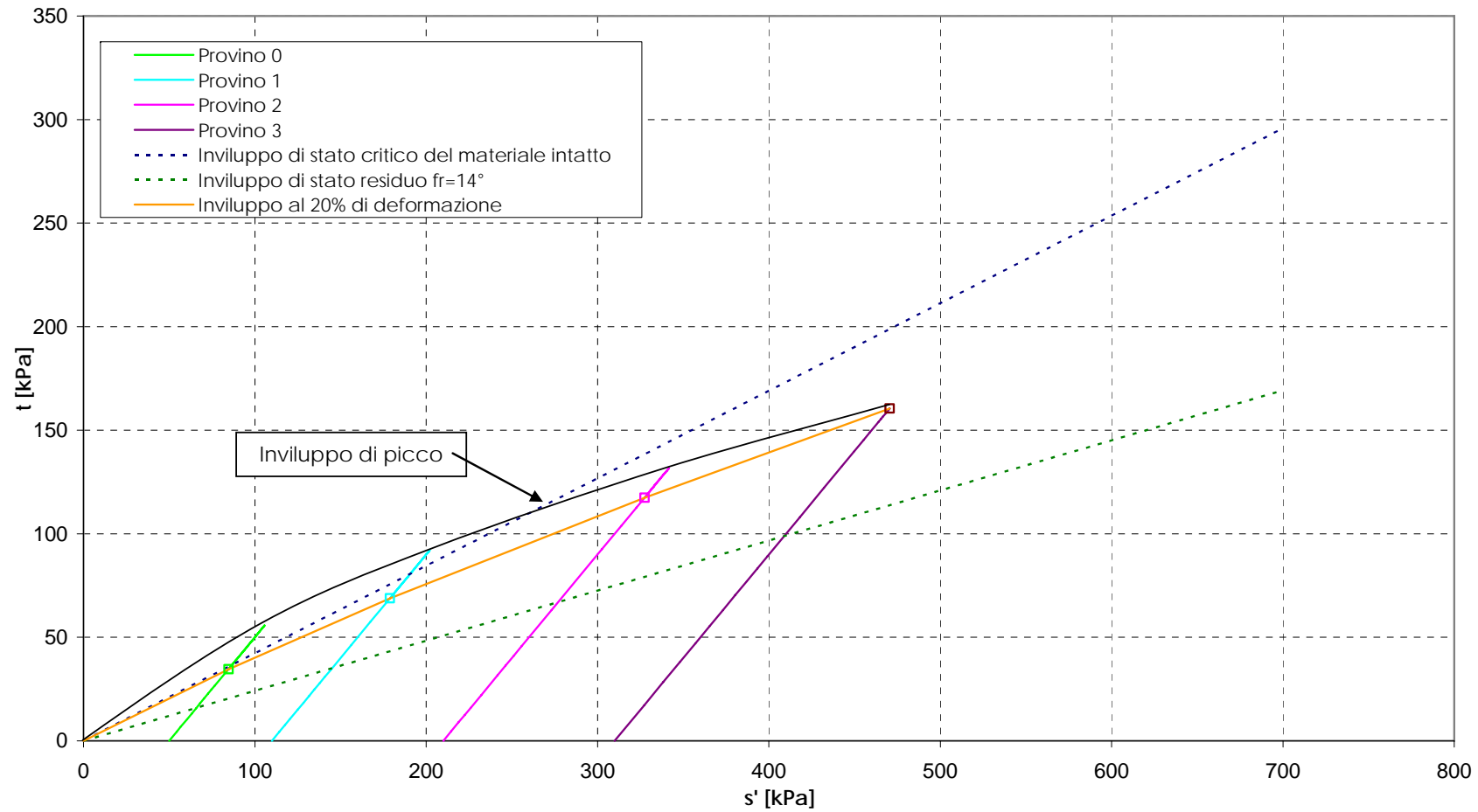
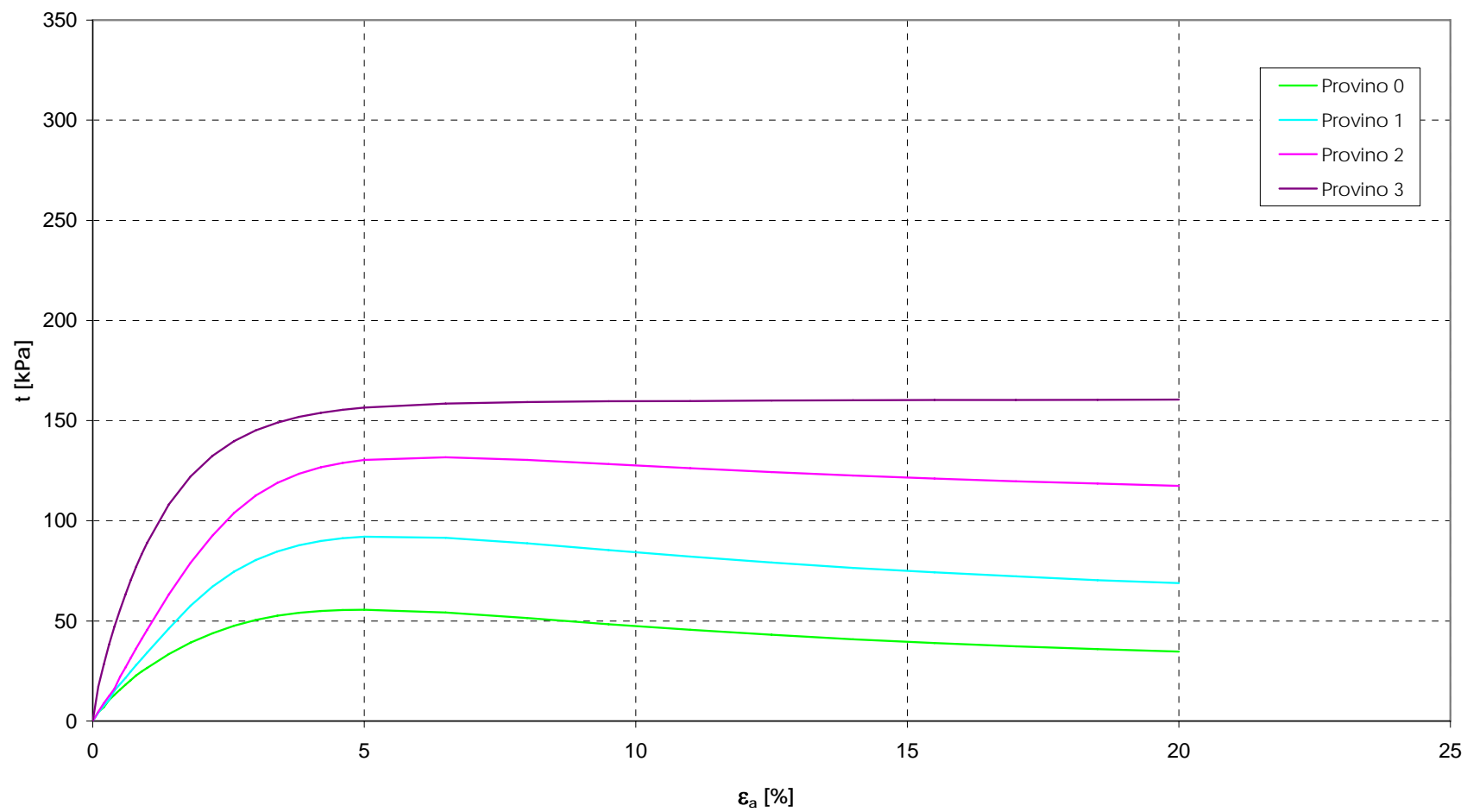
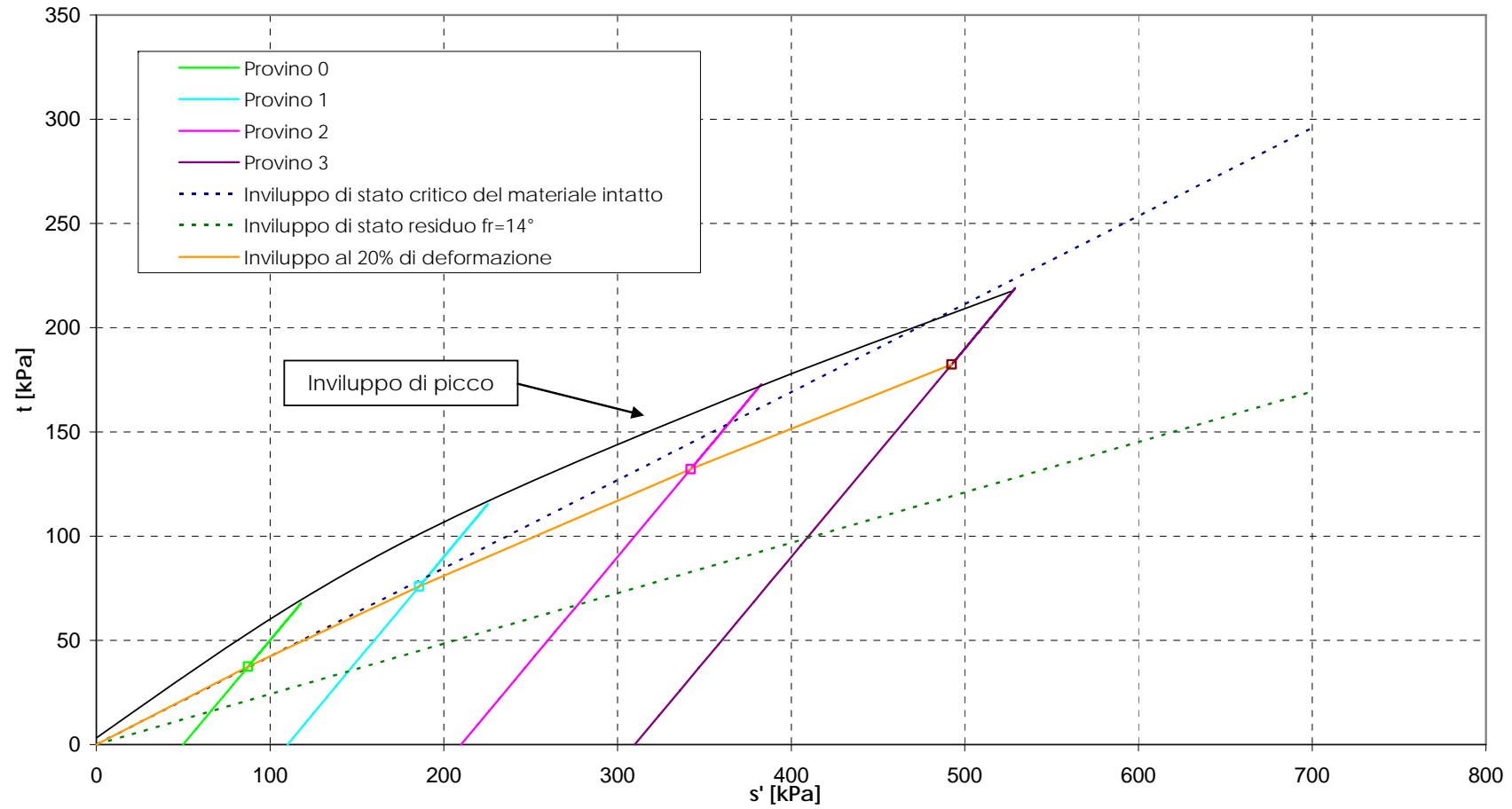


Figura 3.24a<sub>1</sub>

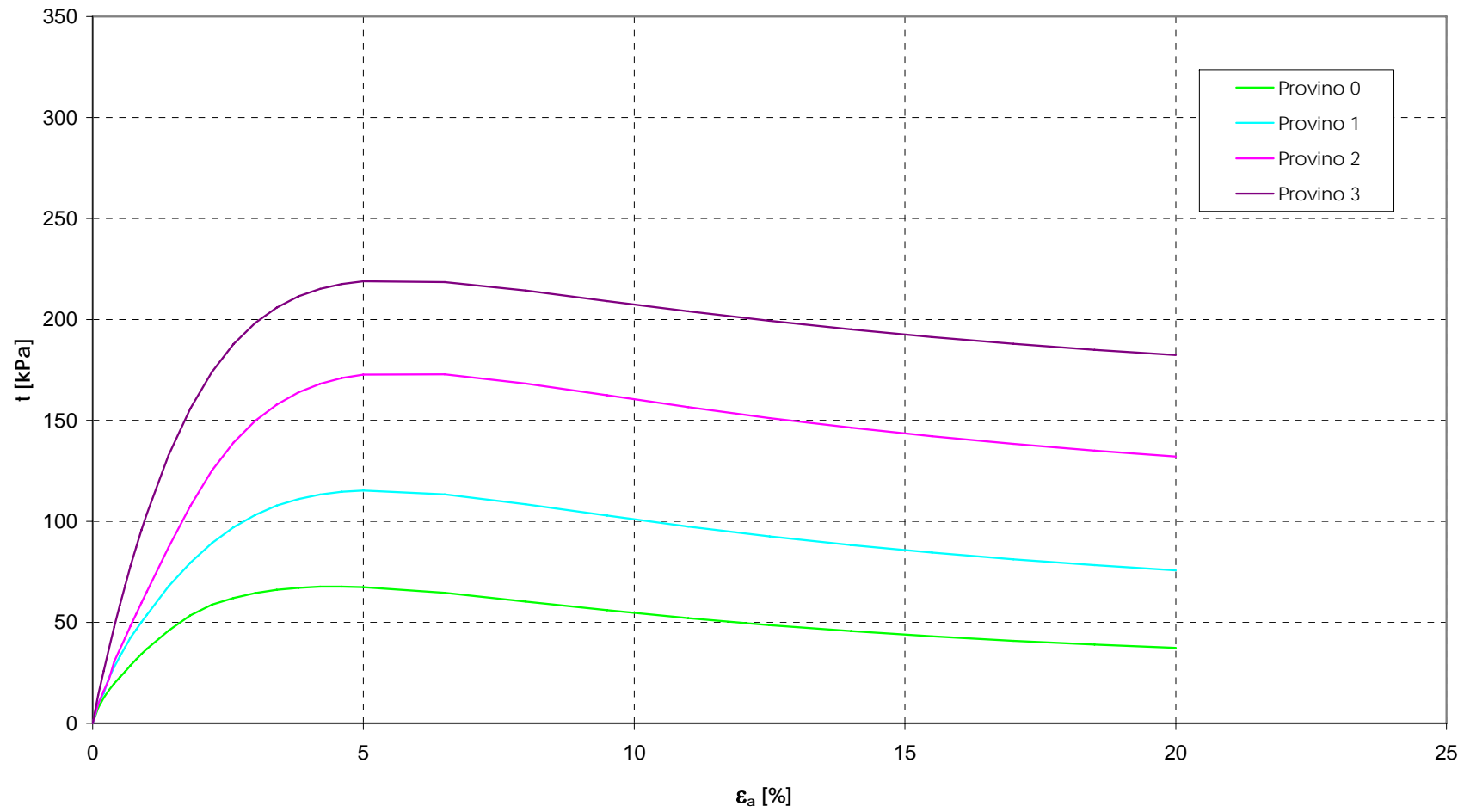
**Argille plio-pleistoceniche**  
Involuppi di resistenza fattorizzati - Materiali dei corpi di frana -  
 $z=5$  [m];  $e_0=0.62$ ;  $GSC=20$ ;  $\phi'=20^\circ$

Figura 3.24a<sub>2</sub>

**Argille plio-pleistoceniche**  
 Involuppi di resistenza fattorizzati - Materiali dei corpi di frana -  
 $z=15$  [m];  $e_0=0.55$ ;  $GSC=10$ ;  $\phi'=20^\circ$

Figura 3.24b<sub>1</sub>

**Argille plio-pleistoceniche**  
Involupi di resistenza fattorizzati - Materiali dei corpi di frana -  
 $z=15$  [m];  $e_0=0.55$ ;  $GSC=10$ ;  $\phi'=20^\circ$

Figura 3.24b<sub>2</sub>



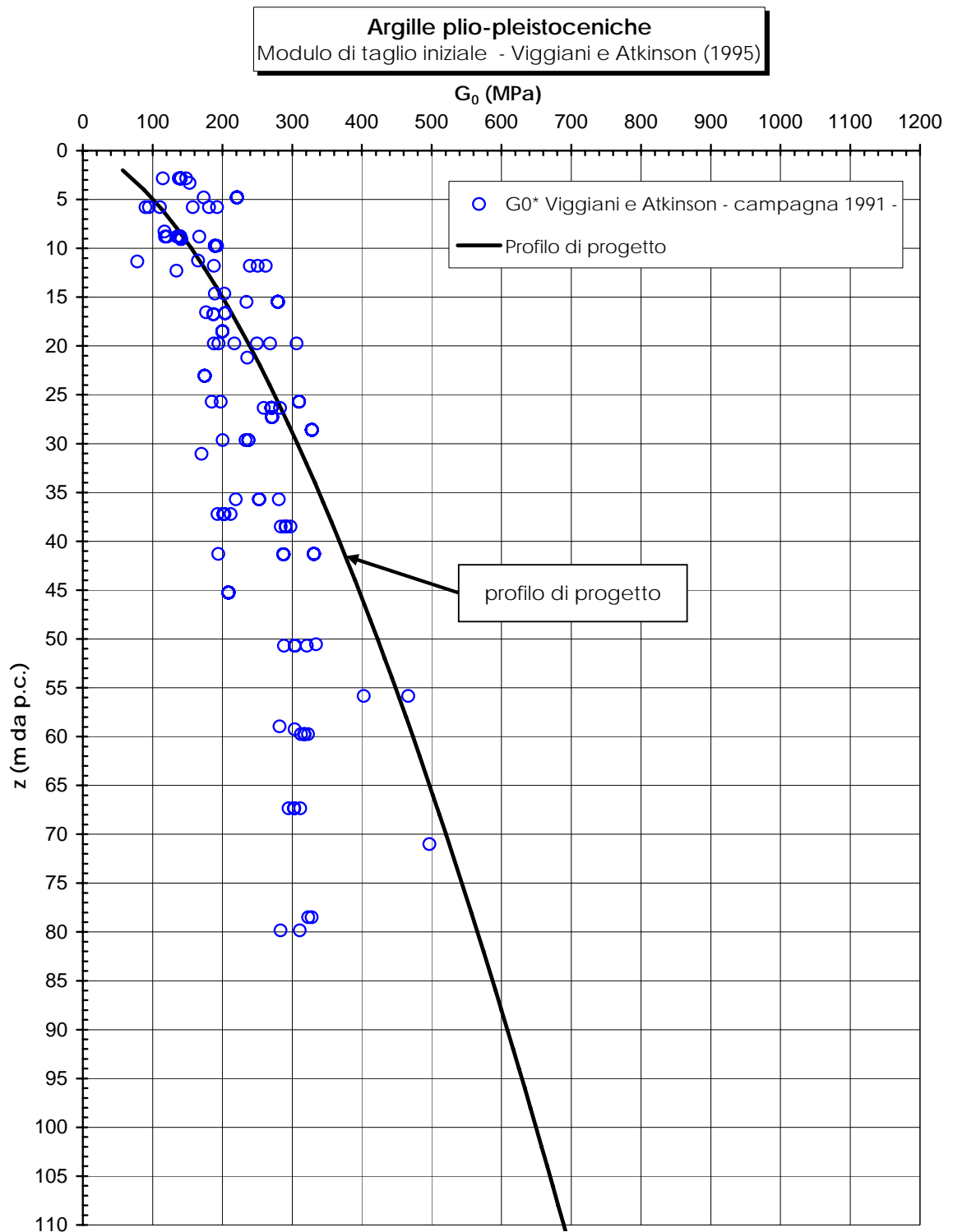


Figura 3. 25

**Argille plio-pleistoceniche**  
Curva di degrado del modulo ottenuta simulando prove triassiali con il modello costitutivo di Al Tabbaa & Muir Wood (1989)

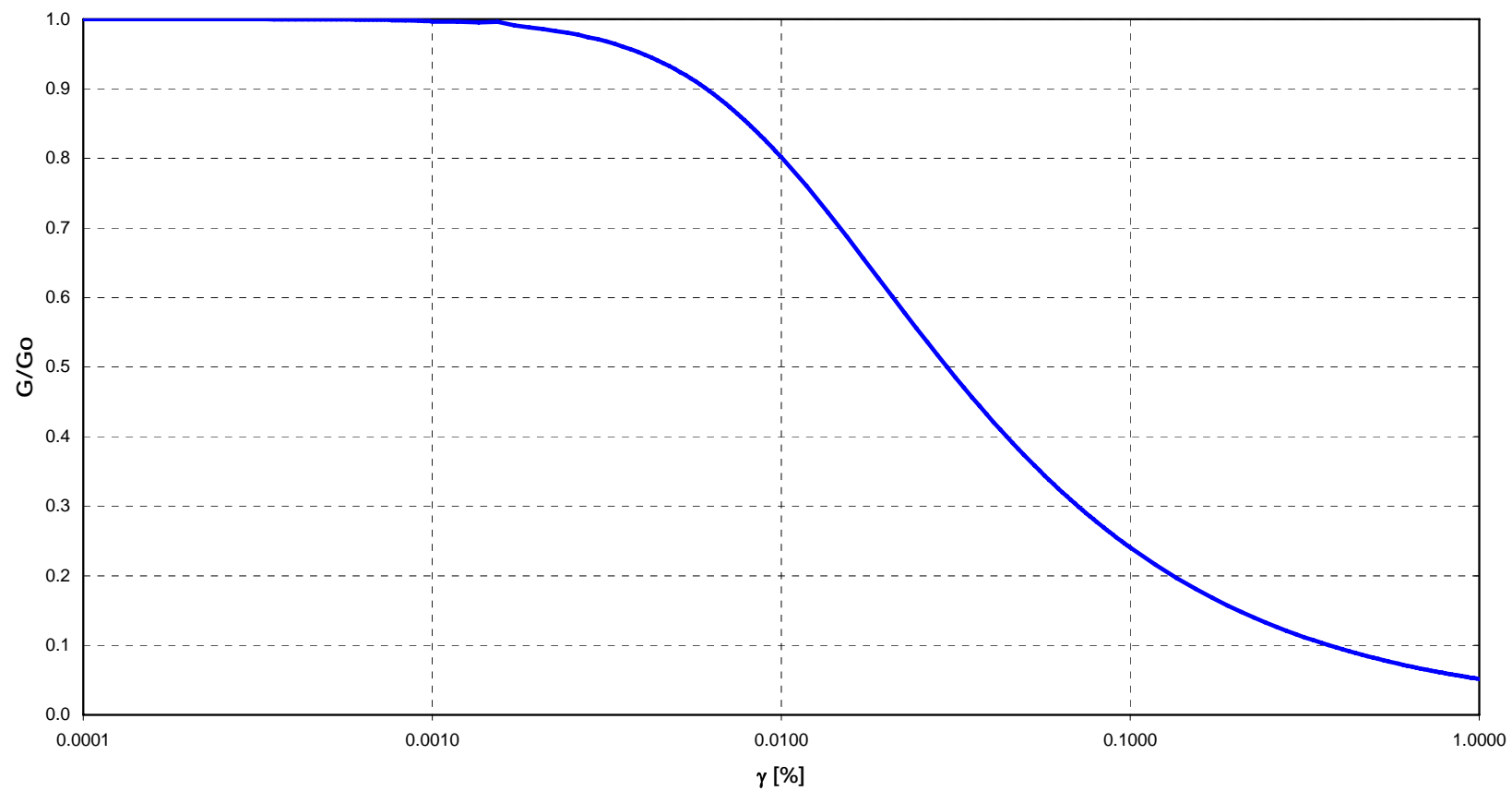


Figura 3. 26

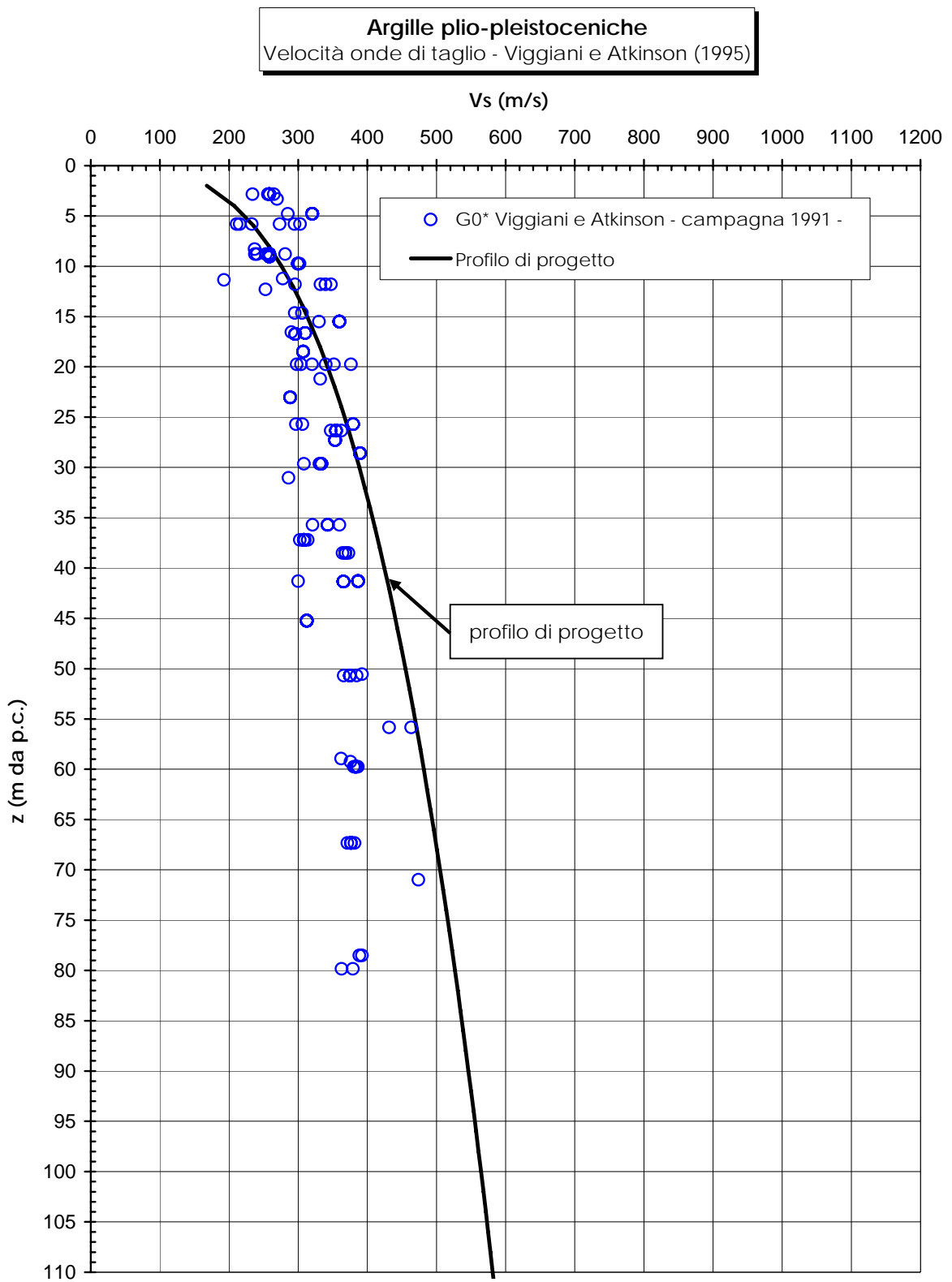


Figura 3. 27

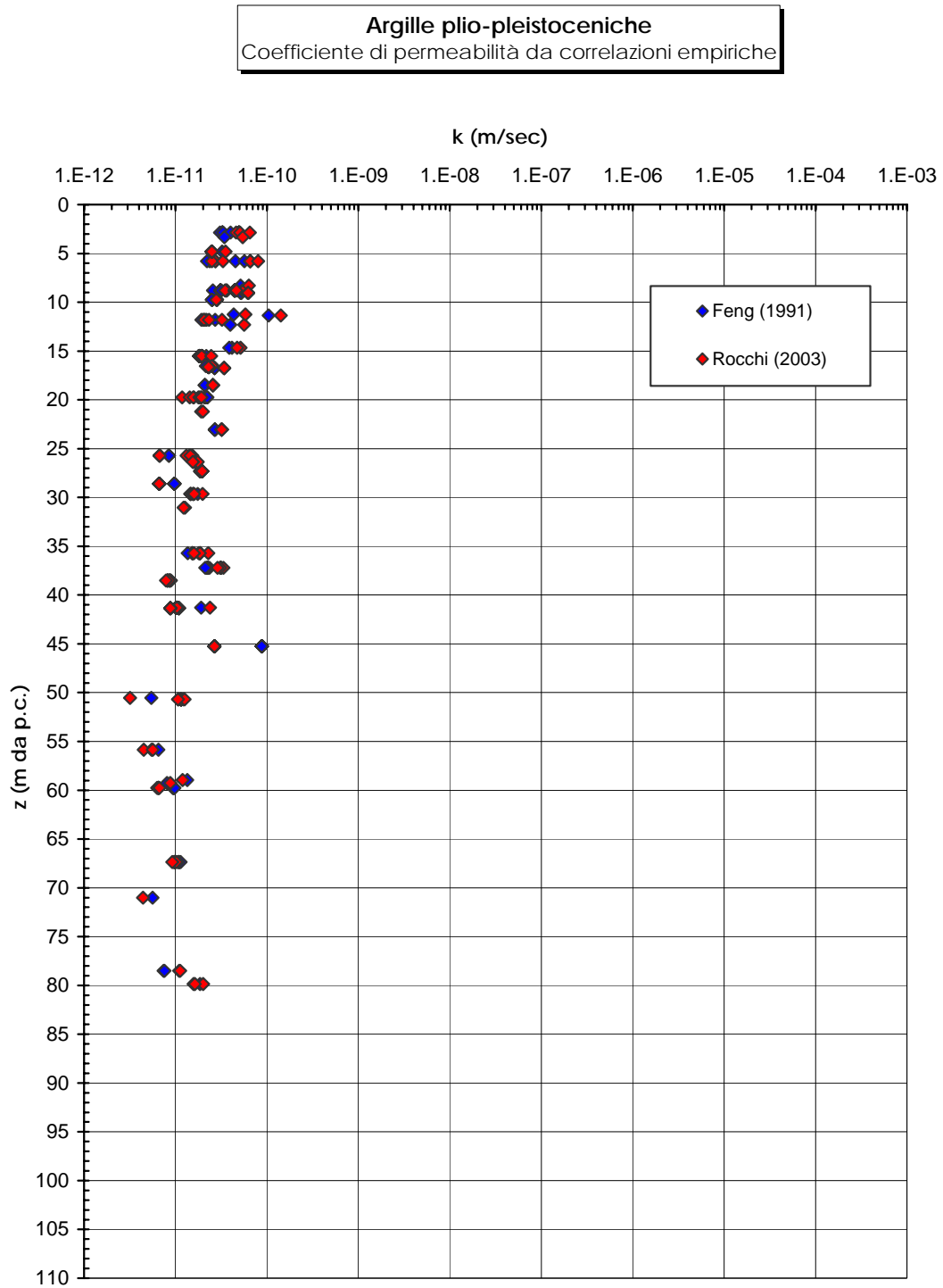


Figura 3. 28

**APPENDICE 1**

## A1.1 GENERALITA'

Il modello costitutivo adottato è un'evoluzione del modello costitutivo CAM-CLAY modificato; esso si inquadra nell'ambito dei modelli elasto-plastici con superfici di plasticizzazione multiple "chiuse" e leggi di incrudimento volumetrico e cinematico, che ne regolano la posizione e la dimensione, per potere tenere conto anche dello sviluppo di deformazioni plastiche all'interno della superficie di plasticizzazione del modello CAM-CLAY modificato ("state boundary surface").

In particolare con il modello costitutivo adottato, sviluppato dagli scriventi sulla base di quanto descritto in [Al-Tabbaa & Muir Wood \(1989\)](#), vengono riprodotti i seguenti aspetti fondamentali che caratterizzano il comportamento di terreni a microstruttura stabile, non cementati, i cui stati iniziali in termini di indice dei vuoti normalizzato ( $I_{v0}$ ) e di pressione verticale efficace geostatica ( $\sigma_{v0}'$ ) si collocano al di sotto delle linea di compressibilità intrinseca edometrica  $ICL_{ed}$ :

- La non linearità del comportamento tensio-deformativo e la sua dipendenza dalla storia tensionale (anche recente);
- La non linearità dell'involuppo delle resistenze di picco in prove triassiali drenate, in conseguenza del "softening" indotto dalle deformazioni volumetriche plastiche negative (dilatanza) nel campo di sovraconsolidazione;
- Il degrado dell'involuppo delle resistenze di picco fino al raggiungimento delle condizioni di stato critico in prove triassiali drenate, in conseguenza sempre del "softening" indotto dalle deformazioni volumetriche plastiche negative (dilatanza) nel campo di sovraconsolidazione;
- L'anisotropia delle resistenze al taglio non drenate in compressione ed estensione, in conseguenza del fatto che il parametro  $M$  del modello CAM-CLAY modificato viene fatto dipendere dalla tensione principale efficace intermedia, in modo tale che il raggiungimento delle condizioni di stato critico sia caratterizzato da angoli  $\varphi_{cs} = \varphi_{cv}$  costanti;
- Lo sviluppo progressivo delle deformazioni plastiche e/o delle sovrappressioni interstiziali in prove drenate e/o non drenate in presenza di carichi ciclici.

## A1.2 CARATTERISTICHE PRINCIPALI DEL MODELLO COSTITUTIVO ADOTTATO

In analogia a quello sviluppato da [Al-Tabbaa & Muir Wood \(1989\)](#), il modello costitutivo adottato utilizza la configurazione di superfici di plasticizzazione più semplice possibile, replicando tuttavia tutti gli aspetti più importanti indicati nel capitolo precedente.

Il modello costitutivo adottato si basa sui seguenti presupposti:

- Il terreno risponde alle variazioni di stato tensionale generando deformazioni elastiche e deformazioni plastiche; lo sviluppo di deformazioni elastiche è possibile solo all'interno di un dominio di dimensioni limitate posizionato nell'intorno del punto che rappresenta lo stato tensionale efficace corrente ("bubble"). I limiti del dominio elastico sono descritti da una superficie di plasticizzazione interna.
- Normalmente lo stato tensionale efficace iniziale è posizionato all'interno o sul confine del dominio elastico. Se le variazioni di stato tensionale efficace sono tali da mantenere o riportare lo stato tensionale efficace corrente all'interno del dominio elastico il comportamento del materiale è elastico. Se viceversa le variazioni dello stato tensionale efficace sono tali da portare lo stato tensionale efficace corrente all'esterno del dominio elastico oltre a deformazioni elastiche si generano deformazioni plastiche. In tali circostanze appropriate leggi di incrudimento cinematico ("mapping") e volumetrico fanno sì che il dominio elastico venga trascinato nello spazio delle tensioni dal punto che rappresenta lo stato tensionale corrente; contestualmente vengono modificate sia la sua dimensione, sia la dimensione della superficie di plasticizzazione esterna ("state boundary surface", analoga a quella del modello CAM-CLAY modificato), in ragione delle deformazioni plastiche sviluppate. Nel caso in cui il percorso tensionale cambia direzione ed è tale da essere diretto all'interno del dominio elastico, il comportamento del materiale torna ad essere elastico finché non vengono nuovamente raggiunti i confini del dominio elastico.
- La forma della superficie che delimita il dominio elastico è identica a quella di plasticizzazione esterna del modello CAM-CLAY modificato.

### A1.3 FORMULAZIONE MATEMATICA

Si assume che la risposta meccanica del materiale alle variazioni di stato tensionale efficace sia data dalla somma di una deformazione elastica e da una deformazione plastica, entrambi indipendenti dal tempo, i.e.:

$$d\varepsilon_{ij} = d\varepsilon_{ij}^{el} + d\varepsilon_{ij}^p$$

#### Legge di Hooke

L'incremento del tensore della deformazione elastica è dato dalla legge di Hooke, i.e:

$$d\varepsilon_{ij}^{el} = C_{ijhk}^{el} \cdot d\sigma'_{hk}$$

essendo  $C_{ijhk}^{el} = f(G, B)$  la matrice di flessibilità e  $d\sigma'_{hk}$  l'incremento del tensore delle tensioni efficaci.

In accordo alla teoria dell'elasticità il modulo di taglio  $G$  è legato a quello di compressibilità volumetrica  $B$  dalla seguente equazione:

$$G = \frac{3 \cdot B \cdot (1 - 2 \cdot \nu')}{2 \cdot (1 + \nu')}$$

essendo:

$\nu'$  = Poisson's ratio

$B = \frac{\nu \cdot p'}{k}$  = modulo di compressibilità volumetrico, valutato come nel modello

costitutivo CAM-CLAY modificato

$v = 1 + e$  = volume specifico corrente

$p'$  = pressione efficace media corrente

$k$  = pendenza della linea di ricompressione/scarico isotropa nel piano  $v$ - $p'$ .



Superfici di plasticizzazione, superfici potenziali e leggi di "mapping"

La superficie che delimita il dominio elastico è data dalla seguente equazione:

$$f_i = \left( \frac{q - q_o}{M} \right)^2 + (p' - p'_o)^2 - r_e \cdot \frac{p_c}{2}$$

essendo:

$$q = \sigma'_1 - \sigma'_3$$

$$p' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3}{3}$$

$\sigma'_1$  = tensione efficace principale massima

$\sigma'_3$  = tensione efficace principale minima

$\sigma'_2$  = tensione efficace principale intermedia

$p'_c$  = pressione di preconsolidazione isotropa

M = parametro analogo a quello del modello costitutivo CAM-CLAY modificato, corrispondente alle condizioni di carico tipo triassiali di compressione.

Le variabili  $p'_o$  e  $q_o$  sono le coordinate del centro della superficie che delimita il dominio plastico,  $r_e$  è il parametro che definisce la dimensione del dominio elastico.

La superficie di plasticizzazione esterna è descritta da un'equazione simile a quella del modello CAM-CLAY modificato.

Nell'attuale formulazione del modello, le superfici potenziali coincidono con quelle di plasticizzazione; il modello è quindi del tipo associato.

La superficie che descrive il dominio elastico si muove con il punto che rappresenta lo stato tensionale efficace corrente nel caso in cui si verificano contemporaneamente le seguenti due condizioni: il punto che rappresenta lo stato tensionale efficace corrente si trova sul confine del dominio elastico e la direzione del percorso di sollecitazione è rivolta verso l'esterno del dominio elastico stesso.

Il movimento della superficie che descrive il dominio elastico è regolato da appropriate leggi di "mapping". Tali leggi fanno sì che il centro della superficie che descrive il dominio elastico si muova secondo un vettore che unisce il punto che rappresenta lo stato tensionale efficace corrente ed il suo coniugato sulla superficie di plasticizzazione esterna del modello CAM-CLAY modificato.

Operando in tal modo la superficie che descrive il dominio elastico non interseca mai la superficie di plasticizzazione esterna del modello CAM-CLAY modificato, allineandosi gradualmente nella direzione del percorso di sollecitazione.

### Legge di flusso

$$\delta \varepsilon_i^p = \lambda_s \cdot \frac{\partial f}{\partial \sigma_i}$$

### Legge di inrudimento cinematico ("mapping")

$$\begin{Bmatrix} \delta p_o \\ \delta q_o \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{p' \cdot (1+e)}{a} & \\ & \frac{p' \cdot (1+e)}{a} \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \delta \varepsilon_v^o \\ \delta \varepsilon_\delta^o \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} p_o' \\ q_o' \end{Bmatrix} \cdot \frac{\delta p_c}{p_c}$$

con:

$$\begin{Bmatrix} \delta \varepsilon_v^o \\ \delta \varepsilon_\delta^o \end{Bmatrix} = \lambda_s \cdot \begin{Bmatrix} \frac{p' - p_o' - p' + \frac{p_c}{2}}{r_e} \\ \frac{q - q_o}{r_e} - q \end{Bmatrix}$$

$$a = (a_c - k) \cdot \sqrt{r_{mob}} + k$$

$r_{mob}$  = parametro geometrico che dipende della posizione corrente della superficie di plasticizzazione interna rispetto alla "state boundary surface".

### Legge di inrudimento isotropo

$$\delta p_c' = -\frac{v \cdot p_c'}{\lambda - \kappa} \cdot \delta \varepsilon_v^p$$

Linee di compressibilità intrinseca isotropa e di ricompressione/scarico

Come nel modello CAM-CLAY modificato valgono le seguenti equazioni:

$$v = v_{\lambda} - \lambda \cdot \ln \frac{p'}{p'_1}$$

$$v = v_k - k \cdot \ln \frac{p'}{p'_1}$$

essendo:

$v = 1+e$  = volume specifico corrente

$v_{\lambda}$  = volume specifico sulla linea di compressibilità intrinseca isotropa ad una pressione efficace media di riferimento  $p'_1$

$p'_1$  = pressione efficace media di riferimento

$v_k$  = volume specifico sul "muro elastico" ad una pressione efficace media di riferimento  $p'_1$ ; tale valore viene a dipendere dalla posizione del punto sulla linea di compressibilità intrinseca isotropa in corrispondenza del quale viene effettuato lo scarico tensionale.

Legge di variazione di  $M$

$$M = \frac{3 \cdot \sqrt{3+h^2} \cdot \sin \varphi'_{cv}}{3+h \cdot \sin \varphi'_{cv}}$$

con:

$$h = \frac{2 \cdot \sigma'_2 - \sigma'_1 - \sigma'_3}{\sigma'_1 - \sigma'_3}$$

#### A1.4 PARAMETRI DEL MODELLO COSTITUTIVO

Fissato lo stato tensionale iniziale  $q_0$  e  $p_0'$ , il volume specifico iniziale  $v_0$  e la posizione della superficie che descrive il dominio elastico attorno ad esso (inizializzazione) il modello costitutivo è caratterizzato da 7 parametri.

Cinque parametri sono comuni a quelli del modello CAM-CLAY modificato, ovvero  $\lambda$ ,  $v_\lambda$ ,  $M$ ,  $k$  e  $v'$ .

Gli altri due parametri  $r_e$  ed  $a_c$  determinano rispettivamente la dimensione del dominio elastico e la rigidezza in scarico/ricarico.

Le variabili di stato sono 3, di cui due comuni al modello CAM-CLAY modificato, ovvero  $v$  e  $p_c$ ; la terza variabile di stato è il tensore  $\sigma_o$ , che rappresenta il centro del dominio elastico.

I parametri del modello assumono il significato e vengono determinati come segue:

$$M = \frac{6 \cdot \sin \varphi'_{cv}}{3 - \sin \varphi'_{cv}} = \text{pendenza della retta di stato critico nel piano } q-p'$$

$\varphi'_{cv}$  = angolo di attrito a volume costante o di stato critico

$\lambda$  = pendenza della linea di compressibilità intrinseca in condizioni isotrope nel piano  $v-\ln p'$

$k$  = pendenza della linea di compressibilità in condizioni isotrope nel piano  $v-\ln p'$  valutata come descritto nel seguito

$v_\lambda$  = volume specifico sulla linea di compressibilità intrinseca in condizioni isotrope nel piano  $v-\ln p'$  corrispondente alla pressione di riferimento  $p_1'$

$p'_{c0}$  = pressione media efficace di preconsolidazione funzione del grado di sovraconsolidazione OCR (vedi seguito)

$v'$  = rapporto di Poisson (vedi seguito)

$$v_0 = v_\lambda - \lambda \cdot \ln \frac{p'_{c0}}{p_1'} + k \cdot \ln \frac{p'_{c0}}{p_0'}$$

$$p'_{o0} = \frac{1 + 2 \cdot (k_o)_{NC} \cdot \sqrt{GSC}}{3} \cdot \sigma'_{v0}$$

$$p'_{co} = p'_{max} + \frac{q_{max}^2}{M^2 \cdot p'_{max}}$$
 = ascissa del punto di intersezione della superficie di plasticizzazione esterna con l'asse delle  $p'$ , nelle condizioni iniziali

$$p'_{max} = \frac{2 \cdot \sigma'_{hmax} + \sigma'_{vmax}}{3}$$

$$q_{max} = \sigma'_{vmax} - \sigma'_{hmax}$$

$$\sigma'_{vmax} = \sigma'_{v0} \cdot GSC$$

$\sigma'_{vmax}$  = tensione verticale efficace massima di preconsolidazione meccanica

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

GSC = grado di sovraconsolidazione meccanica

$$\sigma'_{hmax} = (k_0)_{NC} \cdot \sigma'_{vmax}$$

$\sigma'_{hmax}$  = tensione orizzontale efficace massima di preconsolidazione meccanica

$(k_0)_{NC} = (1 - \sin \phi_{cv'})$  = coefficiente di spinta a riposo caratteristico di terreni normalmente consolidati

Per il parametro  $k$  vale quanto segue:

- Il comportamento all'interno del dominio elastico è caratterizzabile dal modulo elastico iniziale  $G_0$ . Il parametro  $k$  può essere quindi valutato sfruttando le seguenti equazioni:

$$G_0 = \frac{3 \cdot B_0 \cdot (1 - 2 \cdot \nu')}{2 \cdot (1 + \nu')}$$

essendo:

$\nu'$  = rapporto di Poisson

$$B_0 = \frac{\nu_0 \cdot p'_0}{k} = \text{modulo di compressibilità volumetrico iniziale}$$

$\nu_0 = 1 + e_0$  = volume specifico iniziale

$p'_0$  = pressione efficace media iniziale

- Il rapporto di Poisson nel dominio elastico viene assunto dell'ordine di  $0.15 \div 0.25$ .

I rimanenti parametri del modello, ovvero  $r_e$  ed  $a_c$ , nonché la posizione iniziale della superficie del dominio elastico rispetto allo stato tensionale efficace iniziale, sono normalmente determinati sulla base di "back analyses" di prove di laboratorio.

La soluzione di problemi di consolidazione implica infine la conoscenza di ulteriori due parametri, i.e. il coefficiente di permeabilità  $K$  e il modulo di compressibilità volumetrico dell'acqua  $B_w$ .

Il coefficiente di permeabilità  $K$  può essere considerato variabile con il volume specifico in accordo alla seguente equazione (vedi ad esempio [Tavenas et al., 1983](#)):

$$\log_{10} K = \log_{10} K_o - \frac{v_o - v}{C_k}$$

essendo:

$K_o$  = coefficiente di permeabilità del terreno naturale nelle condizioni iniziali  $e_o$ ,  $p_o'$

$v_o$  = volume specifico iniziale

$v$  = volume specifico corrente

$$C_k = 0.5 \cdot (v_o - 1)$$

Il modulo di compressibilità volumetrico dell'acqua  $B_w$  può essere normalmente assunto, secondo le indicazioni di letteratura, pari a  $2 \times 10^6$  kPa.