



Autostrada Asti-Cuneo

ADEGUAMENTO DELLA TANGENZIALE DI ALBA

PROGETTO DEFINITIVO

STUDI E INDAGINI

Geotecnica Relazione geotecnica generale

IMPRESA 	PROGETTISTA 	INTEGRATORE ATTIVITA' SPECIALISTICHE Dott. Ing. Salvatore Sguazzo Albo degli Ingegneri provincia di Salerno n. 5031 	COMMITTENTE Autostrada Asti-Cuneo S.p.A. Direzione e Coordinamento: S.A.L.T. p.A. (Gruppo ASTM) Via XX Settembre, 98/E 00187 Roma
--	--	--	---

REV.	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	CONTR.	APPROV.	RIESAME	DATA	SCALA
A	05-2021	EMISSIONE	C.Grossi	E.Lombardo	Ing. Sguazzo	XXXX	MAGGIO 2021	-
							N. Progr.	
							02.02.01	

CODIFICA <table style="width: 100%; text-align: center;"> <tr> <td>PROGETTO</td> <td>LIV</td> <td>DOCUMENTO</td> <td>REV</td> </tr> <tr> <td>P018</td> <td>D</td> <td>GEO RB 001</td> <td>A</td> </tr> </table>	PROGETTO	LIV	DOCUMENTO	REV	P018	D	GEO RB 001	A	WBS A331TA0000 CUP G64E20002060005
PROGETTO	LIV	DOCUMENTO	REV						
P018	D	GEO RB 001	A						

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO	VISTO DELLA COMMITTENTE
-------------------------------	-------------------------

INDICE

1. INTRODUZIONE	3
2. NORMATIVE E RIFERIMENTI.....	5
2.1. NORMATIVA	5
2.2. DOCUMENTI PROGETTUALI	5
2.3. BIBLIOGRAFIA TECNICA.....	6
3. DESCRIZIONE DELLE CAMPAGNE DI INDAGINE	8
3.1. CAMPAGNA DI INDAGINE 1998	8
3.2. CAMPAGNA DI INDAGINE 2001	9
3.3. CAMPAGNA DI INDAGINE 2009	10
4. CRITERI E DI VALUTAZIONE DEI PARAMETRI GEOTECNICI	11
4.1. PREMESSA	11
4.2. TERRENI GRANULARI	11
4.2.1. <i>Stato iniziale del deposito e caratteristiche fisiche</i>	11
4.2.2. <i>Parametri di resistenza</i>	13
4.2.3. <i>Parametri di deformabilità</i>	14
4.2.4. <i>Coefficienti di permeabilità</i>	17
4.3. TERRENI COESIVI	18
4.3.1. <i>Classificazione</i>	18
4.3.2. <i>Stato tensionale iniziale</i>	18
4.3.3. <i>Parametri di resistenza</i>	18
4.3.4. <i>Parametri di deformabilità</i>	19
4.3.5. <i>Coefficienti di permeabilità</i>	20
5. QUADRO DI RIFERIMENTO GEOLOGICO-GEOTECNICO	21
5.1. MODELLO GEOLOGICO LOCALE	21
5.2. DESCRIZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE.....	21
6. CARATTERIZZAZIONE DELLE UNITA' GEOTECNICHE.....	22
6.1. UNITÀ R:.....	22
6.1.1. <i>Stato iniziale e caratteristiche fisiche</i>	22
6.1.2. <i>Parametri di resistenza</i>	22
6.1.3. <i>Parametri di deformabilità</i>	22
6.1.4. <i>Permeabilità</i>	23
6.2. UNITÀ B1F:	28
6.2.1. <i>Stato iniziale e caratteristiche fisiche</i>	28
6.2.2. <i>Parametri di resistenza</i>	28
6.2.3. <i>Parametri di deformabilità</i>	28
6.2.4. <i>Permeabilità</i>	29
6.3. UNITÀ B1S:	39
6.3.1. <i>Stato iniziale e caratteristiche fisiche</i>	39
6.3.2. <i>Parametri di resistenza</i>	39
6.3.3. <i>Parametri di deformabilità</i>	39
6.3.4. <i>Permeabilità</i>	39
6.4. UNITÀ B1G:	44

6.4.1.	<i>Stato iniziale e caratteristiche fisiche</i>	44
6.4.2.	<i>Parametri di resistenza</i>	44
6.4.3.	<i>Parametri di deformabilità</i>	44
6.4.4.	<i>Permeabilità</i>	44
6.5.	UNITÀ SAF:	50
6.5.1.	<i>Stato iniziale e caratteristiche fisiche</i>	50
6.5.2.	<i>Parametri di resistenza</i>	50
6.5.3.	<i>Parametri di deformabilità</i>	50
6.5.4.	<i>Permeabilità</i>	50
7.	FALDA	63
8.	SINTESI DEI PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI	66
9.	STRATIGRAFIE E PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO PER I PRINCIPALI INTERVENTI DI ADEGUAMENTO	67
9.1.	MURO DI SOSTEGNO (DA PK 1+232.43 A PK 1+321.35)	67
9.2.	BARRIERA INTEGRATA (DA PK 2+596.40 A PK 3+102.10)	67
9.3.	NUOVO SCAVALCO SUL CANALE RIDDONE (Pk 03+112).....	68
10.	DIMENSIONAMENTO DELLE FONDAZIONI PROFONDE	69
10.1.	DEFINIZIONE DELLA METODOLOGIA DI DIMENSIONAMENTO DELLE FONDAZIONI PROFONDE	69
10.2.	CRITERI DI PROGETTAZIONE IN ACCORDO ALLE NTC2018	69
10.2.1.	<i>Verifiche nei confronti degli Stati Limite Ultimi (SLU)</i>	69
10.2.2.	<i>Curve di resistenza del palo singolo</i>	71
10.2.3.	<i>Verifiche nei confronti degli Stati Limite di Esercizio (SLE)</i>	71
10.3.	RESISTENZA DI CALCOLO DEI PALI TRIVELLATI DA PARAMETRI GEOTECNICI	72
10.3.1.	<i>Resistenza laterale di calcolo</i>	72
10.3.2.	<i>Resistenza di base di calcolo</i>	73
10.4.	SCAVALCO SUL FIUME RIDDONE – RESISTENZA DI PROGETTO DEL PALO SINGOLO NEI CONFRONTI DEI CARICHI VERTICALI.....	74

1. INTRODUZIONE

Il presente documento costituisce la relazione geotecnica generale del Progetto Definitivo dell'adeguamento della Tangenziale di Alba, facente parte del che si inserisce all'interno del Progetto Definitivo dell'intero collegamento autostradale Asti-Cuneo.

La Tangenziale di Alba si sviluppa per circa 5.3 km nella regione Piemonte in provincia di Cuneo lungo il fondovalle del Fiume Tanaro. In Figura 1.1 è riportato il tracciato evidenziato su un'immagine da Google Earth.

Scopo del documento è la caratterizzazione geotecnica delle unità geologiche costituenti i terreni di fondazione, ai fini del calcolo geotecnico delle opere da realizzare. Quanto qui riportato si basa sulle indagini e prove di laboratorio disponibili dalle precedenti fasi progettuali.

Il documento si articola come segue:

- nel capitolo 2 sono elencate le normative, la documentazione di progetto di riferimento ed i riferimenti bibliografici;
- nel capitolo 3 è riportata una sintesi delle campagne di indagini geognostiche prese a riferimento nel presente studio;
- nel capitolo 4 sono descritti i criteri e le correlazioni adottati per l'interpretazione delle indagini in sito e di laboratorio;
- nel capitolo 5 è riportata una sintesi del quadro di riferimento geologico e vengono definite le unità geotecniche incontrate lungo la tratta in esame;
- nel capitolo 6 è riportata la caratterizzazione geotecnica dei terreni quale risulta dall'interpretazione delle indagini;
- nel capitolo 7 è riportata una sintesi delle letture piezometriche disponibili e le informazioni sulla falda;
- nel capitolo 8 è riportata la sintesi dei valori dei parametri geotecnici definiti nella caratterizzazione delle diverse unità geotecniche;
- nel capitolo 9 sono riportate le stratigrafie e parametri geotecnici di calcolo per i principali interventi di adeguamento da realizzarsi lungo il tracciato;
- nel capitolo 10 è riportato dimensionamento delle fondazioni profonde per le opere principali.

L'inquadramento sismico del tracciato, insieme al calcolo dell'accelerazione sismica di riferimento per le verifiche geotecniche, è riportato in un capitolo dedicato all'interno della Relazione geologica ed idrogeologica generale (Doc.Rif.[15.]

Si ricorda che, in ogni caso, in base alla Normativa NTC 2018, l'unico responsabile della parametrizzazione geotecnica, nonché dello sviluppo del modello geotecnico, è il progettista (punto 6.2.2. delle NTC) delle singole opere. Quanto qui di seguito esposto pertanto deve essere inteso come una caratterizzazione geotecnica orientativa, e che il progettista dovrà comunque far propria o modificare a seconda delle proprie scelte.

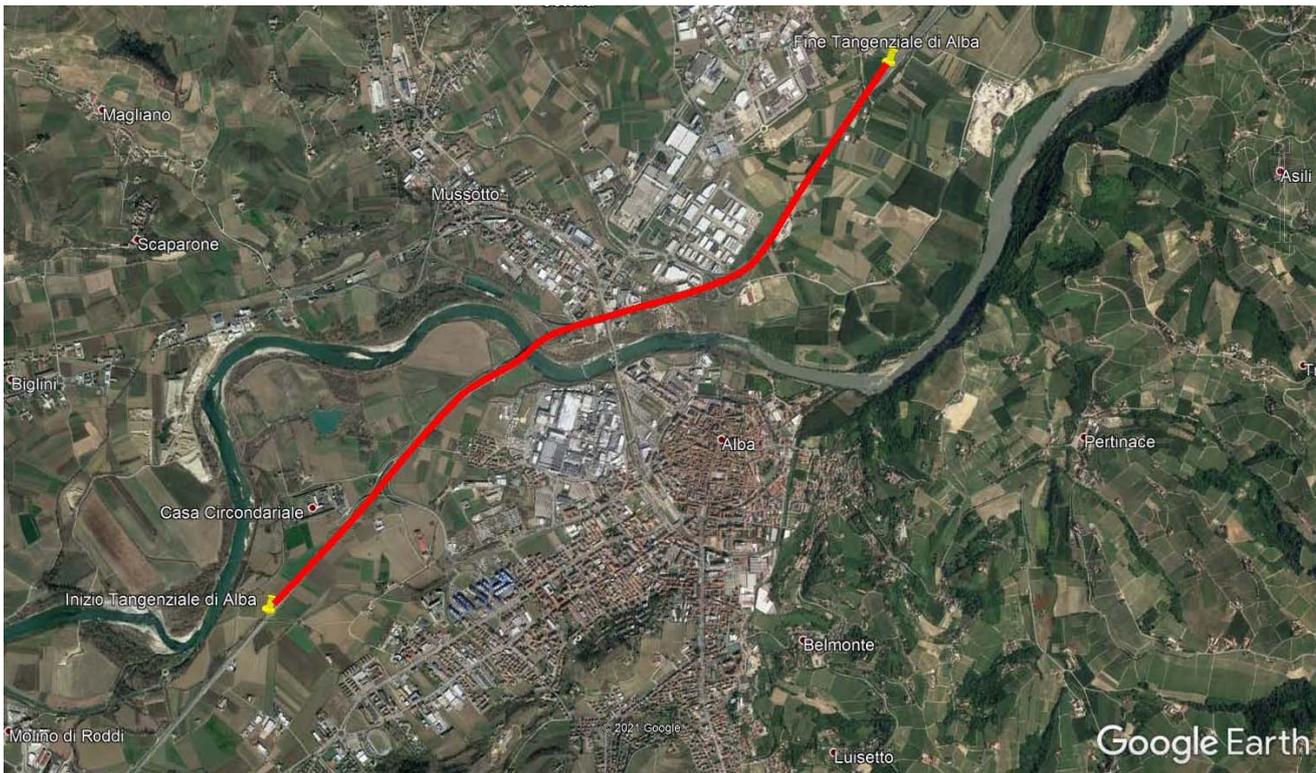


Figura 1.1: Tracciato Tangenziale di Alba – Google Earth

2. NORMATIVE E RIFERIMENTI

2.1. NORMATIVA

Ai fini della redazione del presente progetto si è fatto riferimento alle seguenti normative e circolari:

- [1.] D.G.R. 3 febbraio 2012, n. 7-3340: Modifiche e integrazioni alle procedure di controllo e gestione delle attività urbanistico-edilizie ai fini della prevenzione del rischio sismico approvate con D.G.R. n. 4-3084 del 12/12/2011.
- [2.] D.G.R. 12 dicembre 2011, n. 4-3084: D.G.R. n. 11-13058 del 19/01/2010. Approvazione delle procedure di controllo e gestione delle attività urbanistico-edilizie ai fini della prevenzione del rischio sismico attuative della nuova classificazione sismica del territorio piemontese.
- [3.] D.G.R. 18 febbraio 2011, n. 8-1517: Modifica del termine di entrata in vigore della nuova classificazione sismica del territorio piemontese come approvata con D.G.R. n. 11-13058 del 19/01/2010 e ulteriori disposizioni pubblicato su Bollettino Ufficiale Regione Piemonte n. 8 del 24/02/2011.
- [4.] D.G.R. 1 marzo 2010, n. 28-13422: Differimento del termine di entrata in vigore della nuova classificazione sismica del territorio piemontese approvata con D.G.R. n. 11-13058 del 19/01/2010 e ulteriori disposizioni pubblicato su Bollettino Ufficiale Regione Piemonte n. 10 del 11/03/2010.
- [5.] D.G.R. 19 gennaio 2010, n. 11-13058: Aggiornamento ed adeguamento dell'elenco delle zone sismiche (O.P.C.M. n. 3274/2003 e O.P.C.M. 3519/2006) pubblicato su Bollettino Ufficiale Regione Piemonte n. 7 del 18/02/2010.
- [6.] N.T.C. 2018: Testo unitario – Norme Tecniche per le Costruzioni (Supplemento ordinario alla G.U. 20.02.2018 n.42).
- [7.] Circolare n. 7 del 21.01.2019: Istruzione per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni (Supplemento ordinario alla G.U. 11.02.2019 n.35).
- [8.] O.P.C.M. 3519 del 28/04/2006 (G.U. 11.5.2006 n.108). Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone.
- [9.] O.P.C.M. 3274 del 20/03/2003 (Supplemento ordinario alla G.U. 8.5.2003 n.105). Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.

2.2. DOCUMENTI PROGETTUALI

- [10.] Collegamento autostradale Asti–Cuneo – Adeguamento Tangenziale di Alba – Risultati delle indagini in sito e delle prove di laboratorio – Parte 1 – Elaborato n° P018_D_GEO_SH001_A
- [11.] Collegamento autostradale Asti–Cuneo – Adeguamento Tangenziale di Alba – Risultati delle indagini in sito e delle prove di laboratorio – Parte 2 – Elaborato n° P018_D_GEO_SH002_A
- [12.] Collegamento autostradale Asti–Cuneo – Adeguamento Tangenziale di Alba – Risultati delle indagini in sito e delle prove di laboratorio – Parte 3 – Elaborato n° P018_D_GEO_SH003_A
- [13.] Collegamento autostradale Asti–Cuneo – Adeguamento Tangenziale di Alba – Risultati delle indagini in sito e delle prove di laboratorio – Parte 4 – Elaborato n° P018_D_GEO_SH004_A
- [14.] Collegamento autostradale Asti–Cuneo – Adeguamento Tangenziale di Alba – Risultati delle indagini in sito e delle prove di laboratorio – Parte 5 – Elaborato n° P018_D_GEO_SH005_A
- [15.] Collegamento autostradale Asti–Cuneo – Adeguamento Tangenziale di Alba – Relazione geologica ed idrogeologica generale – Elaborato n° P018_D_GEO_RA001_A
- [16.] Collegamento autostradale Asti–Cuneo – Adeguamento Tangenziale di Alba – Carta Geologica Geomorfologica - Tav. 1 – Elaborato n° P018_D_GEO_CG001_A
- [17.] Collegamento autostradale Asti–Cuneo – Adeguamento Tangenziale di Alba – Carta Geologica Geomorfologica - Tav. 2 – Elaborato n° P018_D_GEO_CG002_A
- [18.] Collegamento autostradale Asti–Cuneo – Adeguamento Tangenziale di Alba – Carta Geologica Geomorfologica - Tav. 3 – Elaborato n° P018_D_GEO_CG002_A

- [19.] Collegamento autostradale Asti–Cuneo – Adeguamento Tangenziale di Alba – Carta idrogeologica - Tav. 1 – Elaborato n° P018_D_GEO_CD001_A
- [20.] Collegamento autostradale Asti–Cuneo – Adeguamento Tangenziale di Alba – Carta idrogeologica - Tav. 2 – Elaborato n° P018_D_GEO_CD002_A
- [21.] Collegamento autostradale Asti–Cuneo – Adeguamento Tangenziale di Alba – Carta idrogeologica - Tav. 3 – Elaborato n° P018_D_GEO_CD003_A
- [22.] Collegamento autostradale Asti–Cuneo – Adeguamento Tangenziale di Alba – Ubicazione indagini geognostiche - Tav. 1 – Elaborato n° P018_D_GEO_PG001_A
- [23.] Collegamento autostradale Asti–Cuneo – Adeguamento Tangenziale di Alba – Ubicazione indagini geognostiche - Tav. 2 – Elaborato n° P018_D_GEO_PG002_A
- [24.] Collegamento autostradale Asti–Cuneo – Adeguamento Tangenziale di Alba – Ubicazione indagini geognostiche - Tav. 3 – Elaborato n° P018_D_GEO_PG003_A
- [25.] Collegamento autostradale Asti–Cuneo – Adeguamento Tangenziale di Alba – Profilo geologico - Tav. 1 – Elaborato n° P018_D_GEO_FG001_A
- [26.] Collegamento autostradale Asti–Cuneo – Adeguamento Tangenziale di Alba – Profilo geologico - Tav. 2 – Elaborato n° P018_D_GEO_FG002_A
- [27.] Collegamento autostradale Asti–Cuneo – Adeguamento Tangenziale di Alba – Profilo geologico - Tav. 3 – Elaborato n° P018_D_GEO_FG003_A
- [28.] Collegamento autostradale Asti–Cuneo – Adeguamento Tangenziale di Alba – Profilo geotecnico - Tav. 1 – Elaborato n° P018_D_GEO_FT001_A
- [29.] Collegamento autostradale Asti–Cuneo – Adeguamento Tangenziale di Alba – Profilo geotecnico - Tav. 2 – Elaborato n° P018_D_GEO_FT002_A
- [30.] Collegamento autostradale Asti–Cuneo – Adeguamento Tangenziale di Alba – Profilo geotecnico - Tav. 3 – Elaborato n° P018_D_GEO_FT003_A

2.3. BIBLIOGRAFIA TECNICA

- [31.] Bolton M.C. (1986) "The strength and dilatancy of sands" *Geotechnique*, n° 1.
- [32.] Bowles, J.E. (1988). "Foundation Analysis and Design", Second Edition, McGraw-Hill Book Company, New York.
- [33.] 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.
- [34.] Clayton C.R.I. (1995) "The Standard Penetration Test (SPT): Methods and use" CIRIA Report n° 143, 1995.
- [35.] 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.
- [36.] FHWA-NHI-10-016, "Drilled Shafts: Construction Procedures and LRFD Design Methods".
- [37.] Gwizdala K. (1984) "Large bored piles in non cohesive soils" Swedish Geotechnical Institute, Report n° 26.
- [38.] Jamiolkowski M. (2000) "Axial load capacity of bored piles in sand and gravel" 3rd Symposium on Deep Foundations, Mexico City.
- [39.] Hoek E., Brown E.T. (1997). Practical estimates of rock mass strength, in "International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences", 34 (8), pp. 1165-1186.
- [40.] Ladd C.C., Foot R. (1974) "A new design procedure for stability of soft clays" *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, vol.100, n° 7.
- [41.] Ladd C.C., Foot R., Ishihara K., Schlosser F., Poulos H.G. (1977) "Stress deformation and strength characteristics" S.O.A. Report, Proc. IX Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Tokyo, Vol. 2.
- [42.] Lancellotta, R (2009). *Geotechnical Engineering – Second Edition*. Taylor & Francis.
- [43.] Ohta Y., Goto N. (1978) "Empirical shear wave velocity equations in terms of characteristic soil indexes" *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol.6.

- [44.] O'Neill M.W, Hassan K.M. (1994) "Drilled shaft: effects of construction on performance and design criteria" Proc. Int. Conference on Design and Construction of Deep Foundations, Orlando, Florida, U.S., F.H.W.A., vol.I.
- [45.] Poulos H.G. e Davis E.H. (1980), "Pile foundation analysis and design", John Wiley and Sons.
- [46.] Reese L.C., O'Neill M.W. (1988) "Drilled shaft: construction procedures and design methods" Publication N.FHWA-HI-88-042, Federal Highway Administration, Washington, D.C..
- [47.] Reese L.C., Wright S.J. (1977) "Drilled shaft manual" U.S. Department of Transportation, Office of Research and Development, Div. HDV 2, Washington.
- [48.] 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.
- [49.] Stroud M.A. (1974) "The standard penetration test in insensitive clays and soft rocks" Proceedings ESOPT I.
- [50.] Stroud M.A. (1988) "The Standard Penetration Test – Its application and interpretation" Penetration Testing in UK, Proceedings of the Geotechnical Conference organized by ICE, Birmingham.

3. DESCRIZIONE DELLE CAMPAGNE DI INDAGINE

Per la redazione del presente studio sono stati utilizzati i risultati delle indagini geognostiche in sito e di laboratorio condotte nell'area durante le seguenti campagne di indagine:

- Campagna di indagine eseguita nel 1998 da Geotecno nell'ambito del Progetto Definitivo originario (n.4 sondaggi a carotaggio continuo, n.8 pozzetti esplorativi e n.18 prove penetrometriche dinamiche);
- Campagna di indagine integrativa eseguita nel 2001 ad Geotecno (n.23 sondaggi a carotaggio continuo);
- Campagna di indagine integrativa eseguita nel 2009 (n.9 sondaggi a carotaggio continuo e n.4 sezioni attrezzate per rilievo sismico a rifrazione)

3.1. CAMPAGNA DI INDAGINE 1998

In Tabella 3.1 sono riportate le indagini disponibili dalla campagna 1998 insieme al tipo di prove eseguite in foro ed i campioni prelevati per i quali sono disponibili prove di laboratorio.

Nei pozzetti sono state eseguite prove di carico su piastra, contenuto d'acqua naturale e densità in sito.

Per il dettaglio delle prove si rimanda a specifiche relazioni (Doc.Rif.da [10.] a [14.]).

Tabella 3.1: Indagini geognostiche disponibili dalla campagna indagini 1998

ID	Tipo di indagine	Coordinate		Quota	Profondità	SPT	Lefranc	Foro attrezzato	CI	CR
		Est	Nord							
(sigla)	(Tipo)			(m slmm)	(m)	(n.prove)	(n.prove)	C=Casagrande ⁽¹⁾ TA=Tubo Aperto ⁽²⁾ Down Hole	(#)	(#)
SPD25-01	Sondaggio	n.d.	n.d.	161.72	15.0	-	-	TA (3÷15m)	0	4
SPD25-02	Sondaggio	n.d.	n.d.	169.94	17.00	-	-	TA (3÷17m)	0	4
SPD25-03	Sondaggio	n.d.	n.d.	167.66	15.00	7	-	TA (3÷15m)	0	5
SPD25-04	Sondaggio	n.d.	n.d.	176.80	17.00	-	-	-	-	-
EPD25-01	Pozzetto	n.d.	n.d.	157.90	1.00	-	-	-	-	-
EPD25-02	Pozzetto	n.d.	n.d.	160.64	0.45	-	-	-	-	-
EPD25-03	Pozzetto	n.d.	n.d.	162.44	0.95	-	-	-	-	-
EPD25-04	Pozzetto	n.d.	n.d.	162.00	0.75	-	-	-	-	-
EPD25-05	Pozzetto	n.d.	n.d.	162.40	0.80	-	-	-	-	-
EPD25-06	Pozzetto	n.d.	n.d.	166.87	0.40	-	-	-	-	-
EPD25-07	Pozzetto	n.d.	n.d.	169.94	0.50	-	-	-	-	-
EPD25-08	Pozzetto	n.d.	n.d.	177.22	0.70	-	-	-	-	-
PPD25-01	DPSH	n.d.	n.d.	160.2	8.10	-	-	-	-	-
PPD25-02	DPSH	n.d.	n.d.	160.9	6.00	-	-	-	-	-
PPD25-03	DPSH	n.d.	n.d.	161.2	6.00	-	-	-	-	-
PPD25-04	DPSH	n.d.	n.d.	161.7	6.00	-	-	-	-	-
PPD25-05	DPSH	n.d.	n.d.	162.2	6.00	-	-	-	-	-
PPD25-06	DPSH	n.d.	n.d.	162.7	6.00	-	-	-	-	-
PPD25-07	DPSH	n.d.	n.d.	163.1	6.00	-	-	-	-	-
PPD25-08	DPSH	n.d.	n.d.	163.6	7.50	-	-	-	-	-
PPD25-09	DPSH	n.d.	n.d.	165.3	9.00	-	-	-	-	-
PPD25-10	DPSH	n.d.	n.d.	161.9	12.30	-	-	-	-	-
PPD25-11	DPSH	n.d.	n.d.	167.7	8.10	-	-	-	-	-
PPD25-12	DPSH	n.d.	n.d.	167.4	6.60	-	-	-	-	-

ID	Tipo di indagine	Coordinate		Quota	Profondità	SPT	Lefranc	Foro attrezzato	CI	CR
(sigla)	(Tipo)	Est	Nord	(m slmm)	(m)	(n.prove)	(n.prove)	C=Casagrande ⁽¹⁾ TA=Tubo Aperto ⁽²⁾ Down Hole	(#)	(#)
PPD25-13	DPSH	n.d.	n.d.	168.1	6.00	-	-	-	-	-
PPD25-14	DPSH	n.d.	n.d.	168.7	6.00	-	-	-	-	-
PPD25-15	DPSH	n.d.	n.d.	169.3	6.00	-	-	-	-	-
PPD25-16	DPSH	n.d.	n.d.	169.9	6.00	-	-	-	-	-
PPD25-17	DPSH	n.d.	n.d.	170.6	6.00	-	-	-	-	-
PPD25-18	DPSH	n.d.	n.d.	174.2	8.10	-	-	-	-	-

DPSH =Prova penetrometrica dinamica continua
 CI=Campione indisturbato
 CR=Campione rimaneggiato

3.2. CAMPAGNA DI INDAGINE 2001

In Tabella 3.2 sono riportate le indagini disponibili dalla campagna 2001 insieme al tipo di prove eseguite in foro ed i campioni prelevati per i quali sono disponibili prove di laboratorio.

Per il dettaglio delle prove si rimanda a specifiche relazioni (Doc.Rif.da [10.] a [14.]).

Tabella 3.2: Indagini geognostiche disponibili dalla campagna indagini 2001

ID	Tipo di indagine	Coordinate		Quota	Profondità	SPT	Lefranc	Foro attrezzato	CI	CR
(sigla)	(Tipo)	Est	Nord	(m slmm)	(m)	(n.prove)	(n.prove)	C=Casagrande ⁽¹⁾ TA=Tubo Aperto ⁽²⁾ Down Hole	(#)	(#)
SPDV25-01	Sondaggio	n.d.	n.d.	163.00	40.0	16	1	TA (1÷7m)	3	-
SPDV25-02	Sondaggio	n.d.	n.d.	162.40	40.0	15	2	TA (1÷7m)	1	-
SPDV25-03	Sondaggio	n.d.	n.d.	166.09	50.0	15	2	TA (1÷10m)	-	-
SPDV25-04	Sondaggio	n.d.	n.d.	166.42	50.0	15	2	TA (3÷15m)	-	-
SPDV25-05	Sondaggio	n.d.	n.d.	162.80	50.0	13	2	TA (3÷9m)	2	-
SPDV25-06	Sondaggio	n.d.	n.d.	161.65	40.0	15	1	TA (3÷12m)	4	-
SPDV25-07	Sondaggio	n.d.	n.d.	164.20	50.0	17	2	TA (12÷50m)	-	-
SPDV25-08	Sondaggio	n.d.	n.d.	162.30	60.0	9	-	TA (6÷60m)	-	-
SPDV25-09	Sondaggio	n.d.	n.d.	161.20	60.0	8	-	TA (30÷60m)	-	-
SPDV25-10	Sondaggio	n.d.	n.d.	161.90	50.0	9	2-	TA (9÷36m)	-	-
SPDV25-11	Sondaggio	n.d.	n.d.	162.00	50.0	8	-	TA (12÷50m)	-	-
SPDV25-13	Sondaggio	n.d.	n.d.	169.80	20.0	2	1	TA (3÷9m)	-	-
SPDV25-14	Sondaggio	n.d.	n.d.	169.00	30.0	10	1	TA (9÷30m)	-	-
SPDV25-15	Sondaggio	n.d.	n.d.	169.00	45.0	5	-	TA (3÷12m)	-	-
SPDV25-17	Sondaggio	n.d.	n.d.	166.30	50.0	6	-	TA (3÷12m)	-	-
SPDV25-18	Sondaggio	n.d.	n.d.	162.20	70.0	6	-	TA (3÷12m)	-	-
SPDV25-19	Sondaggio	n.d.	n.d.	160.70	20.0	4	1	TA (3÷9m)	-	-
SPDV25-20	Sondaggio	n.d.	n.d.	161.00	20.0	7	1	TA (3÷12m)	-	-
SPE 26-05	Sondaggio	n.d.	n.d.	173.04	40.0	3	-	TA (3÷9m)	-	-

ID	Tipo di indagine	Coordinate		Quota	Profondità	SPT	Lefranc	Foro attrezzato	CI	CR
(sigla)	(Tipo)	Est	Nord	(m slmm)	(m)	(n.prove)	(n.prove)	C=Casagrande ⁽¹⁾ TA=Tubo Aperto ⁽²⁾ Down Hole	(#)	(#)
SPE 26-16	Sondaggio	n.d.	n.d.	171.55	30.0	7	-	TA (3÷6m)	-	-
SPE 26-17	Sondaggio	n.d.	n.d.	173.01	20.0	7	-	-	-	-
SPE 26-18	Sondaggio	n.d.	n.d.	171.91	25.0	7	-	-	-	-
SPE 26-19	Sondaggio	n.d.	n.d.	173.22	35.0	10	1	TA (3÷9m)		

CI=Campione indisturbato
CR=Campione rimaneggiato

3.3. CAMPAGNA DI INDAGINE 2009

In Tabella 3.3 sono riportate le indagini disponibili dalla campagna 2009 insieme al tipo di prove eseguite in foro ed i campioni prelevati per i quali sono disponibili prove di laboratorio. In Tabella 3.4 sono riportate le indagini geofisiche eseguite durante la stessa campagna.

Per il dettaglio delle prove si rimanda a specifiche relazioni (Doc.Rif.da [10.] a [14.]).

Tabella 3.3: Indagini geognostiche disponibili dalla campagna indagini 2009

ID	Tipo di indagine	Coordinate		Quota	Profondità	SPT	Lefranc	Foro attrezzato	CI	CR
(sigla)	(Tipo)	Est	Nord	(m slmm)	(m)	(n.prove)	(n.prove)	C=Casagrande ⁽¹⁾ TA=Tubo Aperto ⁽²⁾ Down Hole	(#)	(#)
S1	Sondaggio	420990	4949108	171.00	30	3	2	TA (3÷9m) e C(27m)	-	4
S2	Sondaggio	420707	4949105	169.60	30	5	2	TA (1÷7m)	1	4
S3	Sondaggio	420211	4948688	173.40	30	3	2	TA (3÷6m)	1	5
S4	Sondaggio	424080	4951690	161.37	25	5	2	TA (3÷9m) e C(27m)	-	5
S5	Sondaggio	424477	4952298	160.00	30	4	2	TA (3÷9m)	-	4
S6	Sondaggio	421445	4949722	168.30	20	3	2	TA (3÷6m) e C(18m)	-	5
S7	Sondaggio	421736	4950158	166.50	30	3	2	TA (3÷6m)	-	5
S8	Sondaggio	421544	4950185	167.10	30	-	-	TA (3÷6m)	-	4
S9	Sondaggio	421402	4949779	168.50	10	-	-	TA (3÷7m)	-	-

CI=Campione indisturbato
CR=Campione rimaneggiato

Tabella 3.4: Indagini geofisiche disponibili dalla campagna indagini 2009

ID	Tipo di indagine
(sigla)	(Tipo)
A1	Rilievo sismico a rifrazione
A2	Rilievo sismico a rifrazione
A3	Rilievo sismico a rifrazione
A4	Rilievo sismico a rifrazione

4. CRITERI E DI VALUTAZIONE DEI PARAMETRI GEOTECNICI

4.1. PREMESSA

I criteri di interpretazione delle indagini geotecniche, di seguito descritti, tengono conto del fatto che lungo il tracciato in esame sono stati rinvenuti depositi ghiaioso-sabbiosi, sabbioso limosi, limi sabbiosi e il substrato argilloso.

Dal punto di vista dei criteri di caratterizzazione geotecnica si distinguono due tipologie di materiale:

- materiali a grana grossa (ghiaie più o meno sabbiose limose e sabbie limose talvolta con ghiaia);
- materiali a grana fine (limi più o meno sabbiosi – argillosi e argille).

L'individuazione del tipo di materiale, e quindi la scelta del metodo di interpretazione, è stata fatta principalmente sulla base della descrizione stratigrafica dei sondaggi e delle prove di laboratorio sui campioni di terreno dove disponibili.

4.2. TERRENI GRANULARI

Di seguito si riportano i criteri utilizzati per caratterizzare i terreni prevalentemente granulari.

In conseguenza del fatto che in tali materiali risulta difficile prelevare campioni indisturbati, la caratterizzazione geotecnica è affidata principalmente all'interpretazione delle prove in sito (mediante correlazioni empiriche) e delle prove di classificazione di laboratorio effettuate su campioni rimaneggiati.

4.2.1. Stato iniziale del deposito e caratteristiche fisiche

In accordo a Jamiolkowski et al. (1988) ogni analisi geotecnica richiede la conoscenza dello stato iniziale del deposito in termini di:

- Tensioni geostatiche iniziali e storia tensionale;
- Pressioni interstiziali;
- Macrostruttura;
- Indice dei vuoti iniziale e_0 e densità relativa D_r .

Indicazioni sulle **tensioni geostatiche e sulla storia tensionale** possono essere ricavate con una certa approssimazione dagli studi di carattere geologico. In questa sede si fanno le seguenti ipotesi:

- I livelli prettamente sabbiosi e ghiaiosi non sono mai stati soggetti a pressioni litostatiche superiori a quelle attuali; essi verranno trattati pertanto come depositi normalmente consolidati, caratterizzati da un coefficiente di spinta a riposo $k_0 = (1 - \sin\phi') = 0.4 \div 0.5$. Va rilevato che in tali depositi una leggera sovraconsolidazione potrebbe essere stata generata dai prelievi idrici ad uso agricolo ed industriale. Tuttavia, le implicazioni connesse col considerare o non considerare gli effetti di tale leggera sovraconsolidazione risultano relativamente contenute e confinate nell'ambito delle approssimazioni insite nell'interpretazione delle prove geotecniche in sito.

Le **pressioni interstiziali** possono essere ricavate sulla base della strumentazione (piezometri) messa in opera, nonché dalle risultanze dagli studi di carattere idrogeologico.

La **macrostruttura** del deposito può essere ricavata dall'analisi delle cassette catalogatrici e da osservazioni in sito su fronti di scavo, cave, etc.

L'**indice dei vuoti in sito (e_0) e la densità relativa (D_r)** possono essere ricavate con una certa approssimazione dall'interpretazione delle prove penetrometriche dinamiche.

Come noto, la densità relativa D_r è definita dal seguente rapporto:

$$D_r = \frac{e_{\max} - e_0}{e_{\max} - e_{\min}}$$

essendo:

e_{max} = indice dei vuoti massimo del materiale (-)

e_{min} = indice dei vuoti minimo del materiale (-)

e_o = indice dei vuoti in sito del materiale (-)

4.2.1.1.1. Densità relativa da prove penetrometriche dinamiche SPT

In sabbia: in accordo a quanto indicato in Skempton (1986) la densità relativa D_r può essere correlata al valore N_{SPT} con la seguente legge:

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

essendo:

A, B = costanti empiriche indicate in Tabella 4.1

σ_{vo}' = pressione verticale efficace esistente in sito alla quota della prova SPT (kg/cm²)

N_{SPT} = numero di colpi per 30 cm di infissione

$(K_o)_{nc} = 1 - \sin\phi'$ = coefficiente di spinta a riposo per terreni normalmente consolidati (-)

$(K_o)_{sc} = (K_o)_{nc} \cdot (GSC)^{0.5}$ = coefficiente di spinta a riposo per terreni sovraconsolidati (-)

GSC = grado di sovraconsolidazione (-)

D_r = densità relativa (-)

Tabella 4.1: 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 sovra consolidate	27,5÷43,3	$(21,7 \div 27,5) \cdot \frac{1+2.(k_o)_{sc}}{1+2.(k_o)_{nc}}$

In sabbie e ghiaie: la determinazione della densità relativa D_r risulta meno agevole che nelle sabbie per i seguenti ordini di problemi:

- Per motivi esecutivi il campionatore standard a punta aperta deve essere spesso sostituito con quello a punta conica; in linea di principio non è detto che i risultati ottenibili con il campionatore standard a punta aperta in termini di numero di colpi/30 cm risultino uguali a quelli conseguiti con la punta conica e quindi possano essere interpretati direttamente con le correlazioni empiriche di letteratura sviluppate per la prova SPT con campionatore standard a punta aperta.
- Causa la presenza della ghiaia spesso vengono raggiunte condizioni di rifiuto che non necessariamente sono indice di elevati gradi di addensamento.

Per il superamento delle difficoltà in questa sede si opera come segue:

- 1 Ove possibile, nell'ambito della stessa formazione sabbioso-ghiaiosa, si effettua un confronto tra i risultati delle prove SPT eseguite con il campionatore standard a punta aperta e quelle eseguite con la punta conica; in base a tale confronto si valuta la possibilità di trasformare i risultati ottenuti con la punta conica in valori N_{SPT} equivalenti con il campionatore standard. Ove tale confronto non sia possibile, i valori N_{SPT} misurati con la punta conica sono equiparati ai valori N_{SPT} ottenibili con il campionatore standard.
- 2 Ove possibile ad ogni valore N_{SPT} è associato:
 - il corrispondente valore misurato di D_{50} (D_{50} = diametro delle particelle corrispondente al 50% di passante);
 - un valore di D_{50} ipotizzato sulla base di curve granulometriche disponibili a quote superiori e inferiori a quella della profondità di prova.

In mancanza di dati granulometrici puntuali, l'interpretazione dei valori NSPT, in accordo al metodo descritto al successivo punto 4, viene effettuata facendo riferimento ad un valore di D_{50} medio stimato.

- 3 Nel caso di raggiungimento delle condizioni di rifiuto, l'interpretazione geotecnica del dato sperimentale viene effettuata facendo riferimento ad un valore NSPT calcolato come segue:
 - $N_{SPT} = 100$ se le condizioni di rifiuto sono raggiunte nel primo tratto di 15 cm o nel secondo tratto di 15 cm
 - $N_{SPT} = N_2 + \frac{50}{a} \cdot 15 \leq 100$ se le condizioni di rifiuto sono raggiunte nel terzo tratto di 15cm essendo (a) l'affondamento misurato (in centimetri) per un numero di colpi pari a 50. Vanno inoltre scartati i valori (troppo bassi o troppo alti) che si scostano decisamente dalla linea di tendenza caratteristica.
- 4 L'interpretazione dei valori NSPT viene effettuata in accordo al metodo proposto da Cubrinowski & Ishihara (1999) per materiali normalmente consolidati, caratterizzati da un coefficiente di spinta a riposo k_o dell'ordine di 0,4,0,5, successivamente esteso da Ishihara et al. (2001) anche al caso dei terreni sovraconsolidati; tale metodo utilizza la seguente espressione:

$$D_r = \left\{ \frac{(N_{SPT})_{78\%} \cdot \left(0,23 + \frac{0,06}{D_{50}}\right)^{1,7}}{9} \cdot \left(\frac{98}{\sigma'_{vo}}\right)^{1/2} \cdot \left(\frac{k_{o,NC}}{k_{o,SC}}\right)^{1/2} \right\}^{1/2}$$

essendo:

D_r = densità relativa (-)

$(N_{SPT})_{78\%}$ = numero di colpi/30 cm associabile ad un'energia trasferita alle aste pari al 78% di quella teorica (-)

D_{50} = diametro delle particelle corrispondente al 50% di passante (mm)

σ'_{vo} = pressione verticale efficace geostatica (kPa)

$k_{o,NC}$ = coefficiente di spinta a riposo di terreni normalmente consolidati (-)

$k_{o,SC}$ = coefficiente di spinta a riposo di terreni sovraconsolidati (-)

Si rileva che l'espressione sopra indicata è applicabile al caso di:

- Energia trasferita alle aste pari al 78%. L'esperienza acquisita nelle indagini eseguite in Italia ha mostrato che mediamente l'energia trasferita alle aste è inferiore al 78% e pari mediamente al 60%; nell'applicazione della formula, il valore N_{SPT} misurato, assunto pari a $(N_{SPT})_{60\%}$, viene pertanto corretto in base alla seguente equazione:

$$(N_{SPT})_{78\%} = (N_{SPT})_{60\%} \cdot \frac{60}{78}$$

- Resistenze ottenute con il campionatore standard nelle sabbie e con il campionatore LPT, di diametro maggiore rispetto a quello standard, nel caso delle ghiaie.

In questa sede, in mancanza di prove con il campionatore LPT, l'applicazione della formula in presenza di terreni sabbioso-ghiaiosi ($D_{50} \geq 1$ mm) viene effettuata senza apportare alcuna correzione ai valori N_{SPT} misurati (vedi su tale aspetto Clayton, 1995; Skempton, 1986; Tokimatsu & Yoshimi, 1983).

4.2.2. Parametri di resistenza

4.2.2.1.1. Angolo di resistenza al taglio da prove SPT

L'angolo di resistenza al taglio di picco φ' può essere determinato facendo riferimento al metodo proposto da Bolton (1986) in base al quale:

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

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

essendo:

- φ' = angolo di resistenza al taglio di picco riferito a pressioni $\sigma_{ff}' = 272$ kPa (°)
 Q = coefficiente che dipende dalla composizione mineralogica e dalla forma delle particelle, assunto pari a 10
 p_f' = $1,4 \cdot \sigma_{ff}'$ (vedi Jamiokowski et al. 1988) (kPa)
 σ_{ff}' = tensione efficace normale alla superficie di rottura = 272 kPa
 m = costante empirica dipendente dalle condizioni di deformazione prevalenti a rottura (vedi Tabella 4.2)
 φ_{cv}' = angolo di resistenza al taglio a volume costante o di stato critico (°)
 D_r = densità relativa (-)

I valori di D_r utilizzati per definire l'angolo di resistenza al taglio, sono quelli determinati dalle prove SPT.

Tabella 4.2: Valori della costante empirica m secondo Bolton (1986)

Condizioni di rottura	m(·)
Prova triassiale di compressione ($\sigma_2' = \sigma_3'$)	3
Prova triassiale in Estensione o di deformazione piana ($\sigma_2' \neq \sigma_3'$)	5
σ_2' = tensione principale efficace intermedia	
σ_3' = tensione principale efficace minore	

I valori dell'angolo di resistenza al taglio φ_{cv}' sono ricavabili da prove di laboratorio (triassiali o di taglio diretto) su provini ricostituiti a basse densità relative o, in assenza di queste ultime, ipotizzabili in base a quanto indicato nella Tabella 6.4 (vedi ad esempio Youd, 1972; Stroud, 1988).

Tabella 4.3: Valori dell'angolo di resistenza al taglio φ_{cv} per sabbie silicee secondo quanto riportato in Stroud (1988) e Youd (1972)

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

Nel caso delle ghiaie a spigoli arrotondati si può assumere mediamente $\varphi_{cv}' = 34^\circ \div 36^\circ$.

In questa sede l'interpretazione delle prove riportata nei successivi capitoli, viene effettuata in accordo al metodo di Bolton (1986), assumendo:

- $\varphi_{cv}' = 28^\circ$ per le sabbie limose
 $\varphi_{cv}' = 32^\circ$ per ghiaie e sabbie debolmente limose
 $m = 3$.

4.2.3. Parametri di deformabilità

4.2.3.1. Moduli elastici iniziali

I moduli iniziali di taglio (G_0) e di Young (E_0) possono essere ricavati dai valori delle velocità delle onde di taglio V_s utilizzando le seguenti equazioni:

$$G_0 = \frac{\gamma_t}{9,81} \cdot (V_s)^2 \quad (\text{kPa})$$

$$E_0 = G_0 \cdot 2 \cdot (1 + \nu') \quad (\text{kPa})$$

essendo:

γ_t = peso di volume naturale del terreno in kN/m³

ν' = rapporto di Poisson del terreno = 0,15 ÷ 0,30

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

4.2.3.1.1. Moduli elastici iniziali da prove SPT

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

$$V_s = C \cdot (N_{SPT})_{60\%}^{0,171} \cdot (z)^{0,199} \cdot f_A \cdot f_G \quad (\text{m/sec})$$

essendo:

$C = 67,3$

z = profondità dal p.c. in metri

f_A = coefficiente funzione dell'epoca geologica del deposito (vedi la Tabella 6.5)

f_G = coefficiente funzione della composizione granulometrica (vedi la Tabella 6.6)

Tabella 4.4: Relazione di Ohta e Goto, 1978 - Coefficiente f_A
(funzione dell'epoca geologica del deposito)

f_A	Olocene	Pleistocene
	1,0	1,3

Tabella 4.5: Relazione di Ohta e Goto, 1978 - Coefficiente f_G
(funzione della composizione granulometrica del deposito)

f_G	Ghiaie	Sabbie ghiaiose	Sabbie grosse	Sabbie medie	Sabbie fini
	1,45	1,15	1,14	1,07	1,09

Dai valori della velocità delle onde di taglio V_s si ottiene il modulo di taglio iniziale G_0 secondo quanto segue:

$$G_0 = \rho \cdot V_s^2$$

essendo:

ρ = Densità del materiale

4.2.3.2. Moduli elastici “operativi”

Il comportamento dei terreni a grana grossa risulta non lineare; i moduli di deformazione risultano infatti funzione sia delle pressioni efficaci medie correnti p' sia del livello di deformazione indotto o del grado di mobilitazione della resistenza al taglio.

In relazione a quanto sopra la scelta dei moduli di deformazione per le analisi ingegneristiche viene a dipendere anche dal metodo di analisi adottato.

Nel caso in cui la progettazione faccia ricorso a metodi di calcolo elastico-non lineari, i dati di ingresso per le analisi sono:

- i moduli elastici iniziali;

- le curve di degrado del modulo in funzione del livello di deformazione indotto. Tipiche curve di degrado del modulo di taglio G in funzione del livello di deformazione g indotto, tratte da Lo Presti (1989), sono riportate nella Figura 4.1 e Figura 4.2.

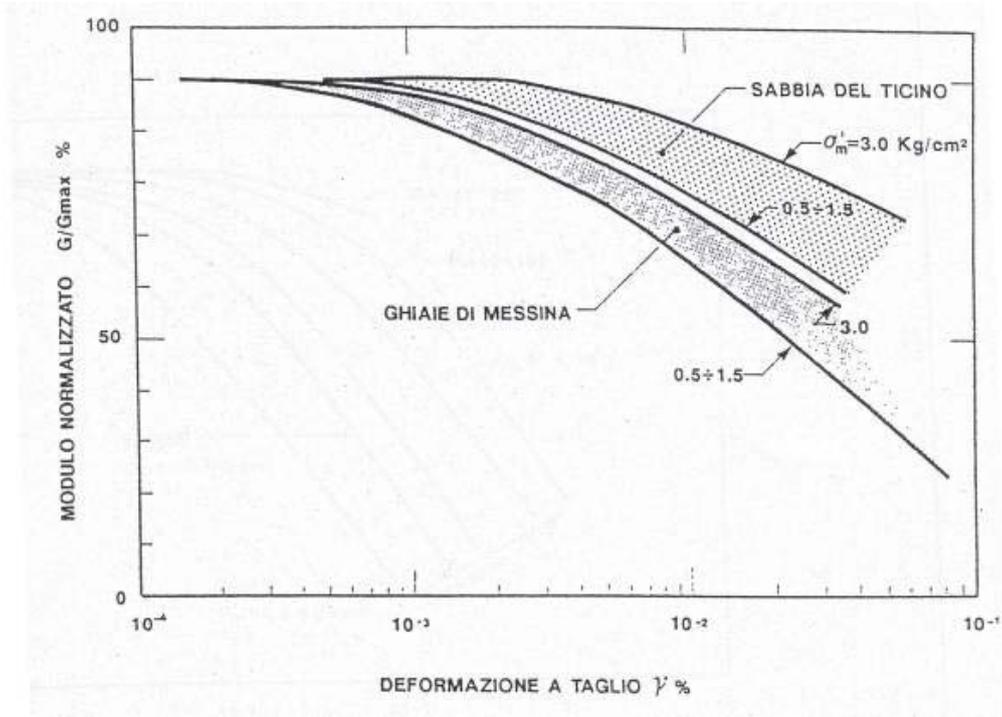


Figura 4.1: Degradation of the modulus G for cohesionless soils

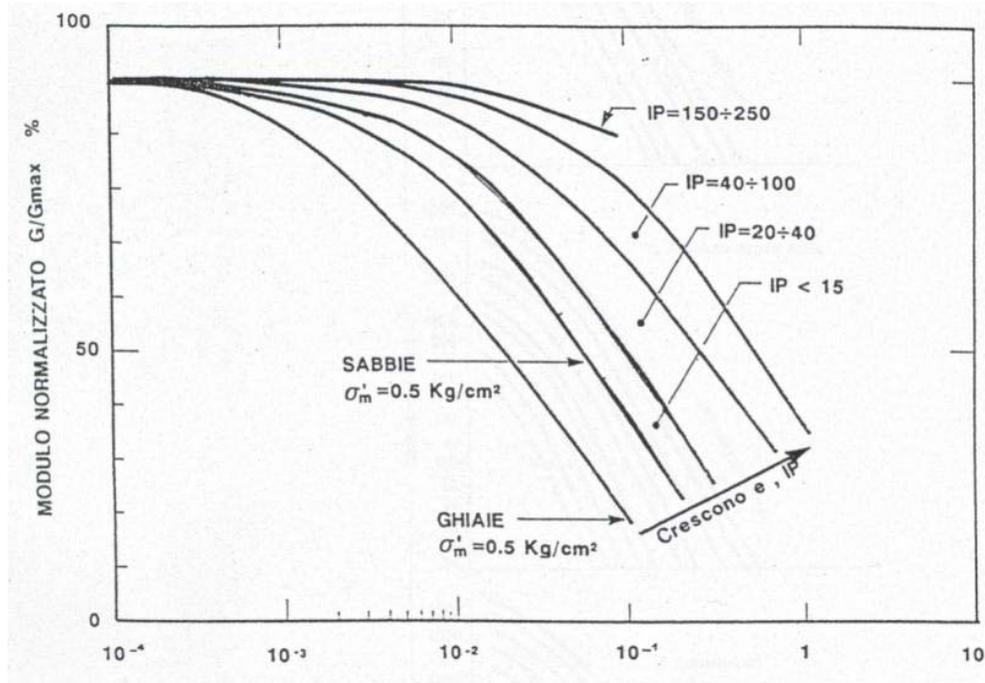


Figura 4.2: Degradation of the modulus G for various soil types

Nel caso di ricorso a metodi di calcolo lineari, basati sulla teoria dell'elasticità, i moduli di deformabilità "operativi" da associare allo specifico problema al contorno, vengono a dipendere dalle effettive deformazioni indotte e/o dal grado di mobilitazione della resistenza al taglio. Il progettista potrà pertanto definire, a seconda della problematica in esame, il livello di degradazione che riterrà più opportuno, ovvero adottare una modellazione del terreno che tenga in conto del valore del modulo sia in funzione del livello tensionale esistente, sia del livello di deformazione raggiunto.

Nel caso specifico del presente progetto, visto il livello di progettazione (Progetto definitivo), il modulo è stato stimato, in relazione alla tipologia di opere, ipotizzandolo pari ad una certa percentuale di quello iniziale. In particolare, sono state fatte le seguenti assunzioni:

- nel calcolo dei cedimenti dei rilevati i moduli di Young "operativi" E_{op1} sono pari a circa $(1/8 \div 1/10) \cdot E_0$
- nel calcolo di opere di sostegno e di fondazione i moduli di Young "operativi" E_{op2} sono pari a circa $1/3 \div 1/5 \cdot E_0$.

4.2.3.3. Moduli di reazione orizzontale alla Matlock & Reese (1960)

Nel progetto delle fondazioni profonde su pali i moduli di reazione orizzontale iniziali (E_{si}) alla Matlock & Reese (1960), utili per definire la parte iniziale delle curve p-y, verranno valutati in accordo alla seguente espressione:

$$E_{si} = k_{hi} \cdot z \quad (\text{kPa})$$

essendo:

k_{hi} = gradiente con la profondità del modulo di reazione orizzontale, riportato nella Tabella 4.6 (vedi Reese et al, 1974 e Elson, 1984) (kN/m^3);

z = profondità dal piano campagna originario.

Tabella 4.6: Gradiente con la profondità del modulo di reazione orizzontale secondo Reese et al. (1974) (vedi anche Elson (1984))

D_r (%)	K_{hi} (kN/m^3)
35%	6000 \div 10000
50%	12000 \div 17000
70%	20000 \div 25000

4.2.4. Coefficienti di permeabilità

Nella definizione delle caratteristiche di permeabilità si fa riferimento:

- ai risultati delle prove di permeabilità in foro tipo Lefranc in foro se disponibili;
- ai valori di bibliografia (si veda Tabella 4.7).

Tabella 4.7: Stima dei coefficienti di permeabilità in base alla descrizione litologica

k (m/sec)	Grado di permeabilità	Tipo di terreno
$k > 1 \cdot 10^{-3}$	Alta	Ghiaie
$1 \cdot 10^{-3} > k > 1 \cdot 10^{-5}$	Media	Sabbie ghiaiose e Ghiaie sabbiose
$1 \cdot 10^{-5} > k > 1 \cdot 10^{-7}$	Bassa	Sabbie fini
$1 \cdot 10^{-7} > k > 1 \cdot 10^{-9}$	Molto bassa	Limi e sabbie argillose
$1 \cdot 10^{-9} > k$	Bassissima (impermeabile)	Argille

4.3. TERRENI COESIVI

La caratterizzazione geotecnica dei terreni a grana fine (percentuale di fine maggiore de 50%) è affidata sia all'interpretazione delle prove di laboratorio sia all'interpretazione delle prove in sito. Tali prove sono state programmate ed effettuate allo scopo di classificare i materiali e di determinarne:

- lo stato iniziale;
- i parametri di resistenza al taglio;
- i parametri di deformabilità;
- i coefficienti di permeabilità.

4.3.1. Classificazione

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

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

4.3.2. Stato tensionale iniziale

La valutazione dello stato tensionale iniziale è fatta, in assenza di prove edometriche, sulla base di quanto desumibile dagli studi di carattere geologico.

Per completezza e ove appropriato, nel caso dei materiali a grana fine saturi sottofalda, in assenza di prove edometriche, la pressione di preconsolidazione s_{vmax}' ed il grado di sovraconsolidazione $GSC = \sigma_{vmax}' / \sigma_{vo}'$ possono essere stimati sulla base delle seguenti espressioni (vedi Ladd & Foot, 1974; Ladd et al. 1977):

$$(GSC)^{0.85} = \frac{\frac{c_u}{\sigma_{vo}'}}{\left(\frac{c_u}{\sigma_{vo}'}\right)_{NC}}$$

dove:

$$\left(\frac{c_u}{\sigma_{vo}'}\right)_{NC} \cong 0.30 \text{ (Chandler et al., 2004)}$$

c_u = resistenza al taglio in condizioni non drenate in compressione e carico determinata con prove di laboratorio o dall'interpretazione delle prove SPT in accordo a quanto descritto nel paragrafo successivo;

σ_{vo}' = pressione verticale efficace geostatica.

4.3.3. Parametri di resistenza

4.3.3.1. Resistenza al taglio in condizioni non drenate

La resistenza al taglio non drenata c_u dei terreni coesivi è stata valutata facendo riferimento ai risultati delle prove di laboratorio e di sito.

Coesione non drenata da prove di laboratorio

Nella definizione della resistenza al taglio non drenata da prove di laboratorio si farà principalmente riferimento, laddove presenti, a prove condotte su campioni indisturbati saturi di buona qualità. In questa sede si farà principalmente riferimento ai risultati di prove triassiali non consolidate non drenate di

compressione e carico (TX-UU) effettuate su campioni indisturbati, saturi, con il presupposto che tali campioni abbiano preservato le gran parte delle tensioni di consolidazione geostatiche e a prove triassiali consolidate ad uno stato tensionale confrontabile a quelle di sito e non drenate (TX-CIU).

Coesione non drenata da prove SPT

La resistenza al taglio non drenata di materiali saturi sottofalda, associabile a quella di prove triassiali di compressione e carico, consolidate alle tensioni efficaci geostatiche, può essere stimata adottando la correlazione empirica proposta da Stroud (1974) (vedi anche Clayton, 1995). In base a tale correlazione risulta quanto segue:

$$c_u \cong (4,5 \div 5,5) \cdot N_{SPT} \quad (\text{kPa})$$

4.3.4. Parametri di deformabilità

4.3.4.1. Moduli elastici iniziali

I moduli iniziali di taglio (G_0) e di Young (E_0) iniziali, possono essere ricavati dai valori delle velocità delle onde di taglio V_s utilizzando le seguenti equazioni:

$$G_0 = \frac{\gamma_t}{9,81} \cdot (V_s)^2 \quad (\text{kPa})$$

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

essendo:

γ_t = peso di volume naturale del terreno in kN/m^3

ν' = rapporto di Poisson del terreno = $0,15 \div 0,30$

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

4.3.4.1.1. Moduli elastici iniziali da prove SPT

I moduli di elasticità iniziali possono essere ricavati dalle misure dirette della velocità V_s ricorrendo alla correlazione di Ohta e Goto (1978) assumendo $f_G=1.0$ (si veda paragrafo 4.2.3.1.1).

4.3.4.2. Moduli elastici “operativi” in condizioni drenate

Il comportamento dei terreni a grana fine risulta non lineare; i moduli elastici risultano infatti funzione sia della pressione efficace media corrente sia del livello di deformazione indotto o del grado di mobilitazione della resistenza al taglio.

In relazione a quanto sopra la scelta dei moduli di deformazione per le analisi ingegneristiche viene a dipendere anche dal metodo di analisi adottato.

In generale saranno seguite le seguenti regole:

1 Opere di sostegno e di fondazione su terreni sovraconsolidati meccanicamente con percorsi di sollecitazione indotti dalla costruzione dell’opera collocati all’interno della superficie di plasticizzazione primaria del materiale.

In tali situazioni le deformazioni plastiche indotte dalle variazioni tensionali sono relativamente contenute e l’utilizzo di modelli costitutivi elastici o elastici non lineari può essere ritenuto accettabile.

Nel caso di ricorso a metodi di calcolo elastico-non lineari, i dati di ingresso per le analisi sono essenzialmente:

- I moduli elastici iniziali.
- Curve di degrado del modulo in funzione del livello di deformazione o di spostamento indotto misurate in laboratorio o ricavabili dalla letteratura tecnica. Tipiche curve di degrado del modulo di

taglio G in funzione del livello di deformazione di taglio γ indotto, proposte da Vucetic & Dobry (1991). In alternativa a queste possono essere adottate le espressioni (leggi iperboliche) riportate nel caso dei materiali a grana grossa.

Va tuttavia rilevato che la procedura suddetta, associata all'utilizzo delle curve di degrado del modulo, risulta rigorosamente applicabile in problemi di scarico e/o di scarico e ricarico tensionale; nel caso di problemi di "primo carico", caratterizzati da incrementi di tensione rispetto alla condizione geostatica potrebbe condurre ad una sottostima degli spostamenti.

Nel caso in cui la progettazione faccia ricorso a metodi di calcolo elastico-lineari o elastico-lineari-plastici i moduli di Young "operativi" E_{op} saranno convenzionalmente assunti pari a:

- E_{op1} pari a $120\div 150 \cdot C_u$ o quanto desumibile dai risultati delle prove edometriche nel caso di problemi di "primo carico" (esempio fondazioni dirette, profonde e rilevati);
- E_{op2} pari a $240\div 300 \cdot C_u$ nel caso di problemi di scarico e/o di scarico-ricarico (esempio: fronti di scavo sostenuti con opere di sostegno tipo paratie tirantate e non).

2 Caso di opere di fondazione con percorsi di sollecitazione indotti dalla costruzione dell'opera collocati all'esterno della superficie di plasticizzazione del terreno.

Nelle analisi si dovrà fare necessariamente riferimento a modelli costitutivi elasto-plastici ed ai risultati delle prove edometriche ad incremento di carico (ED-IL) in termini di coefficienti di compressione (C_c e C_r).

4.3.4.3. Moduli di reazione orizzontale alla Matlock & Reese (1960)

Nel caso del progetto di pali di fondazione il modulo di reazione orizzontale "operativo", nel caso di ricorso a calcoli semplificati lineari, si può assumere pari a (vedi ad esempio Elson (1984):

$$E_s = 400 \cdot c_u \quad (\text{kPa})$$

essendo:

c_u = resistenza al taglio non drenata di materiali saturi sotto falda, determinata secondo i criteri di cui al paragrafo 4.3.3.1

4.3.5. Coefficienti di permeabilità

Nella definizione delle caratteristiche di permeabilità si fa riferimento:

- ai risultati delle prove di permeabilità in foro tipo Lefranc in foro se disponibili;
- ai valori di bibliografia (si veda Tabella 4.7)

5. QUADRO DI RIFERIMENTO GEOLOGICO-GEOTECNICO

5.1. MODELLO GEOLOGICO LOCALE

Le analisi effettuate ed i rilievi di campo condotti hanno permesso di distinguere e cartografare differenti unità geologiche, relative a successioni sedimentarie di substrato e a coperture recenti. In particolare, le perimetrazioni e le descrizioni geologico-strutturali delle unità individuate nell'area derivano da un'integrazione tra le informazioni riportate in letteratura ed i dati raccolti dal rilevamento geologico di superficie e le indagini geognostiche a disposizione. La sintesi del modello geologico di riferimento è riportata nella Relazione geologica, geomorfologica ed idrogeologica generale (Doc.Rif.[15.]) e nelle carte e profili geologici (Doc.Rif.[16.], [17.] e [18.] e Doc.Rif.[25.], [26.] e [27.]).

Il modello geologico individuato è il seguente:

- **Unità R:** Terreni di riporto relativi agli accumuli principali presenti in corrispondenza di rilevati, argini, colmamenti di scavi. La composizione granulometrica e lo stato di addensamento è estremamente variabile.
- **Unità a7a e a6:** Depositi alluvionali attuali e medio recenti relativi al Fiume Tanaro costituiti da sabbie, ghiaie e limi (Olocene-Pleistocene sup.).
- **Unità M4:** Marne e argille marnose del substrato, corrispondenti alle Marne di Sant'Agata Fossili (Tortoniano-Miocene Sup.)

5.2. DESCRIZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE

A partire dal modello geologico locale riportato nel paragrafo precedente, sulla base delle descrizioni stratigrafiche riportate nei certificati dei sondaggi e sulla base dei risultati delle prove granulometriche eseguite sui campioni raccolti, sono state identificate le unità geotecniche di seguito descritte, secondo la successione stratigrafica rinvenuta dalle verticali di indagine.

La successione stratigrafica e gli spessori delle unità geotecniche così individuate sono confermati localmente anche dai risultati delle indagini sismiche presentati nelle sezioni da A1 ad A4 nei Doc.Rif.da [10.] a [14.].

Il modello geotecnico individuato è il seguente:

- **Unità R:** Terreni di riporto costituiti da sabbia limosa e/o limo sabbioso talvolta con ghiaia e/o ghiaia e sabbia, con presenza di resti vegetali e frammenti laterizi. La composizione granulometrica e lo stato di addensamento è estremamente variabile. Tale unità è corrispondente all'unità geologica denominata **R**.
- **Unità b1f:** Limi sabbiosi o debolmente sabbiosi poco consistenti. Tale unità, quando rinvenuta, è presente nei primi metri, sotto il materiale di riporto e per spessori massimi pari a 3.5m. Tale unità fa parte delle unità geologiche denominate **a7a** e **a6**.
- **Unità b1s:** Sabbie da limose a debolmente limose da medie a fini talvolta con ghiaia. Tale unità, quando rinvenuta è presente nei primi metri a partire dalla base del materiale di riporto oppure dalla base dell'unità b1f. Gli spessori massimi sono pari a circa 3.5m. Tale unità fa parte delle unità geologiche denominate **a7a** e **a6**.
- **Unità b1g:** Ghiaie medio-grosse con ciottoli e sabbia debolmente limosa. Sono state rinvenute lungo l'intero sviluppo del tracciato analizzato a partire dalla base del riporto e/o dalla base di b1f/b1s. Si approfondiscono fino al tetto del substrato marnoso-argilloso (variabile tra 6.0 e 10.0 m dal piano campagna naturale). Tale unità fa parte delle unità geologiche denominate **a7a** e **a6**.
- **Unità SAF:** Substrato costituito da argilla marnosa siltosa da poco consistente ad estremamente consistente con presenze di livelli di limo argilloso. Tale unità costituisce il substrato lungo l'intero sviluppo del tracciato analizzato. È stata rinvenuta fino alle massime profondità investigate. Tale unità è corrispondente all'unità geologica denominata **M4**.

6. CARATTERIZZAZIONE DELLE UNITA' GEOTECNICHE

La definizione dei valori caratteristici dei parametri geotecnici è stata effettuata con i criteri e le correlazioni descritte nel capitolo 4. Nei paragrafi seguenti si riportano, suddivisi nelle unità geotecniche descritte nel precedente capitolo, i risultati e l'interpretazione delle prove eseguite in sito (prove penetrometriche standard SPT) e delle prove di laboratorio disponibili eseguite sui campioni indisturbati e rimaneggiati prelevati nei sondaggi. Le prove in sito DPSH sono state utilizzate solo qualitativamente al fine di individuare la successione stratigrafica.

Come già anticipato nel precedente capitolo, le descrizioni stratigrafiche dei sondaggi insieme alle foto delle cassette e alle prove di laboratorio, hanno permesso di individuare i passaggi stratigrafici tra materiali e di classificare i terreni attraversati come coesivi o granulari al fine di utilizzare, per l'interpretazione delle prove e la determinazione dei parametri geotecnici, le correlazioni proposte nel capitolo 4.

6.1. UNITÀ R:

Tale unità, sulla base delle descrizioni stratigrafiche, è costituita da materiale rimaneggiato assimilabile a riporto e/o terreno vegetale costituito da sabbia limosa e/o limo sabbioso talvolta con ghiaia e con presenza di resti vegetali e frammenti laterizi. La composizione granulometrica e lo stato di addensamento è estremamente variabile.

In Figura 6.1 si riportano i risultati delle prove in sito (SPT) eseguite in tale formazione.

6.1.1. Stato iniziale e caratteristiche fisiche

Non si hanno molti dati riferiti a tale formazione, pertanto:

- il peso dell'unità di volume (γ_t) in assenza di dati è assunto pari a 18.5 kN/m³
- I soli due dati disponibili in merito alla composizione granulometrica sono riportati in Tabella 6.1. Indicano una ghiaia sabbiosa, non sono rappresentativi di quanto indicato nelle descrizioni stratigrafiche dei sondaggi realizzati lungo l'intero tracciato, lo si vede anche dai valori di N_{spt} misurati e riportati in Figura 6.1.
- In Figura 6.2 è riportata la densità relativa ricavata da prove SPT, i cui valori sono sempre maggiori del 40%.

Tabella 6.1: Unità geotecnica R – Composizione granulometrica

SONDAGGIO	CAMPIONE	Profondità	Classificazione	Ghiaia (%)	Sabbia (%)	Limo (%)	Argilla (%)
SPD 25-02	CR A	3.25	A1-b	60.00	20.64	19.36	
SPD 25-04	CR A	2.25	A1-a	62.560	24.770	12.67	

6.1.2. Parametri di resistenza

Non si hanno prove di laboratorio eseguite in tale unità geotecnica, pertanto l'angolo di attrito è stato ricavato dall'interpretazione delle prove SPT. In Figura 6.3 sono riportati i risultati ottenuti, i valori sono pochi e molto dispersi tra 29 e 37°.

6.1.3. Parametri di deformabilità

In Figura 6.4 si riporta il modulo di taglio a piccole deformazioni G_0 ricavato da prove SPT. I valori ottenuti sono compresi tra 40 MPa e 80 MPa.

Sulla base di quanto sopra e di quanto dichiarato al capitolo 4, i valori raccomandati del modulo di Young operativo E'_{op} sono definiti come segue:

- E'_{op1} compreso tra 10÷20 MPa per calcoli riguardanti i cedimenti dei rilevati.

- E'_{op2} compreso tra 20-40 MPa per calcoli riguardanti opere di sostegno

6.1.4. Permeabilità

Non sono disponibili prove di permeabilità nei terreni di riporto. Sulla base della composizione granulometrica si può assumere da letteratura una permeabilità k dell'ordine di $10^{-4} \div 10^{-6}$ m/s.

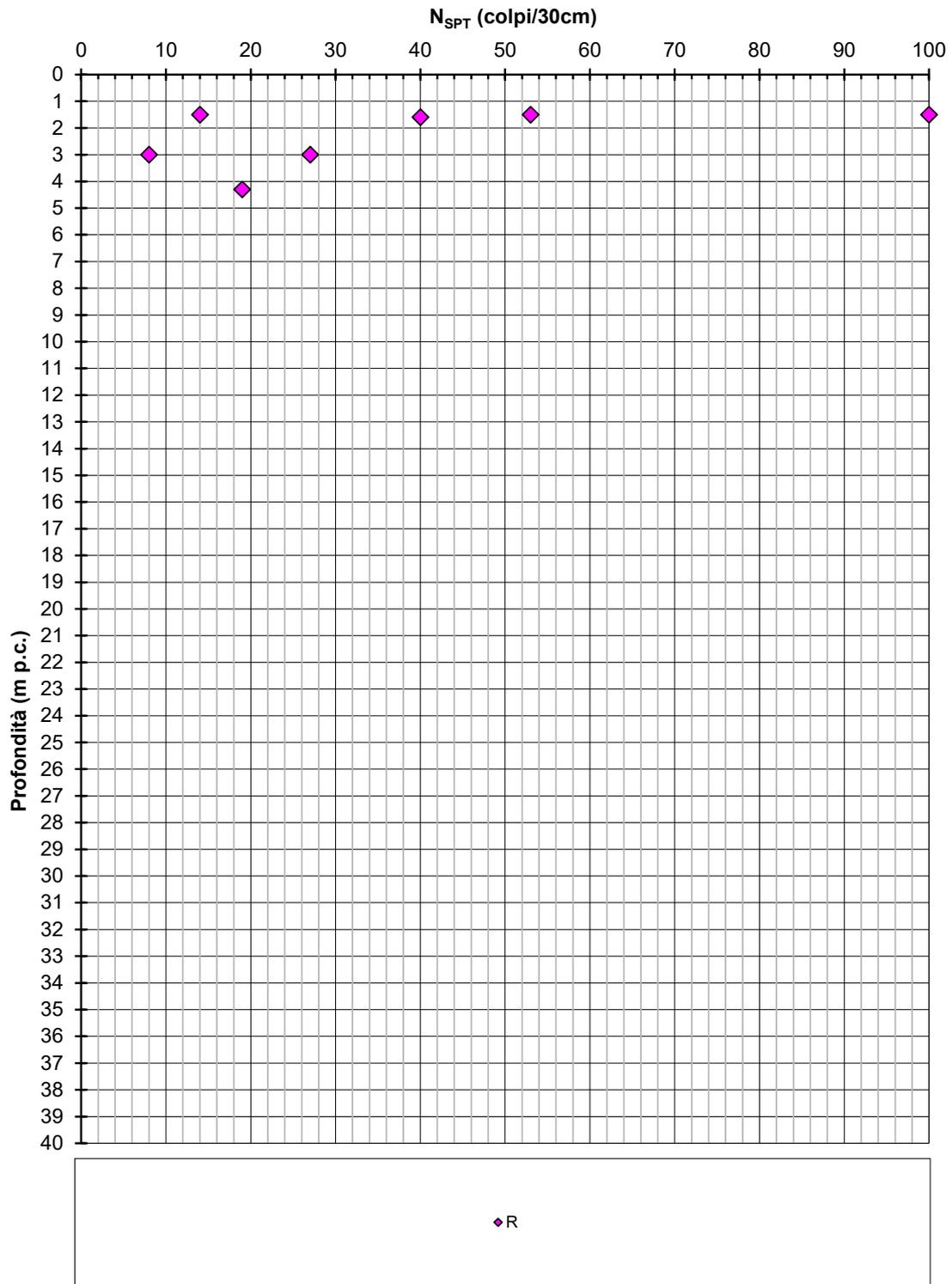


Figura 6.1: Unità geotecnica R - Nspt

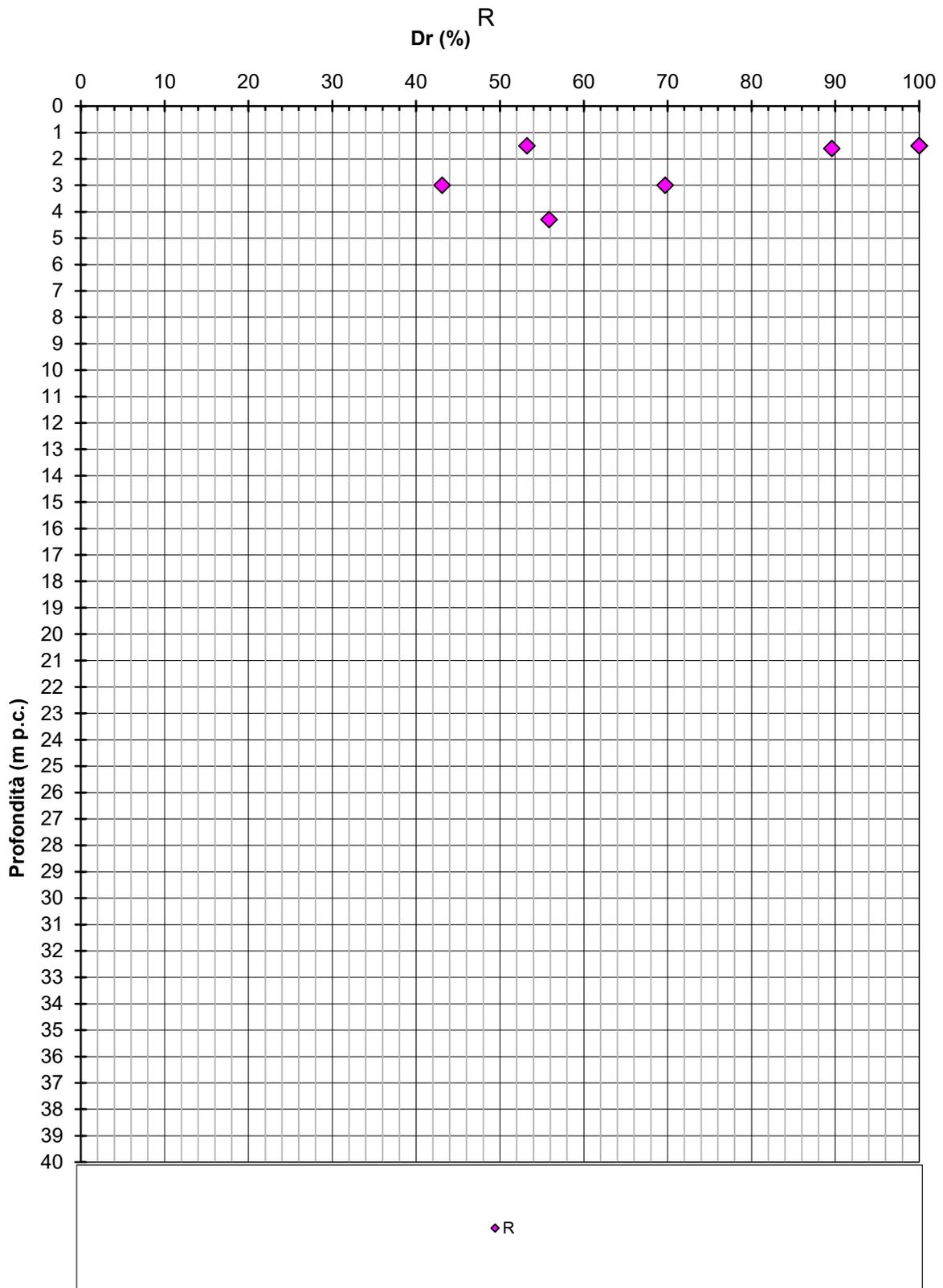


Figura 6.2: Unità geotecnica R – Densità relativa

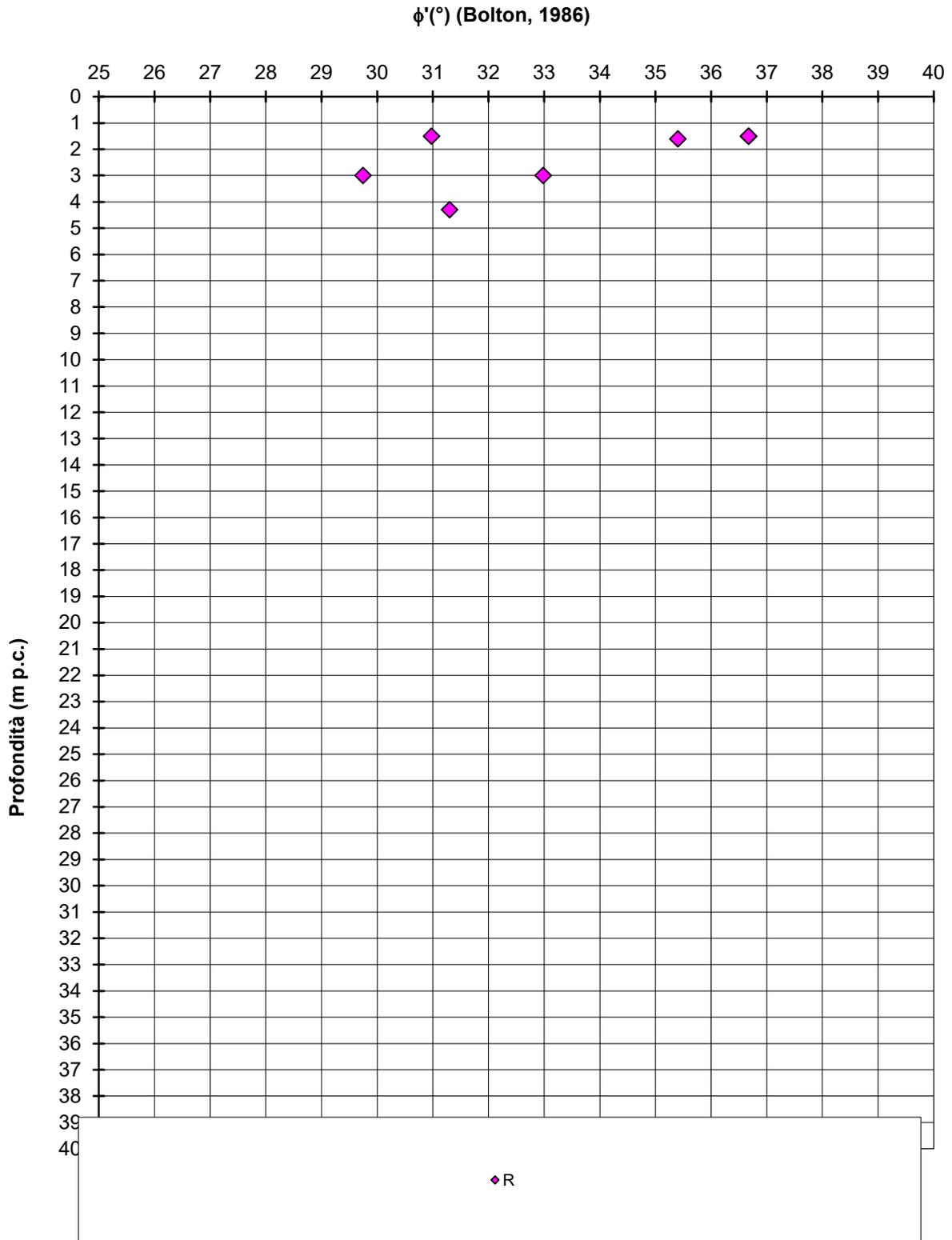


Figura 6.3: Unità geotecnica R – Angolo di attrito

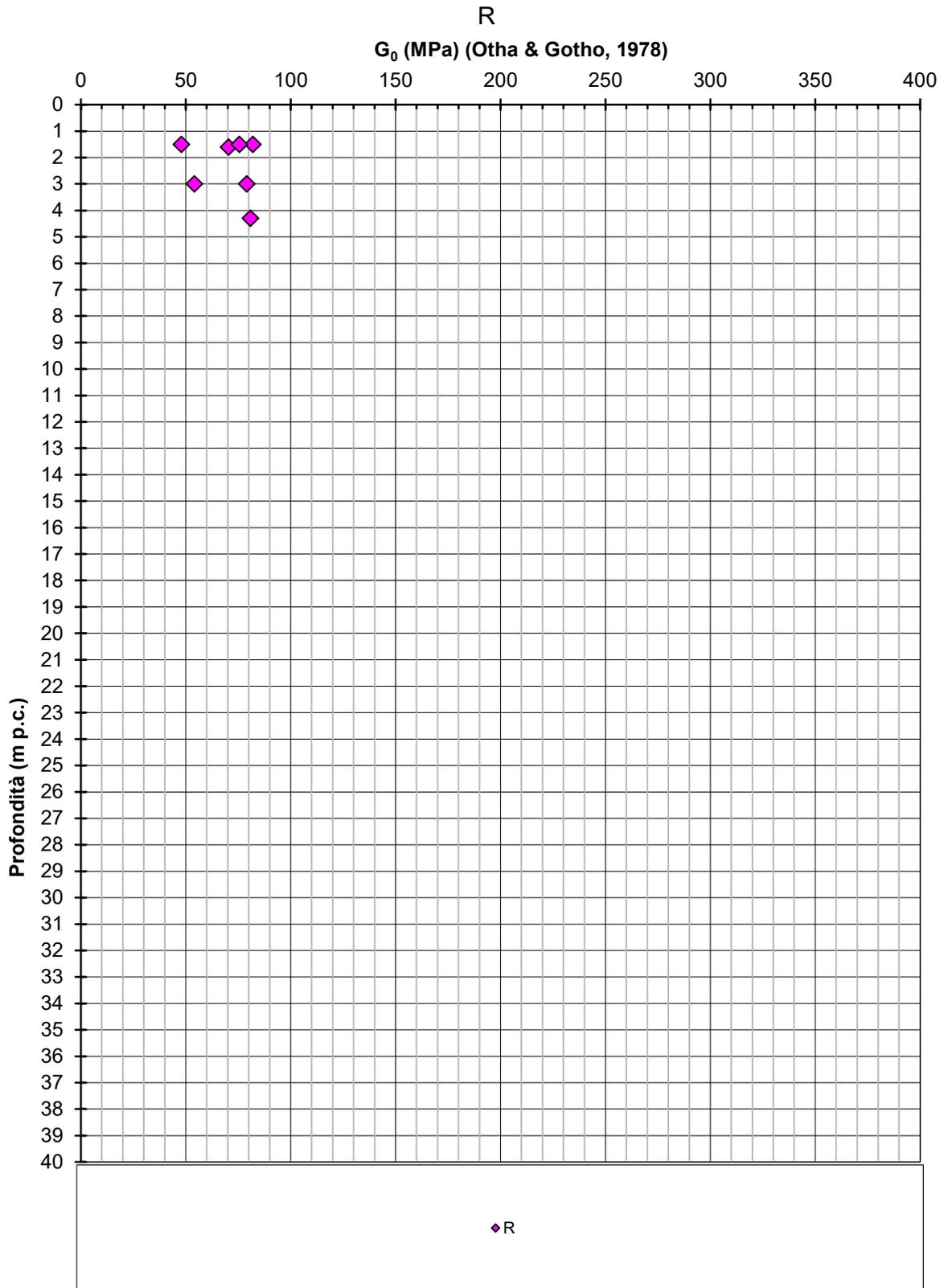


Figura 6.4: Unità geotecnica R – Modulo di taglio iniziale G_0

6.2. UNITÀ B1F:

Tale unità è costituita da limi sabbiosi o debolmente sabbiosi poco consistenti, è rinvenuta in spessori massimi pari a 3.5m al di sotto del terreno di riporto e/o del terreno vegetale.

In Figura 6.1 si riportano i risultati delle prove in sito (SPT) eseguite in tale formazione.

6.2.1. Stato iniziale e caratteristiche fisiche

Di seguito riportano i risultati delle prove finalizzate alla determinazione dei parametri di stato e delle caratteristiche fisiche del materiale.

- in Figura 6.6 è riportato il peso dell'unità di volume (γ_t), i valori sono compresi tra 18.0÷19.0 kN/m³
- in Tabella 6.2 è riportata la composizione granulometrica dei campioni prelevati, il contenuto di fine è anche riportato in Figura 6.7, è sempre maggiore di 60%.
- L'indice dei vuoti e_0 è stato determinato in un solo campione ottenendo un valore paria a 0.93.
- in Figura 6.8 è riportato il contenuto di acqua naturale w_n , compreso tra il 27-35%. Mentre, il Limite Liquido w_L e il Limite Plastico w_P sono riportati rispettivamente in Figura 6.9 e in Figura 6.10
- in Figura 6.11 è riportato l'indice di plasticità IP

Tabella 6.2: Unità geotecnica b1f – Composizione granulometrica

SONDAGGIO	CAMPIONE	Profondità	Classificazione	Ghiaia (%)	Sabbia (%)	Limo (%)	Argilla (%)
S2	CI1	3.75	A7-6	0.00	3.00	60.00	37.00
S2	CR1	4.80	A7-6	0.00	8.00	65.00	27.00
S3	CI1	2.75	A7-6	0.00	7.00	70.00	23.00
S4	CR1	3.25	A4	5.00	31.00	53.00	11.00
SPD 25-01	CR A	3.10	A4	0.00	21.58	78.42	

6.2.2. Parametri di resistenza

Di seguito si riportano i risultati ottenuti, in termini di parametri di resistenza, dall'interpretazione delle prove di laboratorio disponibili e dall'elaborazione dei risultati delle prove in sito, nello specifico:

- in Figura 6.12 si riporta la coesione non drenata ottenuta dalle prove triassiali TX-UU e pocket penetrometer sui campioni prelevati. I valori di riferimento sono compresi tra 40÷70 kPa:
- in Figura 6.13 si riportano i valori di coesione non drenata ottenuti dall'interpretazione delle prove SPT. I valori medi di riferimento sono compresi tra 25÷60 kPa
- non sono disponibili prove per valutare i parametri di resistenza drenati.

6.2.3. Parametri di deformabilità

In Figura 6.14 si riporta il modulo di taglio a piccole deformazioni G_0 ricavato da prove SPT. I valori medi di riferimento sono compresi tra 15÷30 MPa.

Sulla base di quanto sopra e di quanto dichiarato al capitolo 4, i valori raccomandati del modulo di Young operativo E'_{op} sono definiti come segue:

- $E'_{op1} \approx 130 \cdot C_u$, quindi, considerando un intervallo di C_u di riferimento tra 30÷60MPa, E_{op1} sarà compreso tra 4.0÷7.5 MPa per calcoli riguardanti i cedimenti dei rilevati
- $E'_{op2} =$ compreso tra 8.0÷15 MPa per calcoli riguardanti opere di sostegno

6.2.4. Permeabilità

La permeabilità dei terreni costituenti l'unità geotecnica in oggetto, è ricavata dai risultati delle prove di permeabilità tipo Lefranc e dal confronto con i valori di letteratura disponibili. Si raccomanda un valore compreso tra 10^{-7} ÷ 10^{-8} m/s

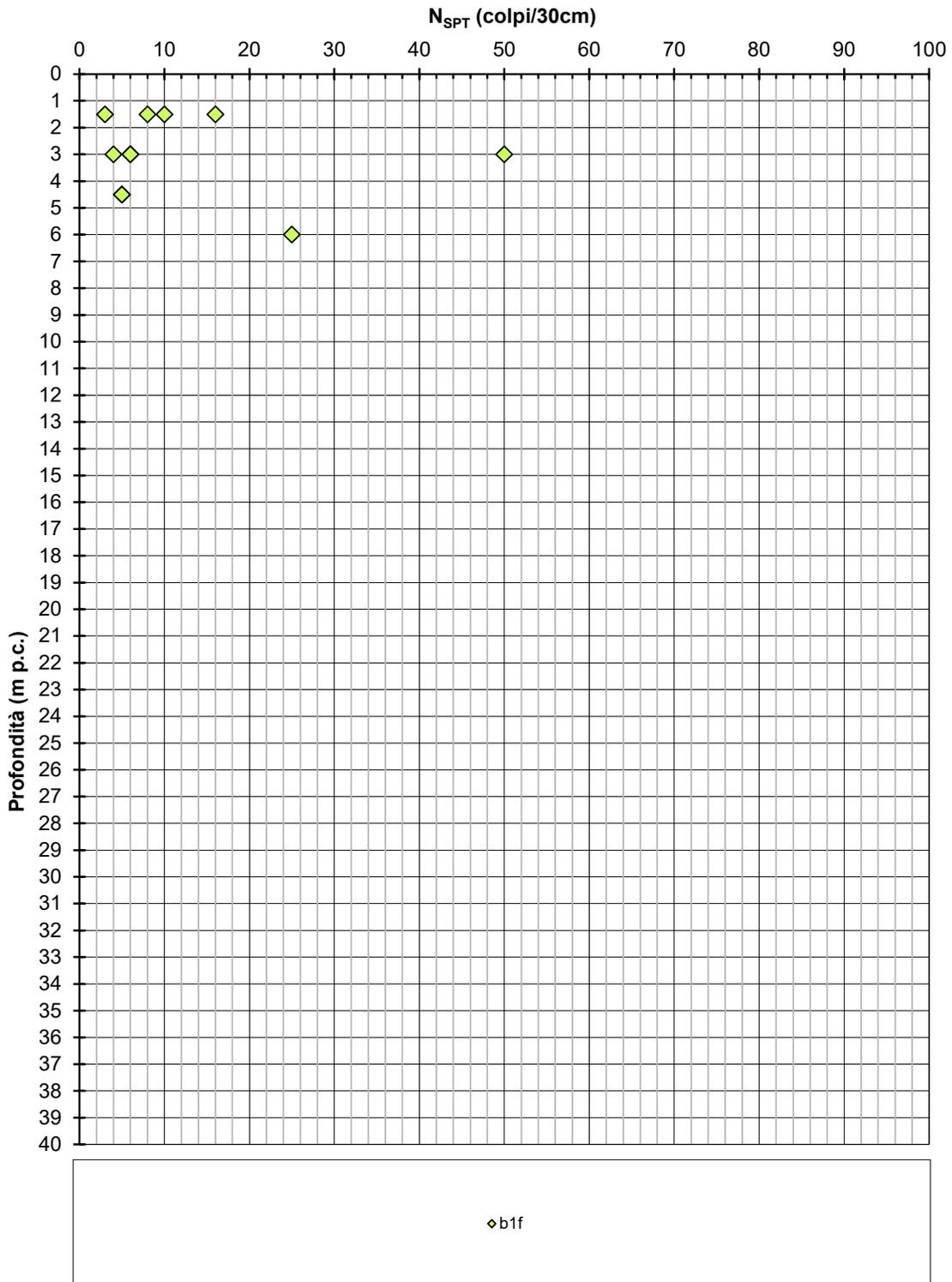


Figura 6.5: Unità geotecnica b1f - N_{spt}

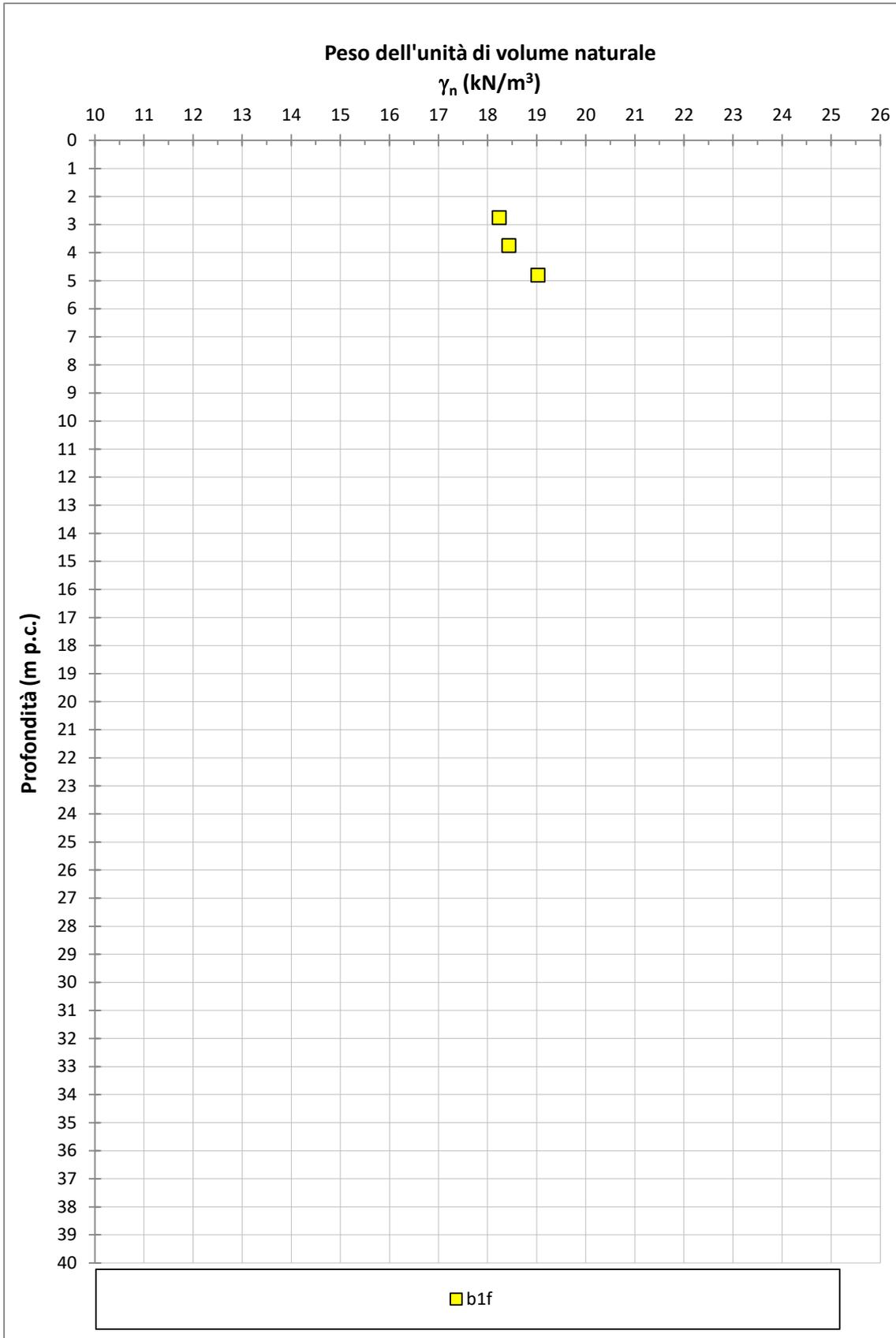


Figura 6.6: Unità geotecnica b1f – Peso di volume naturale γ_n

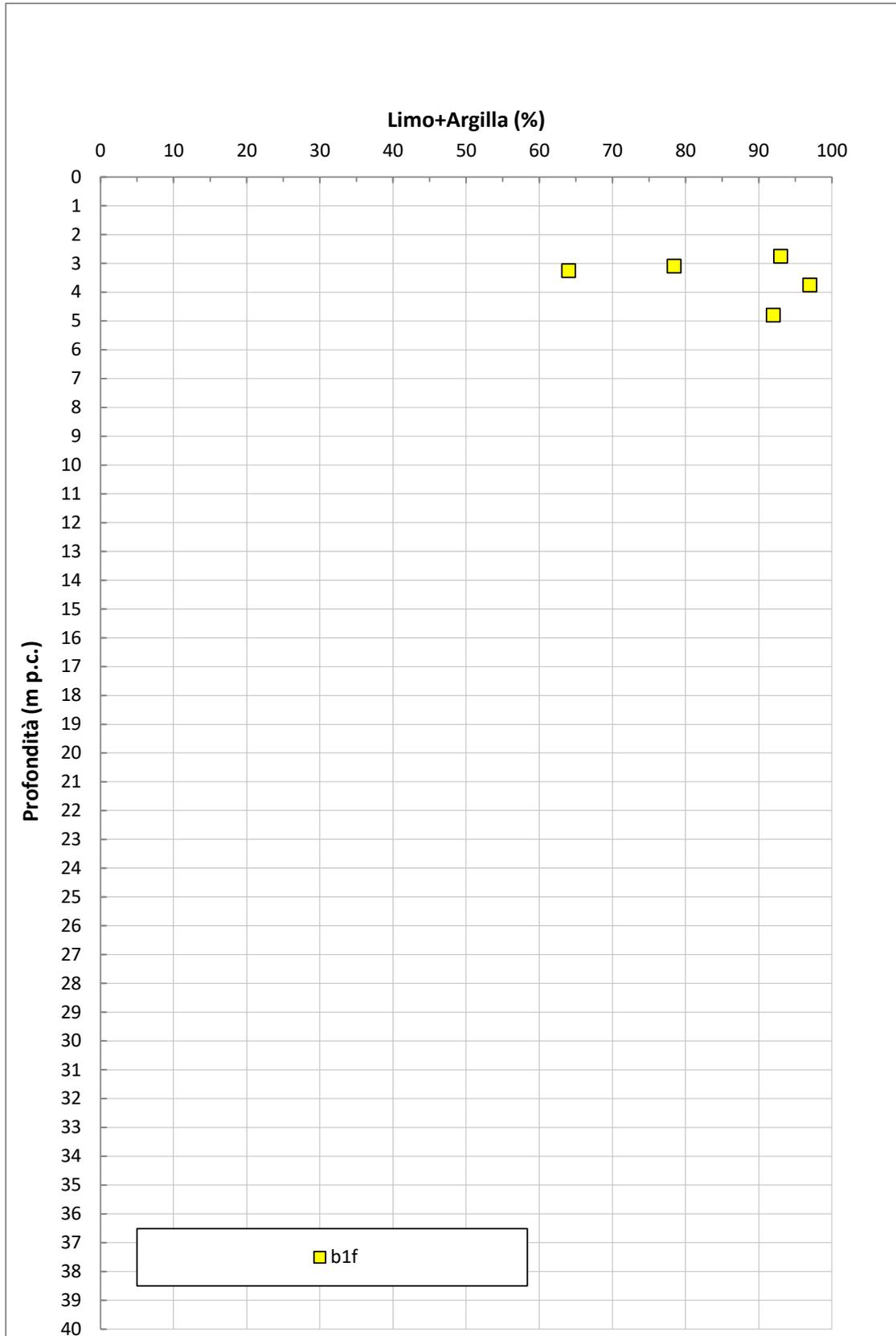


Figura 6.7: Unità geotecnica b1f – Contenuto di fini FC

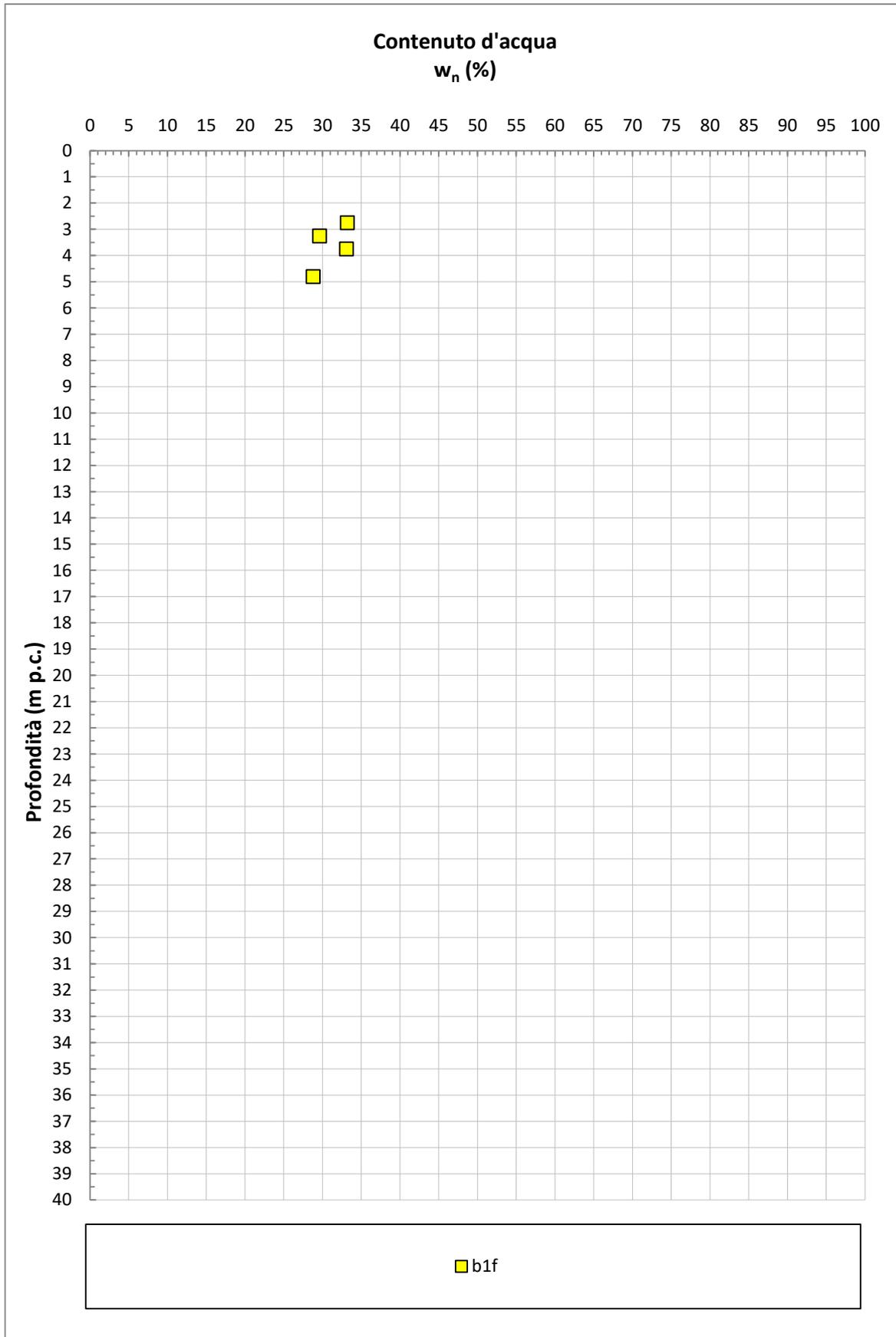


Figura 6.8: Unità geotecnica b1f – Contenuto di acqua naturale w_n

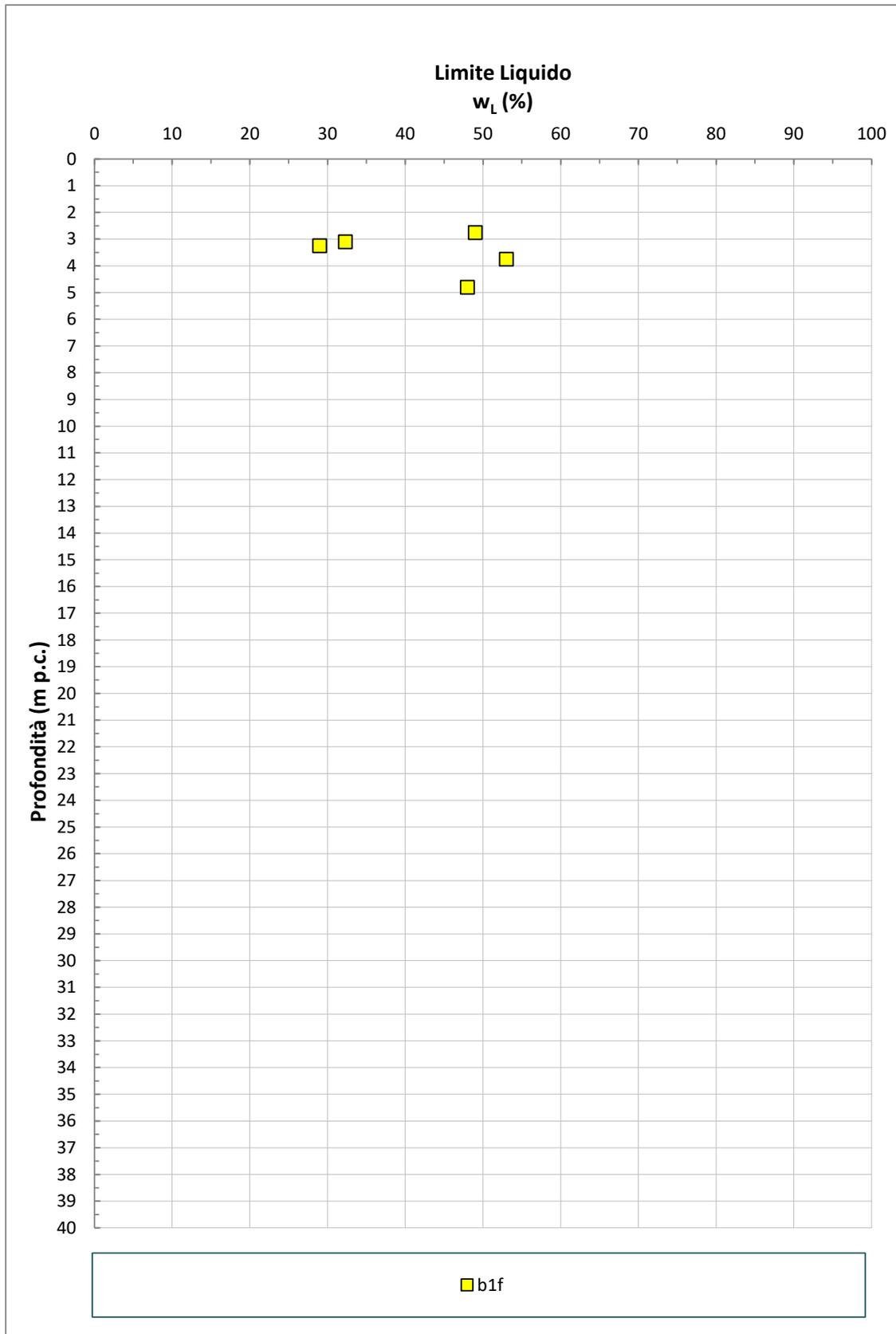


Figura 6.9: Unità geotecnica b1f – Limite liquido w_L

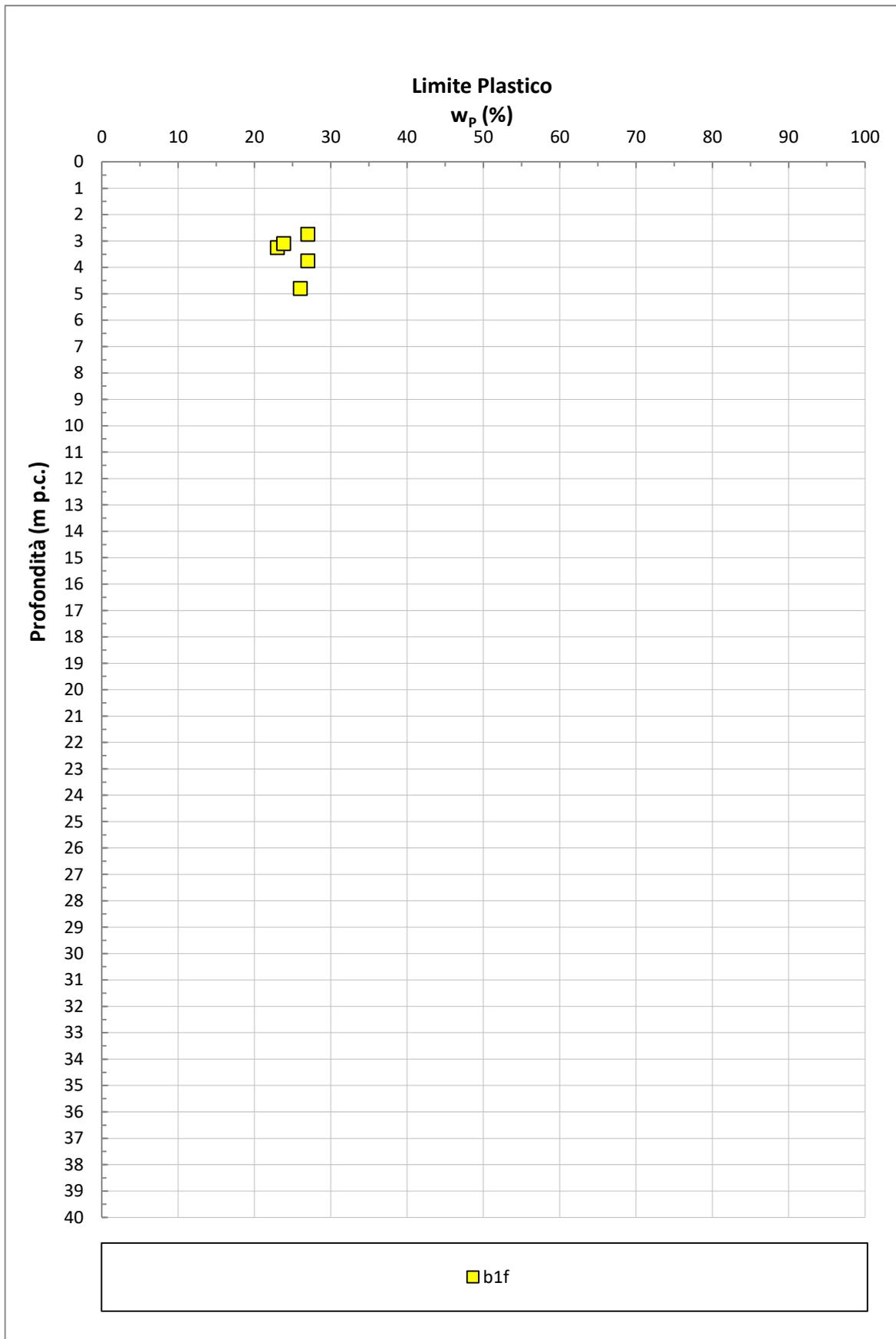


Figura 6.10: Unità geotecnica b1f – Limite plastico w_p

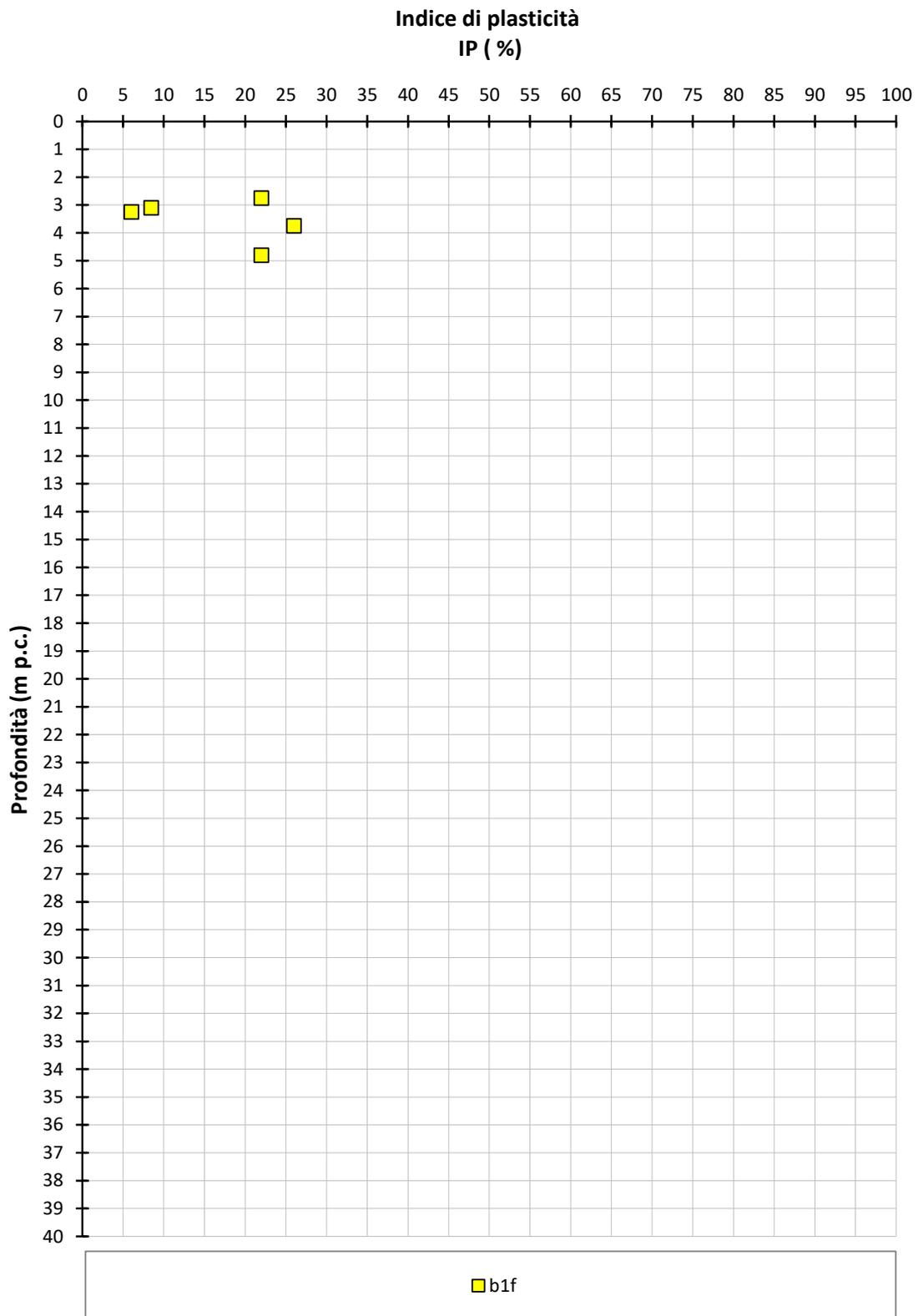


Figura 6.11: Unità geotecnica b1f – Indice di plasticità IP

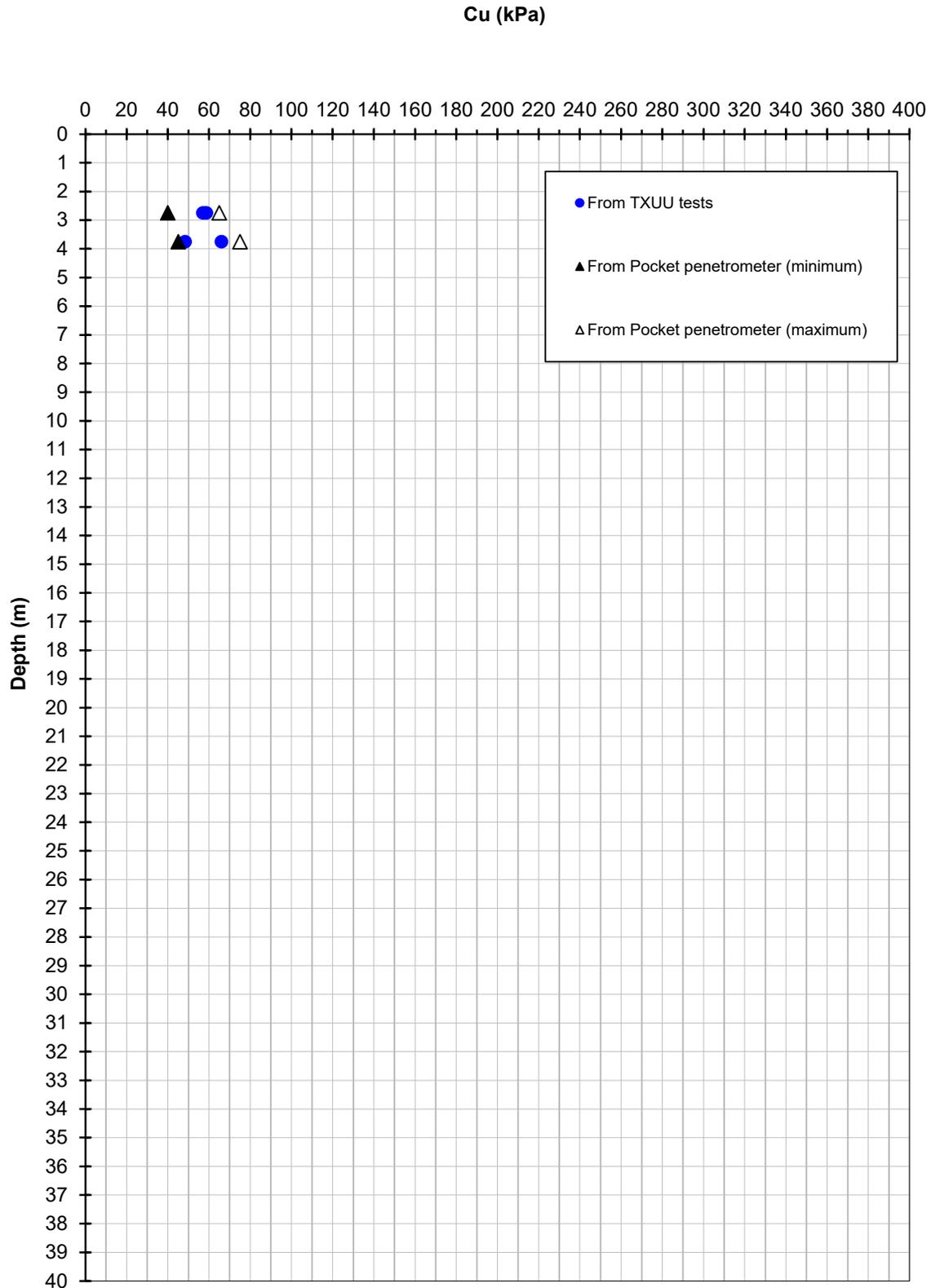
Undrained Shear Strength from laboratory tests and PP tests


Figura 6.12: Unità geotecnica b1f – Coesione non drenata da prove di laboratorio

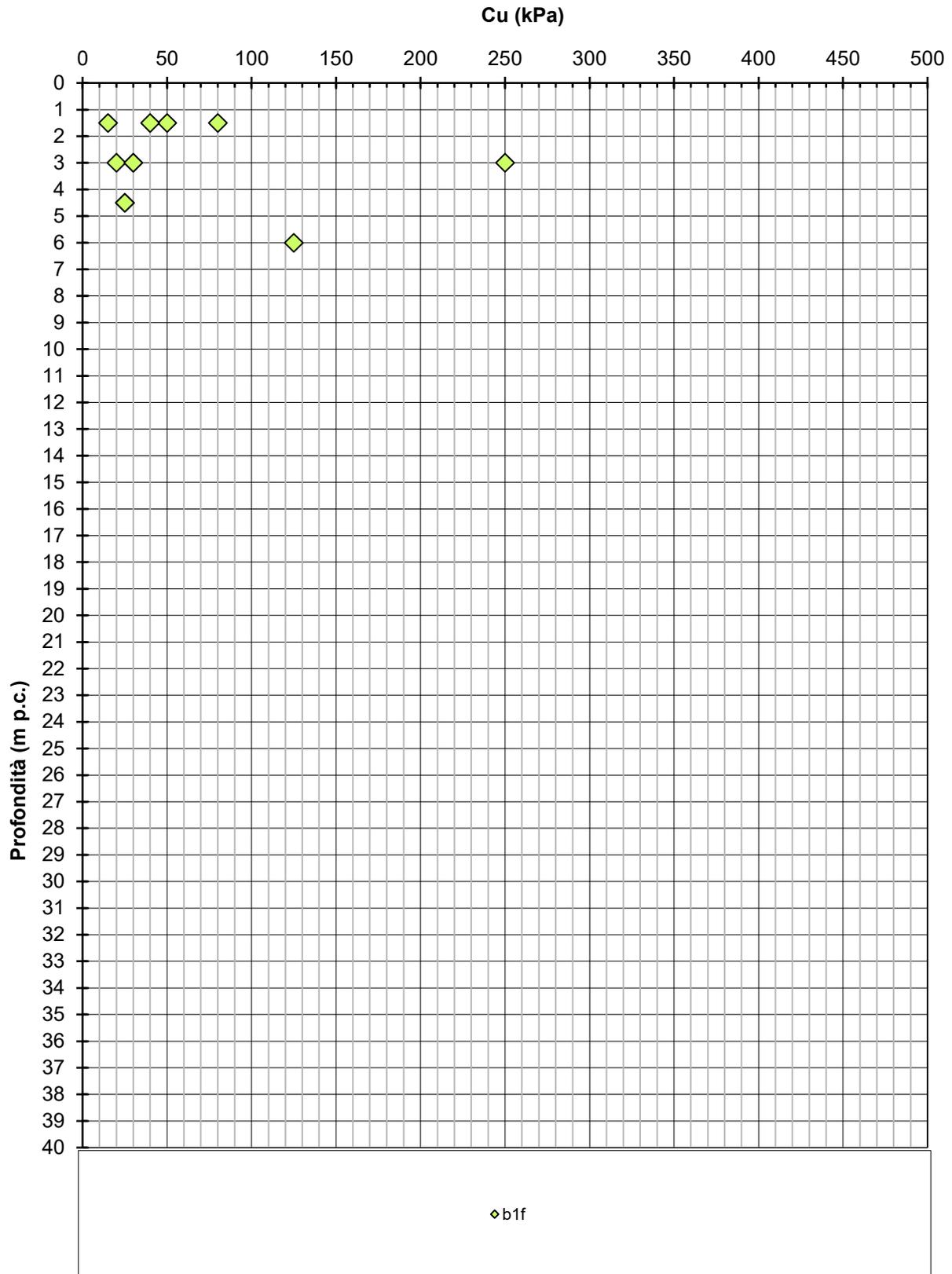


Figura 6.13: Unità geotecnica b1f – Coesione non drenata da prove in sito SPT

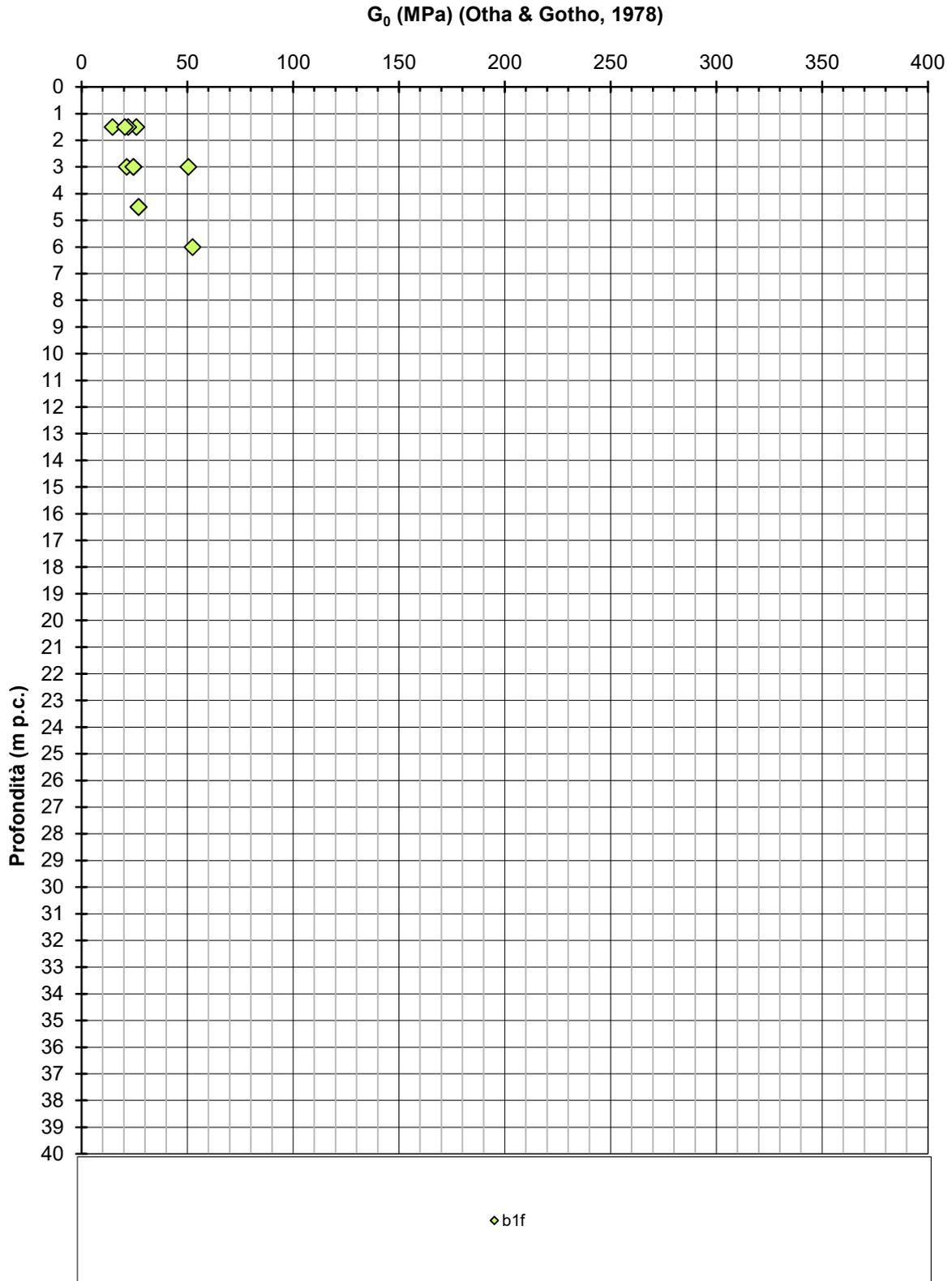


Figura 6.14: Unità geotecnica b1f – Modulo di taglio iniziale G_0

6.3. UNITÀ B1s:

Tale unità è costituita da sabbie, da limose a debolmente limose, da medie a fini talvolta con ghiaia. Tale unità, quando rinvenuta è presente nei primi metri a partire dalla base del materiale di riporto o sotto l'unità geotecnica b1f, con spessori massimi pari a circa 3.5m.

In Figura 6.15 si riportano i risultati delle prove in sito (SPT) eseguite in tale formazione.

6.3.1. Stato iniziale e caratteristiche fisiche

Non si hanno molti dati riferiti a tale formazione, pertanto:

- il peso dell'unità di volume (γ_t) in assenza di dati è assunto pari a 18.5 kN/m³
- I dati disponibili in merito alla composizione granulometrica sono riportati in Tabella 6.3
- In Figura 6.16 è riportata la densità relativa ricavata da prove SPT, i cui valori sono sempre maggiori del 50%.

6.3.2. Parametri di resistenza

Non si hanno prove di laboratorio eseguite in tale unità geotecnica, pertanto l'angolo di attrito è stato ricavato dai dati disponibili dalle prove SPT. In Figura 6.17 sono riportati i risultati ottenuti. I valori sono pochi e molto dispersi tra 31° e 37°, i valori di riferimento considerati sono tra 31 e 33°.

6.3.3. Parametri di deformabilità

In Figura 6.18 si riporta il modulo di taglio a piccole deformazioni G_0 ricavato da prove SPT. I valori di riferimento considerati tra 30÷50MPa.

Sulla base di quanto sopra e di quanto dichiarato al capitolo 4, i valori raccomandati del modulo di Young operativo E'_{op} sono i seguenti:

- E'_{op1} compreso tra 7÷11.5 MPa per calcoli riguardanti i cedimenti dei rilevati
- E'_{op2} compreso tra 14-23 MPa per calcoli riguardanti opere di sostegno

6.3.4. Permeabilità

La permeabilità dei terreni costituenti l'unità geotecnica in oggetto, è ricavata dai risultati delle prove di permeabilità tipo Lefranc e dal confronto con i valori di letteratura disponibili. Si raccomanda un valore compreso tra 10^{-5} ÷ 10^{-7} m/s

Tabella 6.3: Unità geotecnica b1s – Composizione granulometrica

SONDAGGIO	CAMPIONE	Profondità	Classificazione	Ghiaia (%)	Sabbia (%)	Limo (%)	Argilla (%)
S8	CR1	3.25	n.d.	5.00	78.00	8.50	8.50
SPD 25-01	CR C	9.10	A3	4.31	83.80	11.90	
SPD 25-04	CR C	8.25	A3	10.93	80.35	8.72	

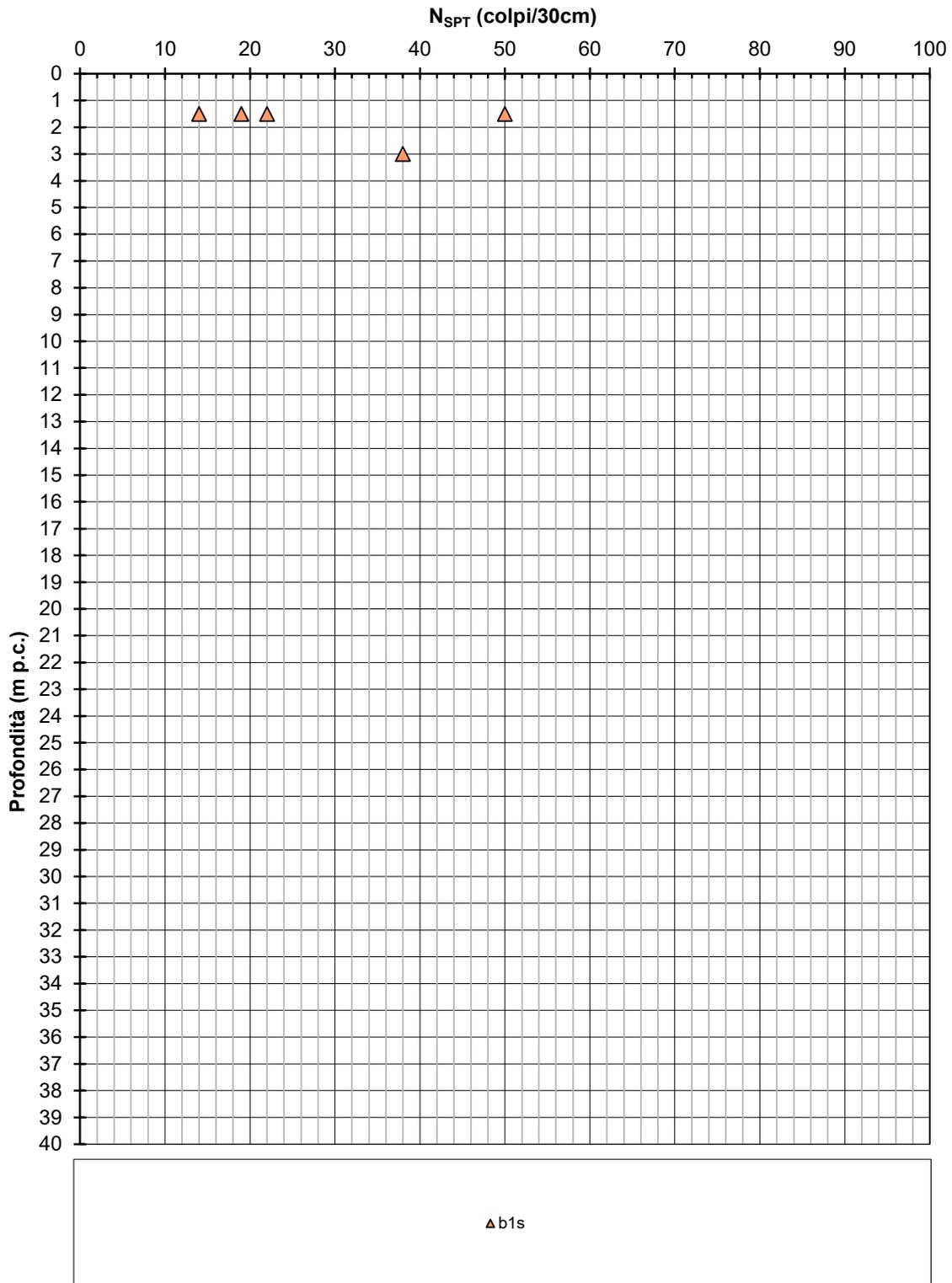


Figura 6.15: Unità geotecnica b1s- N_{spt}

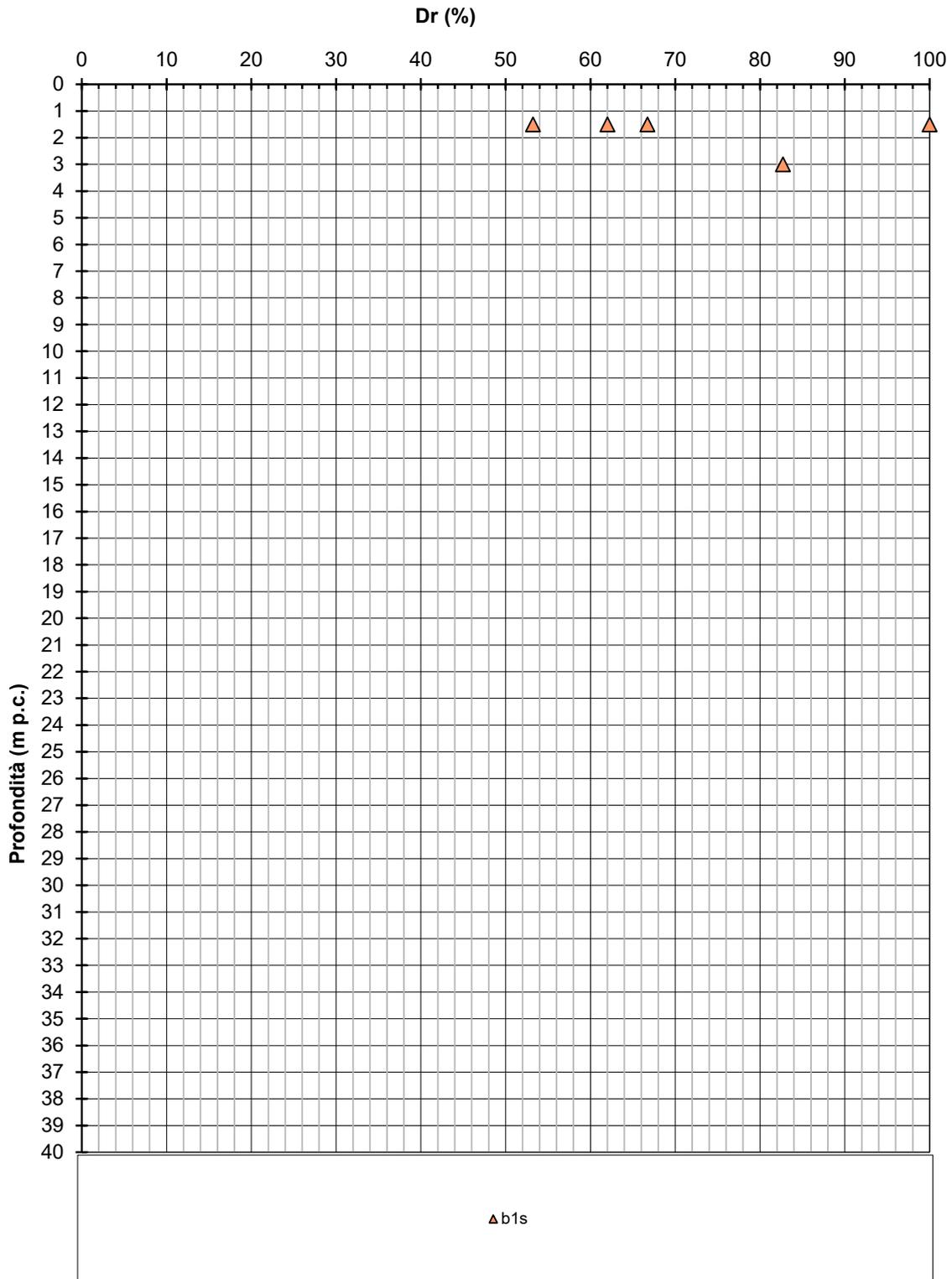


Figura 6.16: Unità geotecnica b1s – Densità relativa

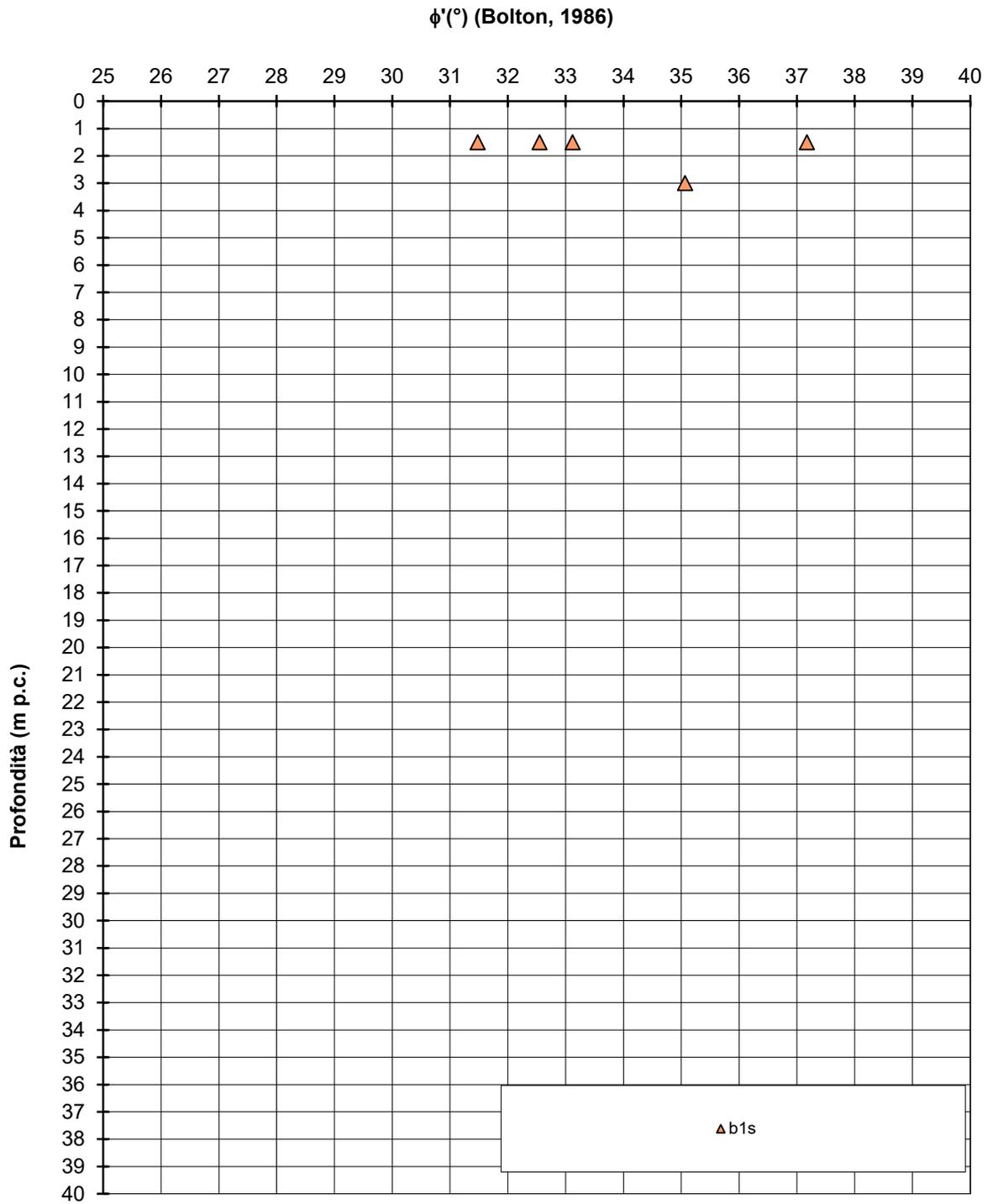


Figura 6.17: Unità geotecnica b1s – Angolo di attrito

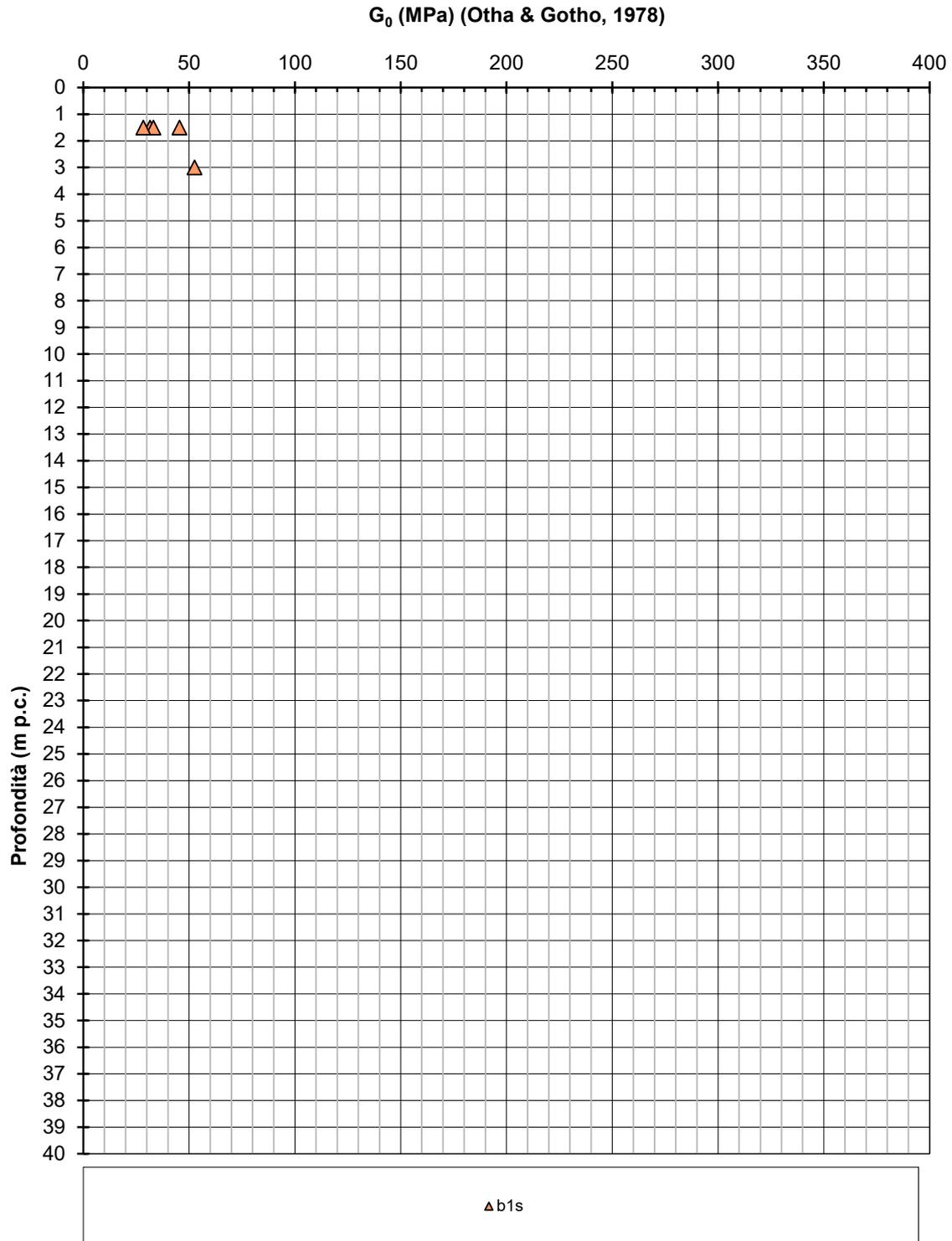


Figura 6.18: Unità geotecnica b1s – Modulo di taglio iniziale G_0

6.4. UNITÀ B1G:

Tale unità è costituita da ghiaie medio-grosse con ciottoli e sabbia debolmente limosa. Tale unità è presente lungo l'intero sviluppo del tracciato analizzato a partire dalla base del materiale di riporto oppure sotto le unità geotecniche b1f o b1s, ed arriva in profondità fino al tetto del substrato marnoso-argilloso (quest'ultimo variabile tra 6.0 e 10.0 m dal piano campagna naturale).

In Figura 6.19 si riportano i risultati delle prove in sito (SPT) eseguite in tale formazione.

6.4.1. Stato iniziale e caratteristiche fisiche

Non si hanno molti dati riferiti a tale formazione, pertanto:

- il peso dell'unità di volume (γ_t) in assenza di dati è assunto pari a 18.5 kN/m³
- I dati disponibili in merito alla composizione granulometrica sono riportati in Tabella 6.4
- In Figura 6.20 è riportata la densità relativa ricavata da prove SPT, i cui valori di riferimento sono compresi tra 35÷60%.

6.4.2. Parametri di resistenza

Non si hanno prove di laboratorio eseguite in tale unità geotecnica, pertanto l'angolo di attrito è stato ricavato dai dati disponibili dalle prove SPT. In Figura 6.21 sono riportati i risultati ottenuti. I valori sono pochi e molto dispersi tra 31° e 38°, i valori di riferimento considerati sono tra 33 e 35°.

6.4.3. Parametri di deformabilità

In Figura 6.22 si riporta il modulo di taglio a piccole deformazioni G_0 ricavato da prove SPT. I valori di riferimento considerati sono descritti dalla seguente equazione $G_0 = 170 \cdot \left(\frac{\sigma'_{v0}}{p_a}\right)^{0.6}$ in MPa.

Sulla base di quanto sopra e di quanto dichiarato al capitolo 4, i valori raccomandati del modulo di Young operativo E'_{op} sono i seguenti:

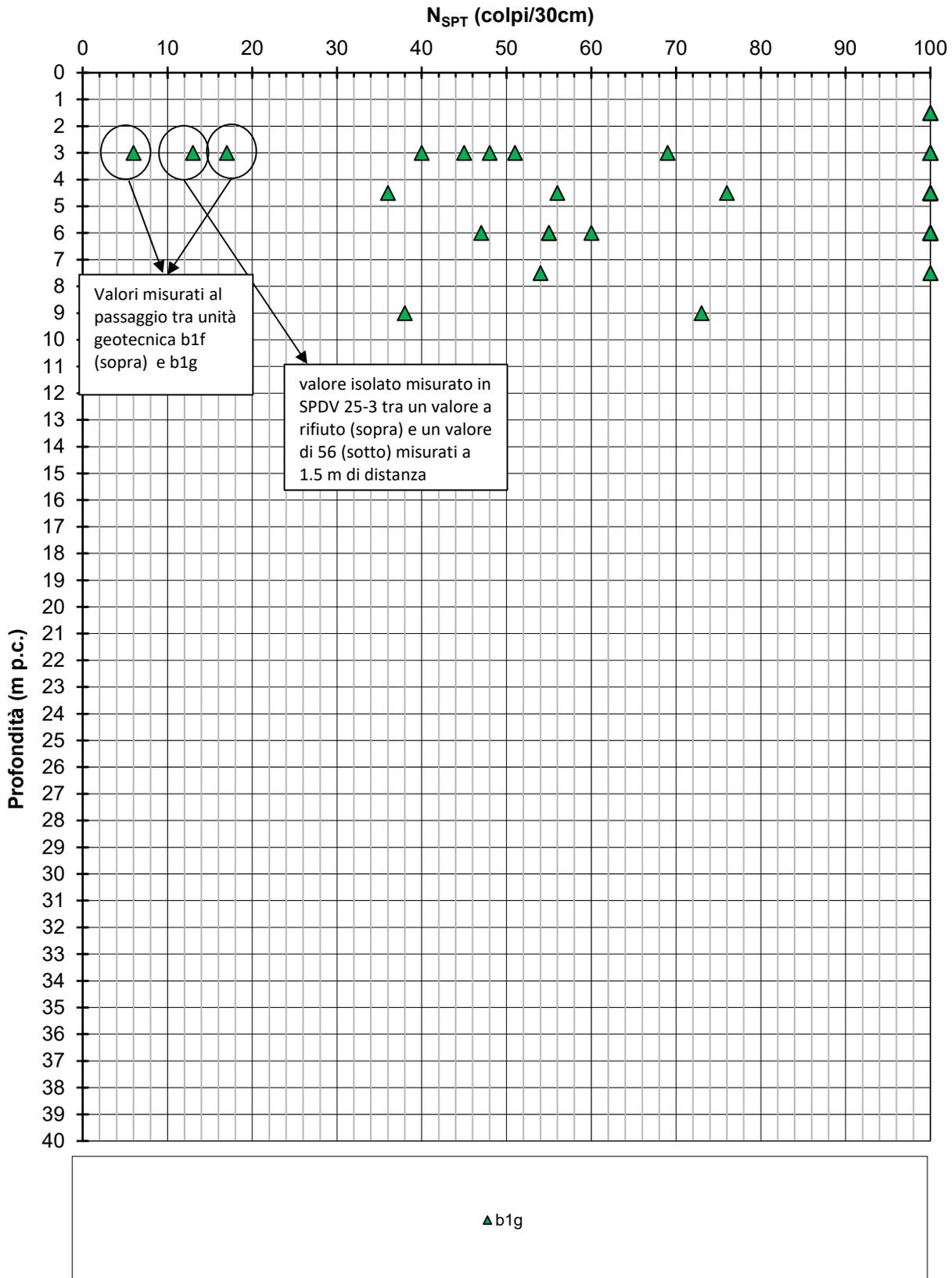
- $E'_{op1} = (2.3 \cdot G_0)/10$ MPa per calcoli riguardanti i cedimenti dei rilevati.
- $E'_{op2} = (2.3 \cdot G_0)/(3 \div 5)$ MPa per calcoli riguardanti opere di sostegno

6.4.4. Permeabilità

La permeabilità dei terreni costituenti l'unità geotecnica in oggetto, è ricavata dai risultati delle prove di permeabilità tipo Lefranc e dal confronto con i valori di letteratura disponibili. Si raccomanda un valore compreso tra 10⁻⁴÷10⁻⁶ m/s

Tabella 6.4: Unità geotecnica b1g – Composizione granulometrica

SONDAGGIO	CAMPIONE	Profondità	Classificazione	Ghiaia (%)	Sabbia (%)	Limo (%)	Argilla (%)
S8	CR2	5.20	n.d.	75.00	22.00	1.50	1.50
S1	CR1	3.25	A1-a	74.00	21.00	1.50	1.50
S2	CR2	5.75	n.d.	74.00	19.00	3.50	3.50
S3	CR1	3.25	n.d.	62.00	28.00	5.00	5.00
S3	CR2	4.75	n.d.	62.00	28.00	5.00	5.00
S4	CR3	8.25	n.d.	52.00	43.00	2.50	2.50
S5	CR1	3.75	n.d.	73.000	23.000	4.00	
S5	CR2	6.25	n.d.	55.00	42.00	1.50	1.50
S6	CR1	3.45	n.d.	72.00	22.00	3.00	3.00
S6	CR2	6.25	n.d.	77.00	19.00	2.00	2.00
S7	CR1	3.25	n.d.	57.00	31.00	6.00	6.00
S7	CR2	5.75	n.d.	35.000	49.000	16.00	
SPD 25-01	CR B	6.25	A1-a	77.11	18.15	4.74	
SPD 25-02	CR C	9.10	A1-a	71.69	20.80	7.52	
SPD 25-03	CR A	3.50	A1-b	49.910	32.530	17.56	
SPD 25-03	CR B	6.25	A1-a	65.77	22.46	11.78	
SPD 25-04	CR B	5.25	A1-a	53.84	39.11	7.04	


 Figura 6.19: Unità geotecnica b1g- N_{spt}

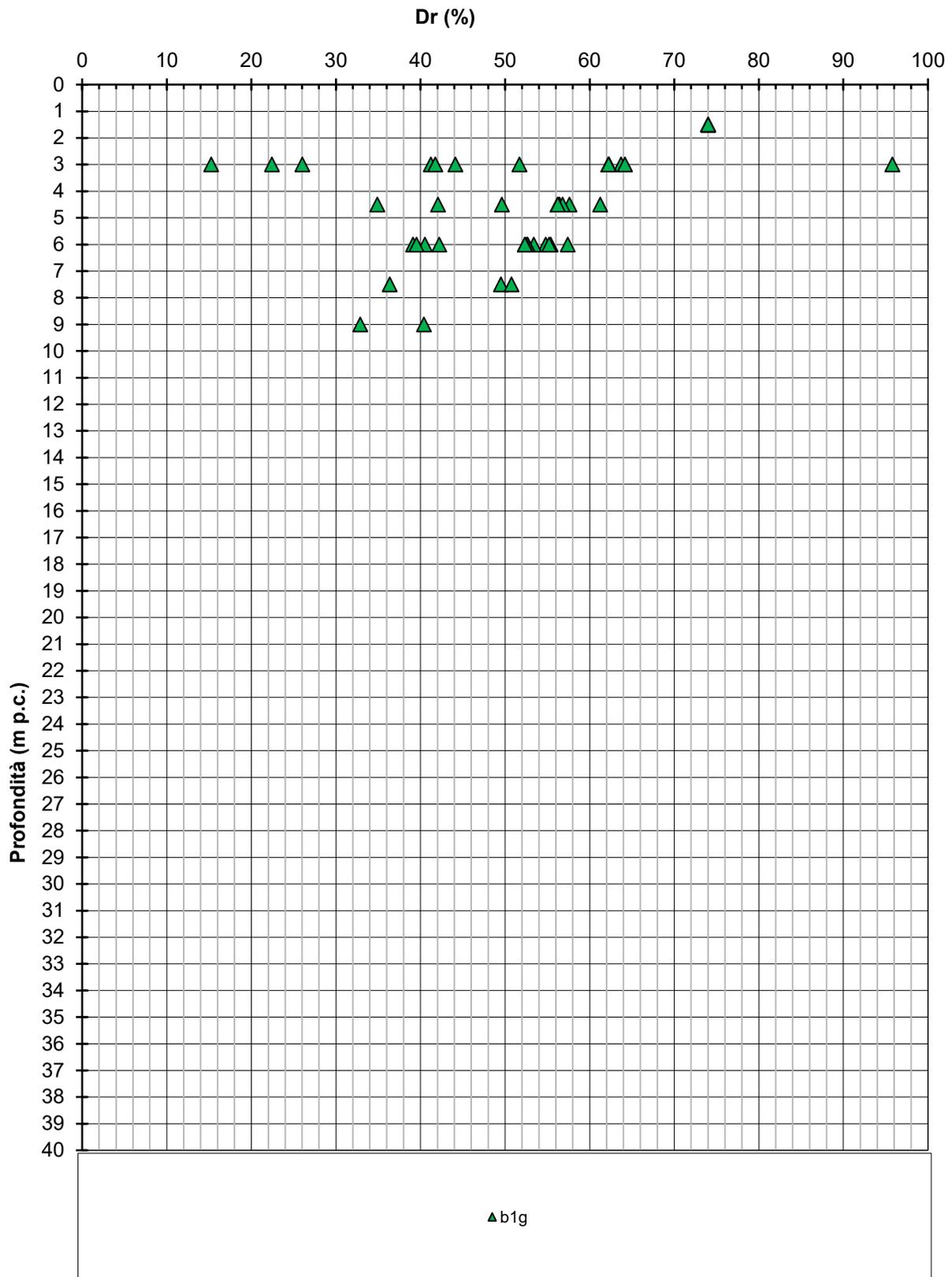


Figura 6.20: Unità geotecnica b1g – Densità relativa

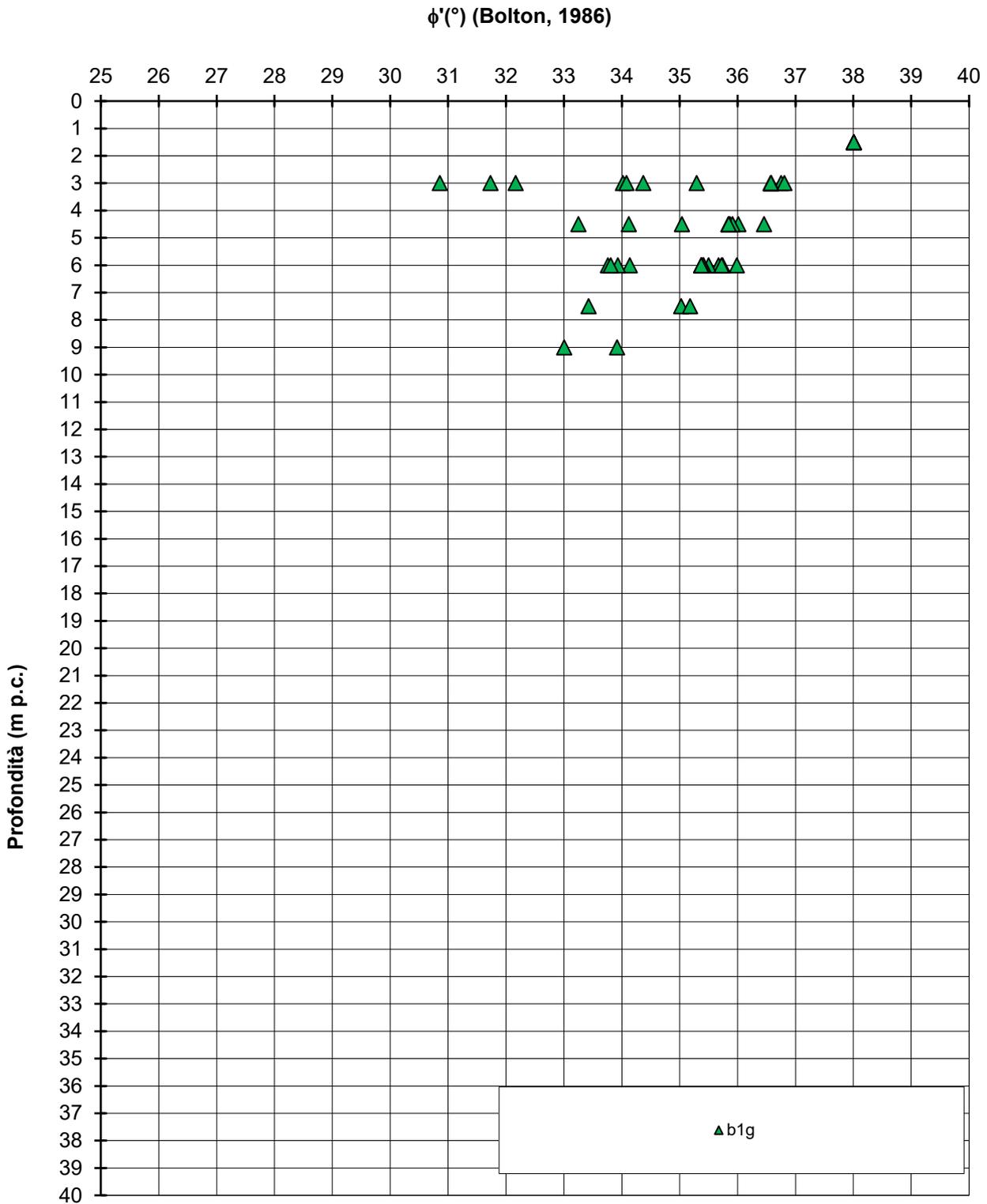


Figura 6.21: Unità geotecnica b1g– Angolo di attrito

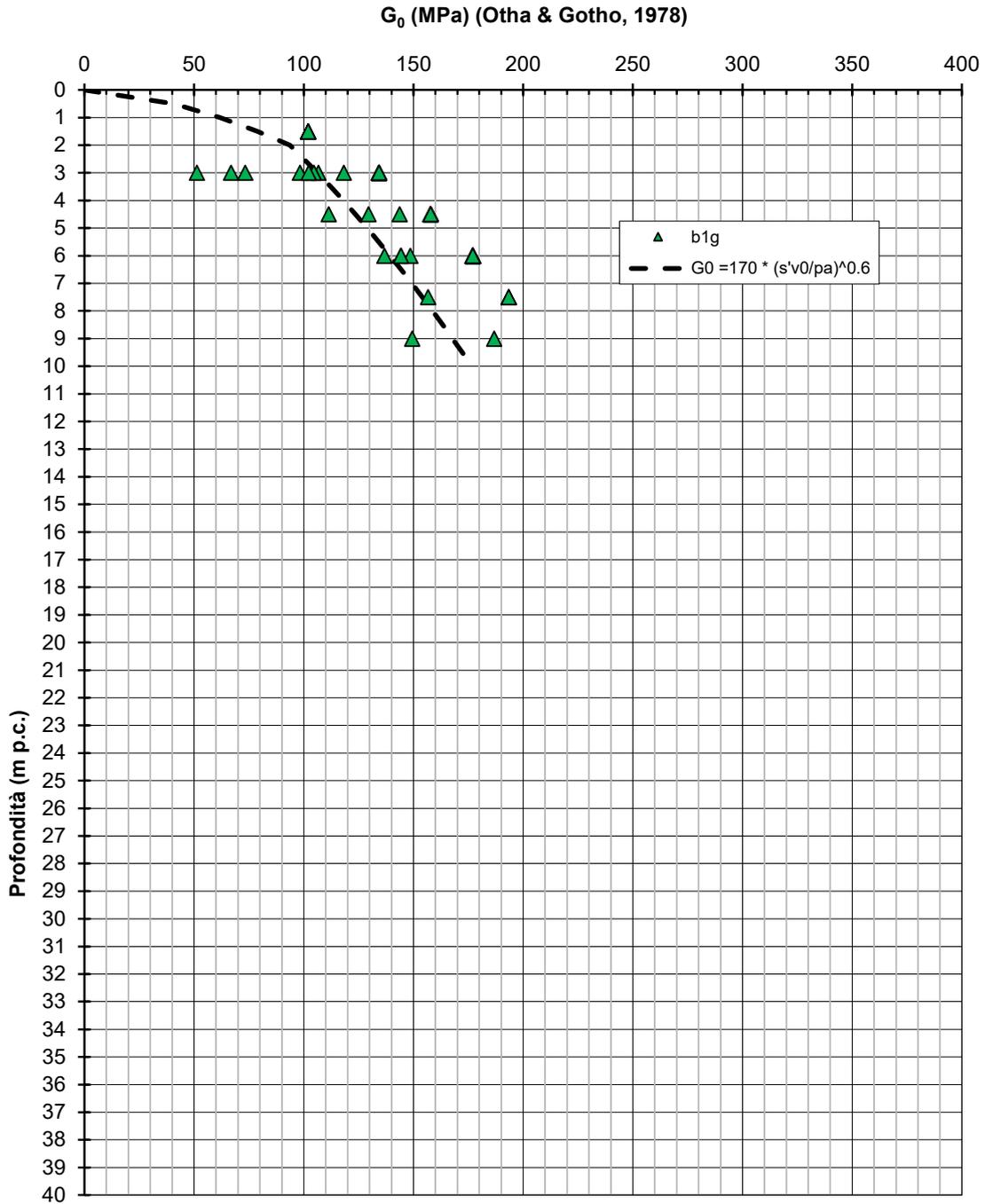


Figura 6.22: Unità geotecnica b1g – Modulo di taglio iniziale G_0

6.5. UNITÀ SAF:

Tale unità costituisce il substrato di argilla marnosa siltosa da poco consistente ad estremamente consistente con presenze di livelli di limo argilloso. È presente lungo l'intero sviluppo del tracciato analizzato ed stata rinvenuta fino alle massime profondità investigate.

In Figura 6.23 si riportano i risultati delle prove in sito (SPT) eseguite in tale formazione.

6.5.1. Stato iniziale e caratteristiche fisiche

Di seguito riportano i risultati delle prove finalizzate alla determinazione dei parametri di stato e delle caratteristiche fisiche del materiale.

- in Figura 6.24 è riportato il peso dell'unità di volume (γ_t), i valori sono compresi tra 19.0÷22.0 kN/m³
- in Figura 6.25 è riportato il contenuto di fine, è praticamente sempre maggiore del 90%;
- in Figura 6.26 è riportato l'indice dei vuoti e_0 compreso tra 0.4÷0.55.
- in Figura 6.27 è riportato il contenuto di acqua naturale w_n , compreso tra il 15÷25%. Mentre, il Limite Liquido w_L e il Limite Plastico w_P sono riportati rispettivamente in Figura 6.28 e in Figura 6.29
- in Figura 6.30 è riportato l'indice di plasticità IP

6.5.2. Parametri di resistenza

Di seguito si riportano i risultati ottenuti, in termini di parametri di resistenza, dall'interpretazione delle prove di laboratorio disponibili e dall'elaborazione dei risultati delle prove in sito, nello specifico:

- in Figura 6.31 si riporta la coesione non drenata ottenuta dalle prove triassiali TX-UU sui campioni prelevati. I valori ottenuti sono sempre maggiori di 250 kPa
- in Figura 6.32 si riportano i valori di coesione non drenata ottenuti dall'interpretazione delle prove SPT. I valori ottenuti sono in generale in accordo ai risultati delle prove di laboratorio, con eccezione di alcuni valori più bassi intorno ai 200 kPa ottenuti nei primi metri.
- In Figura 6.33 sono riportati i parametri di resistenza drenati ottenuti dalle prove di taglio diretto. I risultati non molto dispersi e compresi tra $\phi'=31^\circ$; $c'=0$ e $\phi'=38^\circ$; $c'=100$ kPa. I valori di riferimento considerati sono compresi tra $\phi'=31\div32$ e $c'=0\div10$ kPa.

6.5.3. Parametri di deformabilità

In Figura 6.34 si riporta il modulo di taglio a piccole deformazioni G_0 ricavato da prove SPT. I valori di riferimento considerati sono descritti dalla seguente equazione $G_0 = 160 \cdot \left(\frac{\sigma'_{v0}}{p_a}\right)^{0.5}$ in MPa

Sulla base di quanto sopra e di quanto dichiarato al capitolo 4, i valori raccomandati del modulo di Young operativo E'_{op} sono definiti come segue:

- $E'_{op1} = 150 \cdot Cu$, quindi, considerando un intervallo di Cu di riferimento tra 200÷350 MPa, E'_{op1} sarà compreso tra 30÷50 MPa per calcoli riguardanti i cedimenti dei rilevati.
- $E'_{op2} =$ compreso tra 60÷100 MPa per calcoli riguardanti opere di sostegno

6.5.4. Permeabilità

La permeabilità dei terreni costituenti l'unità geotecnica in oggetto, è ricavata dai risultati delle prove di permeabilità tipo Lefranc e dal confronto con i valori di letteratura disponibili. Si raccomanda un valore compreso tra $10^{-7}\div10^{-9}$ m/s

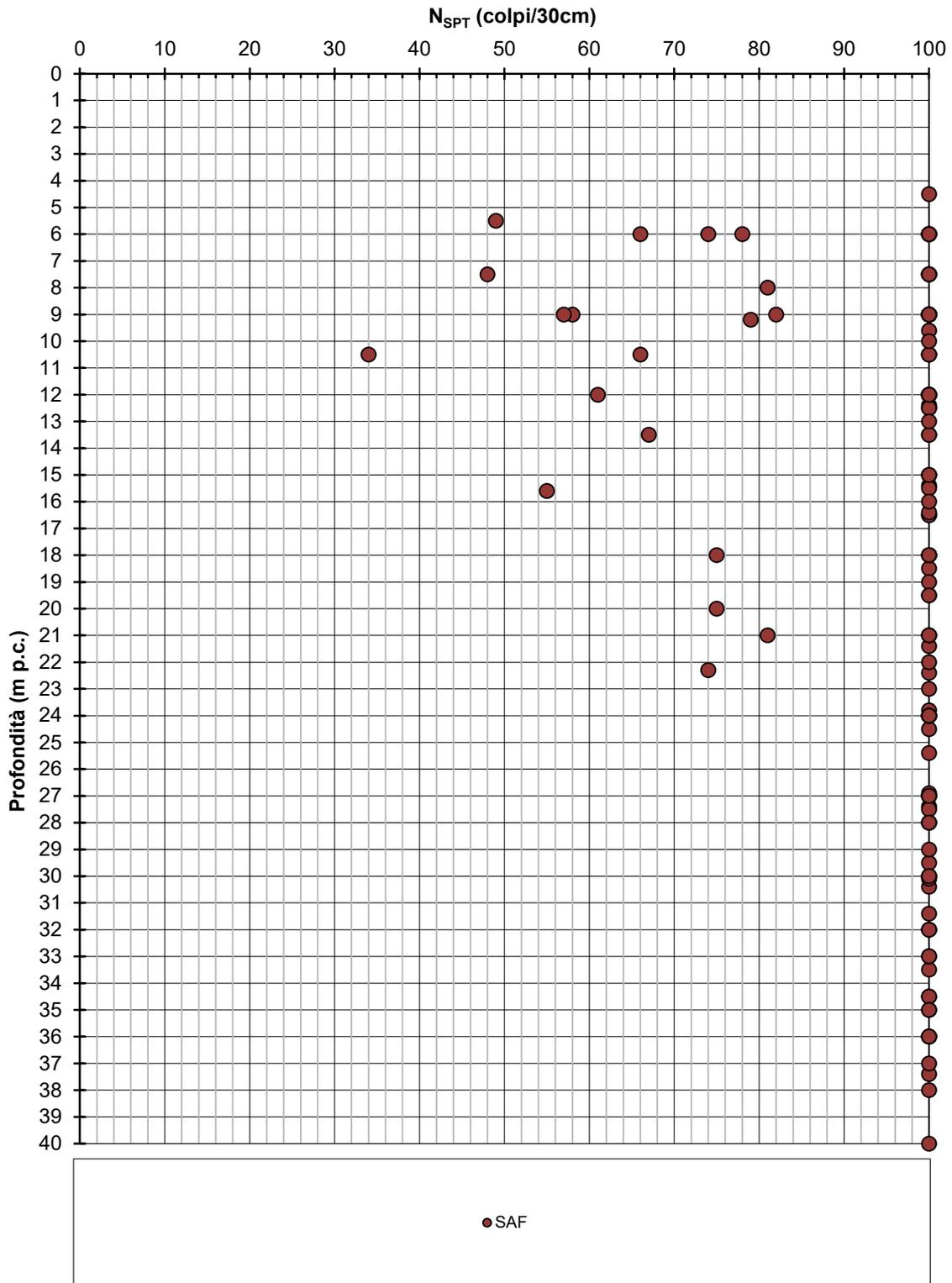


Figura 6.23: Unità geotecnica SAF- N_{spt}

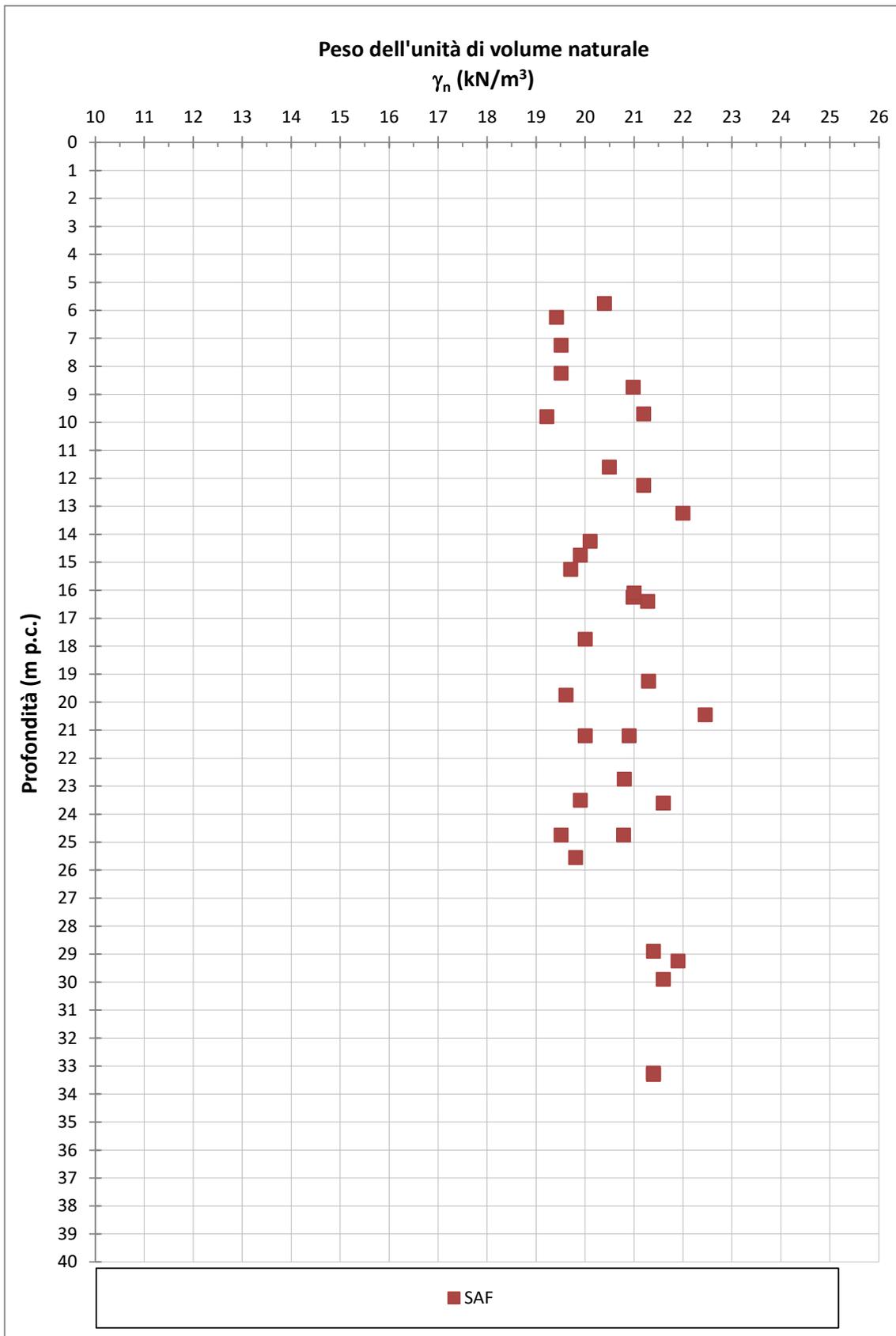


Figura 6.24: Unità geotecnica SAF – Peso di volume naturale γ_n

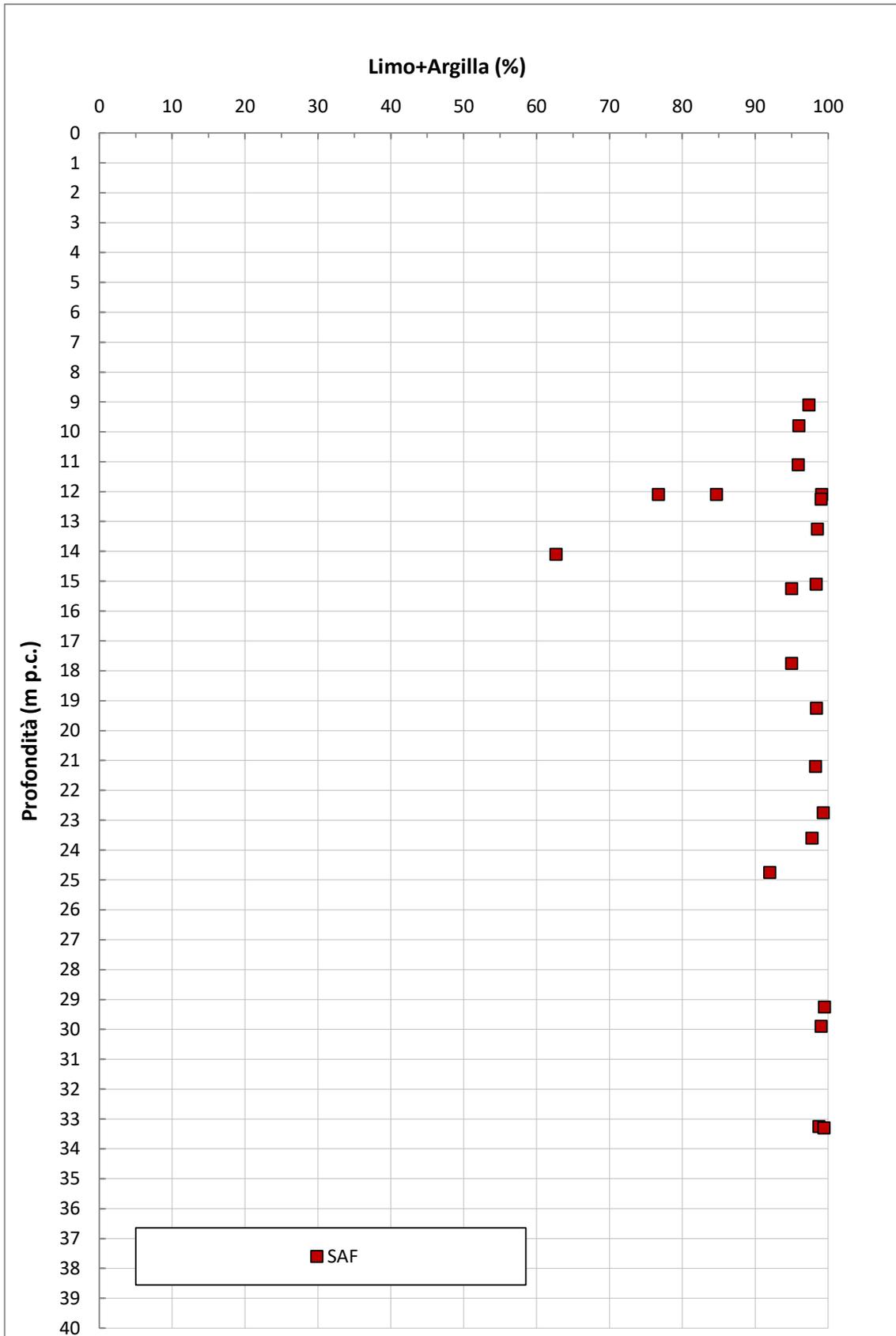


Figura 6.25: Unità geotecnica SAF – Contenuto di fini FC

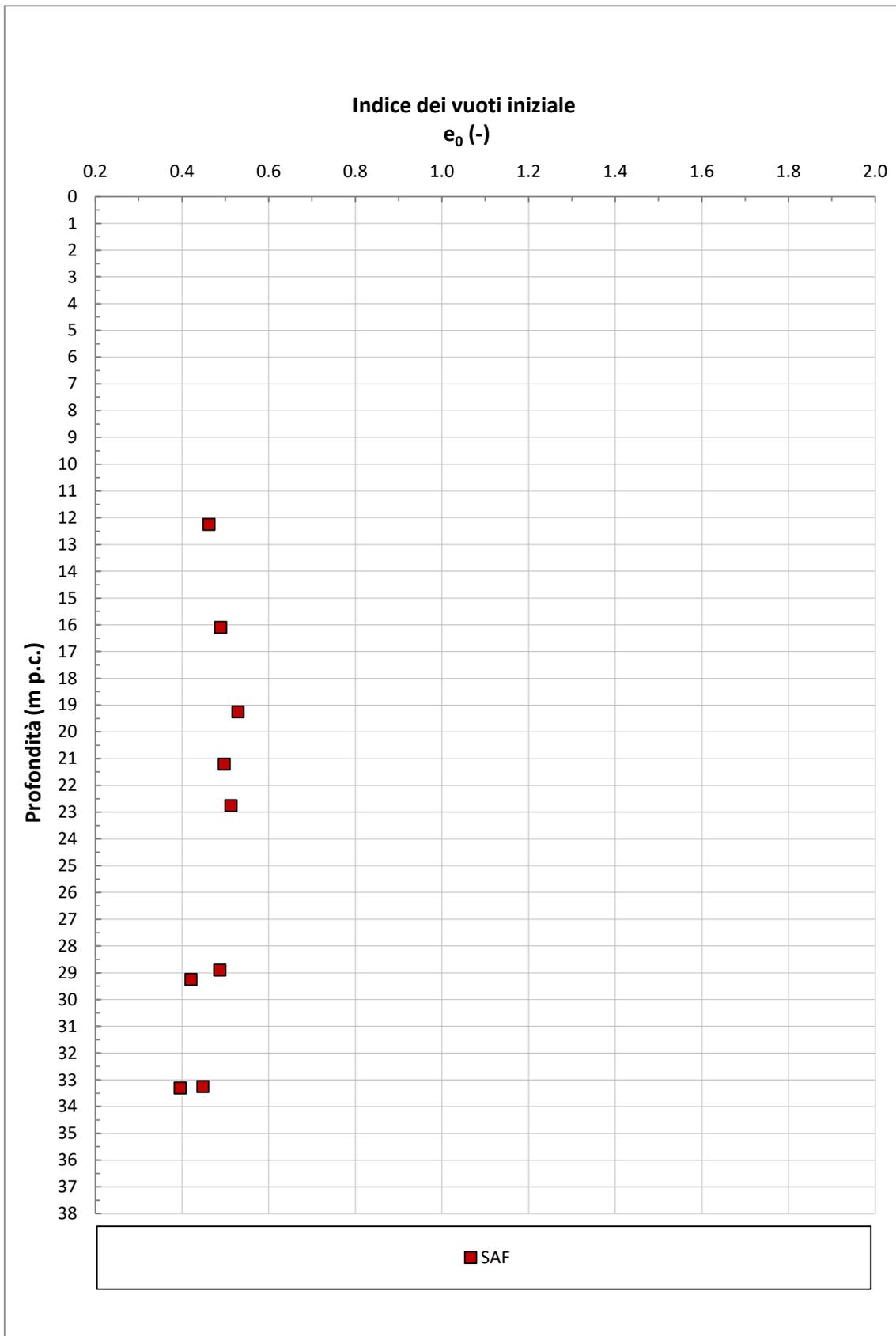


Figura 6.26: Unità geotecnica SAF – Indice dei vuoti iniziale e_0

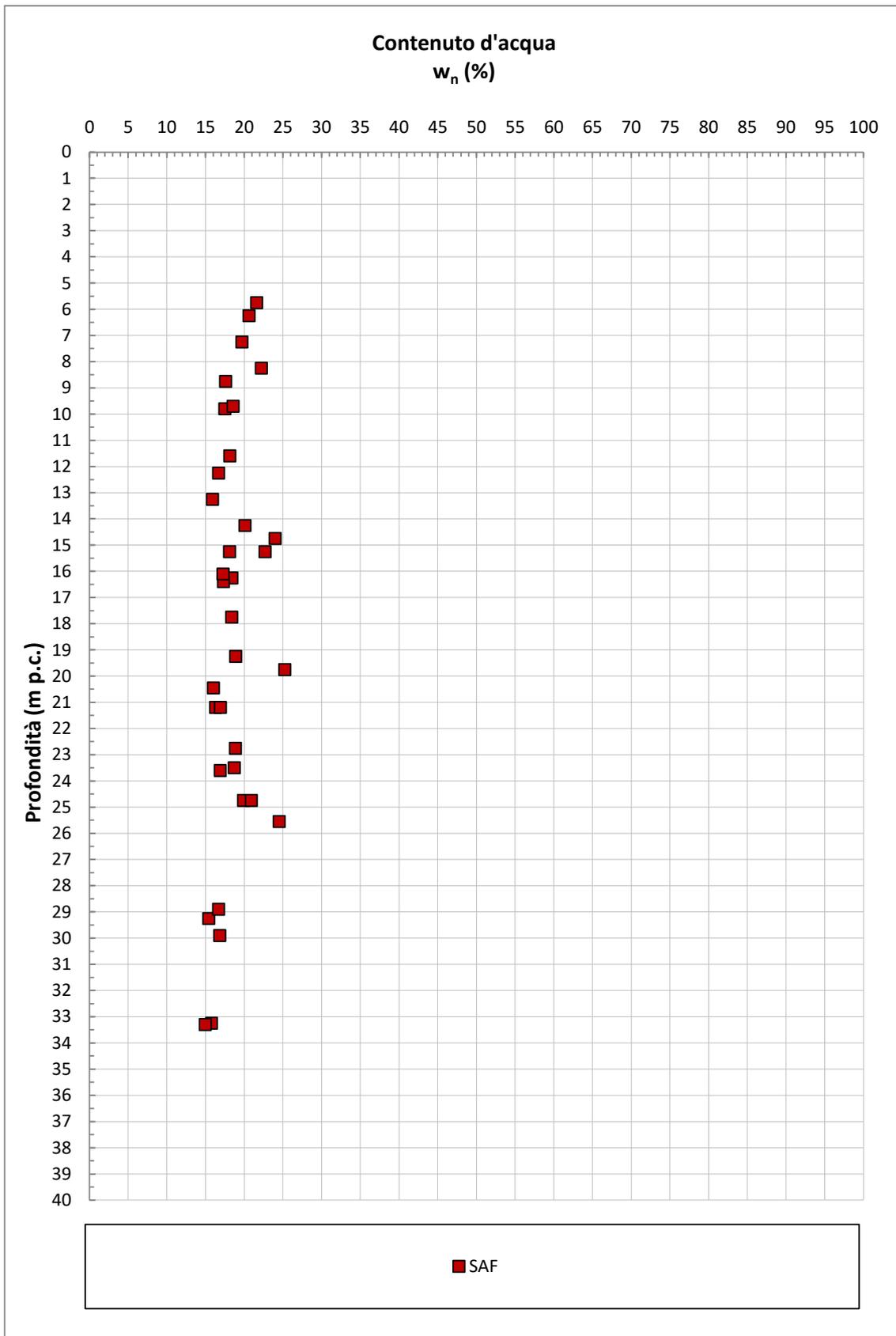


Figura 6.27: Unità geotecnica SAF – Contenuto di acqua naturale w_n

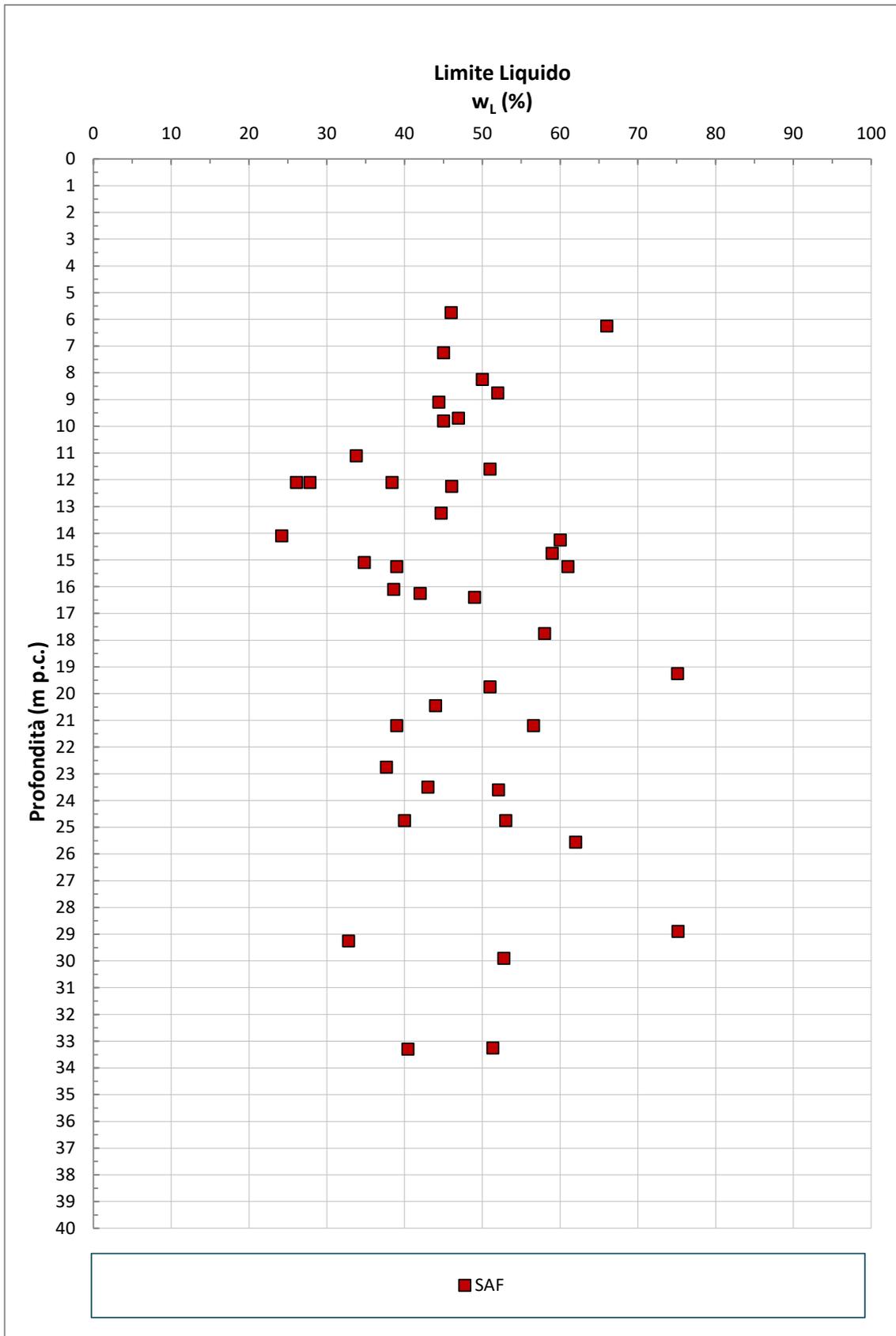


Figura 6.28: Unità geotecnica SAF – Limite liquido w_L

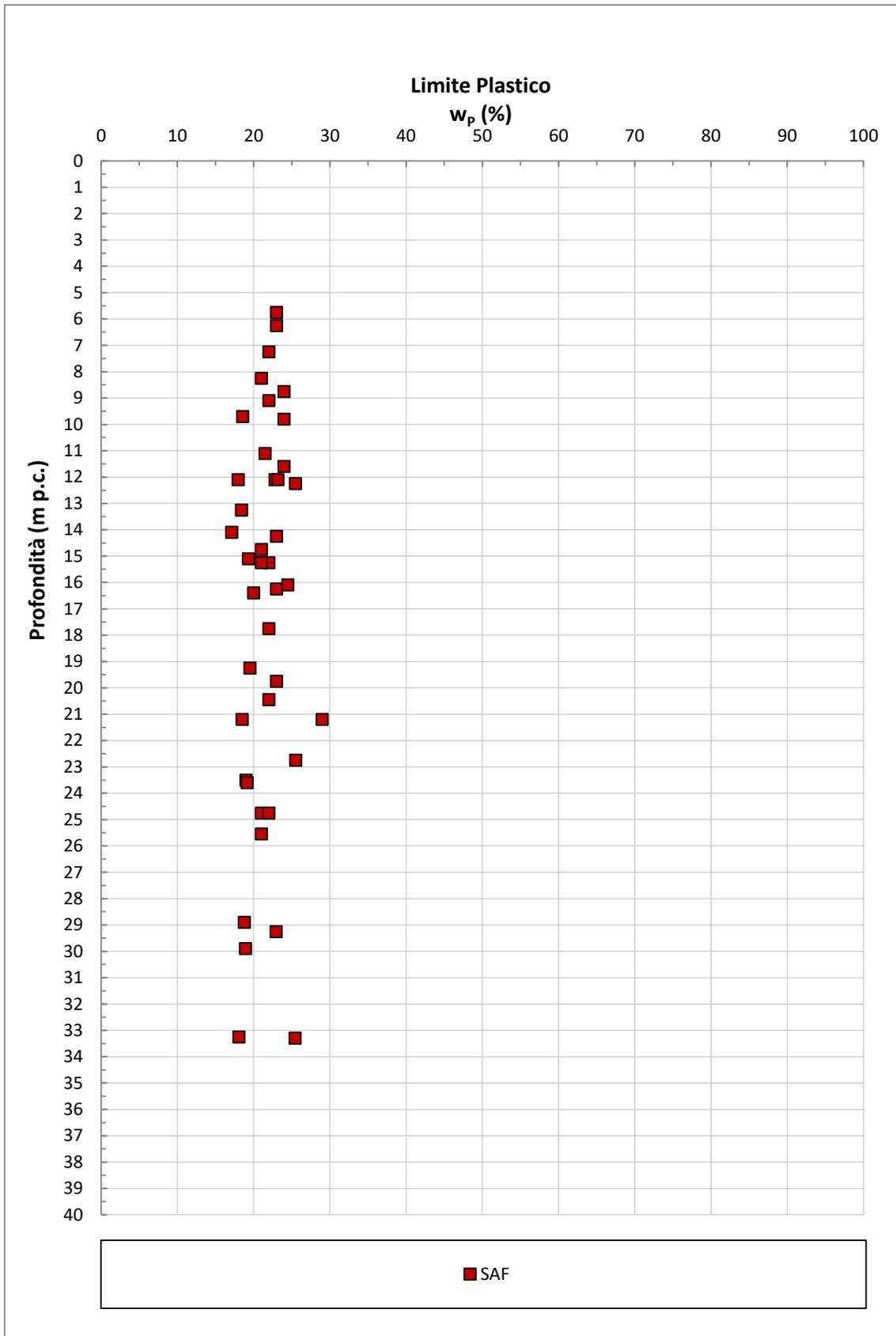


Figura 6.29: Unità geotecnica SAF – Limite plastico w_p

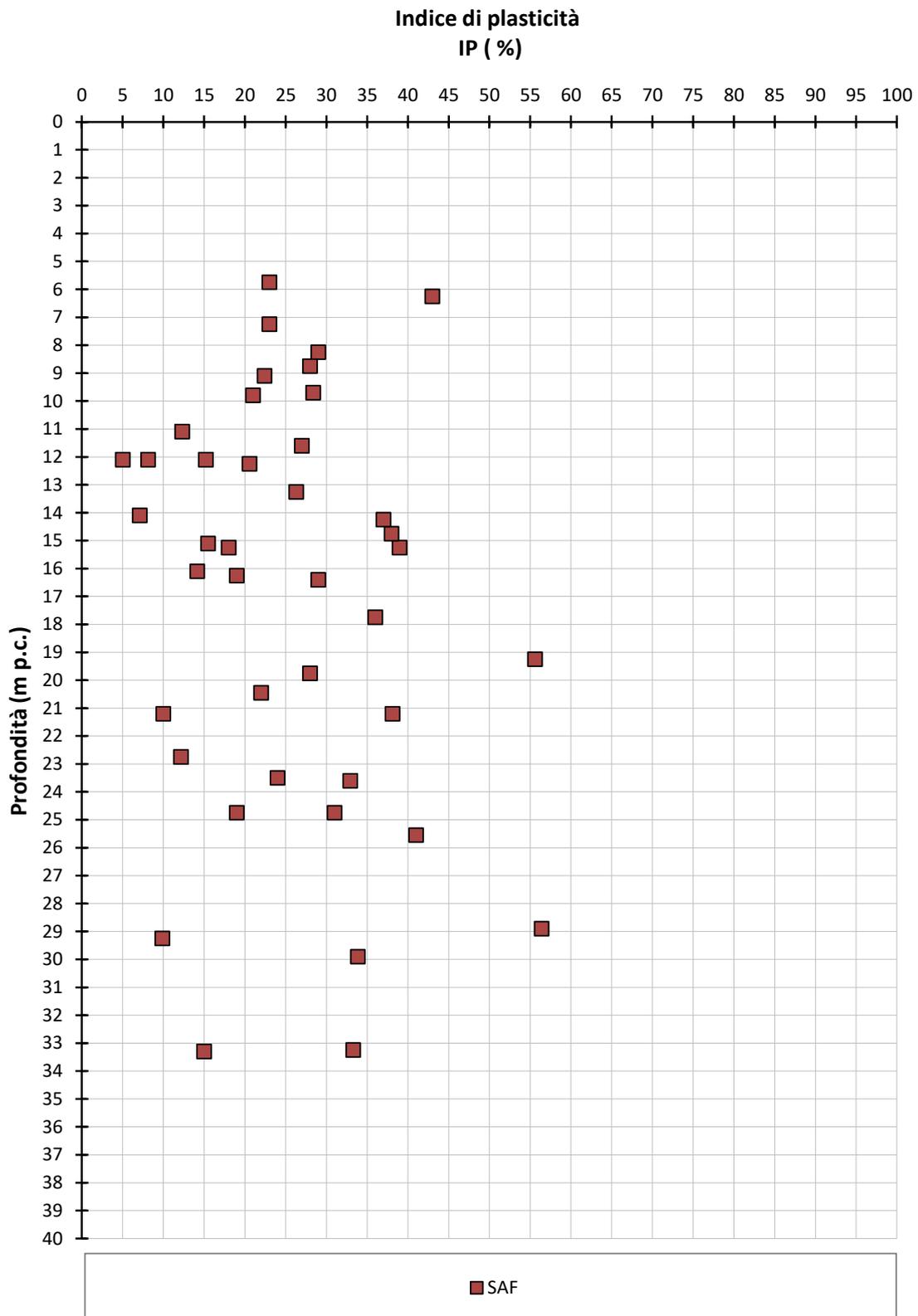


Figura 6.30: Unità geotecnica SAF – Indice di plasticità IP

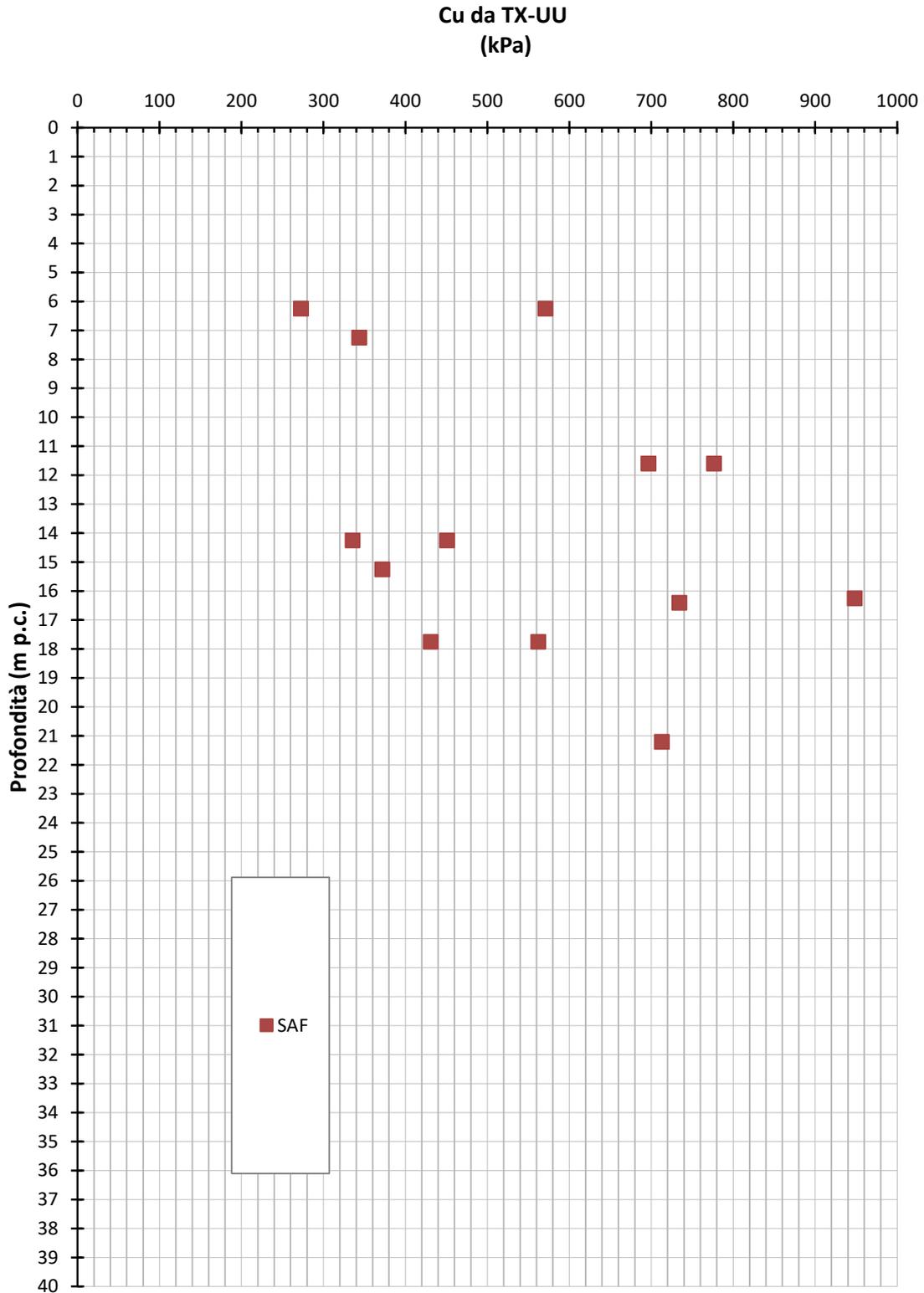


Figura 6.31: Unità geotecnica SAF – Coesione non drenata da prove di laboratorio

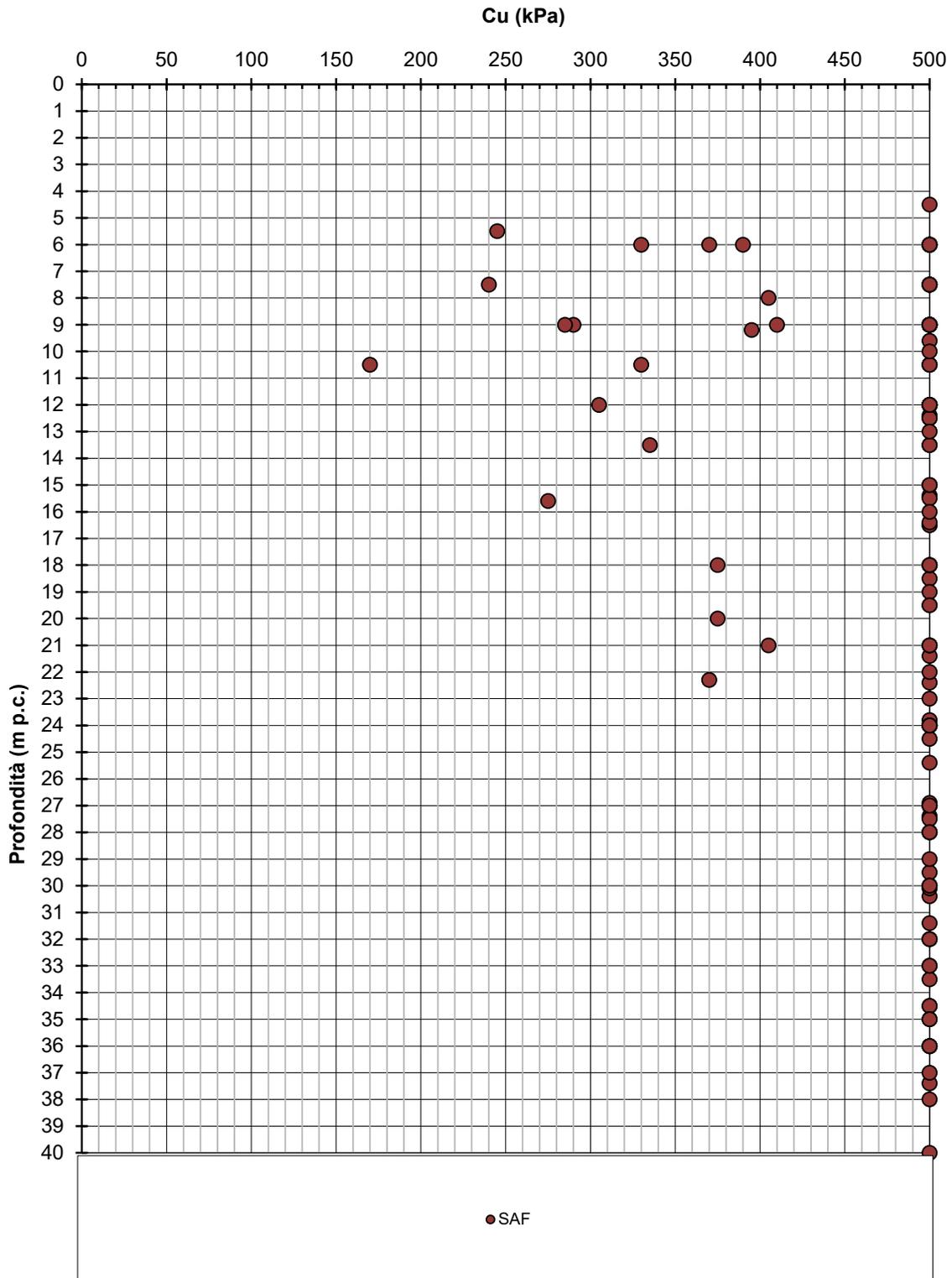


Figura 6.32: Unità geotecnica SAF – Coesione non drenata da prove in sito SPT

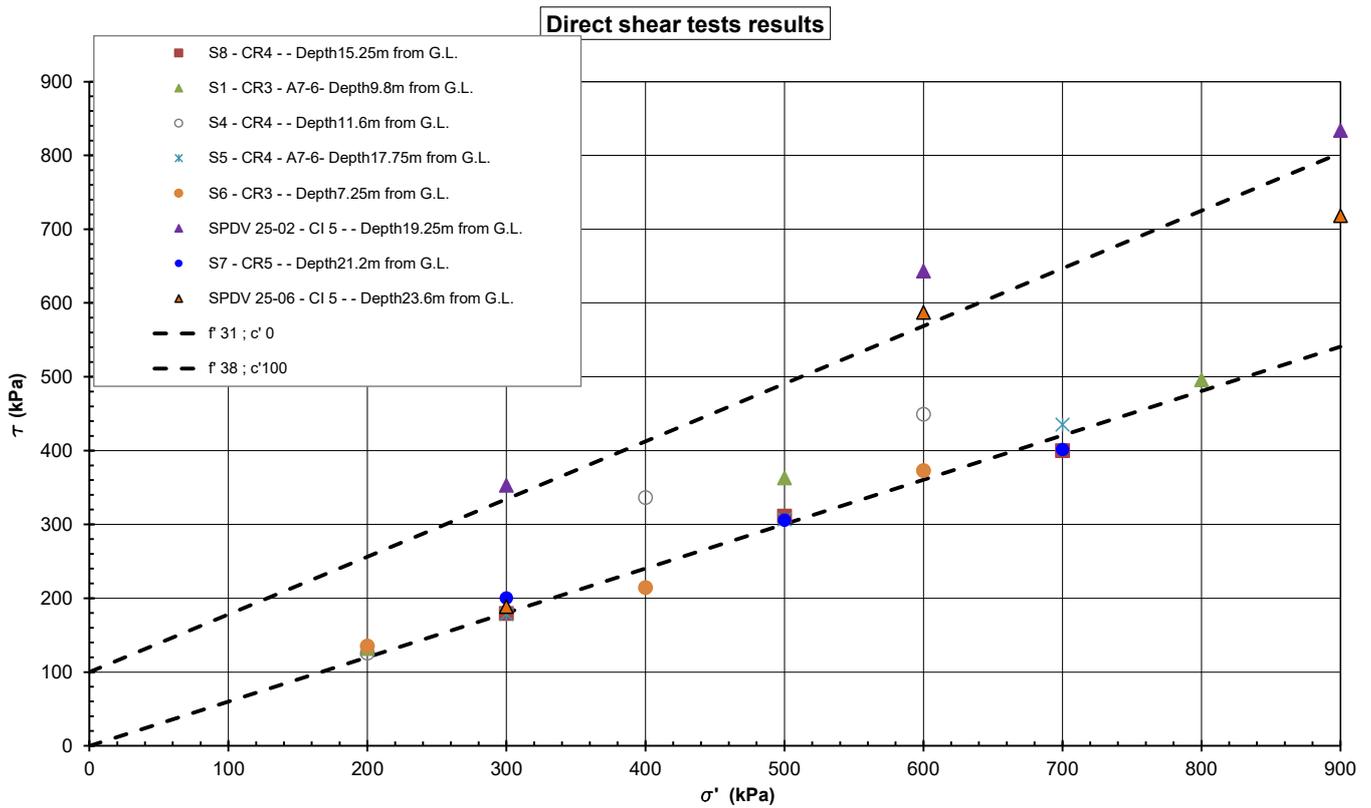


Figura 6.33: Unità geotecnica SAF – Parametri di resistenza drenati da prove di taglio diretto TD

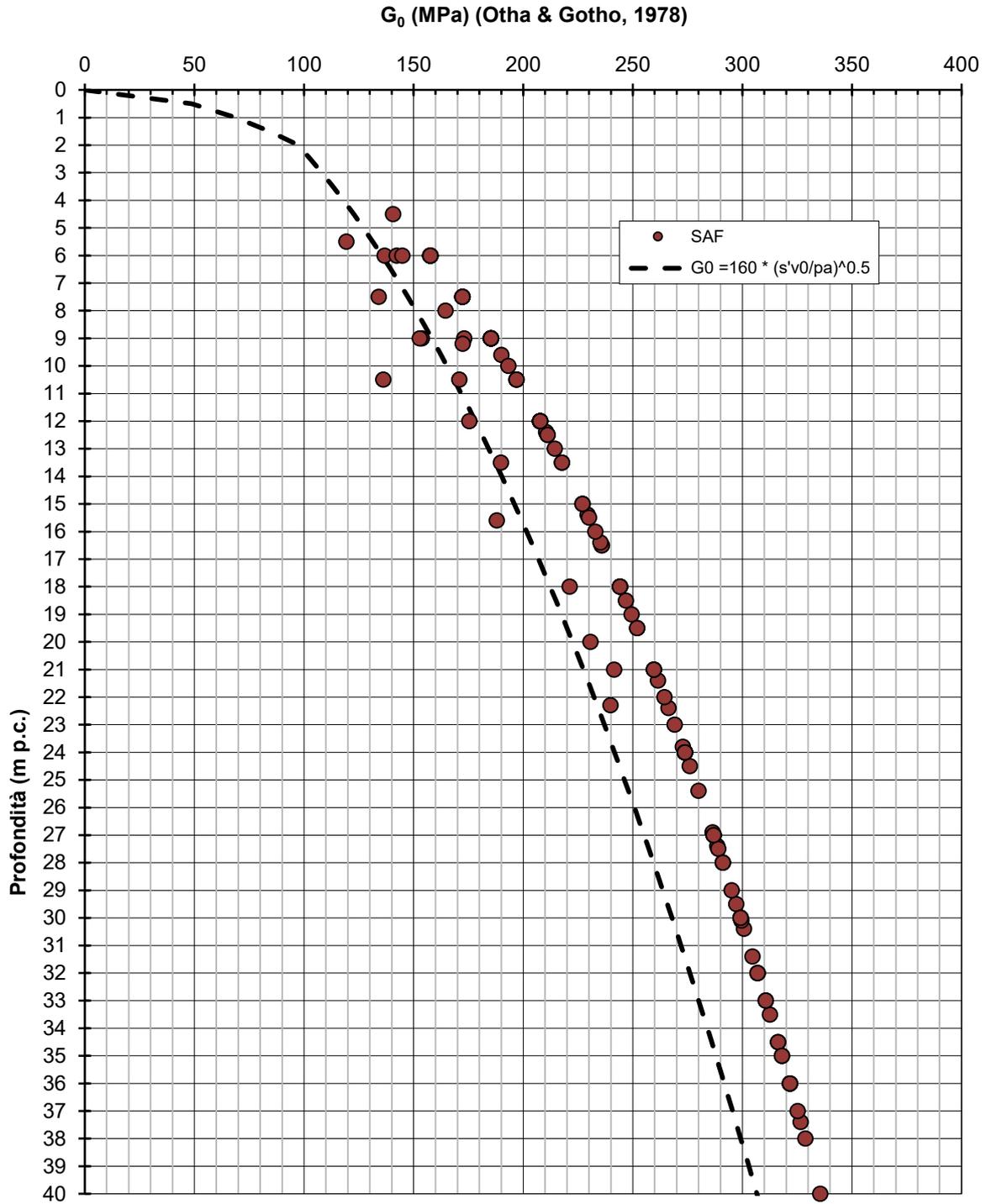


Figura 6.34: Unità geotecnica SAF– Modulo di taglio iniziale G_0

7. FALDA

Le caratteristiche idrogeologiche generali dell'area in esame sono descritte in uno specifico capitolo della Relazione geologica ed idrogeologica generale (Doc.Rif.[15.]).

L'adeguamento alla Tangenziale di Alba, in particolare, si sviluppa nel tratto mediano della Val Tanaro tra il Canale di Verduno e la località Vaccheria. L'acquifero nei depositi alluvionali è quello interessato dalle opere in progetto ed ospita una falda a superficie libera principale, di modesto spessore (da 5 a 8 metri al massimo), sfruttata per scopi irrigui. L'andamento della falda mette in evidenza zone con gradienti diversi e identifica direzioni di flusso prevalenti che sono sicuramente influenzate dall'attuale posizione del Tanaro ma anche dai paleoalvei presenti. L'alimentazione della falda è solo in parte fornita dall'infiltrazione locale diretta delle precipitazioni nelle alluvioni; la maggior parte è infatti legata alla dinamica del Fiume nelle zone a monte, ove notevoli sono gli interscambi, ed alla ricarica dovuta alle perdite dei canali artificiali, a loro volta in parte alimentati dal Tanaro ed in parte da corsi d'acqua minori provenienti dai rilievi collinari limitrofi (Civita et alii, 1999).

In corrispondenza del tracciato autostradale e per un ampio settore di fondovalle circostante è stato ricostruito l'assetto della superficie piezometrica relativo alla falda superficiale, rappresentato nella Carta Idrogeologica (Doc.Rif. da [19.] a [21.]). L'elaborazione è stata condotta sulla base dei livelli massimi rilevati, dei rapporti con i corpi idrici superficiali e dell'andamento generale della piezometria ricostruita recentemente per il territorio di Alba da Civita et alii (1999). I limiti del quadro conoscitivo fanno ritenere che la rappresentazione ottenuta sia riferibile ad un assetto della falda in condizioni idrologiche ordinarie. Nel caso si verificassero apporti idrici rilevanti o eccezionali, la sua rappresentazione può subire modifiche rilevanti.

Lungo il tracciato dell'adeguamento alla Tangenziale di Alba, il livello di falda è stato ricavato sulla base dei piezometri a tubo fenestrato installati durante le differenti campagne geognostiche eseguite.

Il quadro delle misure piezometriche disponibili eseguite nelle diverse fasi di indagine sono riportati Tabella 7.1. Sulla base di questi dati e delle conoscenze complessivamente disponibili per l'area di progetto è stato ricostruito l'andamento indicativo della falda superficiale ospitata nella copertura alluvionale in corrispondenza del tracciato autostradale (si vedano Profilo geologico, Doc.Rif. da [25.] a [27.] e geotecnico, Doc.Rif. da [28.] a [30.]). Per una corretta interpretazione dell'andamento piezometrico occorre sottolineare che la maggior parte delle misure è stata ottenuta in un periodo caratterizzato da precipitazioni scarsissime o del tutto assenti (2001-2002). I livelli rilevati sono riferibili per lo più a posizioni relativamente "deprese" della falda. Inoltre, solo per pochi piezometri sono disponibili serie di misure distribuite su un intervallo temporale abbastanza ampio.

Lungo il tracciato il livello piezometrico relativo alla falda libera superficiale si dispone, sulla base dell'interpolazione dei valori minimi delle soggiacenze, per lo più a profondità di 2 – 4 metri dal piano campagna originario che in alcuni tratti risulta significativamente più basso dell'altimetria costituente la base del profilo

Tabella 7.1: Misure piezometriche eseguite nel corso delle Campagne d'indagine.

Sondaggio	Tipo piezometro	Tratto filtrante (m)	03/11/98	19/11/98	21/12/98	25/01/99	20/02/99	23/03/99	28/04/99	31/05/99	10/08/99	27/09/99	10/10/01	16/11/01	28/05/01	07/12/01	20/12/01
SPD25-1	Tubo aperto	3 - 15	6.01	6.05	6.10	6.03	6.04	6.21	6.27	6.23	5.50	5.75					
SPD25-2	Tubo aperto	3 - 17	12.50	11.62	10.60	dann	dann										
SPD25-3	Tubo aperto	3 - 15		4.90		5.13	5.10	5.10 5	5.10	5.01	3.85	4.87					
SPDV 25-1	Tubo aperto	1 - 7															2.04
SPDV 25-2	Tubo aperto	1 - 7															2.35
SPDV 25-3	Tubo aperto	1 - 10													5.73		NT
SPDV 25-4	Tubo aperto	3 - 15															NA
SPDV 25-5	Tubo aperto	3 - 9													5.50 il 05/06		distr.
SPDV 25-6	Tubo aperto	3 - 12															5.21
SPDV 25-7	Tubo aperto	12 - 50															7.65
SPDV 25-8	Tubo aperto	6 - 60															1.92
SPDV 25-9	Tubo aperto	30 - 60															4.25
SPDV 25-10	Tubo aperto	9 - 36															5.14
SPDV 25-11	Tubo aperto	12 - 50															3.74
SPDV 25-13	Tubo aperto	3 - 9															3.81
SPDV 25-14	Tubo aperto	9 - 30															4.38
SPDV 25-15	Tubo aperto	3 - 12															5.71
SPDV 25-17	Tubo aperto	3 - 12															4.17
SPDV 25-18	Tubo aperto	3 - 12															3.64
SPDV 25-19	Tubo aperto	3 - 9															3.92
SPDV 25-20	Tubo aperto	3 - 12															6.13

Sondaggio	Piezometro Norton			Falda da p.c. (m)	Data
	Tratto cieco	Tratto fessurato	Tratto cieco		
S1	0.00 - 3.00 m	3.00 - 9.00 m	9.00 - 10.00 m	4.30	Gennaio 2009
S4	0.00 - 3.00 m	3.00 - 9.00 m	9.00 - 12.00 m	4.10	Gennaio 2009
S5	0.00 - 3.00 m	3.00 - 9.00 m	9.00 - 12.00 m	2.50	Gennaio 2009
S6	0.00 - 3.00 m	3.00 - 6.00 m	6.00 - 9.00 m	2.70	Gennaio 2009
S7	0.00 - 3.00 m	3.00 - 6.00 m	6.00 - 9.00 m	2.50	Gennaio 2009
S8	0.00 - 3.00 m	3.00 - 6.00 m	6.00 - 9.00 m	2.30	Gennaio 2009
S9	0.00 - 3.00 m	3.00 - 7.00 m	7.00 - 10.00 m	3.10	Gennaio 2009

Sondaggio	Piezometro Casagrande	Falda da p.c. (m)	Data
S1	Profondità cella 27.00 m	7.40	Gennaio 2009
S4	Profondità cella 21.00 m	11.80	Gennaio 2009
S6	Profondità cella 18.00 m	7.30	Gennaio 2009

dann = piezometro danneggiato;

distr = piezometro distrutto;

NT = piezometro non localizzato; **NA** = la misura disponibile non è attendibile

8. SINTESI DEI PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI

I valori caratteristici dei parametri geotecnici di ciascuna unità geotecnica individuata sono sintetizzati in Tabella 8.1.

Tabella 8.1: Valori dei parametri geotecnici caratteristici associati alle unità stratigrafiche

Unità geotecnica	Descrizione	γ	ϕ'	c'	c_u	G_0	E'_{op1}	E'_{op2}	k_v
		kN/m ³	(°)	(kPa)	(kPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(m/s)
R	Terreno di riporto: sabbia limosa/limo sabbioso	18.5	29÷32	0	-	40÷80	10÷20	20÷40	1E-4÷1E-6
b1f	Depositi alluvionali: limo sabbioso	18.5	-	-	30÷60	15÷30	4.0÷7.5	8.0÷15	1E-7÷1E-8
b1s	Depositi alluvionali: sabbie/sabbie limose	18.5	31÷33	0	-	30÷50	7÷11	14÷23	1E-5÷1E-7
b1g	Depositi alluvionali: ghiaia e sabbia	18.5	33÷35	0	-	$G_0 = 170 \cdot \left(\frac{\sigma'_{v0}}{p_a}\right)^{0.6}$	(2.3·G ₀)/10	(2.3·G ₀)/(3÷5)	1E-4÷1E-6
SAF	Substrato: Argille marnose	20	31÷32	0÷10	200÷350	$G_0 = 160 \cdot \left(\frac{\sigma'_{v0}}{p_a}\right)^{0.5}$	30÷50	60÷100	1E-7÷1E-9

Legenda:

γ_n = peso di volume naturale;

ϕ' = angolo di attrito "operativo";

c' = intercetta di coesione "operativa"

c_u = resistenza al taglio non drenata;

G_0 = Modulo di taglio iniziale riferito alla tensione verticale efficace geostatica

E_{op1} = Modulo di young "operativo" per l'analisi dei cedimenti dei rilevati con metodi elastici lineari

E_{op2} = Modulo di young "operativo" per l'analisi delle opere di sostegno;

k_v = coefficiente di permeabilità riferito a pressioni di consolidazione pari a quelle geostatiche e a problemi di flusso diretto principalmente nella direzione verticale.

9. STRATIGRAFIE E PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO PER I PRINCIPALI INTERVENTI DI ADEGUAMENTO

Nei successivi paragrafi si riportano le stratigrafie ed i parametri geotecnici di calcolo in corrispondenza dei principali interventi di adeguamento previsti

9.1. MURO DI SOSTEGNO (DA PK 1+232.43 A PK 1+321.35)

Sondaggi di riferimento: S7, SPDV 25-17.

In Tabella 9.1 si riportano la stratigrafia di calcolo a partire da p.c.≈166.5 m slm, insieme ai valori dei parametri geotecnici da assumere per il calcolo del muro di sostegno

Tabella 9.1: Stratigrafia e valori dei parametri geotecnici

UNITÀ GEOTECNICA	DESCRIZIONE	DA	A	SPESSORE	γ	ϕ_k'	c_k'	c_{uk}
(-)	(-)	(m pc)	(m pc)	(m)	(kN/m ³)	(°)	(kPa)	(kPa)
R	Terreno di riporto: sabbia limosa/limo sabbioso	0	1.5	1.5	18.5	30	0	-
b1f	Depositi alluvionali: limo sabbioso	1.5	2.5	1.0	18.5	-	-	25
b1g	Depositi alluvionali: ghiaia e sabbia	2.5	6.0	3.5	18.5	34	0	-
SAF	Substrato: Argille marnose	6.0	20.0	14.0	20.0	-	-	200-250

La falda può essere assunta a +164.5 m slm

γ = peso di volume naturale
 ϕ_k' = valore caratteristico dell'angolo di attrito
 c_k' = valore caratteristico della resistenza al taglio in condizioni drenate
 c_{uk} = valore caratteristico della coesione non drenata

9.2. BARRIERA INTEGRATA (DA PK 2+596.40 A PK 3+102.10)

Sondaggi di riferimento: SPDV 25-02, SPDV 25-05, SPDV 25-18.

In Tabella 9.2 si riportano la stratigrafia di calcolo a partire da p.c.≈163 m slm, insieme ai valori dei parametri geotecnici da assumere per il calcolo delle fondazioni del cordolo porta barriera integrata

Tabella 9.2: Stratigrafia e valori dei parametri geotecnici

UNITÀ GEOTECNICA	DESCRIZIONE	DA	A	SPESSORE	γ	ϕ_k'	c_k'	c_{uk}
(-)	(-)	(m pc)	(m pc)	(m)	(kN/m ³)	(°)	(kPa)	(kPa)
R	Terreno di riporto: sabbia limosa/limo sabbioso	0	2.0	2.0	18.5	30	0	-
b1g	Depositi alluvionali: ghiaia e sabbia	2.0	6.0	4.0	18.5	34	0	-

SAF	Substrato: Argille marnose	6.0	20.0	14.0	20.0	-	-	200-250
La falda può essere assunta a +160 m slm								
γ = peso di volume naturale ϕ_k' = valore caratteristico dell'angolo di attrito c_k' = valore caratteristico della resistenza al taglio in condizioni drenate c_{uk} = valore caratteristico della coesione non drenata								

9.3. NUOVO SCAVALCO SUL CANALE RIDDONE (Pk 03+112)

Sondaggi di riferimento: SPDV 25-02, PPD259.

In Tabella 9.3 si riportano la stratigrafia di calcolo a partire da p.c.≈163 m slm, insieme ai valori dei parametri geotecnici da assumere per il calcolo delle fondazioni profonde

Tabella 9.3: Stratigrafia e valori dei parametri geotecnici

UNITÀ GEOTECNICA	DESCRIZIONE	DA	A	SPESSORE	γ	ϕ_k'	c_k'	c_{uk}
(-)	(-)	(m pc)	(m pc)	(m)	(kN/m ³)	(°)	(kPa)	(kPa)
R	Terreno di riporto: sabbia limosa/limo sabbioso	0.0	2.5	2.5	18.5	30	0	-
b1f	Depositi alluvionali: limo sabbioso	2.5	4.0	1.5	18.5	-	-	30
b1g	Depositi alluvionali: ghiaia e sabbia	4.0	7.0	3.0	18.5	34	0	-
SAF	Substrato: Argille marnose	7.0	20.0	13.0	20.0	-	-	250
La falda può essere assunta a +160 m slm								
γ = peso di volume naturale ϕ_k' = valore caratteristico dell'angolo di attrito c_k' = valore caratteristico della resistenza al taglio in condizioni drenate c_{uk} = valore caratteristico della coesione non drenata								

10. DIMENSIONAMENTO DELLE FONDAZIONI PROFONDE

10.1. DEFINIZIONE DELLA METODOLOGIA DI DIMENSIONAMENTO DELLE FONDAZIONI PROFONDE

Per la definizione delle palificate di fondazione si è proceduto nel seguente modo:

1. definizione delle resistenze del palo singolo, in accordo alle NTC 2018 (Doc. Rif. [6]).
2. verifica della palificata, da parte del progettista strutturale utilizzando le combinazioni di carico di Normativa, e ricavando il carico sui pali della palificata facendo riferimento al programma PIGLET, GROUP (o simile), tenendo quindi conto dell'effetto penalizzante del gruppo di pali.
3. Definizione della lunghezza del palo facendo riferimento al palo più caricato (usualmente il palo di spigolo), e verifiche strutturali delle armature, sempre con riferimento al palo più caricato.

Considerando anche le modalità di calcolo della resistenza del palo singolo qui riportate, si ritiene che tale approccio sia, nel suo complesso, da considerarsi cautelativo. Il progetto di dettaglio delle palificate verrà redatto nelle successive fasi di progetto.

10.2. CRITERI DI PROGETTAZIONE IN ACCORDO ALLE NTC2018

10.2.1. Verifiche nei confronti degli Stati Limite Ultimi (SLU)

In accordo con quanto definito nelle NTC2018 (Doc.Rif.[6.]), per ogni Stato Limite Ultimo (SLU) la verifica è considerata soddisfatta se vale la seguente disuguaglianza:

$$E_d \leq R_d$$

dove

E_d = valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;

R_d = valore di progetto della resistenza.

L'azione e la corrispondente resistenza di progetto vanno determinate in accordo alle NTC2018 per gli approcci previsti al paragrafo 6.4.3.1. Sono previsti coefficienti parziali da applicarsi rispettivamente alle azioni (A), ai parametri del terreno (M) ed alle resistenze caratteristiche di calcolo (R).

In particolare:

- per le verifiche di stabilità, non oggetto nel presente documento, si deve seguire l'Approccio 1 Combinazione 2 (A2+M2+R2);
- per tutte le altre verifiche le NTC2018 indicano di adottare l'approccio progettuale DA2. Nel secondo approccio progettuale, Approccio 2, è prevista una sola combinazione di gruppi di coefficienti (A1+M1+R3) da adottarsi sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche.

Per le verifiche in condizioni sismiche è previsto l'utilizzo della medesima combinazione in cui siano posti pari ad 1 i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici (già pari ad 1 secondo il set M1) e adottando i coefficienti parziali sulle resistenze come indicato per le combinazioni statiche, laddove non diversamente specificato nel Capitolo 7 delle NTC2018. In particolare, per le fondazioni profonde il capitolo 7.11.5.3.2 non indica coefficienti parziali sulle resistenze diversi da quelli per le verifiche in campo statico ma indica di valutare opportunamente le eventuali riduzioni di resistenza dei terreni per effetto dell'azione sismica.

I valori assunti dai coefficienti di sicurezza parziali di ciascun gruppo, "Azioni – Parametri geotecnici del terreno – Resistenze", sono riportati all'interno delle NTC2018 (Doc.Rif.[6.] e Doc.Rif.[7.]) rispettivamente alle tabelle: Tabella 6.2.I, Tabella 6.2.II, Tabella 6.4.II e Tabella 6.4.VI, qui di seguito riportate da Tabella 10.1 a. Tabella 10.4.

Ai fini della verifica nei confronti dei carichi assiali nel presente documento viene determinata la curva di resistenza di progetto del palo singolo, mediante l'utilizzo delle combinazioni di carico previste dalla Normativa, quindi Approccio 2 (A1+M1+R3).

Tale azione dovrà poi essere confrontata dal progettista della fondazione con il valore dell'azione assiale massima (di compressione e di trazione) sul singolo palo, valutata mediante un'analisi che tenga anche conto dell'effetto gruppo, in modo da definire la lunghezza di progetto del palo.

Tabella 10.1- Coefficienti sulle azioni (Tab 6.2.I Doc.Rif. [6.])

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{ci}

Tabella 10.2- Coefficienti per i parametri geotecnici del terreno (Tab 6.2.II Doc.Rif. [6.])

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coazione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Tabella 10.3- Coefficienti da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale (Tab 6.4.II Doc.Rif. [6.])

Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi (R3)	Pali trivellati (R3)	Pali ad elica continua (R3)
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale ^(*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

^(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Tabella 10.4- Coefficiente per le verifiche di pali soggetti a carichi orizzontali (Tab 6.4.VI Doc.Rif. [6.])

Tab. 6.4.VI - Coefficiente parziale γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali

Coefficiente parziale (R3)
$\gamma_T = 1,3$

10.2.2. Curve di resistenza del palo singolo

Le curve di resistenza di progetto a compressione (o trazione) del palo singolo $R_{c,d}$ (o $R_{t,d}$), da confrontare con la massima azione di compressione (o trazione) agente in testa al palo E_d , sono date dalle seguenti espressioni:

$$R_{c,d} = \frac{R_{c,k}}{\gamma_R} = \min \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} / \gamma_R \quad \text{Resistenza di progetto a compressione}$$

$$R_{t,d} = \frac{R_{t,k}}{\gamma_R} = \min \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} / \gamma_R \quad \text{Resistenza di progetto a trazione}$$

dove

$R_{c,k}$ e $R_{t,k}$ resistenza caratteristica del palo singolo rispettivamente a compressione e a trazione ad una data profondità determinate, a partire dalle resistenze di calcolo, in accordo con quanto definito nel paragrafo 6.4.3.1.1 delle NTC2018:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad \text{Resistenza caratteristica a compressione}$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad \text{Resistenza caratteristica a trazione}$$

ξ_3, ξ_4 fattori di correlazione per la determinazione della resistenza caratteristica del palo in funzione del numero di verticali indagate, si veda Tabella 6.4.IV delle NTC2018 di seguito riportata. Nel presente documento, per tutti i casi analizzati è stato assunto un valore di $\xi_3 = \xi_4 = 1.7$

Tabella 10.5- Fattori di correlazione per la determinazione della resistenza caratteristica del palo in funzione del numero di verticali indagate (Tab 6.4.IV Doc.Rif.[6.]

Tab. 6.4.IV - Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

$R_{c,cal}$ e $R_{t,cal}$ resistenza di calcolo del palo singolo, rispettivamente a compressione e a trazione, determinate ad una data profondità attraverso metodi che utilizzano i parametri geotecnici; in accordo con quanto definito nel paragrafo 10.3

γ_R coefficienti parziali da applicarsi alle resistenze caratteristiche in funzione della tipologia esecutiva del palo (si veda Tabella 10.3)

10.2.3. Verifiche nei confronti degli Stati Limite di Esercizio (SLE)

Per quanto riguarda lo stato limite di servizio (SLE), deve essere verificato che gli effetti attesi delle azioni caratteristiche (cedimenti, rotazioni, vibrazioni) sulle strutture proposte (o quelli indotti, se il caso, sulle strutture adiacenti) siano inferiori al massimo di quelli consentiti. Le analisi dovranno essere effettuate considerando i valori caratteristici dei parametri geotecnici dei materiali, con riferimento sia alla resistenza che alla deformabilità.

10.3. RESISTENZA DI CALCOLO DEI PALI TRIVELLATI DA PARAMETRI GEOTECNICI

La resistenza di calcolo $R_{c,cal}$ a compressione del palo viene definita come capacità portante totale data dalla somma dei contributi della resistenza laterale e della resistenza di base, mentre la resistenza di calcolo $R_{t,cal}$ a trazione del palo viene valutata come sola portata limite per attrito laterale. Di seguito si riportano entrambe le espressioni di calcolo:

$R_{c,cal} = R_{lat,cal} + R_{b,cal} = Q_{ult_comp} =$ Resistenza di calcolo a compressione;

$R_{t,cal} = Q_{lat_ult} = Q_{ult_traz} =$ Resistenza di calcolo a trazione;

dove:

$$R_{lat,cal} = Q_{lat_ult} = \pi \cdot D \cdot \int_{z_t}^{z_b} \tau_{us} \cdot dz = \text{Portata limite per attrito laterale}$$

con:

τ_{us} = tensione tangenziale ultima lungo il fusto del palo, calcolata come riportato nel paragrafo 10.3.1;

z_b = profondità della base del palo dal p.c. originario;

z_t = profondità della testa del palo dal p.c. originario.

$$R_{b,cal} = Q_{base_ult} = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot q_{ub} \quad \text{Portata limite di base}$$

con:

q_{ub} = pressione limite alla base del palo calcolata come riportato nel paragrafo 10.3.2;

I contributi di resistenza laterale e di base sono stati calcolati come descritto nei paragrafi 10.3.1 e 10.3.2 in funzione del tipo di terreno attraversato e della tipologia e dimensione del palo da realizzare.

10.3.1. Resistenza laterale di calcolo

La resistenza laterale di calcolo è stata determinata, in base al tipo di terreno attraversato, come segue:

Terreni a grana grossa (sabbie e ghiaie)

$$\tau_{ult} = k \cdot \sigma'_{v0} \cdot \tan \delta \quad (\text{kPa})$$

dove:

k = coefficiente empirico variabile con la profondità tra 0.4 e 0.7, assunto in questa sede pari a 0.6;

σ'_{v0} = tensione verticale efficace geostatica calcolata, a partire dal p.c. originario, alla quota di riferimento;

δ = angolo di attrito tra palo e terreno assunto uguale all'angolo di resistenza al taglio del terreno ϕ' .

Il valore di $\tau_{us,max}$ è assunto nei calcoli pari a 120 kPa.

Terreni a grana fine (limi e argille)

$$\tau_{ult} \quad (\text{kPa}) = \alpha \cdot c_u \leq \tau_{ult,max}$$

dove:

c_u = resistenza a taglio non drenata;

α = coefficiente adimensionale variabile col valore di c_u secondo quanto indicato in Tabella 10.6.

il valore di $\tau_{ult,max}$ assunto nei calcoli è pari a 100 kPa.

Tabella 10.6 valori indicativi di c_u per pali trivellati in terreni coesivi (AGI, 1984)

c_u (kPa)	α (-)
≤ 25	0.9
25÷50	0.8
50÷75	0.6
≥ 75	0.4

Terreni stratificati

Nel caso di terreni stratificati, costituiti da alternanze di strati di limi e argille sature e di sabbie e ghiaie, i criteri di valutazione delle portate laterali limite rimangono analoghi a quelli sopra descritti.

10.3.2. Resistenza di base di calcolo

La resistenza di base di calcolo è stata determinata, in base al tipo di terreno alla base del palo, come segue (AGI, 1984):

Terreni a grana grossa (sabbie e ghiaie)

$$(q_{u,b})_{\frac{s}{D}=0.1} (kPa) = N_q^* \cdot \sigma'_{vo} \leq q_{u,b,max} (kPa)$$

dove:

$(q_{u,b})_{\frac{s}{D}=0.1}$ = pressione limite alla base associabile a cedimenti pari al 10% del diametro del palo;

N_q^* = parametro è stato valutato mediante la Figura 10.1 abbattendo, per i pali trivellati, il valore ottenuto secondo: $\phi_{cal} = \phi' - 3$;

σ'_{vo} = tensione verticale efficace calcolata dal p.c. originario.

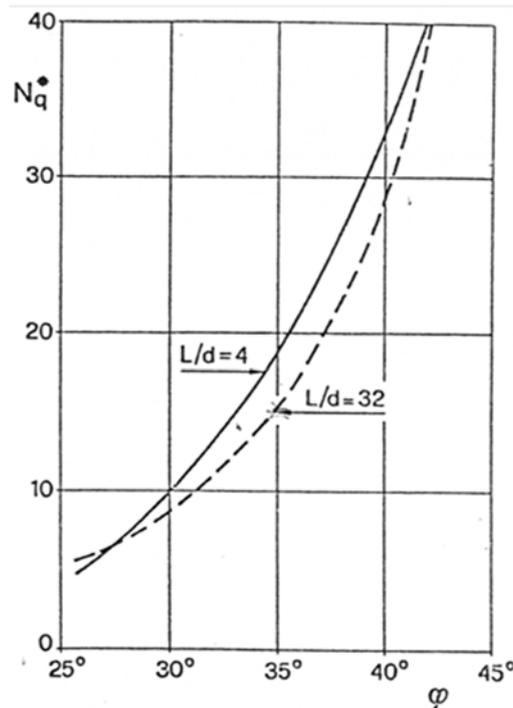


Figura 10.1: Coefficienti N_q^* (Berezantzev, 1965)

Il valore di $q_{ub,max}$ è stato valutato in accordo a quanto riportato nella successiva Tabella 10.7 ed assunto conservativamente nei calcoli per i terreni in esame pari a 4000 kPa.

Tabella 10.7: valori di $(q_{u,b})_{max}$ per terreni grana grossa, Gwizdala, 1984

	$(q_{u,b})_{max}$
GHIAIE	7500
GHIAIE SABBIOSE	5800
SABBIE	5800

SABBIE LIMOSE	4300
---------------	------

Terreni a grana fine (limi e argille)

$$q_{ult} = 9 \cdot c_u \leq q_{ub,max}$$

dove:

c_u = resistenza a taglio non drenata del terreno alla base del palo.

Il valore di $q_{ub,max}$ è stato assunto conservativamente nei calcoli per i terreni in esame pari a 3000 kPa. stato ridotto del 60%. La capacità portante del palo dovrà comunque essere limitata a quella fornita dalla resistenza ultima del calcestruzzo.

Terreni stratificati

Nel caso di terreni stratificati, costituiti da alternanze di strati di limi e argille sature e di sabbie e ghiaie, la portata di base negli strati sabbioso-ghiaiosi andrà abbattuta rispetto a quella caratteristica dello strato supposto omogeneo in accordo allo schema riportato in Figura 10.2.

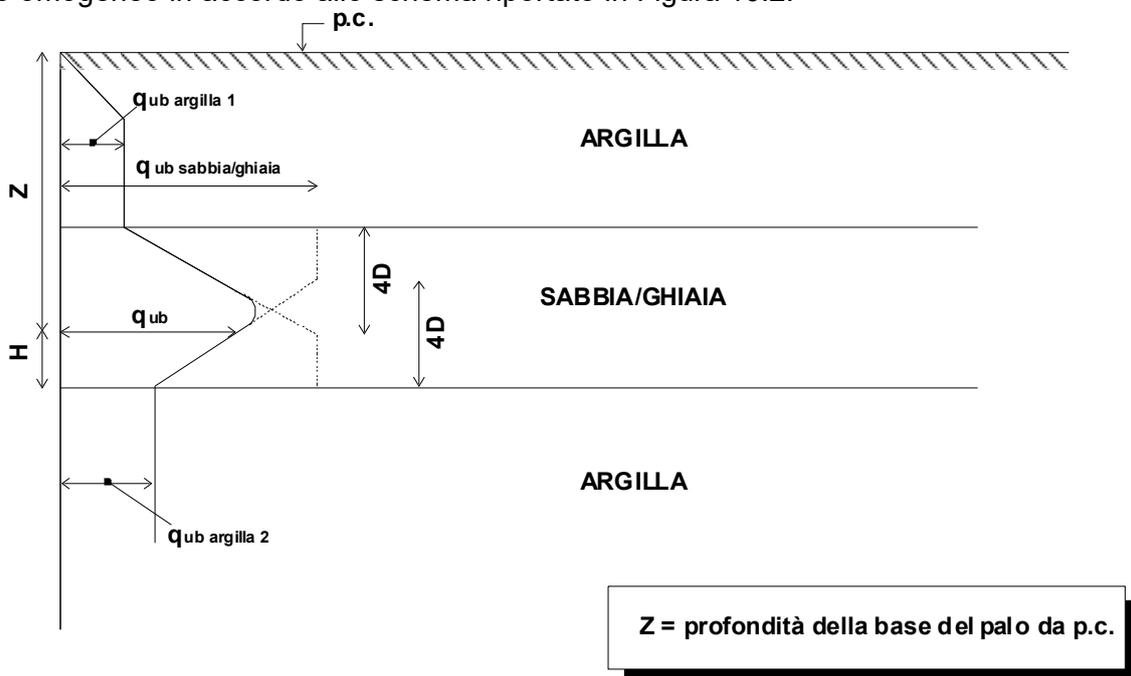


Figura 10.2: Criterio di valutazione della pressione ultima di base (q_{ub}) in terreni stratificati (modificata da Meyerhof, 1976)

10.4. SCAVALCO SUL FIUME RIDDONE – RESISTENZA DI PROGETTO DEL PALO SINGOLO NEI CONFRONTI DEI CARICHI VERTICALI

In accordo alla stratigrafia di progetto riportata al paragrafo 9.3, di seguito si riportano le curve di capacità portante del palo singolo per lo scavalco sul canale Riddone.

Il calcolo è stato condotto per un palo trivellato, considerando due differenti diametri, $D = 1000$ mm e $D=1200$ mm. Testa palo è stata assunta a 2.0m da pc. ($pc \approx +163$ m slm)

In accordo con quanto riportato al paragrafo 6.4.3 delle NTC2018, il peso del palo deve essere aggiunto come carico esterno, tra le azioni permanenti e fattorizzato come da Tabella 6.2.I delle stesse NTC2018. Nel caso in oggetto verranno fornite anche le curve di resistenza:

$$R_{c,d} - ((W_p - W_s) \cdot \gamma_{G1}) = R_{c,d} - ((W'_p) \cdot \gamma_{G1})$$

$$R_{t,d} + (W_p \cdot \gamma_{G1})$$

dove:

$R_{c,d}$ = Resistenza di progetto a compressione

$R_{c,d}$ = Resistenza di progetto a trazione

W_p = Peso del palo

W_s = Peso del terreno sostituito dal palo

Nella condizione di resistenza a compressione W_p è stato assunto come carico permanente strutturale sfavorevole, mentre nella condizione di calcolo di resistenza a trazione è stato assunto come azione permanente strutturale favorevole.

Di seguito si riportano

- in Figura 10.3 e Figura 10.4 le curve di resistenza di progetto a compressione e a trazione valide per le verifiche in condizioni statiche e sismiche;
- In Figura 10.5 e in Figura 10.6 si riportano le curve $R_{c,d} - (W'_p \cdot \gamma_{G1})$ valide rispettivamente per le verifiche in condizioni statiche e le verifiche in condizioni sismiche;
- in Figura 10.7 si riporta la curva $R_{t,d} + (W_p \cdot \gamma_{G1})$ valida sia per le verifiche in condizioni statiche che per le verifiche in condizioni sismiche.

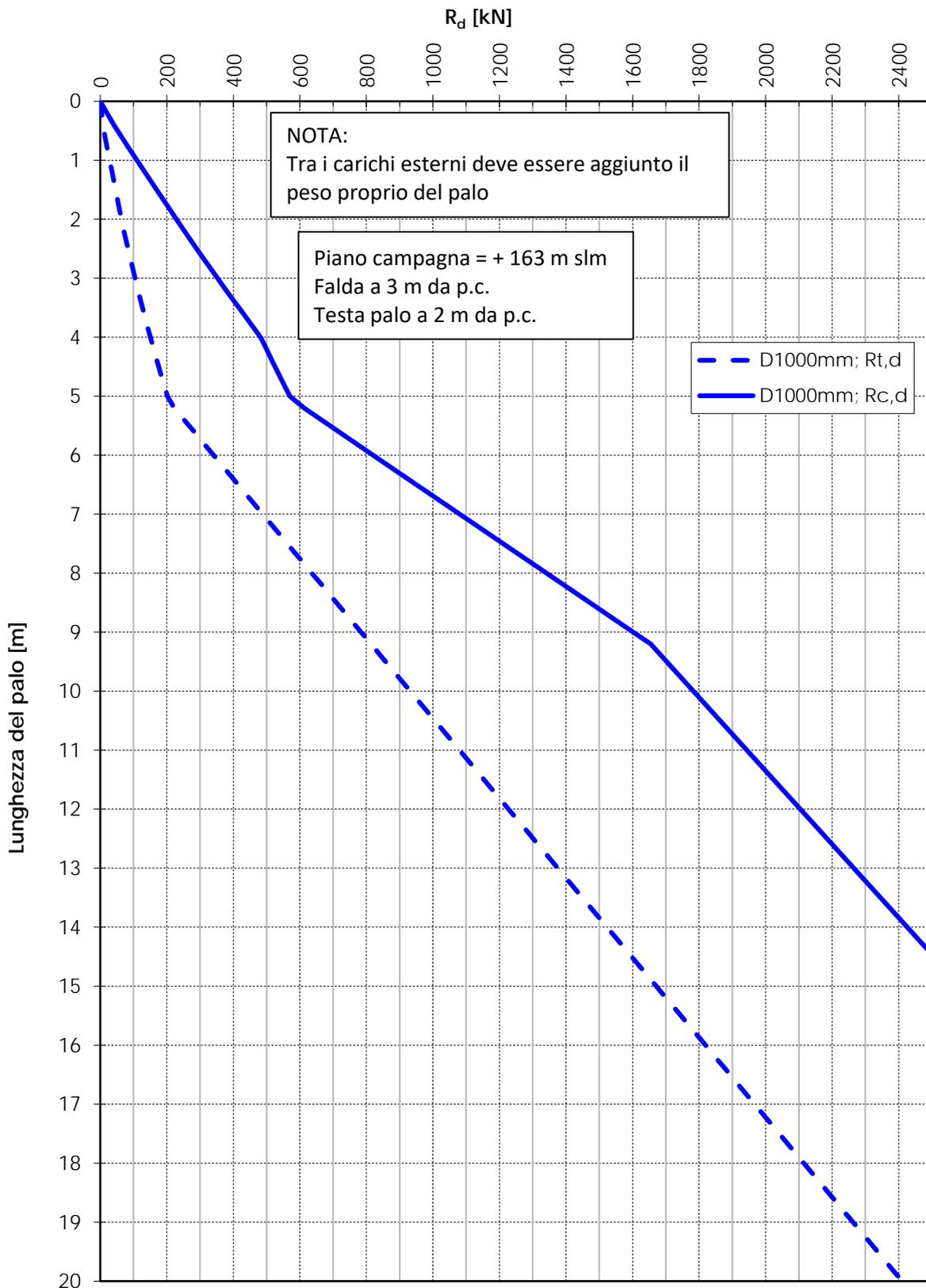


Figura 10.3: Resistenza di progetto in accordo a NTC2018 DA2– D1000

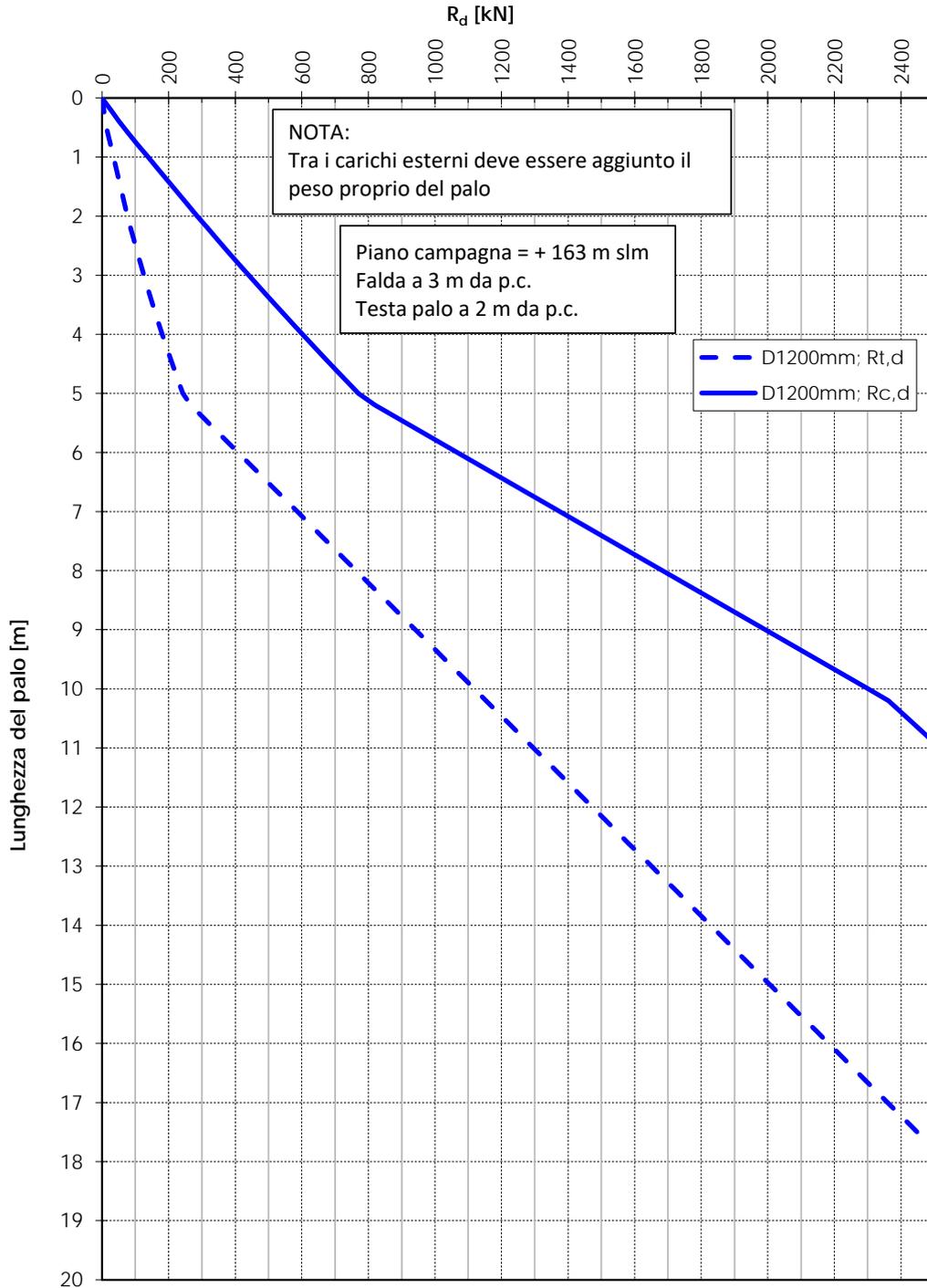


Figura 10.4: Resistenza di progetto in accordo a NTC2018 DA2– D1200

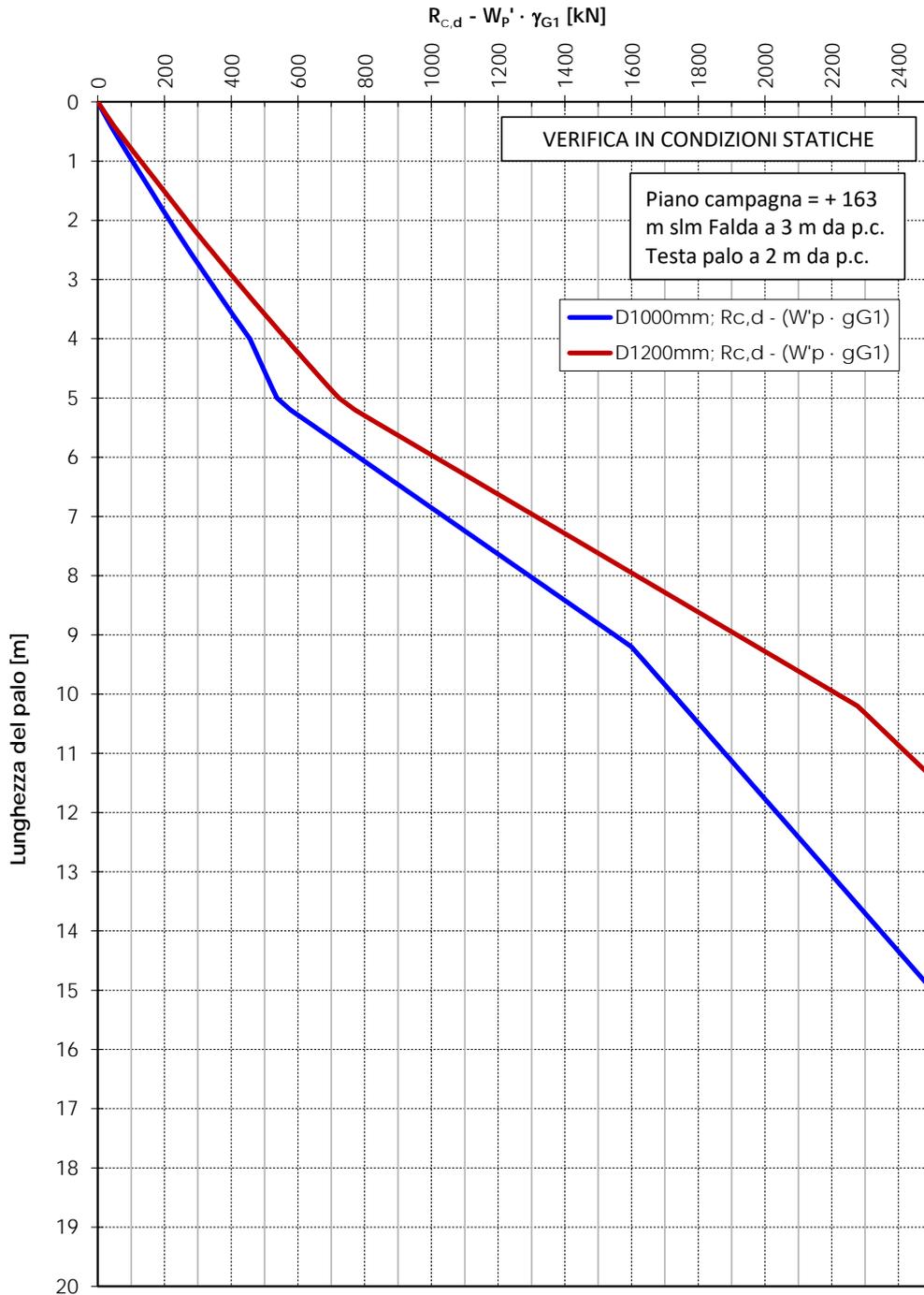


Figura 10.5: Curva: $R_{c,d} - ((W_{palo} - W_s) \cdot \gamma_{G1})$ in accordo a DA2 per verifica statica – D1000 e D1200

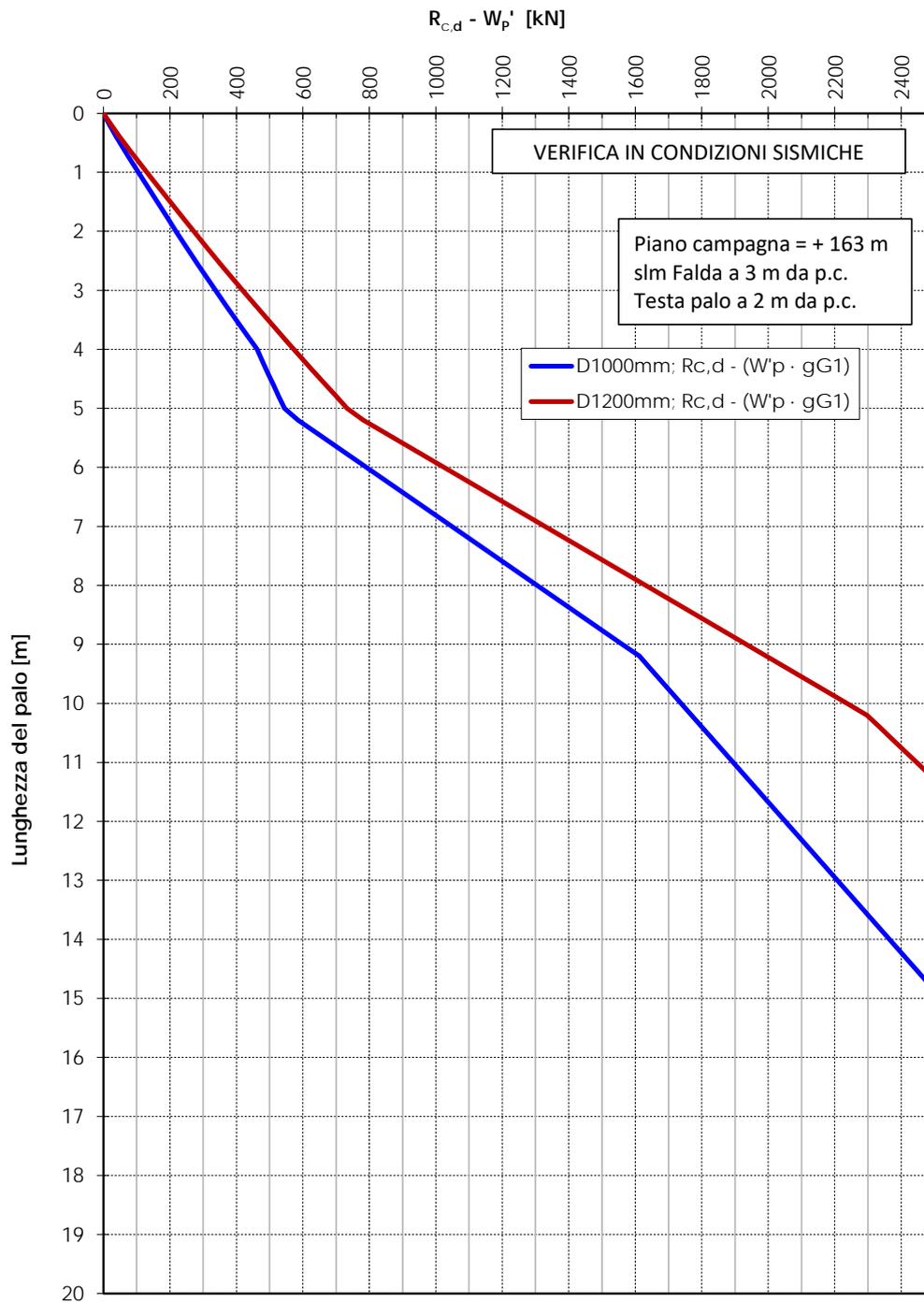


Figura 10.6: Curva: $R_{c,d} - ((W_{palo} - W_s) \cdot \gamma_{G1})$ in accordo a DA2 per verifica sismica – D1000 e D1200

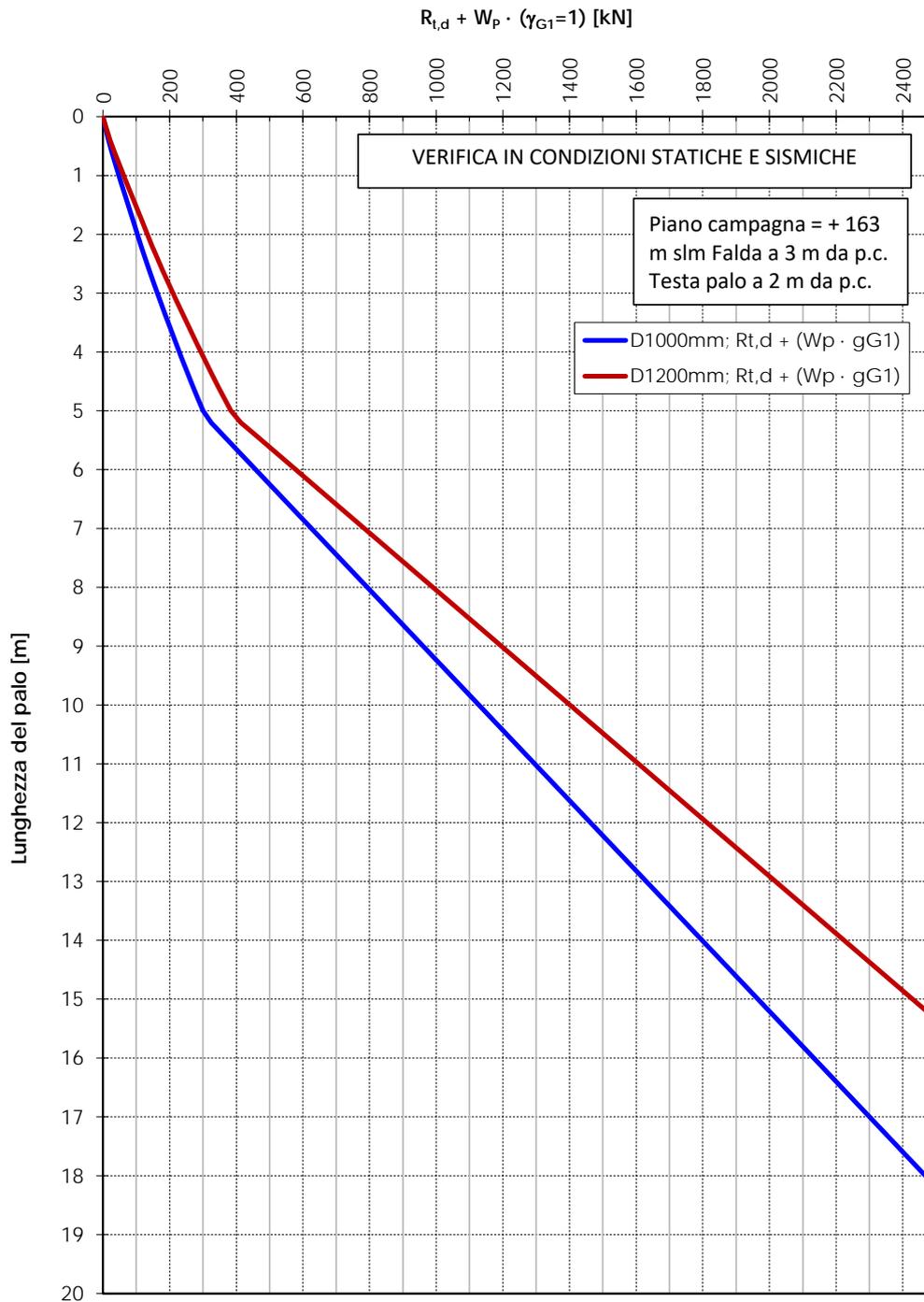


Figura 10.7: Curva: $R_{t,d} + W_{palo} \cdot (\gamma_{G1}=1)$ in accordo a DA2 per verifica statica e sismica – D1000 e D1200