

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



### U.O. INFRASTRUTTURE NORD

### PROGETTO DEFINITIVO

### NODO DI TORINO COMPLETAMENTO LINEA DIRETTA TORINO PORTA SUSA – TORINO PORTA NUOVA

### OPERE CIVILI GENERALI

SCALA:

**RELAZIONE GEOTECNICA – TRATTA NUOVE OPERE DA REALIZZARE**

-
---

COMMESSA    LOTTO    FASE    ENTE    TIPO DOC.    OPERA/DISCIPLINA    PROGR.    REV.

N	T	O	P	0	0	D	2	6	G	E	G	E	0	0	0	0	0	0	1	A
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzazione
A	Emissione Esecutiva	V. Peisino	Giugno 2019	V.A. Manitta <i>[Signature]</i>	Luglio 2019	G. De Michele <i>[Signature]</i>	Luglio 2019	ITALFERR - UO INFRASTRUTTURE NORD Dott. Ing. Francesco Sacchi Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma n. 251/72 Sez. A

## INDICE

<b>1. PREMESSA .....</b>	<b>3</b>
<b>2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>4</b>
2.1 DOCUMENTI PROGETTUALI.....	4
2.2 NORMATIVA.....	5
2.3 BIBLIOGRAFIA TECNICA.....	5
<b>3. DESCRIZIONE DELLE CAMPAGNE D'INDAGINE .....</b>	<b>7</b>
3.1 INDAGINI IN SITO.....	7
3.2 INDAGINI IN LABORATORIO.....	8
<b>4. INQUADRAMENTO GEOLOGICO .....</b>	<b>9</b>
4.1 ASSETTO MORFOLOGICO.....	9
4.2 STRATIGRAFIA .....	10
<b>5. CRITERI DI VALUTAZIONE DEI PARAMETRI GEOTECNICI .....</b>	<b>12</b>
5.1 PREMESSA .....	12
5.2 PARAMETRI DI RESISTENZA AL TAGLIO.....	12
5.3 PARAMETRI DI DEFORMAZIONE .....	13
5.4 COEFFICIENTI DI PERMEABILITÀ .....	15
<b>6. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA .....</b>	<b>19</b>
<b>7. MODELLO GEOTECNICO DI SOTTOSUOLO.....</b>	<b>32</b>
<b>8. PROBLEMATICHE DI LIQUEFAZIONE .....</b>	<b>33</b>

## 1. PREMESSA

Il presente documento costituisce la relazione geotecnica del Progetto Definitivo della nuova linea a doppio binario in affiancamento alla linea esistente, nell'ambito del progetto definitivo del "Completamento linea diretta Torino P.ta Nuova – Torino P.ta Susa", nell'ambito del Nodo di Torino.

Quanto qui riportato si basa sulle indagini e prove di laboratorio disponibili dalle precedenti fasi progettuali e sui dati della campagna d'indagine integrativa 2018.

Il presente documento è così organizzato:

- ✓ Definizione dei documenti di riferimento
- ✓ Descrizione delle campagne d'indagine eseguite
- ✓ Inquadramento geologico e situazione stratigrafica nell'area interessata dalle opere
- ✓ Criteri di valutazione dei parametri geotecnici
- ✓ Stima dei principali parametri geotecnici per la progettazione
- ✓ Discussione sulle problematiche di liquefazione

Scopo del documento è la caratterizzazione geotecnica delle unità geologiche costituenti i terreni di fondazione, ai fini del calcolo geotecnico delle opere da realizzare.

## 2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

### 2.1 DOCUMENTI PROGETTUALI

- Nodo di Torino. Completamento linea diretta Torino P.ta Susa – Torino P.ta Nuova. Relazione Geologica, Geomorfologica e Idrogeologica. Elaborato NTOP00D69RGGE0001001A
- Nodo di Torino. Completamento linea diretta Torino P.ta Susa – Torino P.ta Nuova. Carta Geologico-geomorfologica con ubicazione delle indagini geognostiche. Elaborato NTOP00D69G6GE0001001A
- Nodo di Torino. Completamento linea diretta Torino P.ta Susa – Torino P.ta Nuova. Profilo Geologico. Elaborato NTOP00D69F6GE0001001A
- Nodo di Torino. Completamento linea diretta Torino P.ta Susa – Torino P.ta Nuova. Carta Idrogeologica. Elaborato NTOP00D69G6GE0002001A
- Nodo di Torino. Completamento linea diretta Torino P.ta Susa – Torino P.ta Nuova. Profilo Idrogeologico. Elaborato NTOP00D69F6GE0002001A
- Nodo di Torino. Completamento linea diretta Torino P.ta Susa – Torino P.ta Nuova. Esiti indagini e prove in situ. Elaborato NTOP00D69SGGE0001001A
- Nodo di Torino. Completamento linea diretta Torino P.ta Susa – Torino P.ta Nuova. Esiti indagini e prove in situ. Elaborato NTOP00D69SGGE0001002A
- Nodo di Torino. Completamento linea diretta Torino P.ta Susa – Torino P.ta Nuova. Esiti geofisica. Elaborato NTOP00D69IGGE0001001A
- Nodo di Torino. Completamento linea diretta Torino P.ta Susa – Torino P.ta Nuova. Esiti geofisica integrativa. Elaborato NTOP00D69IGGE0001002A
- Nodo di Torino. Completamento linea diretta Torino P.ta Susa – Torino P.ta Nuova. Esiti geofisica integrativa – elaborati grafici. Elaborato NTOP00D69IGGE0001003A
- Nodo di Torino. Completamento linea diretta Torino P.ta Susa – Torino P.ta Nuova. Esiti prove di laboratorio. Elaborato NTOP00D69PRGE0001001A
- Nodo di Torino. Completamento linea diretta Torino P.ta Susa – Torino P.ta Nuova. Esiti sezione sismica MASW 2D. Elaborato NTOP00D69Z8GE0005001A
- Gallerie del Nodi di Torino. Adeguamento al DM 2005. Relazione Tecnica. Esiti indagini e prove in sito. Elaborato T5D102D69RHGE0001001A
- Gallerie del Nodi di Torino. Adeguamento al DM 2005. Schede Tecniche. Esiti prove di laboratorio. Elaborato T5D102D69SHGE0001001A

## 2.2 NORMATIVA

- Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018: “Aggiornamento delle “Norme Tecniche per le Costruzioni””, G.U. n.42 del 20.02.2018, Supplemento Ordinario n.8.
- Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008: “Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”, G.U. n.29 del 04.02.2008, Supplemento Ordinario n.30.
- Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 - Istruzioni per l’applicazione dell’Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 17 gennaio 2018
- Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008.
- RFI – Manuale di progettazione delle opere civili – Documento n° RFI-DTC-SI-PS-MA-IFS-001-B del 22 Dicembre 2017

## 2.3 BIBLIOGRAFIA TECNICA

- Barla G., Macchi A., Cavallero G.M., Pedemonte S. (1993) - Il Passante ferroviario di Torino. AGI, XVIII Convegno Nazionale di Geotecnica, I, 78-90. Rimini, 1-13 maggio 1993.
- Bolton M.C. (1986) "The strength and dilatancy of sands" Geotechnique, n° 1.
- Boussinesq M.J. (1885), “Applications des Potentiels a l’Étude de l’Équilibre et du Mouvement des Solides Élastiques”, Gauthier-Villars, Paris.
- Bowles, J.E. (1988). “Foundation Analysis and Design”, Second Edition, McGraw-Hill Book Company, New York.
- Chen, Y-J, and Kulhawy, F.H. (2002), “Evaluation of Drained Axial Capacity for Drilled Shafts,” Geotechnical Special Publication No. 116, Deep Foundations 2002, M.W. O’Neill and F.C. Townsend, Editors, ASCE, Reston, VA, pp. 1200-1214.
- Cubrinowski M., Ishihara K. (1998) “Empirical correlation between SPT N-value and relative density for sandy soils with various grain size compositions” Manuscript submitted to the Japanese Geotechnical Society for possible publication in Soils and Foundations as a technical paper.
- Dunnavant, T.W., and M.W. O’Neill, “Evaluation of Design Oriented Methods for Analysis of Vertical Pile Groups Subject to Lateral Load” (1986), “Numerical Methods in Offshore piling institut Francais du Petrole, Laboratoire Central Des Ponts et Chaussées”
- [8] 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.
- Kulhawy, F.H. and Chen, J.-R. (2007). “Discussion of ‘Drilled Shaft Side Resistance in Gravelly Soils’
- Macchi A. (1993) - Passante ferroviario di Torino: note del giornale dei lavori del 1993. Gallerie e Grandi Opere Sotterranee, 41.
- Macchi A. (1994) - Passante ferroviario di Torino. Sfondamento dell’ultimo diaframma della galleria naturale. GEAM, XXXI (1), 83-87.

**RELAZIONE GEOTECNICA – TRATTA NUOVE OPERE DA REALIZZARE**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NT0P	00	D 26 GE	GE 00 00 001	A	6 di 33

- P.J. Sabatini, R.C. Bachus, P.W. Mayne, J.A. Schneider, T.E. Zettler April 2002 FHWA-IF-02-034: Geotechnical Engineering Circular NO. 5: Evaluation of Soil and Rock Properties
- 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.
- Youd, T.L., Idriss, I.M., Andrus, R.D., Castro, G., Christian, J.T., Dobry, R., Finn, L.W.D., Harder, L.F. Jr., Hynes, M.H., Ishihara, K., Koester, J.P., Liao, S.S.C., Marcuson, W.F. III, Martin, G.R., Mitchell, J.K., Moriwaki, Y., Power, M.S., Robertson, P.K., Seed, R.B. and Stokoe, K.H. II (2001), "Liquefaction Resistance of Soil: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, vol. 127, n° 10, pp.817-833.

### 3. DESCRIZIONE DELLE CAMPAGNE D'INDAGINE

Nel presente capitolo viene fornita la sintesi delle indagini in sito e di laboratorio effettuate nel corso delle campagne di indagini eseguite nel tratto compreso fra C.so Sommeiller e L.go Turati e in aree limitrofe in occasione delle varie fasi di progetto. In particolare si è fatto riferimento alla campagna di indagini eseguita per il progetto esecutivo dalla Geotecno S.r.l. nel 2001, alla campagna di indagini eseguita per l'adeguamento normativo del progetto al DM.2005 dalla Pro.Mo.Geo S.r.l. nel 2012 e alla campagna di indagini per la presente fase di progetto eseguita dalla Eurogeo S.r.l.

Sono inoltre state considerate le informazioni dedotte dalla documentazione bibliografica, relativa alle condizioni geologiche ed idrogeologiche dell'area urbana di Torino ed i dati relativi alle indagini geognostiche effettuate in periodi ancora precedenti.

#### 3.1 INDAGINI IN SITO

Nell'area sono state eseguite diverse campagne d'indagine comprendenti sondaggi a carotaggio continuo con prelievo, nel corso delle perforazioni, di campioni rimaneggiati, prove penetrometriche dinamiche, prove pressiometriche, prove di permeabilità, prove di laboratorio sui campioni rimaneggiati.

In particolare sono state eseguite le seguenti indagini:

- n. 5 sondaggi geognostici a carotaggio continuo, appartenenti alla campagna geotecnica del progetto esecutivo (2001), spinti a profondità variabili fra 12 e 20 m dal p.c., denominati S1, S2, S3, S4, S5.  
Nel corso delle perforazioni, oltre al recupero integrale del terreno attraversato, sono stati prelevati campioni rimaneggiati e sono state eseguite in avanzamento prove penetrometriche dinamiche SPT e prove di permeabilità Lefranc. Tutti i fori sono stati attrezzati con tubo piezometrico a tubo aperto ad acquisizione manuale.
- n. 2 sondaggi geognostici a carotaggio continuo, appartenenti alla campagna geotecnica per l'adeguamento del progetto al DM.2005 (2012), spinti a profondità di 30 m dal p.c., denominati SCT5D1G01 e PNT5D1G02.  
Nel corso delle perforazioni, oltre al recupero integrale del terreno attraversato, sono stati prelevati campioni rimaneggiati e sono state eseguite in avanzamento prove penetrometriche dinamiche SPT e prove di permeabilità Lefranc. Il foro PNT5D1G02 è stato attrezzato con tubo piezometrico a tubo aperto ad acquisizione manuale.
- n. 7 sondaggi geognostici e ambientali a carotaggio continuo, appartenenti alla campagna geotecnica per il progetto definitivo (2018), spinti a profondità di 15 e 30 m dal p.c., denominati S1, S2, S4, S5, S7, S8, DHNTOPD01.  
Nel corso delle perforazioni, oltre al recupero integrale del terreno attraversato, nei fori S2, S7 e DHNTOPD01 sono state eseguite in avanzamento prove penetrometriche dinamiche SPT, e nel foro DHNTOPD01 sono stati prelevati campioni rimaneggiati e sono state eseguite prove pressiometriche e prove di permeabilità Lefranc.
- n. 2 sondaggi a distruzione di nucleo, appartenenti alla campagna geotecnica per il progetto definitivo (2018), spinti a profondità di 15 m dal p.c., denominati S3 e S6.
- n. 1 indagine geofisica costituita da n. 1 stendimento sismico di tipo MASW di lunghezza pari a 272 m e di n. 3 prove sismiche passive tipo Re.Mi (R1-R2-R3) di lunghezza pari a 49 m.

### 3.2 INDAGINI IN LABORATORIO

Sui campioni rimaneggiati prelevati a diverse profondità sono state eseguite prove di laboratorio di identificazione e classificazione. In particolare sono state determinate le proprietà indice e la distribuzione granulometrica.



## 4. INQUADRAMENTO GEOLOGICO

### 4.1 ASSETTO MORFOLOGICO

Il settore, caratterizzato da un assetto pianeggiante della topografia, rappresenta un lembo residuo dell'originario "livello fondamentale della pianura" degradante con limitatissime inclinazioni dall'area cuneese sino a nord della Collina di Torino. La successiva attività di modellamento esplicita dalla rete idrografica principale ha comportato l'incisione e la conseguente separazione in varie porzioni di questa superficie, che attualmente risulta posta a quote sensibilmente superiori e non più in relazione con i corsi d'acqua. L'area di interesse, in particolare, corrisponde al margine Est del settore esteso tra Rivoli ed il nucleo originario di Torino, delimitato dalle incisioni della Dora Riparia, a Nord, del T. Sangone a Sud, e dal corso del F. Po a ridosso del versante della Collina. In corrispondenza di questi fiumi, i margini del livello fondamentale della pianura posti a quote di 220 ÷ 235 m s.l.m. sono rimarcati da scarpate naturali con altezze generalmente variabili tra 10 ÷ 15 m. L'assetto originario delle scarpate, in origine ben evidenti e piuttosto acclivi risulta attualmente rimodellato più o meno intensamente a seguito degli interventi di urbanizzazione e di sistemazione delle sponde fluviali.

La superficie riferibile al livello fondamentale immerge verso est degradando molto blandamente verso il corso del F. Po. Le quote variano da 290 m (Grugliasco), a 260 m (Villa della Tesoriera), 250 m (La Crocetta), 235 m (Via Nizza), sino ai 230 m circa di Corso Massimo d'Azeglio. Il gradiente medio è dell'ordine dell'8 per mille. Nel dettaglio, precedentemente all'espansione delle aree urbanizzate, presentava un assetto articolato con sviluppo di modeste ondulazioni riferibili alle direttrici di scorrimento delle acque superficiali provenienti da limitati bacini imbriferi. Attualmente questo assetto è riconoscibile con difficoltà solo nei tratti esterni alla città.

In relazione all'assetto della rete idrografica principale, che svolge il ruolo di collettore delle acque di scorrimento superficiale e drenante della circolazione profonda, ed alla permeabilità generalmente medio-alta delle coperture superficiali, non sono presenti corsi d'acqua naturali in questo tratto di pianura. Il reticolo secondario è riferibile interamente alla rete di canali irrigui o a servizio delle attività manifatturiere che sino alla metà del Novecento si estendeva con continuità attorno alla Città.

Per quanto attiene alla idrogeologia locale, i depositi fluviali e fluvioglaciali pleistocenici sono sede di falda libera collegata al reticolo idrografico. In questi depositi, allorché i livelli più cementati sono caratterizzati da sufficiente continuità spaziale si possono talvolta costituire dei diaframmi impermeabili in grado di mandare in pressione localmente le falde.

Le misure di livello piezometrico effettuate nell'ambito di questo lavoro indicano per l'area esaminata un livello medio s.l.m. pari a 221 m. In tal senso è il caso di osservare che, con riferimento all'opera e, più in generale, all'area urbana di Torino, negli ultimi anni si è manifestata la tendenza ad un sensibile innalzamento del livello della falda freatica, in particolare nella zona meridionale. Ad esempio, alcuni piezometri posti in opera in passato nell'area compresa tra Porta Susa e Largo Orbassano hanno subito, nel periodo che va dal 1987 al 1995, un progressivo innalzamento del livello, a partire dal 1991, di circa 2 m. Al contrario, altri piezometri disposti più a nord non hanno mostrato variazioni significative. L'innalzamento del livello di falda è legato sostanzialmente alla delocalizzazione delle industrie in ambito urbano e/o alla modificazione dei cicli produttivi, che hanno così ridotto in modo consistente i prelievi di acqua ad uso industriale.

In merito a questa tendenza evolutiva, sono scarse le informazioni circa il livello massimo che la stessa falda potrebbe raggiungere nel lungo termine. Le uniche indicazioni sono fornite da alcuni pozzi di epoca ottocentesca ubicati nella zona di Porta Susa, in base ai quali è stata ricavata una quota del livello piezometrico storico pari a 230 m s.l.m.. Si può quindi cautelativamente ipotizzare che, a seguito di una ulteriore riduzione dei prelievi idrici in ambito urbano, il livello di falda possa subire, nel sito esaminato, un innalzamento massimo paragonabile alla situazione preindustriale (fine ottocento).

## 4.2 STRATIGRAFIA

Il settore di pianura compreso tra i corsi del F. Dora Riparia ed il T. Sangone sono presenti, in affioramento e sino a profondità superiori a quelle di interesse progettuale, esclusivamente depositi continentali di età quaternaria relativi a diversi tipi di ambiente (fluviale, fluvio-glaciale ed eolico). Utilizzando la terminologia classica della Carta Geologica d'Italia e procedendo nella descrizione dai termini più antichi verso i più recenti, si identificano le seguenti unità:

- depositi fluvio-lacustri (Villafranchiano);
- conglomerati fluviali (Mindel-Gunz);
- depositi morenici (Mindel);
- depositi fluvio-glaciali (Mindel);
- depositi morenici (Riss);
- depositi fluvio-glaciali (Riss);
- depositi loessici;
- depositi fluviali antichi e recenti-attuali.

La sequenza fluvio-lacustre del Villafranchiano, rilevata nel sottosuolo torinese soltanto con le perforazioni più profonde, comprende un complesso lacustre prevalentemente argilloso-siltoso con livelli di sabbie fini, passante verso l'alto ad un complesso di lenti e livelli di ghiaie e sabbie fluviali con intercalazioni argilloso-siltose. Sulla base dell'assetto regionale, il complesso inferiore appare localmente in eteropia laterale con la Formazione marina delle Sabbie di Asti.

I depositi fluviali più antichi, riferiti dagli Autori all'Interglaciale Mindel-Gunz, comprendono ghiaie, sabbie e conglomerati poligenici a diverso grado di cementazione, visibili in affioramento lungo le incisioni del T. Sangone e della Dora Riparia, dove gli orizzonti litoidi formano ripide scarpate. La loro estensione nel sottosuolo è stata rilevata attraverso numerosi sondaggi e perforazioni per acqua. Gli orizzonti litoidi sono caratterizzati da un'estrema variabilità di spessore, estensione areale e numero di orizzonti cementati. Il loro assetto complessivo è riferibile ad una grande conoide inclinata leggermente verso SE, che si apre a ventaglio allo sbocco nella pianura delle Valli di Susa e Sangone.

I depositi morenici riferiti al Mindel sono rappresentati esclusivamente nell'anfiteatro di Rivoli dove sono riconoscibili 4-5 cordoni, resti delle cerchie più antiche. I depositi fluvio-glaciali del Mindel, geneticamente connessi all'anfiteatro di Rivoli, costituiscono l'alto sistema terrazzato in sponda sinistra del T. Sangone e in destra del T. Casternone, affiorando sino in corrispondenza dell'allineamento Pianezza-Beinasco. Nell'ambito della pianura vera e propria questo termine risulta in parte smantellato dalle fasi erosive successive o ricoperto dai terreni successivi.

I depositi morenici del Riss costituiscono la parte più estesa dell'anfiteatro morenico di Rivoli con le cerchie maggiori. All'apparato glaciale principale della Val di Susa si affiancavano, in corrispondenza delle valli secondarie, ghiacciai di minori dimensioni che scendevano al limite della pianura. I depositi fluvio-glaciali associati a questa fase ricoprono frequentemente i terreni del Mindel, come è osservabile lungo le incisioni dei corsi d'acqua principali. L'alto terrazzo, che costituisce la pianura ad ovest di Torino, si raccorda alle cerchie moreniche del Riss. La superficie è ricoperta, generalmente da un paleosuolo di colore giallo-arancio, a granulometria argillosa inglobante ciottoli calcarei e silicatici in avanzata fase di alterazione.

I depositi loessici sono presenti con spessori variabili da pochi centimetri a vari metri su gran parte della pianura torinese, ricoprendo sia i terreni continentali quaternari, sia i depositi marini terziari della Collina. Si tratta di depositi argillificati, con

struttura prismatica, di colore giallo-arancio tendente al bruno. Lo stato di pedogenesi appare a volte avanzato e fa attribuire questi depositi principalmente alle fasi di ritiro del Riss e del Wurm.

I depositi fluviali antichi e recenti-attuali comprendono prevalentemente ghiaie più o meno grossolane, con livelli e lenti sabbiose e limoso-argillose. I depositi antichi formano piccoli lembi terrazzati di poco sospesi sugli alvei attuali, mentre quelli recenti-attuali rappresentano il campo di attività fluviale dei corsi d'acqua principali.

L'area di progetto ricade nell'ambito dell'esteso affioramento di depositi fluvio-glaciali riferiti al Riss, localmente ricoperti da limitati spessori di depositi eolici. Per la sua posizione nell'ambito dell'alta pianura, la stratigrafia non comprende i sedimenti fluviali più recenti (Quaternario superiore finale-Olocene), i cui affioramenti sono limitati al colmamento delle incisioni del F. Po, della Dora Riparia e del T. Sangone.

## 5. CRITERI DI VALUTAZIONE DEI PARAMETRI GEOTECNICI

### 5.1 PREMESSA

In questa sezione si forniscono i criteri utilizzati per una stima dei principali parametri geotecnici.

### 5.2 PARAMETRI DI RESISTENZA AL TAGLIO

I parametri di resistenza al taglio (terreni a grana grossa) sono stati dedotti utilizzando i risultati delle prove penetrometriche dinamiche SPT per la stima della densità relativa  $D_r$ , e successivamente noto tale parametro, si è fatto riferimento alla relazione proposta da Bolton (1986), in modo da tener conto dello stato di addensamento e del livello tensionale.

$$\phi' = \phi'_{cv} + m \cdot DI$$

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

dove:

$D_r$  = densità relativa

$Q$  = parametro che tiene conto della natura dei grani, pari a 10 per particelle di natura silicea;

$p'_f$  = tensione media efficace a rottura, assunta pari a  $1.4 \cdot \sigma'_{ff}$  (Jamiołkowski et al.);

$m$  = parametro che tiene conto delle condizioni di deformazione, assunto pari a 3 in condizioni assialsimmetriche e pari a 5 in condizioni di deformazione piana;

$\phi'_{cv}$  = angolo di resistenza al taglio a volume costante, assunto pari a

$$\phi'_{cv} = 33^\circ \text{ per gli strati di sabbia;}$$

$$\phi'_{cv} = 36^\circ \text{ per gli strati ghiaiosi.}$$

Per quanto concerne la stima della densità relativa, si è fatto riferimento alla correlazione di Skempton (1986):

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

dove:

$A, B$  = costanti empiriche indicate in tab. 5.1

$\sigma'_{vo}$  = 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 5.1: 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	$(21.7÷27.5) \cdot \frac{1+2 \cdot (k_o)_{sc}}{1+2 \cdot (k_o)_{nc}}$

### 5.3 PARAMETRI DI DEFORMAZIONE

Il modulo di taglio ( $G_0$ ) e quello di Young ( $E_0$ ) iniziali, associabili a piccole deformazioni, possono essere ricavati dai valori delle velocità delle onde di taglio  $V_s$  utilizzando le seguenti equazioni:

$$G_o = \frac{\gamma_t}{9.81} \cdot (V_s)^2 \quad (\text{kPa})$$

$$E_o = G_o \cdot 2 \cdot (1 + \nu')$$

essendo:

$\gamma_t$  = peso di volume naturale del terreno in  $\text{kN/m}^3$

$\nu'$  = rapporto di Poisson del terreno = 0.15÷0.20

$V_s$  = velocità delle onde di taglio in  $\text{m/s}$

La velocità delle onde di taglio è stata ricavata direttamente dai risultati delle prove geofisiche in foro di sondaggio (Down-Hole) o indirettamente, interpretando i risultati delle prove SPT con la correlazione proposta da Ohta and Goto (1978).

$$v_s = C \cdot (N_{60})^{0.171} \cdot (z)^{0.199} \cdot f_A \cdot f_G \quad (\text{m/s})$$

nella quale:

C = costante empirica = 67.3

$N_{60}$  = valore di  $N_{SPT}$  riferito ad un rendimento del 60% (energia effettivamente trasmessa rispetto al valore teorico)

z = profondità dal piano campagna, in metri;

$f_G$  = coefficiente che rappresenta la granulometria del deposito (Tabella 5.2)

$f_A$  = coefficiente che rappresenta l'età geologica del deposito (Tabella 5.3)

**Tabella 5.2: Metodo di Ohta e Goto - coefficiente  $f_G$  (funzione della granulometrica del deposito)**

$f_G$	Ghiaia	Sabbia ghiaiosa	Sabbie grosse	Sabbie medie	Sabbia fine	Limo/argilla
	1.45	1.15	1.14	1.09	1.07	1.0

**Tabella 5.3: Metodo di Ohta e Goto - coefficiente  $f_A$  (funzione dell'età geologica del deposito)**

$f_A$	Depositi del Olocene	Depositi del Pleistocene
	1.0	1.3

Il modulo di Young ( $E_0$ ) iniziale, associabile a piccole deformazioni, può essere ricavato dai valori del modulo pressiométrico  $E_M$  utilizzando la seguente relazione:

$$E'_0 = E_M / \alpha$$

essendo:

$\alpha$  = coefficiente reologico pari a 1/3-1/4 (Menard, 1961).

Per quanto concerne il valore operativo del modulo di Young, da utilizzare in sede progettuale, si evidenzia come tale valore dipenda dal livello deformativo raggiunto dal terreno nelle condizioni di esercizio e come esso risulti strettamente dipendente dal tipo di opera interagente con terreno-struttura (fondazioni superficiali, paratie, trincee) e dal livello di carico imposto. Pertanto, a titolo orientativo, in Figura 5.1 si riportano i livelli deformativi attesi per diverse opere, secondo le indicazioni fornite da Atkinson & Salfors (1991) e Mair (1993) e nelle Figure 5.2 e 5.3 si riportano le curve di decadimento del modulo di taglio normalizzato.

Una stima dei moduli elastici "operativi" di sabbie silicee, non cementate, può essere fatta utilizzando ad esempio le correlazioni empiriche proposte da Jamiolkowski et al. (1988) e da D'Appolonia et al. (1970).

In accordo a Jamiolkowski et al. (1988) vale la seguente espressione:

$$E'_{25} = (10.5 - 3.5 \cdot D_r) \cdot N_{SPT} \text{ MPa nel caso dei terreni normalmente consolidati}$$

essendo:

$(E'_{25})$  = modulo di Young secante cui corrisponde un grado di mobilitazione della resistenza ultima pari al 25%

$D_r$  = densità relativa espressa come frazione dell'unità

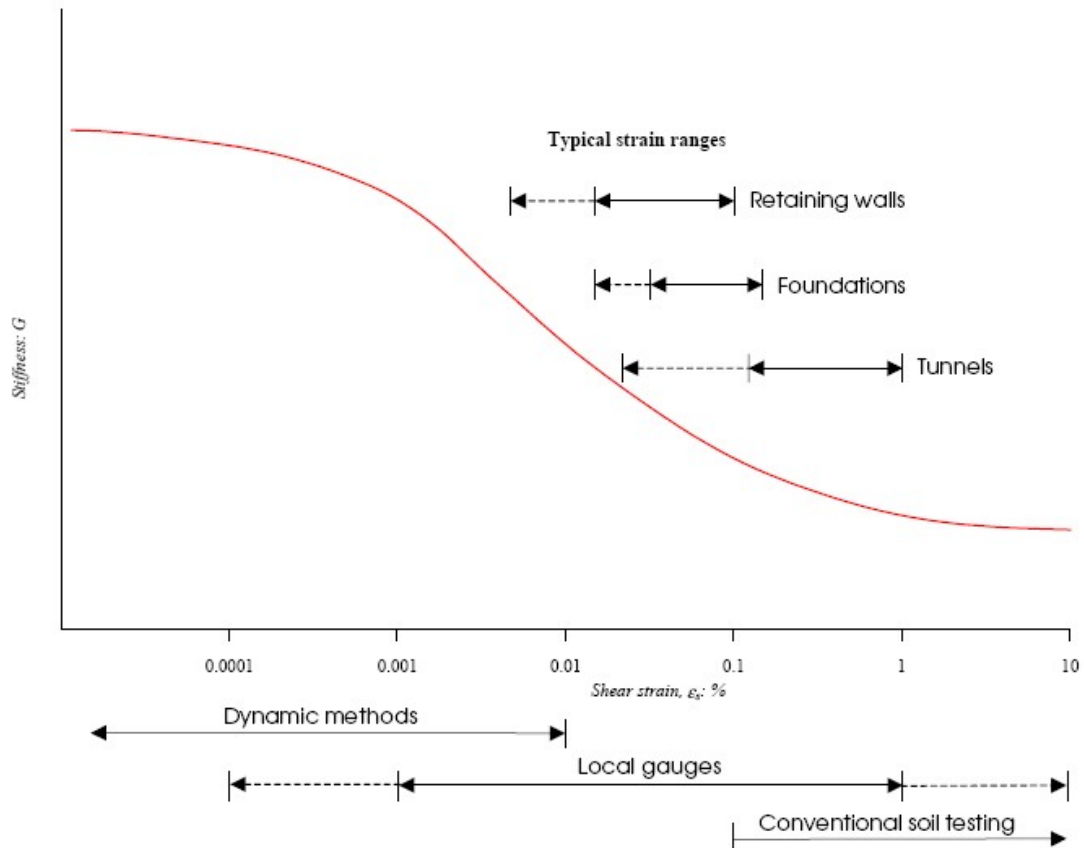
$N_{SPT}$  = numero di colpi in prova SPT.

In accordo a D'Appolonia et al. (1970) vale la seguente espressione:

$$E' = 18.75 + 0.756 \cdot N_{SPT} \quad \text{MPa nel caso dei terreni normalmente consolidati}$$

#### 5.4 COEFFICIENTI DI PERMEABILITÀ

I coefficienti di permeabilità  $k$  dei terreni a grana grossa verranno stimati sulla base dei risultati delle prove in sito (tipo Lefranc).



**Atkinson and Salfors (1991) and Mair (1993)**

Figura 5.1 – Livelli deformativi raggiunti dal terreno per diverse opere di ingegneria in accordo a Atkinson and Salfors (1991) e Mair (1993)



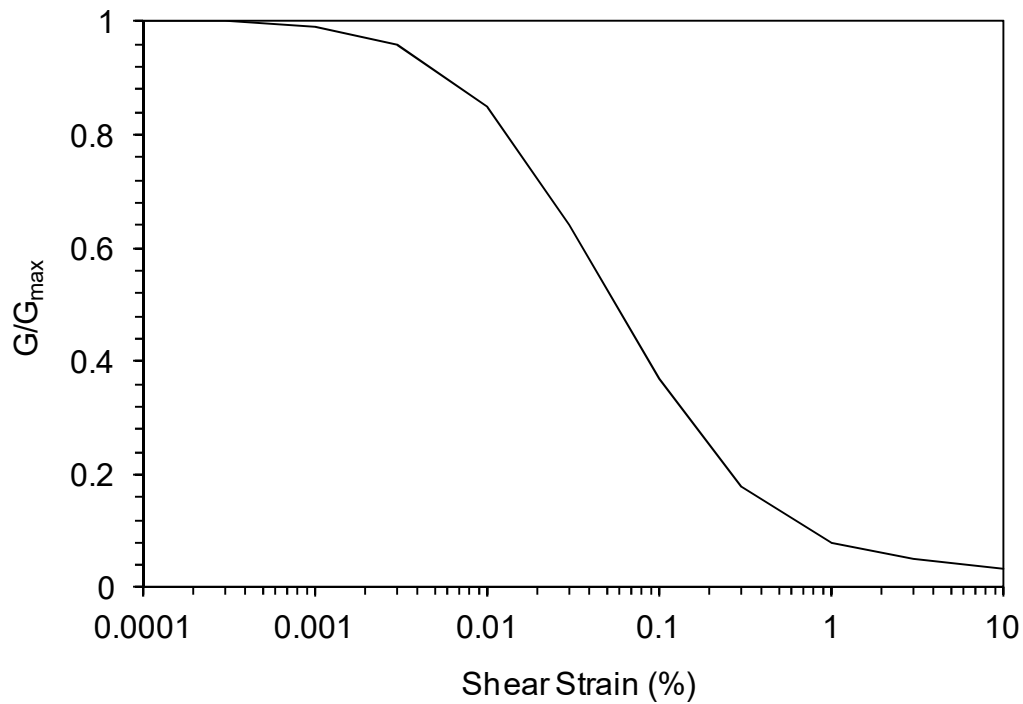


Figura 5.2 – curva di decadimento del modulo di taglio secondo Seed & Idriss (1970) per depositi di sabbia

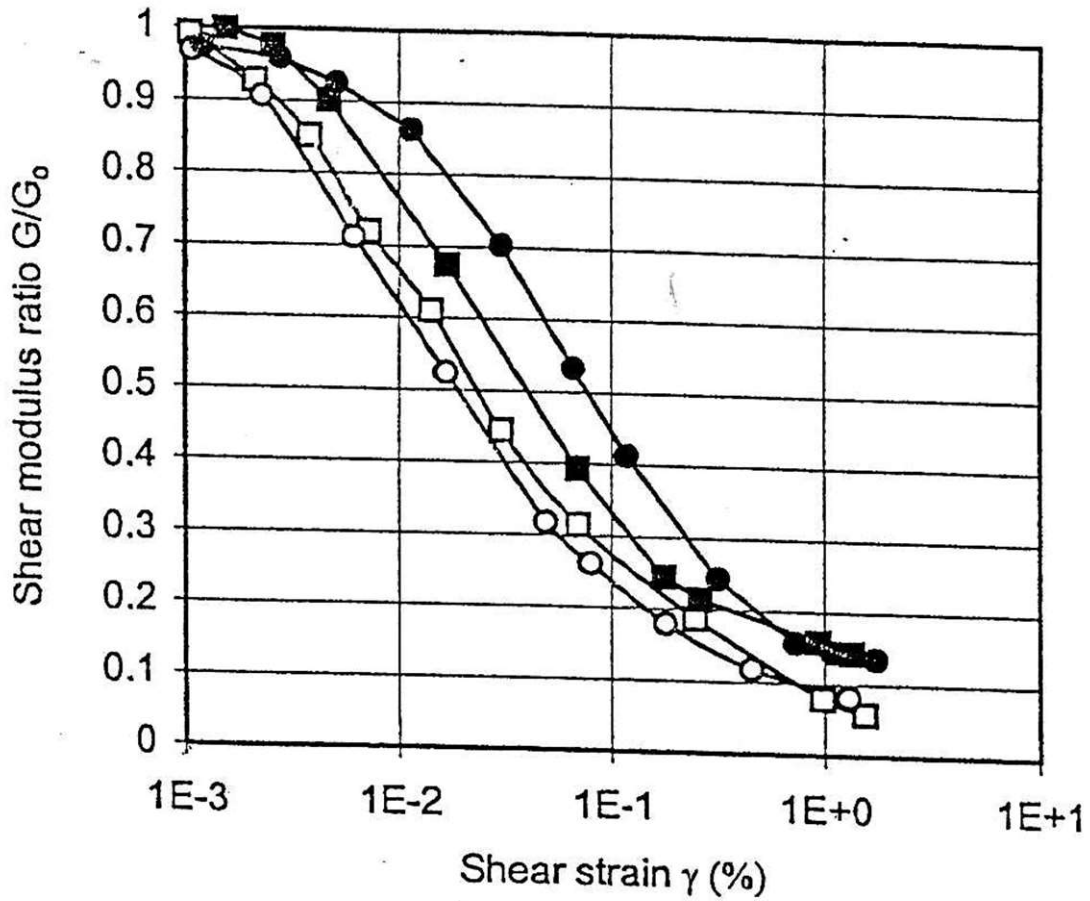


Figura 5.3 – curva di decadimento del modulo di taglio secondo Ishihara (1996)

## 6. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Come riportato al capitolo precedente, i parametri geotecnici che descrivono il comportamento meccanico e deformativo dei terreni presenti nell'area sono stati definiti indirettamente dall'interpretazione, attraverso le correlazioni empiriche di letteratura, dei risultati delle prove in sito (prove penetrometriche dinamiche).

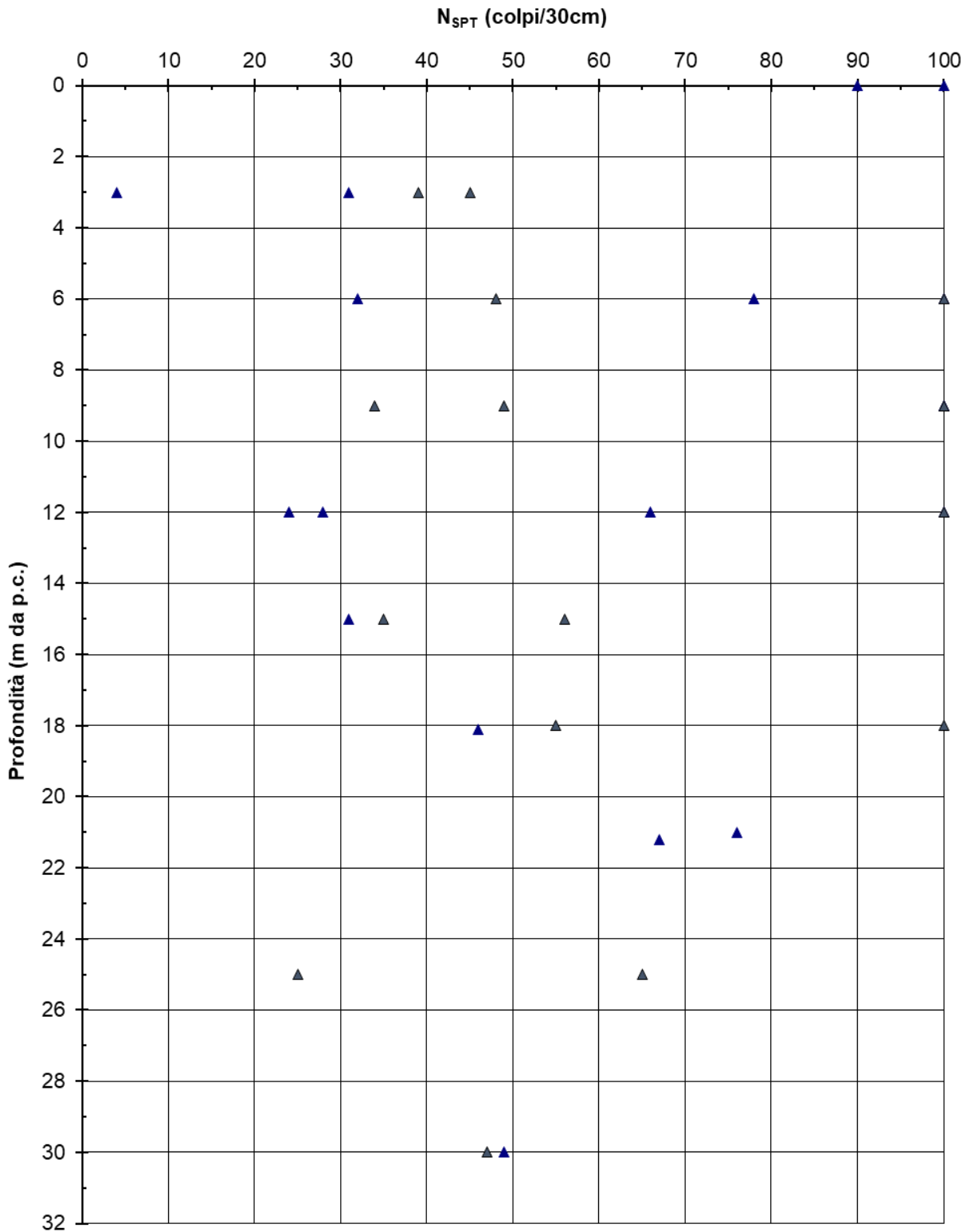
La Figura 6.1 riporta l'andamento con la profondità dei valori di  $N_{SPT}$  misurati durante le campagne d'indagine 2012 e 2018.

Le Figure 6.2 e 6.3 riportano i risultati della valutazione di  $D_R$  per le verticali della campagna d'indagine 2001 (in funzione della quota assoluta) e delle campagne d'indagine 2012 e 2018 (in funzione della profondità dal p.c.) rispettivamente. La densità relativa è stata correlata ai valori di  $N_{SPT}$  mediante le relazioni suggerite da Skempton (1986). Pur con le problematiche legate al ricorso alle prove penetrometriche dinamiche nelle formazioni sabbioso-ghiaiose e nelle formazioni con livelli cementati, il grado di addensamento, pur esibendo variazioni non trascurabili si attesta su valori medi elevati (60%-80 %).

Le Figure 6.4 e 6.5 riportano i risultati della valutazione dell'angolo di resistenza al taglio  $\phi'$  per le verticali della campagna d'indagine 2001 (in funzione della quota assoluta) e delle campagne d'indagine 2012 e 2018 (in funzione della profondità dal p.c.) rispettivamente. Il valore dell'angolo di resistenza al taglio  $\phi'$  è stato correlato ai valori di  $N_{SPT}$  utilizzando due differenti approcci: nella Figura 6.4 si è utilizzata la correlazione proposta da Schmertmann (1978), mentre nella Figura 6.5 si è fatto ricorso alla relazione proposta da Bolton (1986), in modo da tener conto dello stato di addensamento e del livello tensionale.

Le Figure 6.6-6.11 riportano le valutazioni del modulo di Young per le verticali della campagna d'indagine 2001 (in funzione della quota assoluta) e delle campagne d'indagine 2012 e 2018 (in funzione della profondità dal p.c.) rispettivamente. È stata fatta una stima sia dei moduli di Young "operativi" ( $E'_{25}$ ,  $E'$ ), utilizzando le correlazioni suggerite da Jamiolkowski et al. (1988) e da D'Appolonia et al. (1970), sia dei moduli di Young ( $E'_0$ ) iniziali, associabili a piccole deformazioni, utilizzando la relazione proposta da Ohta e Goto (1978) per la determinazione della velocità di propagazione di onde di taglio in depositi incoerenti non cementati a partire dai valori di  $N_{SPT}$ ; questi ultimi valori sono stati confrontati con quelli ricavati dall'interpretazione delle prove pressiometriche.

La Figura 6.12 riporta i risultati delle prove di permeabilità tipo *Lefranc* in foro, a carico costante, effettuate nel corso delle indagini della campagna 2001 (in funzione della quota assoluta). I risultati ottenuti consentono di osservare che i valori del coefficiente di permeabilità ( $k$ ) variano tra  $2.4 \cdot 10^{-4}$  m/s e  $5.4 \cdot 10^{-5}$  m/s. Tali valori sono confermati dalle prove eseguite nel corso delle campagne d'indagine successive, in cui sono stati rilevati valori del coefficiente di permeabilità ( $k$ ) variabili tra  $1.6 \cdot 10^{-4}$  m/s e  $1.4 \cdot 10^{-5}$  m/s.



**Figura 6.1: Andamento di N<sub>SPT</sub> con la profondità – campagne d'indagine 2012 e 2018**

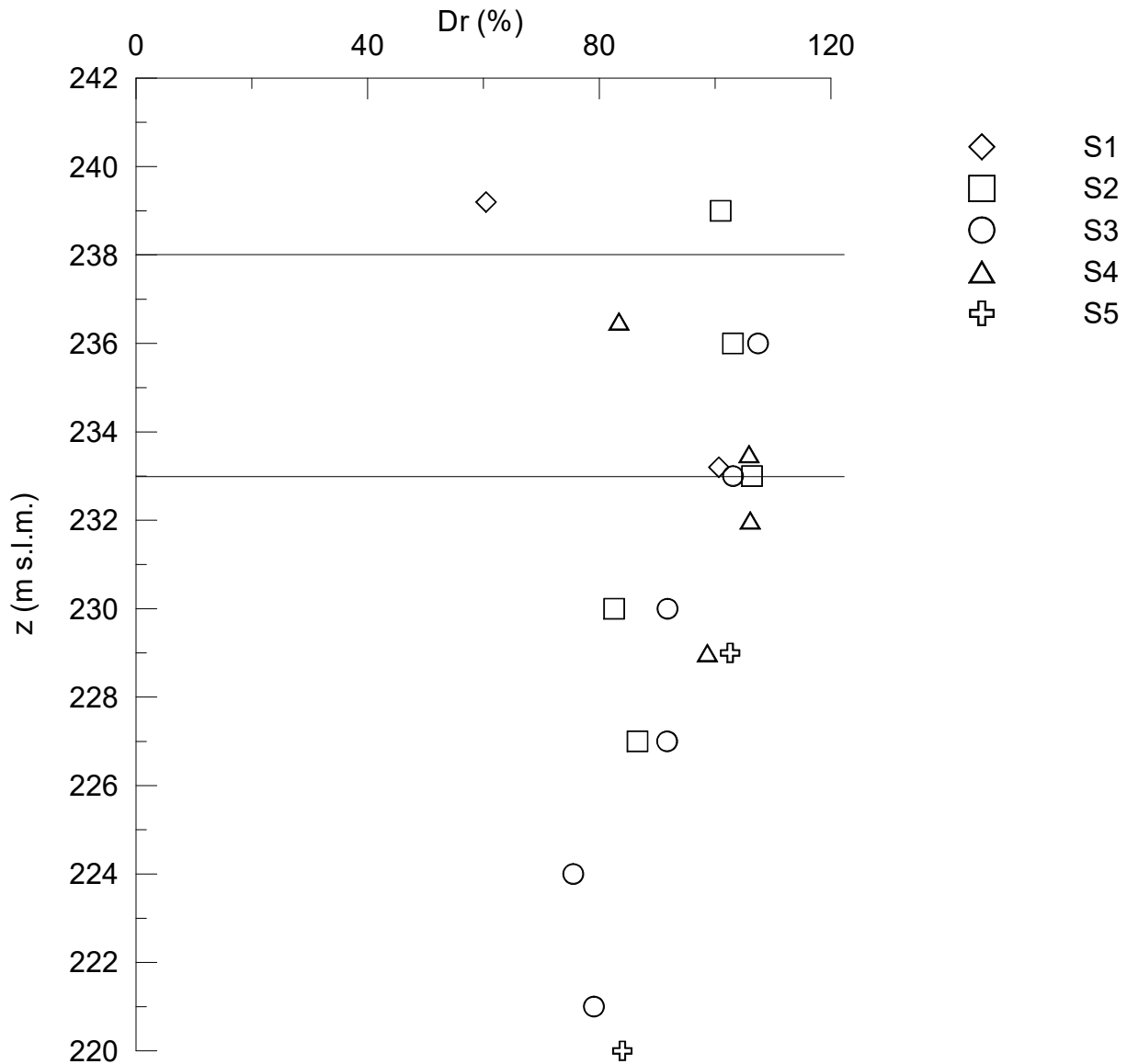


Figura 6.2: Andamento della  $D_R$  con la profondità – campagna d’indagine 2001 (Skempton, 1986)

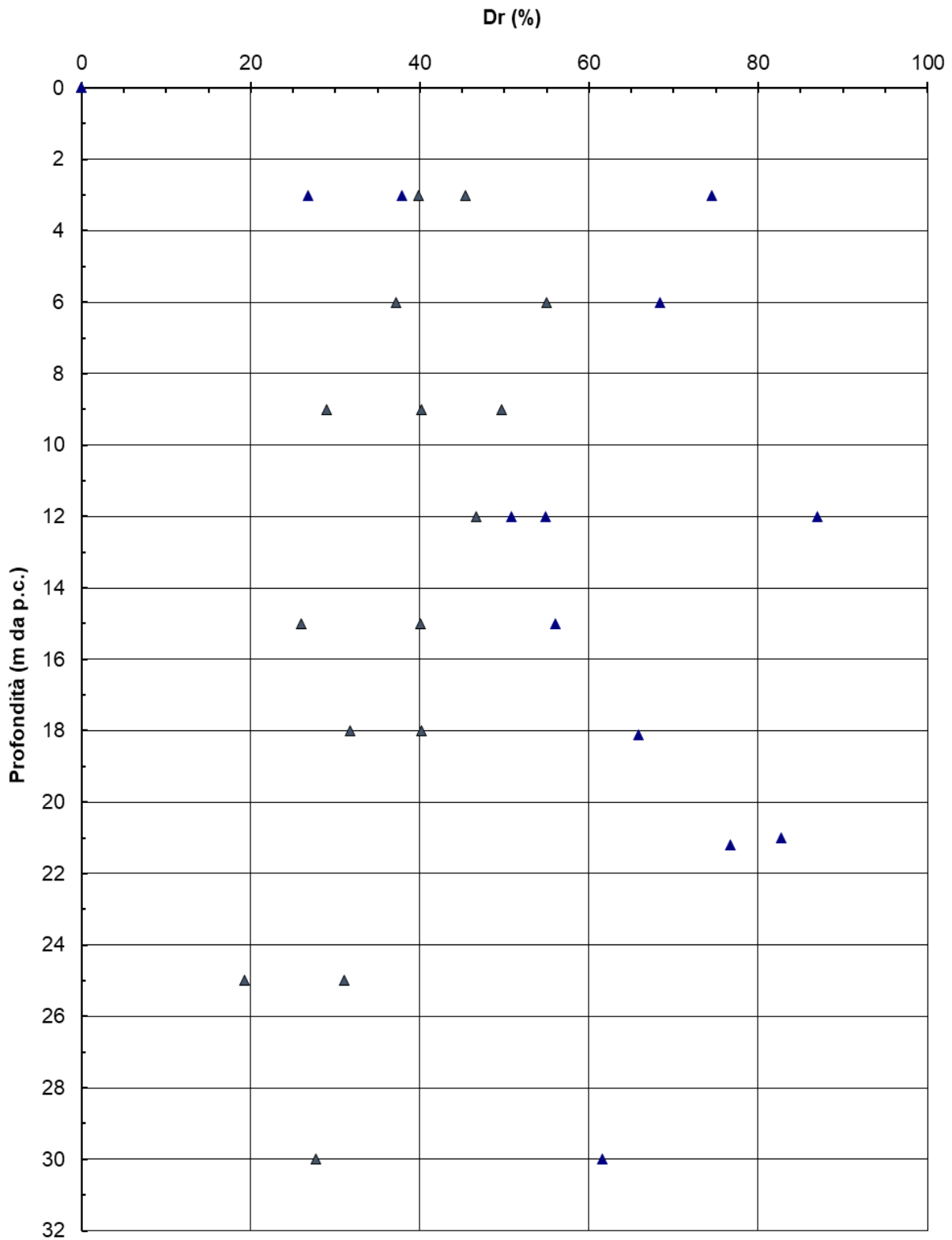


Figura 6.3: Andamento della  $D_R$  con la profondità – campagna d’indagine 2012 e 2018 (Skempton, 1986)

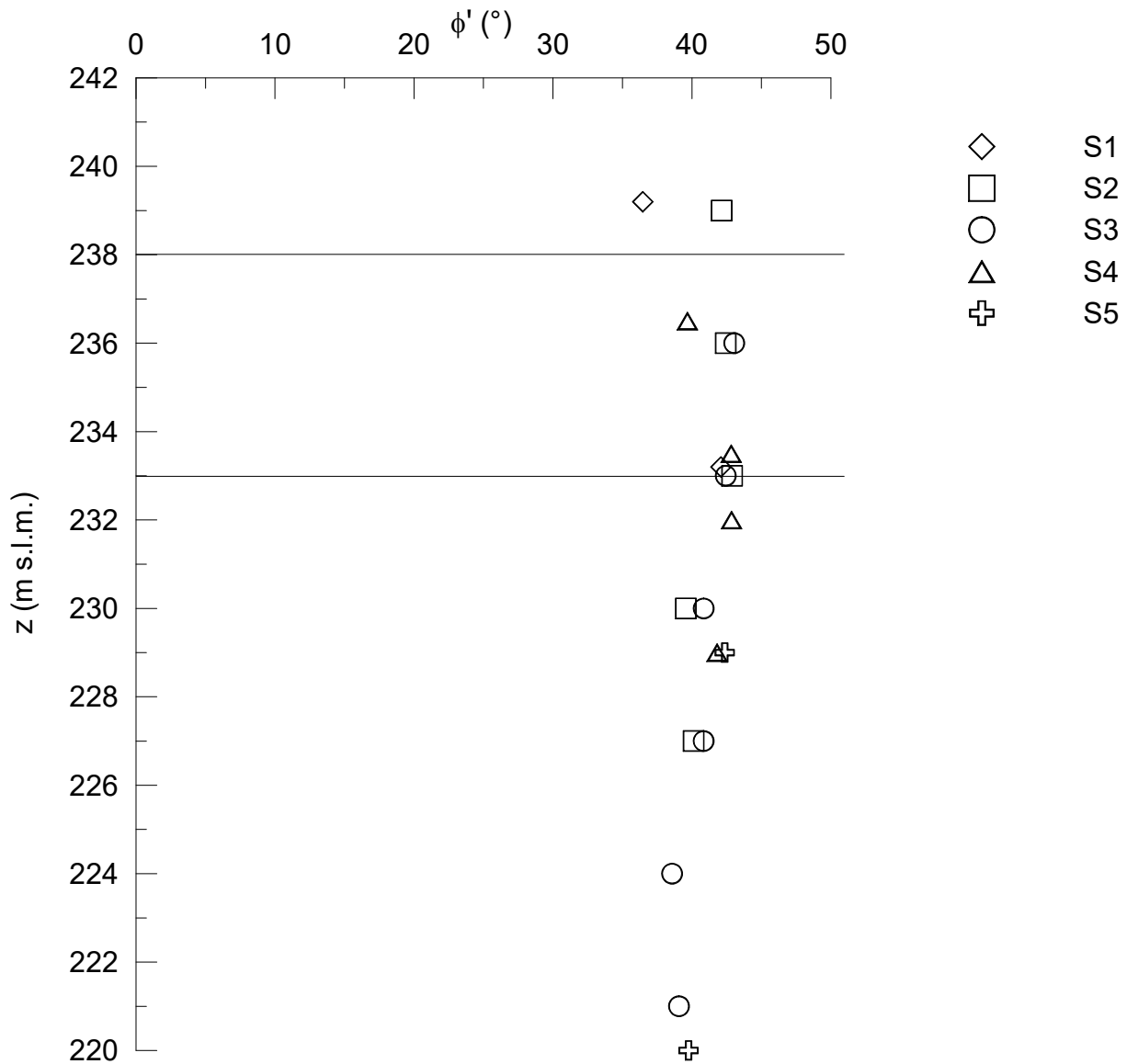


Figura 6.4: Andamento di  $\phi'$  con la profondità – campagna d'indagine 2001 (Schmertmann, 1978)

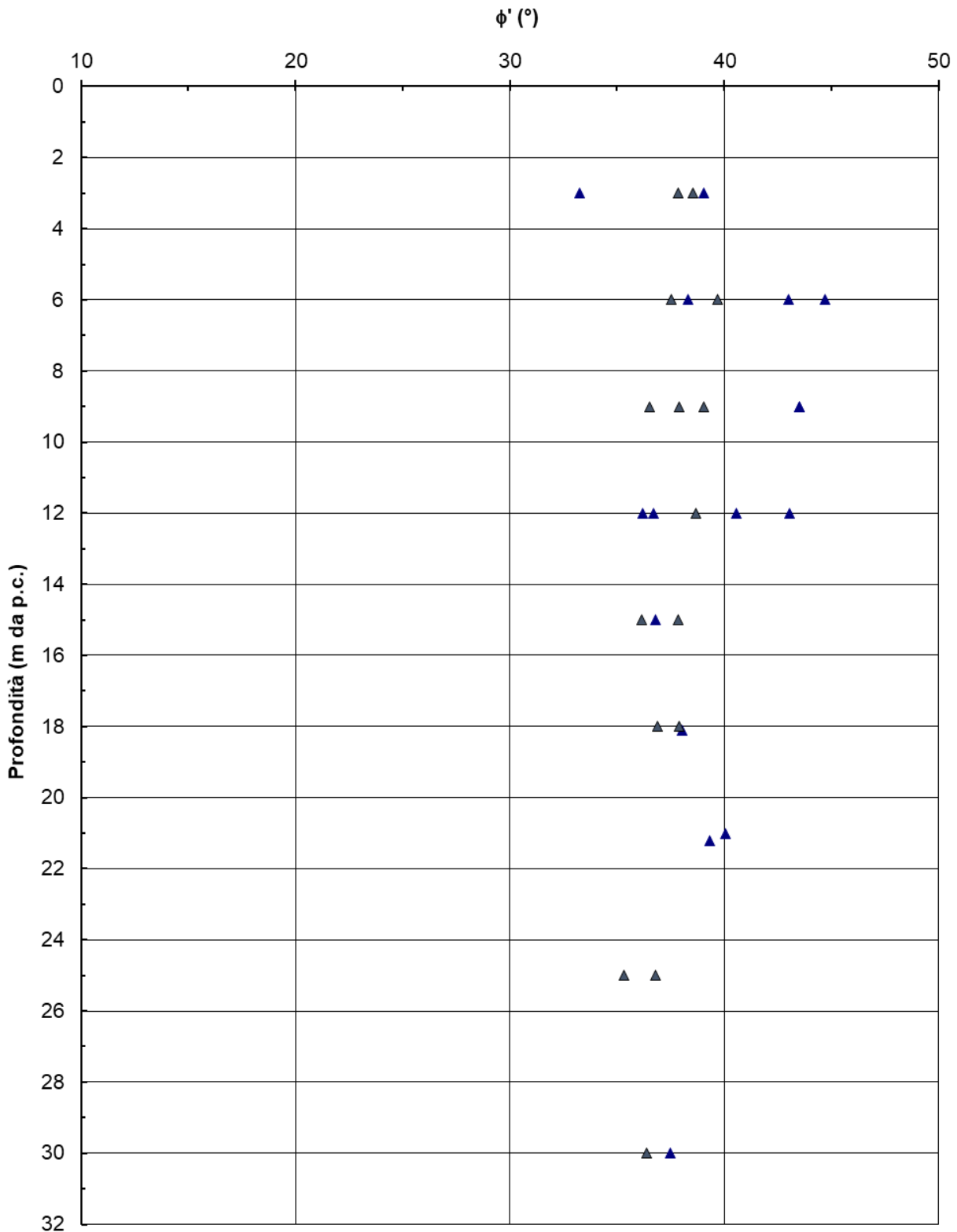


Figura 6.5: Andamento di  $\phi'$  con la profondità – campagna d'indagine 2012 e 2018 (Bolton, 1986)



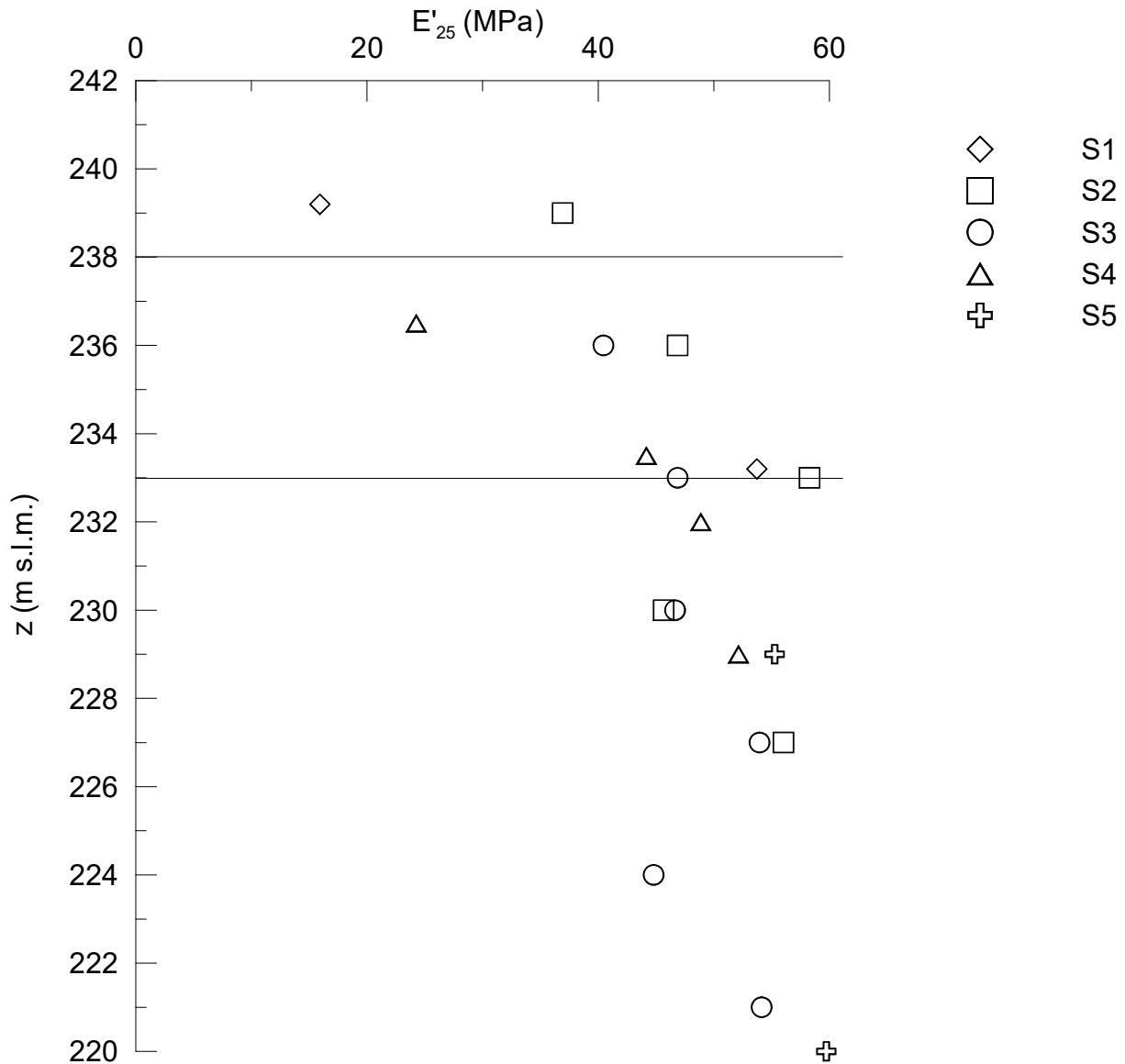


Figura 6.6: Andamento di  $E'$  con la profondità - campagna d'indagine 2001 (Jamiolkowski, 1988)

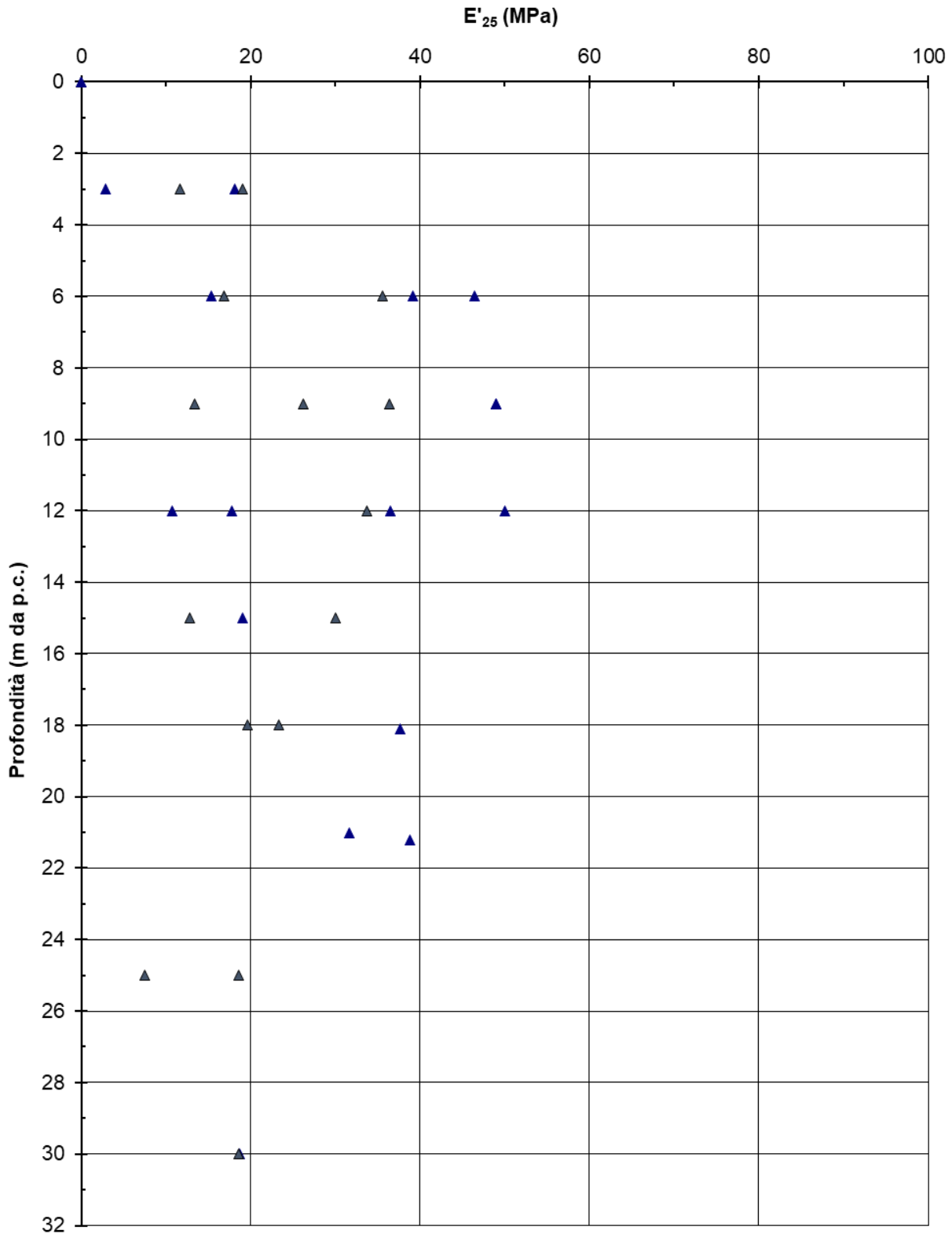


Figura 6.7: Andamento di E' con la profondità – campagna d'indagine 2012 e 2018 (Jamiolkowski, 1988)

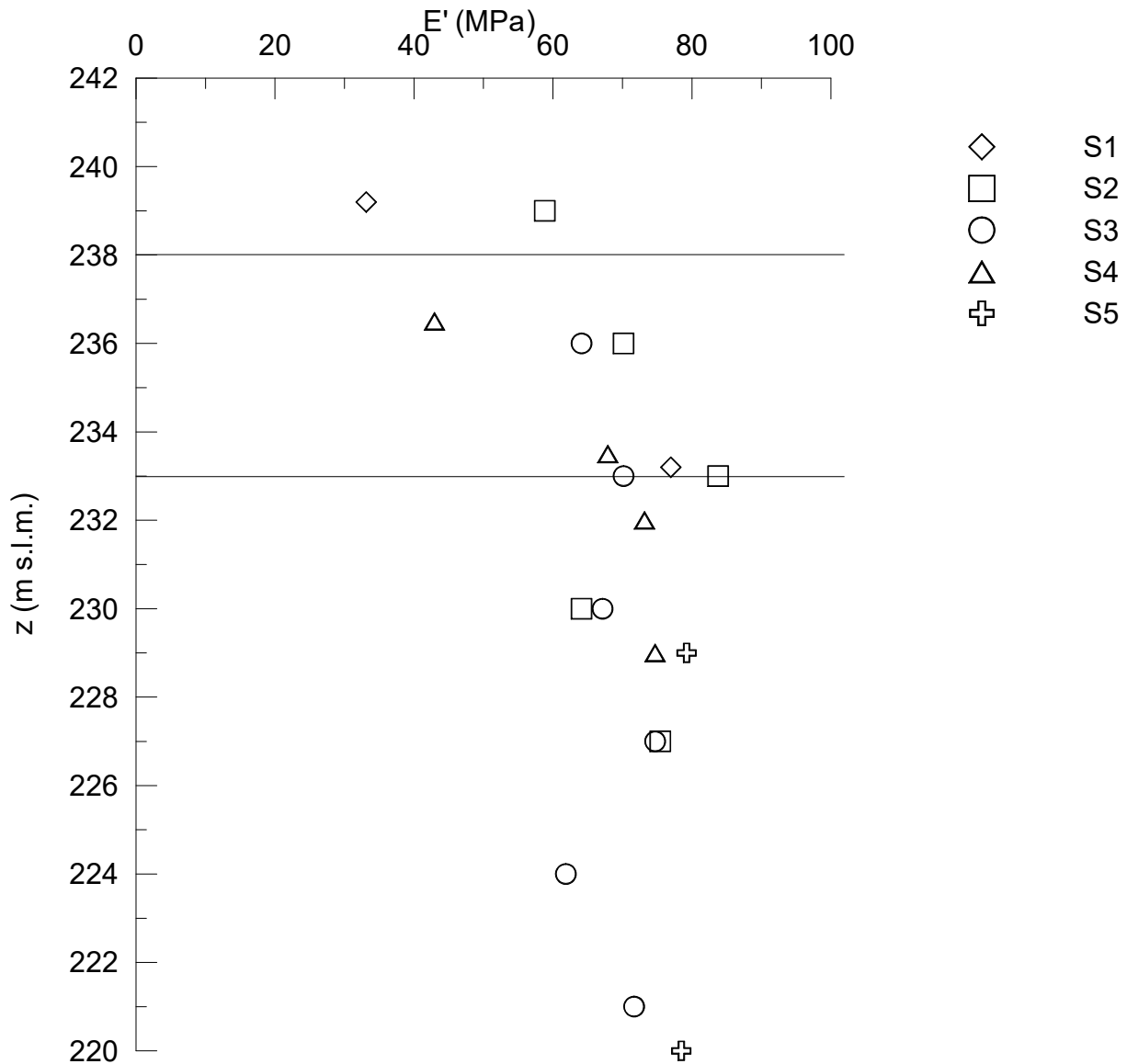


Figura 6.8: Andamento di  $E'$  con la profondità – campagna d'indagine 2001 (D'Appolonia, 1970)

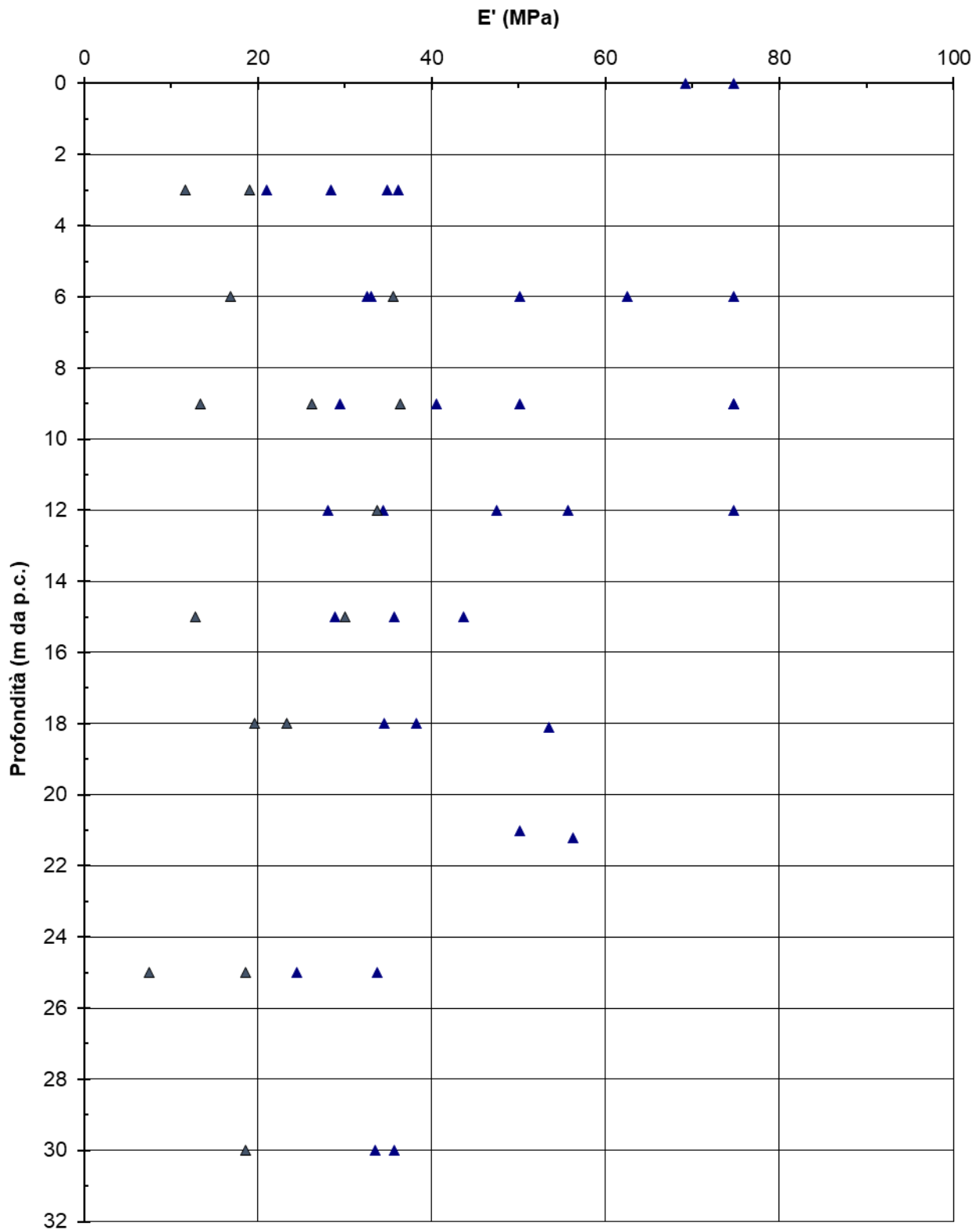


Figura 6.9: Andamento di E' con la profondità – campagna d'indagine 2012 e 2018 (D'Appolonia, 1970)

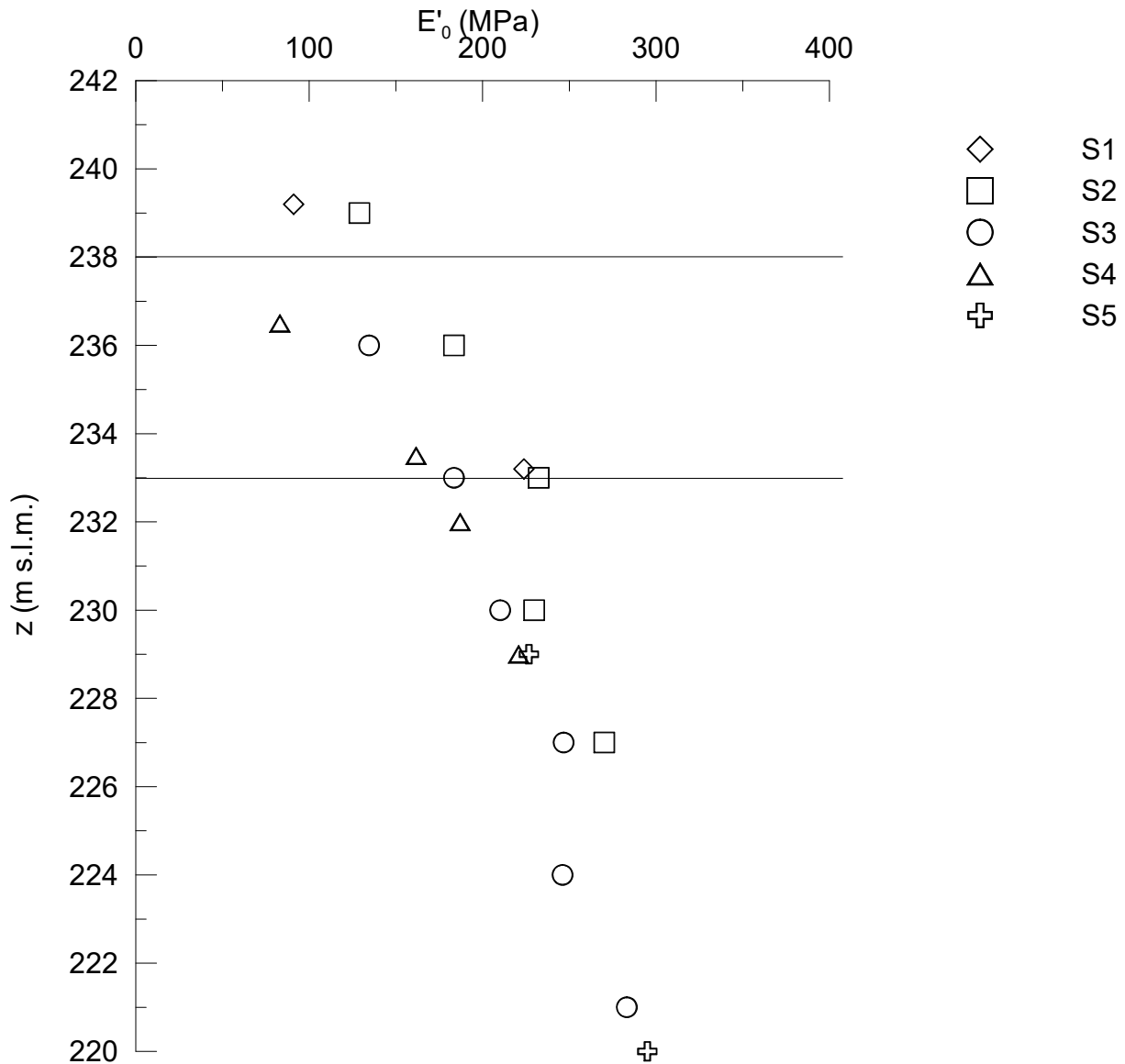


Figura 6.10: Andamento di  $E'_0$  con la profondità - campagna d'indagine 2001 (Ohta e Goto, 1978)

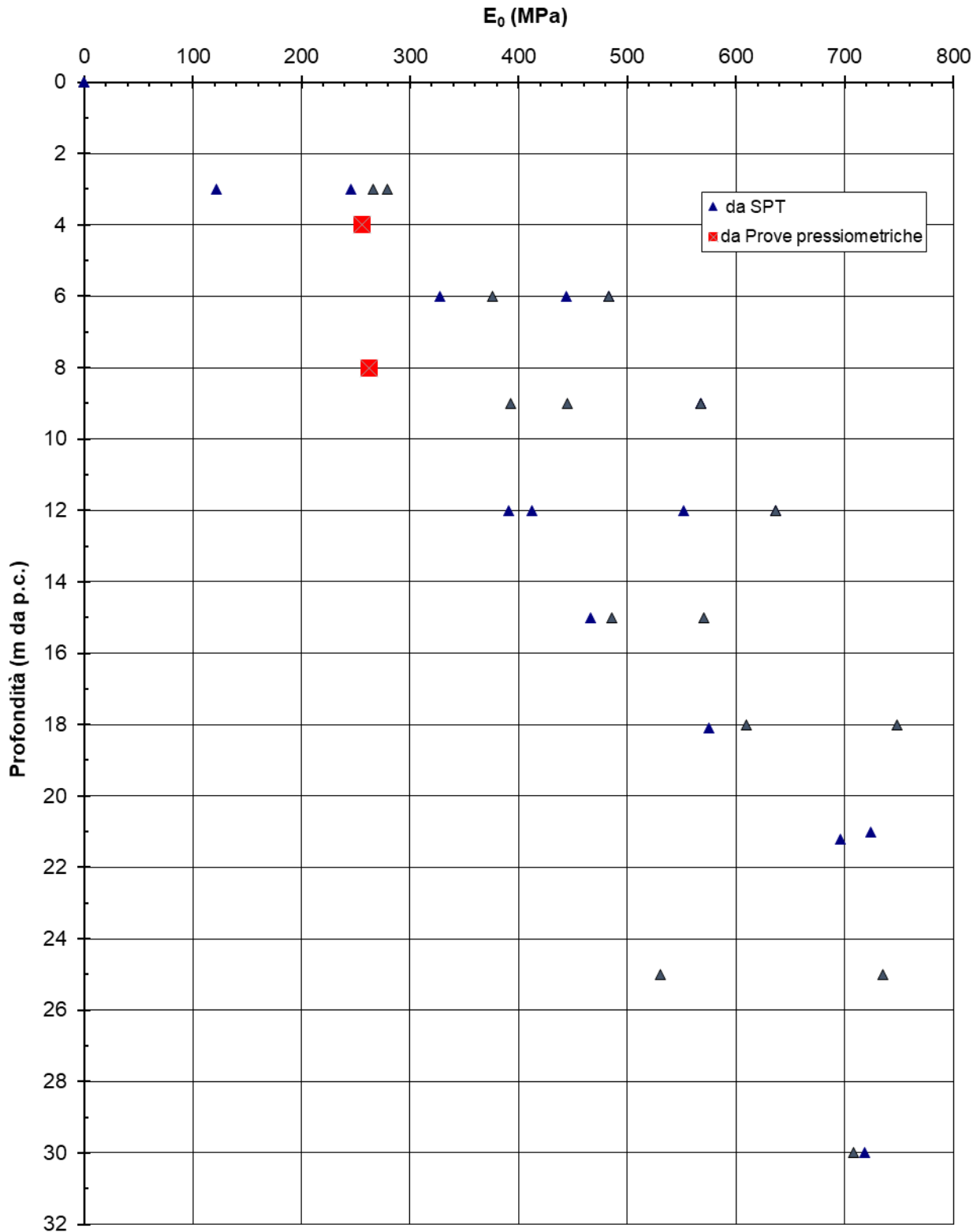
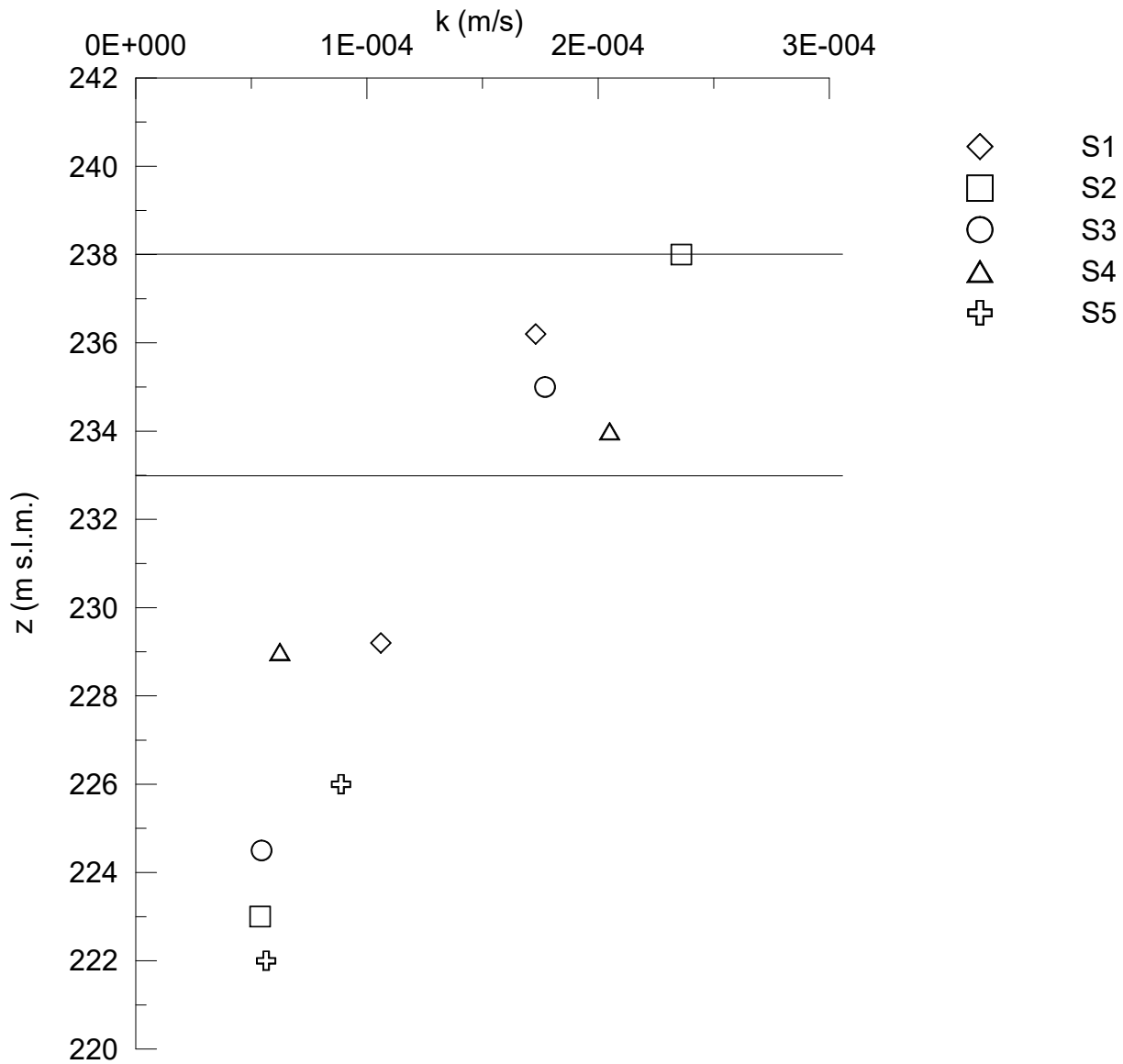


Figura 6.11: Andamento di  $E_0$  con la profondità – campagna d'indagine 2012 e 2018 (Ohta e Goto, 1978)



**Figura 6.12: Coefficiente di permeabilità k da prove in sito - campagna d'indagine 2001**

## 7. MODELLO GEOTECNICO DI SOTTOSUOLO

Sulla base dei dati attualmente disponibili e utilizzando i criteri di interpretazione riportati nei capitoli precedenti è stata condotta la caratterizzazione geotecnica dei litotipi interessati dall'opera.

Di seguito si riporta una descrizione sintetica dei litotipi presenti ed i parametri geotecnici caratteristici.

- **Terreno A:** Terreno di riporto di spessore variabile da 1÷4 m. Materiale di riporto superficiale molto eterogeneo, costituito da livelli di materiale incoerente con notevole frazione grossolana e livelli di materiale fine coesivo plastico.

- peso dell'unità di volume  $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
- coesione drenata  $c' = 0 \text{ kPa}$
- angolo di resistenza a taglio  $\varphi' = 33^\circ$
- modulo di Young  $E = 15 \text{ MPa}$
- coefficiente di Poisson  $\nu = 0.25$

- **Terreno B:** Ghiaia con sabbia/Sabbia con ghiaia di spessore medio pari a circa 5 m. Terreni ghiaiosi-sabbiosi con presenza talvolta di livelli cementati.

- peso dell'unità di volume  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
- coesione drenata  $c' = 0 \div 20 \text{ kPa}$
- angolo di resistenza a taglio  $\varphi' = 38^\circ$
- modulo di Young  $E = 70 \text{ MPa}$
- coefficiente di Poisson  $\nu = 0.25$

- **Terreno C:** Ghiaia con sabbia con spessori > 15 m. E' lo stesso materiale del Terreno B ma con minor presenza di livelli cementati.

- peso dell'unità di volume  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
- coesione drenata  $c' = 0 \text{ kPa}$
- angolo di resistenza a taglio  $\varphi' = 38^\circ$
- modulo di Young  $E = 70 \text{ MPa}$
- coefficiente di Poisson  $\nu = 0.25$

Per quanto concerne invece la quota della falda, questa è stata assunta a vantaggio di sicurezza posta a **-9 m dal p.c.**

Infine, ai fini della caratterizzazione sismica, il terreno di fondazione, sulla base di quanto evidenziato dalla caratterizzazione geotecnica delle indagini pregresse e di quelle integrative attuali, cautelativamente, può essere classificato di **categoria "C"**.



## 8. PROBLEMATICHE DI LIQUEFAZIONE

La normativa vigente (punto 7.11.3.4.2. delle NTC2018) recita che la verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

- 1) accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g;
- 2) profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
- 3) depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata  $(N_1)_{60} > 30$  oppure  $q_{ciN} > 180$  dove  $(N_1)_{60}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e  $q_{ciN}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
- 4) distribuzione granulometrica esterna ai fusi granulometrici indicati nella figura 7.11.1 delle NTC2018.

Nel sito in esame i livelli di PGA calcolati in accordo alla normativa vigente, considerando vita nominale dell'opera  $V_N = 100$  anni, classe d'uso definita  $C_u = 2$  e categoria di terreno "C" (punto 3.2.2 delle NTC2018), è pari a 0.075g.

Pertanto la verifica a liquefazione può essere omessa in quanto la condizione 1 è soddisfatta.