

INDICE

1. PREMESSA.....	11
2. NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	15
2.1 Normative e raccomandazioni	15
2.2 Indagini geognostiche in sito e di laboratorio.....	16
2.2.1 Pregresse.....	16
2.2.2 Progetto definitivo dell'ampliamento alla 4° corsia del tratto Milano Sud (Tang. Ovest) – Lodi	17
2.3 Documentazione progettuale.....	17
2.3.1 Progetto preliminare dell'ampliamento alla 4° corsia del tratto Milano Sud (Tang. Ovest) – Lodi.....	17
2.3.2 Progetto definitivo dell'ampliamento alla 4° corsia del tratto Milano Sud (Tang. Ovest) – Lodi	18
2.4 Bibliografia	22
3. INDAGINI GEOGNOSTICHE	25
3.1 Indagini in sito pregresse.....	25
3.1.1 Sondaggi.....	25
3.1.2 Prove penetrometriche.....	28
3.1.3 Pozzetti esplorativi	30
3.2 Indagini in sito progetto definitivo	30
3.2.1 Sondaggi.....	30
3.2.2 Prove penetrometriche dinamiche - DPSH	32
3.2.3 Pozzetti esplorativi	32
3.2.4 Indagini geofisiche	33
4. QUADRO PROGETTUALE	34
4.1 Aspetti geologici.....	34
4.2 Aspetti geomorfologici	34
4.3 Sismicità dell'area	35
5. CONDIZIONI STRATIGRAFICHE E IDROLOGICHE/IDROGEOLOGICHE	42

6.	CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	47
6.1	Generalità	47
6.2	Materiali a grana grossa (prevalentemente costituiti da sabbie e ghiaie).....	49
6.2.1	Premessa	49
6.2.2	Stato attuale delle unità litostratigrafiche individuate	49
6.2.2.1	Tensioni geostatiche iniziali e storia tensionale.....	49
6.2.2.2	Pressioni interstiziali	50
6.2.2.3	Deteminazione della densità relativa D_r e dell'indice dei vuoti iniziale e_0	50
6.2.2.3.1	Unità prevalentemente sabbiose – Densità relativa D_r da prove SPT	50
6.2.2.3.2	Unità prevalentemente costituite da ghiaia e sabbia – Densità relativa D_r da prove SPT	52
6.2.3	Angolo di resistenza al taglio	54
6.2.4	Caratteristiche di deformabilità.....	56
6.2.4.1	Moduli elastici iniziali	56
6.2.4.1.1	Moduli elastici iniziali da prove SPT in materiali granulari.....	57
6.2.4.1.2	Modulo di taglio iniziale G_{01} da prove penetrometriche CPTE/CPTU	58
6.2.4.2	Moduli elastici operativi	58
6.2.4.2.1	Generalità.....	58
6.2.4.2.2	Moduli elastici “operativi” da prove SPT in materiali granulari	60
6.2.4.2.3	Moduli elastici “operativi” da prove CPT in sabbia	61
6.2.4.3	Moduli di reazione orizzontale alla Matlock & Reese (1960).....	61
6.2.5	Coefficienti di permeabilità	62
6.3	Materiali a grana fine	63
6.3.1	Premessa	63
6.3.2	Classificazione	63
6.3.3	Stato attuale delle unità litostratigrafiche individuate	66
6.3.3.1	Tensioni geostatiche iniziali e storia tensionale.....	67
6.3.3.2	Pressioni interstiziali	69
6.3.3.3	Deteminazione dell'indice dei vuoti iniziale e_0	69
6.3.4	Resistenza al taglio non drenata.....	70

6.3.4.1	Premessa	70
6.3.4.2	Valutazione di C_u da prove CPTE/CPTU.....	70
6.3.4.3	Valutazione di C_u da prove SPT	70
6.3.5	Parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci.....	71
6.3.6	Caratteristiche di deformabilità.....	72
6.3.6.1	Moduli elastici iniziali	72
6.3.6.1.1	Moduli elastici iniziali da prove SPT in materiali fini	72
6.3.6.1.2	Modulo di taglio iniziale G_{01} da prove penetrometriche CPTE/CPTU	73
6.3.6.2	Moduli elastici operativi in condizioni drenate	73
6.3.6.2.1	Moduli elastici “operativi” da prove CPT in terreni a grana fine.....	75
6.3.6.3	Moduli di reazione orizzontale alla Matlock & Reese (1960).....	75
6.3.7	Coefficienti di permeabilità	75
7.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	76
7.1	Premessa.....	76
7.2	Zona omogenea 1.....	77
7.2.1	Terreni coesivi – Unità A e B2.....	78
7.2.1.1	Proprietà fisiche.....	78
7.2.1.2	Stato attuale delle unità litostratigrafiche individuate.....	80
7.2.1.3	Parametri di resistenza al taglio	82
7.2.1.4	Caratteristiche di deformabilità	83
7.2.1.5	Caratteristiche di consolidazione e permeabilità	84
7.2.2	Terreni incoerenti – Unità C1 e C2.....	85
7.2.2.1	Proprietà fisiche.....	85
7.2.2.2	Stato attuale delle unità litostratigrafiche individuate.....	87
7.2.2.3	Parametri di resistenza al taglio	88
7.2.2.4	Caratteristiche di deformabilità	89
7.2.2.5	Caratteristiche di permeabilità	90
7.3	Zona omogenea 2.....	91
7.3.1	Terreni coesivi – Unità A e B2.....	92

7.3.1.1	Proprietà fisiche.....	92
7.3.1.2	Stato attuale delle unità litostratigrafiche individuate.....	94
7.3.1.3	Parametri di resistenza al taglio	95
7.3.1.4	Caratteristiche di deformabilità	96
7.3.1.5	Caratteristiche di consolidazione e permeabilità	97
7.3.2	Terreni incoerenti – Unità C1, C2 e D	97
7.3.2.1	Proprietà fisiche.....	97
7.3.2.2	Stato attuale delle unità litostratigrafiche individuate.....	98
7.3.2.3	Parametri di resistenza al taglio	99
7.3.2.4	Caratteristiche di deformabilità	99
7.3.2.5	Caratteristiche di permeabilità	100
7.4	Zona omogenea 3.....	101
7.4.1	Terreni coesivi – Unità A e B2.....	102
7.4.1.1	Proprietà fisiche.....	102
7.4.1.2	Stato attuale delle unità litostratigrafiche individuate.....	104
7.4.1.3	Parametri di resistenza al taglio	106
7.4.1.4	Caratteristiche di deformabilità	107
7.4.1.5	Caratteristiche di consolidazione e permeabilità	108
7.4.2	Terreni incoerenti – Unità C1, C2 e D	109
7.4.2.1	Proprietà fisiche.....	109
7.4.2.2	Stato attuale delle unità litostratigrafiche individuate.....	110
7.4.2.3	Parametri di resistenza al taglio	110
7.4.2.4	Caratteristiche di deformabilità	111
7.4.2.5	Caratteristiche di permeabilità	112
7.5	Zona omogenea 4.....	113
7.5.1	Terreni coesivi – Unità A e B2.....	114
7.5.1.1	Proprietà fisiche.....	114
7.5.1.2	Stato attuale delle unità litostratigrafiche individuate.....	116
7.5.1.3	Parametri di resistenza al taglio	118

7.5.1.4	Caratteristiche di deformabilità	119
7.5.1.5	Caratteristiche di consolidazione e permeabilità	120
7.5.2	Terreni incoerenti – Unità C1, C2 e D	122
7.5.2.1	Proprietà fisiche.....	122
7.5.2.2	Stato attuale delle unità litostratigrafiche individuate.....	123
7.5.2.3	Parametri di resistenza al taglio	124
7.5.2.4	Caratteristiche di deformabilità	125
7.5.2.5	Caratteristiche di permeabilità	126
7.6	Zona omogenea 5.....	127
7.6.1	Terreni coesivi – Unità A e B2.....	128
7.6.1.1	Proprietà fisiche.....	128
7.6.1.2	Stato attuale delle unità litostratigrafiche individuate.....	130
7.6.1.3	Parametri di resistenza al taglio	132
7.6.1.4	Caratteristiche di deformabilità	133
7.6.1.5	Caratteristiche di consolidazione e permeabilità	134
7.6.2	Terreni incoerenti – Unità C1, C2 e D	135
7.6.2.1	Proprietà fisiche.....	135
7.6.2.2	Stato attuale delle unità litostratigrafiche individuate.....	136
7.6.2.3	Parametri di resistenza al taglio	136
7.6.2.4	Caratteristiche di deformabilità	137
7.6.2.5	Caratteristiche di permeabilità	138
7.7	Zona omogenea 6.....	139
7.7.1	Terreni coesivi – Unità A e B2.....	140
7.7.1.1	Proprietà fisiche.....	140
7.7.1.2	Stato attuale delle unità litostratigrafiche individuate.....	142
7.7.1.3	Parametri di resistenza al taglio	143
7.7.1.4	Caratteristiche di deformabilità	144
7.7.1.5	Caratteristiche di consolidazione e permeabilità	145
7.7.2	Terreni incoerenti – Unità C1, C2 e D	147

7.7.2.1	Proprietà fisiche.....	147
7.7.2.2	Stato attuale delle unità litostratigrafiche individuate.....	148
7.7.2.3	Parametri di resistenza al taglio	149
7.7.2.4	Caratteristiche di deformabilità	150
7.7.2.5	Caratteristiche di permeabilità	151
7.8	Zona omogenea 7.....	152
7.8.1	Terreni coesivi – Unità A e B1.....	153
7.8.1.1	Proprietà fisiche.....	153
7.8.1.2	Stato attuale delle unità litostratigrafiche individuate.....	155
7.8.1.3	Parametri di resistenza al taglio	157
7.8.1.4	Caratteristiche di deformabilità	158
7.8.1.5	Caratteristiche di consolidazione e permeabilità	160
7.8.2	Terreni incoerenti – Unità B1, C1, C2 e D.....	161
7.8.2.1	Proprietà fisiche.....	161
7.8.2.2	Stato attuale delle unità litostratigrafiche individuate.....	162
7.8.2.3	Parametri di resistenza al taglio	163
7.8.2.4	Caratteristiche di deformabilità	164
7.8.2.5	Caratteristiche di permeabilità	165
8.	RIEPILOGO PROPRIETÀ FISICHE E MECCANICHE DELLE UNITÀ LITOSTRATIGRAFICHE	166
8.1	Zona omogenea 1.....	166
8.2	Zona omogenea 2.....	170
8.3	Zona omogenea 3.....	175
8.4	Zona omogenea 4.....	180
8.5	Zona omogenea 5.....	185
8.6	Zona omogenea 6.....	190
8.7	Zona omogenea 7.....	195
9.	OPERE D'ARTE – STRATIGRAFIA DI RIFERIMENTO E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	200

10. VERIFICHE DI STABILITÀ NEI CONFRONTI DEI FENOMENI DI LIQUEFAZIONE	201
10.1 Generalità	201
10.2 Definizione della magnitudo.....	202
10.3 Verifiche a liquefazione.....	203
11. VERIFICHE DI STABILITÀ DEI RILEVATI	204
11.1 Verifiche di stabilità del corpo rilevato	209
11.1.1 Rilevato di altezza $H_{ril} = 5.00m$	211
11.1.2 Rilevato di altezza $H_{ril} = 10.00m$	212
11.2 Verifiche di stabilità globale dei rilevati	213
11.2.1 Zona omogenea 1	214
11.2.2 Zona omogenea 2	216
11.2.3 Zona omogenea 3	219
11.2.3.1 Lato Milano.....	219
11.2.3.2 Lato Lodi	224
11.2.4 Zona omogenea 4	228
11.2.5 Zona omogenea 5	231
11.2.6 Zona omogenea 6	233
11.2.7 Zona omogenea 7	236
12. CEDIMENTI DEI RILEVATI	239
12.1 Programma di calcolo per la valutazione dei cedimenti.....	239
12.2 Sezioni e stratigrafia di calcolo di riferimento	244
12.3 Parametri geotecnici di input	245
12.4 Descrizione delle fasi di calcolo – Modello Plaxis.....	246
12.5 Risultati	246
12.5.1 $H_{ril} = 5.00 m$ - Zona omogenea 2.....	246
12.5.2 $H_{ril} = 10.00 m$ - Zona omogenea 3 Lato Milano	249
13. TRATTAMENTO DEL PIANO DI POSA DEI RILEVATI	252
13.1 Criteri per la definizione degli spessori di bonifica al di sotto dei rilevati	252
13.2 Livello prestazionale piano di posa dei rilevati.....	254

13.3	Caratterizzazione dei materiali	257
13.4	Effetti della variazione dello spessore di bonifica e del relativo modulo elastico	260
14.	RIUTILIZZO DEI MATERIALI DI SCAVO	266
14.1	Classificazione possibili materiali di scavo	266
14.2	Indicazioni sul possibile riutilizzo dei materiali di scavo.....	268
APPENDICE 1:.....		271
APPENDICE 2:.....		306
APPENDICE 3:.....		332
APPENDICE 4:.....		365
APPENDICE 5:.....		404
APPENDICE 6:.....		437
APPENDICE 7:.....		470
APPENDICE 8:.....		508
APPENDICE 9:.....		526
APPENDICE 10:.....		543

1. PREMESSA

La presente Relazione Geotecnica viene redatta a supporto del progetto definitivo per il potenziamento alla 4^a corsia dell'autostrada A1 Milano – Napoli, tratto Milano Sud (Tangenziale Ovest) – Lodi.

In particolare, l'intervento si estende (Figura 1-1):

- fra l'interconnessione A1/A50 (Tangenziale Ovest) – pk 4+882 e la barriera di Milano Sud – pk 8+668;
- fra la barriera di Milano Sud – pk 9+254 e lo svincolo/stazione di Lodi – pk 21+922.

La fascia di territorio interessata dal progetto è ubicata a sud-est del capoluogo lombardo, ricade nelle province di Milano e Lodi ed interessa i seguenti comuni:

- San Giuliano Milanese;
- Melegnano;
- Cerro al Lambro;
- San Zenone al Lambro;
- Tavazzano con Villavesco;
- Lodi Vecchio.

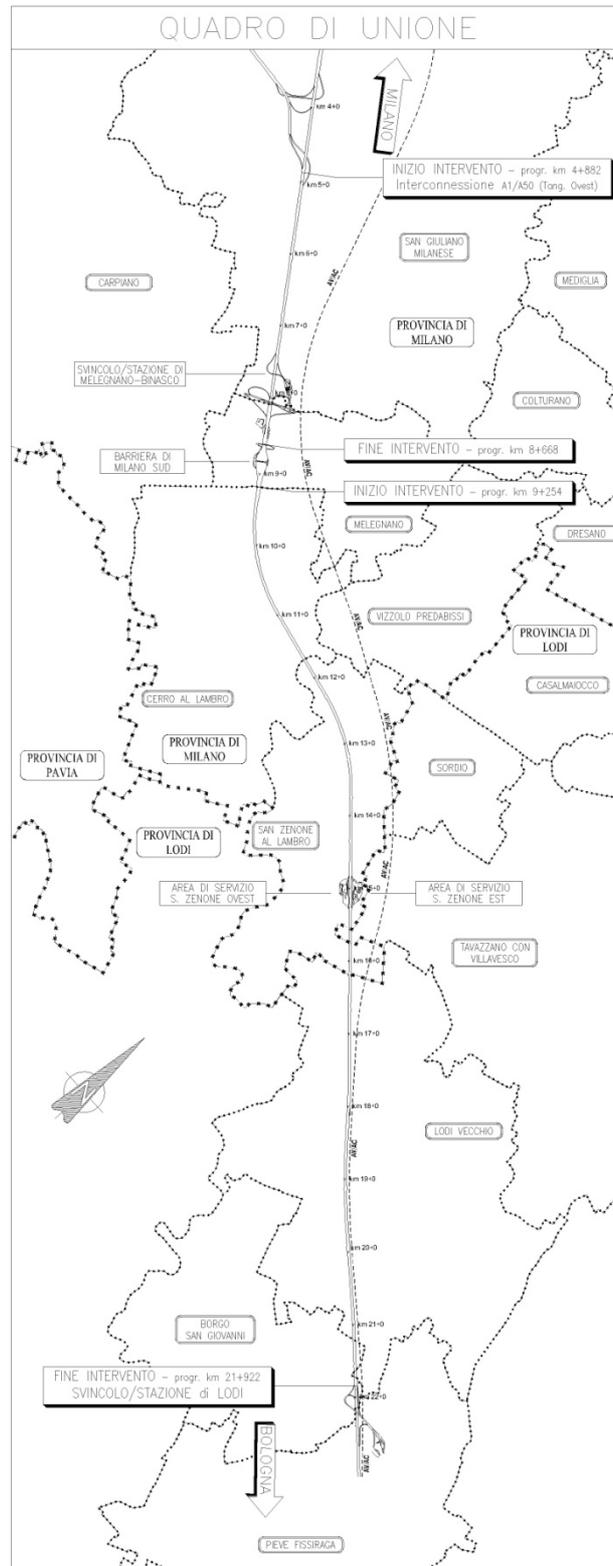


Figura 1-1: Stralcio planimetrico della zona di intervento.

La presente relazione si articola come segue:

- il capitolo 2 elenca i documenti di riferimento;
- il capitolo 3 riporta il riepilogo delle indagini di riferimento:
 - indagini pregresse relative a:
 - progettazione definitiva della Tangenziale Esterna Est di Milano – Lotto 5 (2009);
 - progetto esecutivo III corsia ed ampliamento Barriera Milano Sud (1979-1987);
 - progettazione Area di servizio S. Zenone Nord e Sud (2004);
 - progettazione Autostrada Milano – Roma – Napoli, Lotto 2, da Società italiana per le strade ferrate del Mediterraneo;
 - progettazione della linea AV/AC Milano – Bologna da CEPAV UNO;
 - indagini relative al progetto preliminare dell'ampliamento alla 4° corsia;
 - indagini relative alla progettazione definitiva dell'ampliamento;
- il capitolo 4 esamina il quadro in cui si inserisce l'opera, fornendo un breve inquadramento geologico, geomorfologico e sismico dell'area;
- il capitolo 5 illustra le condizioni stratigrafiche ed idrologiche/idrogeologiche;
- il capitolo 6 descrive i criteri di interpretazione delle indagini geotecniche;
- Il capitolo 7 riporta la caratterizzazione geotecnica delle unità litostratigrafiche individuate, in termini di proprietà fisiche e meccaniche (resistenza al taglio e deformabilità) quale risultano dall'interpretazione delle indagini effettuate;
- il capitolo 8 riepiloga le proprietà fisiche e meccaniche per le singole unità litostratigrafiche con riferimento alle diverse zone omogenee ed agli stati limite considerati;
- il capitolo 9 riepiloga le schede di caratterizzazione geotecnica inerenti le opere d'arte;
- il capitolo 10 riporta le verifiche di stabilità nei confronti della liquefazione;
- il capitolo 11 riporta le verifiche di stabilità dei rilevati per le zone omogenee e le configurazioni altimetriche maggiormente significative;
- il capitolo 12 riporta il calcolo dei cedimenti attesi e della loro evoluzione nel tempo per le zone omogenee e le configurazioni altimetriche maggiormente significative;

- il capitolo 13 riporta la sintesi dei valori di moduli di deformazione su piastra dei terreni superficiali ed individua gli spessori di bonifica necessari alla luce dei livelli prestazionali del piano di posa dei rilevati/trincee;
- il capitolo 14 fornisce indicazione in merito al trattamento delle terre con calce e/o cemento per la realizzazione degli strati di bonifica ed eventualmente per il riutilizzo dei materiali di scavo per la formazione del corpo dei rilevati.

2. NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

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

2.1 Normative e raccomandazioni

- D.M. 14.01.2008, “Norme tecniche per le costruzioni”;
- Circ. Min. II.TT. 02.02.2009, n. 617, “Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 14.01.2008”;
- EN 1997 Eurocodice 7 “Geotechnical Design”
 - Part 1: General rules
 - Part 2: Standards for laboratory testing
 - Part 3: Standards for field testing.
- ASTM D4253 “Standard test methods for maximum index density and unit weight of soils using a vibratory table”.
- ASTM D4254 “Standard test method for minimum index density and unit weight of soils and calculation of relative density”.
- ASTM D1557 “Test method for laboratory compaction characteristics of soil using modified effort”.
- CNR UNI 10006 “Costruzione e manutenzione delle strade – Tecnica di impiego delle terre”.
- CNR B.U., anno XXVI, n° 146 “Determinazione dei moduli di deformabilità M_d e M_d' mediante prova di carico a doppio ciclo con piastra circolare.

2.2 Indagini geognostiche in sito e di laboratorio

2.2.1 *Pregresse*

1. *Progetto esecutivo III corsia ed ampliamento Barriera Milano Sud.*

Indagini geognostiche in sito eseguite nel periodo febbraio-giugno 1979 dalla società Radaelli Castellotti s.n.c..

2. *Progettazione Autostrada Milano – Roma – Napoli, Lotto 2.*

Indagini geognostiche in sito eseguite dalla Società italiana per le Strade Ferrate del Mediterraneo.

3. *Progettazione Area di servizio S. Zenone Nord e Sud.*

Indagini ambientali in sito eseguite:

- da ENI S.p.A. nel luglio 2004;
- dalla impresa Petroltecnica nell'ottobre 2006.

4. *Progettazione della linea AV/AC Milano – Bologna, 1° Lotto, da CEPAV UNO.*

Indagini geognostiche in sito eseguite nell'anno 1992 dall'impresa Geotrivell di Teramo.

Indagini geognostiche di laboratorio eseguite nell'anno 1992 dal Laboratorio Geotecnico Altair di Milano.

5. *Progettazione preliminare della Tangenziale Esterna Est di Milano – Lotto 5.*

Indagini geognostiche in sito eseguite nell'anno 2003 dalla società Teknos S.r.l. di Curno (BG).

6. *Progettazione definitiva della Tangenziale Esterna Est di Milano – Lotto 5.*

Indagini geognostiche in sito eseguite nell'ottobre 2009 dalla società Sonedile s.r.l. unipersonale di Teramo.

Prove geotecniche di laboratorio effettuate nell'ottobre-novembre 2009 dalla società Geoplanning Servizi per il Territorio S.r.l. di Roma.

2.2.2 Progetto definitivo dell'ampliamento alla 4° corsia del tratto Milano Sud (Tang. Ovest) – Lodi

- Indagini geognostiche in sito (geotecniche e geofisiche) eseguite nell'anno 2010-2011 dalla società Teknos S.r.l. di Curno (BG).
- Prove geotecniche di laboratorio effettuate nell'anno 2010-2011 dalla società Servizi Geotecnici S.r.l. di Pomezia (Roma).

2.3 Documentazione progettuale

2.3.1 Progetto preliminare dell'ampliamento alla 4° corsia del tratto Milano Sud (Tang. Ovest) – Lodi

- Spea Ingegneria Europea S.p.A. – Elaborati GEO001 ÷ GEO005
Autostrada (A1) Milano – Napoli, Ampliamento alla quarta corsia del tratto Milano Sud (Tang. Ovest) – Lodi, Progetto Preliminare, Planimetria geologica e geomorfologica con elementi di idrogeologia e profilo geologico, Tav. 1/5 ÷ Tav. 5/5.
- Spea Ingegneria Europea S.p.A. – Elaborato GEO006
Autostrada (A1) Milano – Napoli, Ampliamento alla quarta corsia del tratto Milano Sud (Tang. Ovest) – Lodi, Progetto Preliminare, Planimetrie di ubicazione delle indagini geognostiche.
- Spea Ingegneria Europea S.p.A.
Autostrada (A1) Milano – Napoli, Ampliamento alla quarta corsia del tratto Milano Sud (Tang. Ovest) – Lodi, Progetto Preliminare, Relazione geologica e geomorfologica con elementi di idrogeologia.

2.3.2 Progetto definitivo dell'ampliamento alla 4° corsia del tratto Milano Sud (Tang. Ovest) – Lodi

- Spea Ingegneria Europea S.p.A. – Elaborato STD0200
Autostrada (A1) Milano – Napoli, Ampliamento alla quarta corsia del tratto Milano Sud (Tang. Ovest) – Lodi, Progetto Definitivo, Parte stradale, Planimetria di progetto, Tav. 1 di 5, dal km 4+882.00 al km 12+044.65.
- Spea Ingegneria Europea S.p.A. – Elaborato STD0201
Autostrada (A1) Milano – Napoli, Ampliamento alla quarta corsia del tratto Milano Sud (Tang. Ovest) – Lodi, Progetto Definitivo, Parte stradale, Planimetria di progetto, Tav. 2 di 5, dal km 8+400.00 al km 12+044.65.
- Spea Ingegneria Europea S.p.A. – Elaborato STD0202
Autostrada (A1) Milano – Napoli, Ampliamento alla quarta corsia del tratto Milano Sud (Tang. Ovest) – Lodi, Progetto Definitivo, Parte stradale, Planimetria di progetto, Tav. 3 di 5, dal km 12+044.65 al km 15+700.00.
- Spea Ingegneria Europea S.p.A. – Elaborato STD0203
Autostrada (A1) Milano – Napoli, Ampliamento alla quarta corsia del tratto Milano Sud (Tang. Ovest) – Lodi, Progetto Definitivo, Parte stradale, Planimetria di progetto, Tav. 4 di 5, dal km 15+700.00 al km 19+350.00.
- Spea Ingegneria Europea S.p.A. – Elaborato STD0204
Autostrada (A1) Milano – Napoli, Ampliamento alla quarta corsia del tratto Milano Sud (Tang. Ovest) – Lodi, Progetto Definitivo, Parte stradale, Planimetria di progetto, Tav. 5 di 5, dal km 19+350.00 al km 21+922.00.
- Spea Ingegneria Europea S.p.A. – Elaborato STD0350
Autostrada (A1) Milano – Napoli, Ampliamento alla quarta corsia del tratto Milano Sud (Tang. Ovest) – Lodi, Progetto Definitivo, Parte stradale, Profili longitudinali – Carreggiata Sud, Tav. 1 di 8, dal km 4+882 al km 7+100.
- Spea Ingegneria Europea S.p.A. – Elaborato STD0351
Autostrada (A1) Milano – Napoli, Ampliamento alla quarta corsia del tratto Milano Sud (Tang. Ovest) – Lodi, Progetto Definitivo, Parte stradale, Profili longitudinali – Carreggiata Sud, Tav. 2 di 8, dal km 7+100 al km 9+300.

- Spea Ingegneria Europea S.p.A. – Elaborato STD0352
Autostrada (A1) Milano – Napoli, Ampliamento alla quarta corsia del tratto Milano Sud (Tang. Ovest) – Lodi, Progetto Definitivo, Parte stradale, Profili longitudinali – Carreggiata Sud, Tav. 3 di 8, dal km 9+300 al km 11+500.
- Spea Ingegneria Europea S.p.A. – Elaborato STD0353
Autostrada (A1) Milano – Napoli, Ampliamento alla quarta corsia del tratto Milano Sud (Tang. Ovest) – Lodi, Progetto Definitivo, Parte stradale, Profili longitudinali – Carreggiata Sud, Tav. 4 di 8, dal km 11+500 al km 13+700.
- Spea Ingegneria Europea S.p.A. – Elaborato STD0354
Autostrada (A1) Milano – Napoli, Ampliamento alla quarta corsia del tratto Milano Sud (Tang. Ovest) – Lodi, Progetto Definitivo, Parte stradale, Profili longitudinali – Carreggiata Sud, Tav. 5 di 8, dal km 13+700 al km 15+900.
- Spea Ingegneria Europea S.p.A. – Elaborato STD0355
Autostrada (A1) Milano – Napoli, Ampliamento alla quarta corsia del tratto Milano Sud (Tang. Ovest) – Lodi, Progetto Definitivo, Parte stradale, Profili longitudinali – Carreggiata Sud, Tav. 6 di 8, dal km 15+900 al km 18+100.
- Spea Ingegneria Europea S.p.A. – Elaborato STD0356
Autostrada (A1) Milano – Napoli, Ampliamento alla quarta corsia del tratto Milano Sud (Tang. Ovest) – Lodi, Progetto Definitivo, Parte stradale, Profili longitudinali – Carreggiata Sud, Tav. 7 di 8, dal km 18+100 al km 20+300.
- Spea Ingegneria Europea S.p.A. – Elaborato STD0357
Autostrada (A1) Milano – Napoli, Ampliamento alla quarta corsia del tratto Milano Sud (Tang. Ovest) – Lodi, Progetto Definitivo, Parte stradale, Profili longitudinali – Carreggiata Sud, Tav. 8 di 8, dal km 20+300 al km 21+922.
- Spea Ingegneria Europea S.p.A. – Elaborato GEO002 ÷ GEO006
Autostrada (A1) Milano – Napoli, Ampliamento alla quarta corsia del tratto Milano Sud (Tang. Ovest) – Lodi, Progetto Definitivo, Planimetria geologica e geomorfologica con elementi di idrogeologia e profilo geologico, Tav. 1/5 ÷ Tav. 5/5.
- Spea Ingegneria Europea S.p.A. – Elaborato GEO007
Autostrada (A1) Milano – Napoli, Ampliamento alla quarta corsia del tratto Milano Sud (Tang. Ovest) – Lodi, Progetto Definitivo, Planimetri di ubicazione delle indagini geognostiche, Tav. 1/5 e 2/5.

- Spea Ingegneria Europea S.p.A. – Elaborato GEO008
Autostrada (A1) Milano – Napoli, Ampliamento alla quarta corsia del tratto Milano Sud (Tang. Ovest) – Lodi, Progetto Definitivo, Planimetri di ubicazione delle indagini geognostiche, Tav. 3/5 e 4/5.
- Spea Ingegneria Europea S.p.A. – Elaborato GEO009
Autostrada (A1) Milano – Napoli, Ampliamento alla quarta corsia del tratto Milano Sud (Tang. Ovest) – Lodi, Progetto Definitivo, Planimetri di ubicazione delle indagini geognostiche, Tav. 5/5.
- Spea Ingegneria Europea S.p.A. – Elaborato APE0001
Autostrada (A1) Milano – Napoli, Ampliamento alla quarta corsia del tratto Milano Sud (Tang. Ovest) – Lodi, Progetto Definitivo, Parte stradale – Elaborati tipologici, Rilevati e trincee – Sezioni tipo.
- Spea Ingegneria Europea S.p.A. – Elaborato STD0060 ÷ STD0062
Autostrada (A1) Milano – Napoli, Ampliamento alla quarta corsia del tratto Milano Sud (Tang. Ovest) – Lodi, Progetto Definitivo, Parte stradale – Elaborati tipologici, Sezioni autostradali tipo, tratto Tang. Ovest – Barriera Milano Sud, Tav. 1 di 3 ÷ Tav. 3 di 3.
- Spea Ingegneria Europea S.p.A. – Elaborato STD0063 ÷ STD0066
Autostrada (A1) Milano – Napoli, Ampliamento alla quarta corsia del tratto Milano Sud (Tang. Ovest) – Lodi, Progetto Definitivo, Parte stradale – Elaborati tipologici, Sezioni autostradali tipo, tratto Barriera Milano Sud – svincolo di Lodi, Tav. 1 di 4 ÷ Tav. 4 di 4.
- Spea Ingegneria Europea S.p.A. – Elaborato APE0003
Autostrada (A1) Milano – Napoli, Ampliamento alla quarta corsia del tratto Milano Sud (Tang. Ovest) – Lodi, Progetto Definitivo, Documentazione generale, Geotecnica, Planimetria e Profilo Geotecnico, Tav. 1/11 – dal km 4+882 al km 6+592.
- Spea Ingegneria Europea S.p.A. – Elaborato APE0004
Autostrada (A1) Milano – Napoli, Ampliamento alla quarta corsia del tratto Milano Sud (Tang. Ovest) – Lodi, Progetto Definitivo, Documentazione generale, Geotecnica, Planimetria e Profilo Geotecnico, Tav. 2/11 – dal km 6+393 al km 8+126.

- Spea Ingegneria Europea S.p.A. – Elaborato APE0005
Autostrada (A1) Milano – Napoli, Ampliamento alla quarta corsia del tratto Milano Sud (Tang. Ovest) – Lodi, Progetto Definitivo, Documentazione generale, Geotecnica, Planimetria e Profilo Geotecnico, Tav. 3/11 – dal km 7+994 al km 9+726.
- Spea Ingegneria Europea S.p.A. – Elaborato APE0006
Autostrada (A1) Milano – Napoli, Ampliamento alla quarta corsia del tratto Milano Sud (Tang. Ovest) – Lodi, Progetto Definitivo, Documentazione generale, Geotecnica, Planimetria e Profilo Geotecnico, Tav. 4/11 – dal km 9+495 al km 11+227.
- Spea Ingegneria Europea S.p.A. – Elaborato APE0007
Autostrada (A1) Milano – Napoli, Ampliamento alla quarta corsia del tratto Milano Sud (Tang. Ovest) – Lodi, Progetto Definitivo, Documentazione generale, Geotecnica, Planimetria e Profilo Geotecnico, Tav. 5/11 – dal km 11+175 al km 12+907.
- Spea Ingegneria Europea S.p.A. – Elaborato APE0008
Autostrada (A1) Milano – Napoli, Ampliamento alla quarta corsia del tratto Milano Sud (Tang. Ovest) – Lodi, Progetto Definitivo, Documentazione generale, Geotecnica, Planimetria e Profilo Geotecnico, Tav. 6/11 – dal km 12+786 al km 14+518.
- Spea Ingegneria Europea S.p.A. – Elaborato APE0009
Autostrada (A1) Milano – Napoli, Ampliamento alla quarta corsia del tratto Milano Sud (Tang. Ovest) – Lodi, Progetto Definitivo, Documentazione generale, Geotecnica, Planimetria e Profilo Geotecnico, Tav. 7/11 – dal km 14+281 al km 16+013.
- Spea Ingegneria Europea S.p.A. – Elaborato APE0010
Autostrada (A1) Milano – Napoli, Ampliamento alla quarta corsia del tratto Milano Sud (Tang. Ovest) – Lodi, Progetto Definitivo, Documentazione generale, Geotecnica, Planimetria e Profilo Geotecnico, Tav. 8/11 – dal km 15+808 al km 17+541.

- Spea Ingegneria Europea S.p.A. – Elaborato APE0011
Autostrada (A1) Milano – Napoli, Ampliamento alla quarta corsia del tratto Milano Sud (Tang. Ovest) – Lodi, Progetto Definitivo, Documentazione generale, Geotecnica, Planimetria e Profilo Geotecnico, Tav. 9/11 – dal km 17+374 al km 19+107.
- Spea Ingegneria Europea S.p.A. – Elaborato APE0012
Autostrada (A1) Milano – Napoli, Ampliamento alla quarta corsia del tratto Milano Sud (Tang. Ovest) – Lodi, Progetto Definitivo, Documentazione generale, Geotecnica, Planimetria e Profilo Geotecnico, Tav. 10/11 – dal km 18+936 al km 20+668.
- Spea Ingegneria Europea S.p.A. – Elaborato APE0013
Autostrada (A1) Milano – Napoli, Ampliamento alla quarta corsia del tratto Milano Sud (Tang. Ovest) – Lodi, Progetto Definitivo, Documentazione generale, Geotecnica, Planimetria e Profilo Geotecnico, Tav. 11/11 – dal km 20+559 al km 21+922.

2.4 **Bibliografia**

- Associazione Geotecnica Italiana (2005) "Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica", Patron Editore, Bologna.
- Cestari F. (1996) "Prove geotecniche in sito" ,II edizione, ed. GEO-GRAPH s.n.c., Segrate.
- Colombo P., Colleselli F. (1996) "Elementi di geotecnica", Seconda edizione, ed. Zanichelli, Bologna.
- Lancellotta R. (1993) "Geotecnica", Seconda edizione, ed. Zanichelli, Bologna.
- Raviolo P.L. (1993) "Il laboratorio geotecnico, Procedure di prova, Elaborazione, Acquisizione dati", ed. Controls, Milano.
- Poulos H.G., Davis E.H. (1974) "Elastic solutions for soil and rock mechanics", ed. John Wiley & Sons, Inc..
- Baldi G., Jamiolkowski M., Lo Presti D.C.F., Manfredini G., Rix G.J. (1989) "Italian experiences in assessing shear wave velocity from CPT and SPT" Earthquake

Geotechnical Engineering, Proc. of Discussion Session on Influence of Local Conditions on Seismic Response, 12th Int. Conf. on S.M.F.E., Rio de Janeiro, Brasil, pp. 157-168.

- Berardi R. (1999) "Non linear elastic approaches in foundation design" Pre-failure Deformation Characteristics of Geomaterials, Torino, Balkema.
- Bolton (1986) "The strength and dilatancy of sands" Geotechnique 36 , n° 1.
- Burland J.B. (1990) "On the compressibility and shear strength of natural clays" Géotechnique 40, n° 3, pag. 329.
- Clayton C.R.I. (1995) "The Standard Penetration Test (SPT): Methods and use" CIRIA Report n° 143, 1995.
- Cubrinowski M., Ishihara K. (1999) "Empirical correlation between SPT N-value and relative density for sandy soils" Soils and Foundations, vol. 39, n° 5, pp. 61-71.
- Jamiolkowski M., Ghionna V.N., Lancellotta R., Pasqualini E. (1988) "New correlations of penetration tests for design practice" Proceedings of I International Symposium on Penetration Testing, ISOPT I, Orlando.
- Jamiolkowski, M., Lo Presti, D.C.F. and Garizio, G.M. (2001). "Correlation between Relative Density and Cone Resistance for Silica Sands". Jubilee Volume 75th Anniversary of K. Terzaghi's. Erdbaumechanik Wien, Edit. H. Brandl.
- Lo Presti D.C.F. (1989) "Proprietà dinamiche dei terreni" Atti delle Conferenze di Geotecnica di Torino, 14th Ciclo, Comportamento dei terreni e delle fondazioni in campo dinamico.
- Lunne, T., Robertson, P.K., Powell, J.J.M. (1997). "Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice" Blackie Academic and Professional, London.
- Mayne P.W., Rix G.J. (1993) "Gmax - Qc relationship for clays" Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, vol.16, n°1, pp. 54-60.
- Ohta Y., Goto N. (1978) "Empirical shear wave velocity equations in terms of characteristic soil indexes" Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol.6.
- Rix, G.J. and Stokoe, K.H. (1992). "Correlation of initial tangent modulus and cone resistance". Proc. of the International Symposium on Calibration Chamber Testing, Potsdam, N.Y. Edit. Elsevier.
- Robertson P.K., Campanella R.G., Wightman A. (1983) "SPT-CPT Correlations" Journal of the Geotechnical Eng. Division, ASCE, Vol. 109.

- Robertson P.K., Campanella R.G. (1984) "Guidelines for use and interpretation of the electric cone penetration tests" Soil Mech. Series n° 69, Department of Civil Engineering, University of British Columbia.
- Robertson P.K., Campanella R.C. (1986) "Guidelines for use, interpretation and application of the CPT and CPTU" Soil Mechanics Series 105, Department of Civil Eng., Univ. Of British Columbia, Vancouver.
- Robertson P.K., Campanella R.G., Gillespie D., Greig J. (1986) "The interpretation of Begemann friction jacket cone results to give soil types and design parameters" Proc. VII ECSMFE, Brighton (U.K.).
- Robertson, P.K. (1990). "Soil Classification using the Cone Penetration Test". Canadian Geotechnical Journal, n° 1.
- 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.

3. **INDAGINI GEOGNOSTICHE**

Le campagne di indagine disponibili per la redazione del progetto in esame sono le seguenti (per i dettagli si rimanda al paragrafo 2.2).

- Campagne di indagine pregresse:
 - Progetto esecutivo III corsia ed ampliamento Barriera Milano Sud;
 - Progettazione Autostrada Milano – Roma – Napoli, Lotto 2;
 - Progettazione Area di servizio S. Zenone Nord e Sud;
 - Progettazione della linea AV/AC Milano – Bologna, 1° Lotto, da CEPAV UNO;
 - Progettazione preliminare della Tangenziale Esterna Est di Milano (TEEM) – Lotto 5;
 - Progettazione definitiva della Tangenziale Esterna Est di Milano (TEEM) – Lotto 5;
- Campagna di indagine del progetto definitivo dell'ampliamento alla 4° corsia del tratto Milano Sud (Tang. Ovest) – Lodi.

3.1 **Indagini in sito pregresse**

3.1.1 ***Sondaggi***

Nella tabella seguente sono riportate i sondaggi delle campagne pregresse utilizzati per la caratterizzazione geotecnica.

Tabella 3-1: Indagini pregresse – Sondaggi.

Sigla	Campagna	Pk [km]	Quota [m s.l.m.]	Tipo	L [m]	C.I.	C.R.	Provein foro			Strument.
								S.P.T	F	P	
S2	Ampl. III corsia e Barriera MI sud	8+662	p.c.	C.C.	30.0	-	-	5	-	-	-
F4	Ampl. III corsia e Barriera MI sud	8+912	p.c.	C.C.	15.6	-	-	5	-	-	-
L5-S20	PD - TEEM	9+877	89.50	C.C.	25.0	2	8	11	1	-	TA (3+25)
S1	Soc. Italiana Strade Ferrate	10+200	88.57	C.C.	11.5	-	-	-	-	-	-
L5-S12	PD - TEEM	10+610	87.82	C.C.	35.0	-	11	15	1	-	TA (3+35)
L5-S13	PD - TEEM	10+726	87.81	C.C.	35.0	-	11	15	1	-	-
L5-S9	PD - TEEM	10+778	87.26	C.C.	35.0	-	11	15	1	-	TA (3+35)
L5-S11	PD - TEEM	10+931	88.06	C.C.	35.0	-	11	15	1	-	TA (3+35)
L5-S16	PD - TEEM	11+065	86.19	C.C.	35.0	-	11	15	1	-	TA (3+35)
AS003	AV/AC CEPAV 1	13+158	p.c.	C.C.	20.0	1	-	7	-	-	-
S3	Soc. Italiana Strade Ferrate	13+232	84.30	C.C.	10.0	-	-	-	-	-	-
AS203	AV/AC CEPAV 1	13+817	p.c.	C.C.	50.0	1	-	19	-	-	-
AS204	AV/AC CEPAV 1	14+195	p.c.	C.C.	50.0	-	-	20	-	-	-
AS004	AV/AC CEPAV 1	14+351	p.c.	C.C.	30.0	-	-	12	-	-	TA (0.5+30)
AS105	AV/AC CEPAV 1	14+712	p.c.	C.C.	40.0	1	-	15	-	-	-
PM5	Area servizio S. Zenone	15+051	p.c.	C.C.	9.4	-	-	-	-	-	-
AS005	AV/AC CEPAV 1	15+174	p.c.	C.C.	15.0	-	-	5	-	-	-
AS106	AV/AC CEPAV 1	15+463	p.c.	C.C.	15.5	1	1	4	-	-	-
AS107	AV/AC CEPAV 1	17+079	p.c.	C.C.	15.5	2	-	4	-	-	TA (0.5+15.5)

Sigla	Campagna	Pk [km]	Quota [m s.l.m.]	Tipo	L [m]	C.I.	C.R.	Prove in foro			Strument.
								S.P.T.	F	P	
AS007	AV/AC CEPAV 1	17+541	p.c.	C.C.	30.0	-	1	11	-	-	-
AS108	AV/AC CEPAV 1	18+307	p.c.	C.C.	15.0	2	-	4	-	-	-
AS008	AV/AC CEPAV 1	18+489	p.c.	C.C.	30.0	2	-	10	-	-	TA (0.5+30)
AS109	AV/AC CEPAV 1	19+214	p.c.	C.C.	40.0	1	-	15	-	-	TA (0.5+40)
AS009	AV/AC CEPAV 1	19+513	p.c.	C.C.	30.0	1	-	11	-	-	-
AS110	AV/AC CEPAV 1	19+801	p.c.	C.C.	40.0	-	-	16	-	-	-
S8	Soc. Italiana Strade Ferrate	19+926	p.c.	C.C.	8.0	-	-	-	-	-	-
AS111	AV/AC CEPAV 1	20+250	p.c.	C.C.	15.0	-	-	6	-	-	TA (0.5+15)
AS112	AV/AC CEPAV 1	21+052	p.c.	C.C.	15.0	-	-	6	-	-	-
AS010	AV/AC CEPAV 1	21+330	p.c.	C.C.	30.0	-	-	12	-	-	TA (0.5+30)
AS113	AV/AC CEPAV 1	21+873	p.c.	C.C.	15.0	-	-	6	-	-	-

Caratteristiche sondaggio:

- C.C. = perforazione a carotaggio continuo
- D.N. = perforazione a distruzione di nucleo
- L = profondità in metri da piano campagna

Campioni:

- C.I. = n. di campioni indisturbati per i quali sono disponibili indagini di laboratorio
- C.R. = n. di campioni rimaneggiati per i quali sono disponibili indagini di laboratorio

Prove in foro:

- S.P.T. = n. prove penetrometriche dinamiche in foro di sondaggio
- F = Prova Lefranc
- P = Prova pressiometrica

Strumentazione:

- T.A. = Tubo aperto (con indicazione dell'intervallo filtrante da sommità sondaggio in metri)
- C.C. = cella piezometrica Casagrande (con indicazione delle profondità da sommità sondaggio in metri)
- CH = prova Cross Hole

3.1.2 Prove penetrometriche

Nella tabella seguente sono riportate le prove penetrometriche delle campagne pregresse utilizzate per la caratterizzazione geotecnica.

Tabella 3-2: Indagini pregresse – Prove penetrometriche.

Sigla	Campagna	Pk [km]	Quota [m s.l.m.]	L [m]
AP007	AV/AC CEPAV 1	13+393	p.c.	20.7
AP106	AV/AC CEPAV 1	13+615	p.c.	20.6
AP008	AV/AC CEPAV 1	13+738	p.c.	20.2
AP009	AV/AC CEPAV 1	13+905	p.c.	15.7
AP011	AV/AC CEPAV 1	14+927	p.c.	15.7
AP012	AV/AC CEPAV 1	15+324	p.c.	16.7
AP013	AV/AC CEPAV 1	15+701	p.c.	18.1
AP109	AV/AC CEPAV 1	15+867	p.c.	17.0
AP014	AV/AC CEPAV 1	16+063	p.c.	15.0
AP110	AV/AC CEPAV 1	16+302	p.c.	26.8
AP015	AV/AC CEPAV 1	16+371	p.c.	24.3
AP111	AV/AC CEPAV 1	16+641	p.c.	15.7
AP016	AV/AC CEPAV 1	16+817	p.c.	15.6
AP017	AV/AC CEPAV 1	17+277	p.c.	15.7
AP018	AV/AC CEPAV 1	17+663	p.c.	28.4
AP113	AV/AC CEPAV 1	17+939	p.c.	15.9

Sigla	Campagna	Pk [km]	Quota [m s.l.m.]	L [m]
AP019	AV/AC CEPAV 1	18+108	p.c.	15.6
AP020	AV/AC CEPAV 1	18+562	p.c.	24.2
AP021	AV/AC CEPAV 1	18+783	p.c.	15.2
AP115	AV/AC CEPAV 1	18+967	p.c.	15.7
AP116	AV/AC CEPAV 1	19+436	p.c.	20.6
AP023	AV/AC CEPAV 1	19+660	p.c.	27.8
AP117	AV/AC CEPAV 1	19+937	p.c.	23.8
AP024	AV/AC CEPAV 1	20+057	p.c.	16.7
AP025	AV/AC CEPAV 1	20+466	p.c.	15.2
AP118	AV/AC CEPAV 1	20+605	p.c.	15.7
AP026	AV/AC CEPAV 1	20+859	p.c.	20.7
AP027	AV/AC CEPAV 1	21+275	p.c.	19.5
AP119	AV/AC CEPAV 1	21+495	p.c.	15.7
AP028	AV/AC CEPAV 1	21+700	p.c.	15.8
AP029	AV/AC CEPAV 1	21+995	p.c.	20.7
AP120	AV/AC CEPAV 1	22+200	p.c.	20.2

3.1.3 Pozzetti esplorativi

Nella tabella seguente sono riportati i pozzetti esplorativi delle campagne pregresse utilizzate per la caratterizzazione geotecnica.

Tabella 3-3: Indagini pregresse – Pozzetti esplorativi.

Sigla	Campagna	Pk [km]	Quota [m s.l.m.]	L [m]	Prova PLT [m]
L5-PZ7	PD - TEEM	9+495	89.599	1.70	0.50
L5-PZ8	PD - TEEM	10+521	88.317	1.90	0.50
L5-PZ3	PD - TEEM	11+101	88.058	4.00	0.50

L = profondità in metri da piano campagna
Prova PLT = profondità prova di carico su piastra in metri da piano campagna

3.2 Indagini in sito progetto definitivo

3.2.1 Sondaggi

Nella tabella seguente sono riportati i sondaggi della campagna di progetto definitivo utilizzati per la caratterizzazione geotecnica.

Tabella 3-4: Indagini progetto definitivo – Sondaggi.

Sigla	Campagna	Pk [km]	Quota [m s.l.m.]	Tipo	L [m]	C.I.	C.R.	Prove in foro			Strument.
								S.P.T.	F	P	
ML1	Progetto definitivo IV corsia	6+046	94.502	C.C.	25.0	2	7	12	-	-	C.C. (12.0) C.C. (24.0)
ML2	Progetto definitivo IV corsia	6+889	93.463	C.C.	25.0	3	7	12	-	-	C.C. (13.5) C.C. (24.0)
ML3	Progetto definitivo IV corsia	7+718	91.980	C.C.	20.0	2	6	11	-	-	T.A. (0.5+6) C.C. (20.0)
ML4	Progetto definitivo IV corsia	11+731	77.102	C.C.	40.0	-	8	17	1	-	T.A. (0.5+9) C.C. (36.0)

Sigla	Campagna	Pk [km]	Quota [m s.l.m.]	Tipo	L [m]	C.I.	C.R.	Prove in foro			Strument.
								S.P.T.	F	P	
ML5	Progetto definitivo IV corsia	11+816	74.778	C.C.	40.0	1	12	17	1	-	-
ML6	Progetto definitivo IV corsia	11+819	78.426	C.C.	45.0	2	10	19	1	-	T.A. (0.5+11.5) C.C. (30.0)
ML7	Progetto definitivo IV corsia	11+864	78.656	C.C.	40.0	1	8	17	1	-	CH
ML7bis	Progetto definitivo IV corsia	11+864	78.300	C.C.	40.0	-	-	-	-	-	CH
ML8	Progetto definitivo IV corsia	12+660	79.556	C.C.	20.0	1	6	11	-	-	T.A. (0.5+10.0) C.C. (20.0)
ML9	Progetto definitivo IV corsia	13+282	84.932	C.C.	30.0	1	8	14	-	-	-
ML10	Progetto definitivo IV corsia	14+628	83.626	C.C.	25.0	2	7	11	-	-	C.C.(7.5) C.C. (24.0)
ML11	Progetto definitivo IV corsia	15+631	83.309	C.C.	20.0	1	7	11	-	-	T.A. (0.5+20.0)
ML12	Progetto definitivo IV corsia	16+246	82.050	C.C.	20.0	1	6	11	-	-	T.A. (0.5+20.0)
ML13	Progetto definitivo IV corsia	18+431	80.320	C.C.	30.0	-	8	14	-	-	T.A. (0.5+30.0)
ML13bis	Progetto definitivo IV corsia	18+431	80.232	C.C.	30.0	-	-	-	-	-	CH
ML13ter	Progetto definitivo IV corsia	18+431	80.100	C.C.	30.0	-	-	-	-	-	CH
ML14	Progetto definitivo IV corsia	21+786	75.711	C.C.	30.0	-	9	14	-	-	-

Caratteristiche sondaggio:

- C.C. = perforazione a carotaggio continuo
- D.N. = perforazione a distruzione di nucleo
- L = profondità in metri da piano campagna

Campioni:

- C.I. = n. di campioni indisturbati per i quali sono disponibili indagini di laboratorio
- C.R. = n. di campioni rimaneggiati per i quali sono disponibili indagini di laboratorio

Prove in foro:

- S.P.T. = n. prove penetrometriche dinamiche in foro di sondaggio
- F = Prova Lefranc
- P = Prova pressiometrica

Strumentazione:

- T.A. = Tubo aperto (con indicazione dell'intervallo filtrante da sommità sondaggio in metri)
- C.C. = cella piezometrica Casagrande (con indicazione delle profondità da sommità sondaggio in metri)
- CH = prova Cross Hole

3.2.2 Prove penetrometriche dinamiche - DPSH

Nella tabella seguente sono riportate le prove penetrometriche dinamiche della campagna di progetto definitivo utilizzate per la caratterizzazione geotecnica.

Tabella 3-5: Indagini progetto definitivo – Prove penetrometriche dinamiche.

Sigla	Campagna	Pk [km]	Quota [m s.l.m.]	L [m]
DPSH-ML1	Progetto definitivo IV corsia	11+754	75.410	16.5
DPSH-ML2	Progetto definitivo IV corsia	11+856	74.875	18.3
DPSH-ML4	Progetto definitivo IV corsia	12+358	83.937	25.2
DPSH-ML3	Progetto definitivo IV corsia	13+281	84.774	25.2
DPSH-ML5	Progetto definitivo IV corsia	20+165	79.868	25.2
L = profondità in metri da piano campagna				

3.2.3 Pozzetti esplorativi

Nella tabella seguente sono riportate i pozzetti esplorativi della campagna di progetto definitivo utilizzate per la caratterizzazione geotecnica.

Tabella 3-6: Indagini progetto definitivo – Pozzetti esplorativi.

Sigla	Campagna	Pk [km]	Quota [m s.l.m.]	L [m]	Prova PLT [m]
PZ-ML1	Progetto definitivo IV corsia	5+162	95.499	3.30	0.50
PZ-ML2	Progetto definitivo IV corsia	6+083	94.918	2.40	-
PZ-ML3	Progetto definitivo IV corsia	6+864	93.986	3.50	0.50
PZ-ML4	Progetto definitivo IV corsia	7+711	91.678	0.50	-

Sigla	Campagna	Pk [km]	Quota [m s.l.m.]	L [m]	Prova PLT [m]
PZ-ML5	Progetto definitivo IV corsia	8+115	91.177	1.80	0.50
PZ-ML6	Progetto definitivo IV corsia	9+271	90.080	2.70	-
PZ-ML7	Progetto definitivo IV corsia	12+646	79.642	3.40	0.45 – 0.95
PZ-ML8	Progetto definitivo IV corsia	13+800	85.373	3.40	0.45
PZ-ML9	Progetto definitivo IV corsia	14+705	83.726	3.50	0.45
PZ-ML12	Progetto definitivo IV corsia	17+722	81.400	3.00	0.55 ÷ 1.00
PZ-ML13	Progetto definitivo IV corsia	19+213	79.641	4.10	0.80
PZ-ML14	Progetto definitivo IV corsia	19+940	78.288	4.20	0.50
PZ-ML15	Progetto definitivo IV corsia	20+545	78.856	4.10	0.45 ÷ 0.95
PZ-ML16	Progetto definitivo IV corsia	21+256	77.570	3.00	0.50 ÷ 1.00
L = profondità in metri da piano campagna Prova PLT = profondità prova di carico su piastra in metri da piano campagna					

3.2.4 Indagini geofisiche

Nella tabella seguente sono riportate le indagini geofisiche della campagna di progetto definitivo utilizzate per la caratterizzazione geotecnica.

Tabella 3-7: Indagini progetto definitivo – Indagini geofisiche.

Sigla	Campagna	Pk [km]
MASW 01	Progetto definitivo IV corsia	Stendimento in corrispondenza del Fiume Lambro – lato Lodi
ML7 – Cross Hole	Progetto definitivo IV corsia	11+864
ML13 – Cross Hole	Progetto definitivo IV corsia	18+431

4. QUADRO PROGETTUALE

4.1 Aspetti geologici

Dal punto di vista geologico l'area interessata dal progetto è costituita da depositi quaternari di età compresa tra il Pleistocene superiore e l'Attuale, quando la fascia Alpina e la Pianura Padana vengono interessate da episodi glaciali - convenzionalmente raggruppati in cinque fasi Donau, Gunz, Mindel, Riss, Würm (di cui solo le ultime tre sono presenti nell'area lombarda).

In particolare i depositi che si rinvencono nell'area in esame sono depositi connessi al fluvio-glaciale dell'ultima glaciazione quaternaria (Fluvioglaciale e fluviale Wurm). Si tratta di depositi formati da ghiaie e sabbie prevalenti, con scarsi livelli argillosi, che costituiscono il cosiddetto "livello principale della Pianura Padana" o "Diluvium recente". In linea generale, la granulometria di questa unità diminuisce da nord a sud, passando da termini più grossolani (ghiaie prevalenti) a termini più fini (sabbie prevalenti) con passaggio per lo più graduale. Superficialmente sono presenti orizzonti limoso-sabbiosi e limoso-argillosi, di spessore limitato a pochi metri. Tali depositi si rinvencono sulla totalità dell'area oggetto di studio.

Durante le fasi interglaciali si assiste all'erosione dei depositi accumulatisi da parte di corsi d'acqua e alla conseguente creazione di una serie di terrazzi; all'interno delle scarpate fluviali del Fiume Lambro affiorano depositi alluvionali recenti e attuali (Olocene), con una distribuzione altimetrica in diversi livelli che dall'alveo attuale si raccordano alla piana principale. Si tratta di depositi prevalentemente grossolani, costituiti da ghiaie e ghiaie sabbiose prevalenti, con presenza di sabbie, limi e argille in lenti più o meno allungate, legate alle divagazioni dei corsi d'acqua.

Per una descrizione di maggiore dettaglio in merito agli aspetti geologici del territorio interessato dall'opera in progetto, si rimanda alla Relazione Geologica.

4.2 Aspetti geomorfologici

Dal punto di vista morfologico, l'area interessata dal progetto è caratterizzata da un'estesa piana alluvionale la cui superficie topografica degrada debolmente verso il Fiume Lambro, che, scorrendo in direzione NW-SE, interseca il tracciato a sud di Melegnano.

Le variazioni altimetriche sono molto limitate; si passa infatti da circa 100 m s.l.m. nella zona Nord a circa 75 m s.l.m. in prossimità dello svincolo di Lodi, mentre in corrispondenza del F.

Lambro si raggiungono quote di circa 70 m s.l.m. Si individua inoltre una traccia di paleoalveo morfologicamente poco accentuato, ad andamento meandriforme, formato probabilmente dal Fiume Lambro o dall'Adda ed attualmente percorso dal Cavo Sillaro (canale irriguo).

Oltre al Fiume Lambro, l'area in studio è solcata da una fitta trama di corsi d'acqua minori la maggior parte dei quali costituisce la rete irrigua sia di competenza consortile (Consorzio di Bonifica Est Ticino Villoresi) che comunale o privata ed è di origine artificiale. I corsi d'acqua naturali scorrono, seguendo la topografia blandamente degradante verso Sud; i corsi d'acqua artificiali, invece, hanno direzioni di deflusso imposte dalle necessità irrigue.

Alla scala delle opere in progetto, risultano estremamente importanti i processi legati all'azione delle acque, legati principalmente alla dinamica fluviale del Lambro e dei suoi principali affluenti, ed accentuati dal regime idraulico irregolare caratterizzato dall'alternanza di periodi di magra e periodi di piena, nonché a processi legati alla azione antropica, sia come agente stabilizzante (sistemazioni, regimazioni, ecc.) sia come fattore destabilizzante (accumuli, scavi, cattiva gestione delle risorse, scorretta pianificazione territoriale, ecc.).

Per una descrizione di maggiore dettaglio in merito agli aspetti geomorfologici del territorio interessato dall'opera in progetto, si rimanda alla Relazione Geomorfologica.

4.3 Sismicità dell'area

Le accelerazioni orizzontali massime convenzionali su suolo di categoria A, riferite ai Comuni interessati dal tracciato autostradale, sono riportate nelle tabelle contenute nel presente paragrafo, insieme ai principali parametri di interesse necessari per la definizione dell'azione sismica.

In fase progettuale, fissato il periodo di riferimento V_R (vedi § 2.4 delle NTC DM 14 Gennaio 2008) e stabilita la probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} (funzione dello stato limite considerato, vedi Tabella 4-1), è possibile stimare il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R attraverso l'espressione:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1-P_{VR})}$$

Tabella 4-1: Definizione degli stati limite secondo le Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni e relative probabilità di superamento P_{VR} .

Stati limite di esercizio (P_{VR})	Stati limite ultimi (P_{VR})
SLO - Stato limite di operatività (81%)	SLV- Stato limite di salvaguardia (10%)
SLD - Stato limite di danno (63%)	SLC – Stato limite di prevenzione del collasso (5%)

Qualora la pericolosità sismica su reticolo di riferimento (vedi Allegato B delle NTC DM 14 Gennaio 2008) non contempli il periodo di ritorno corrispondente al V_R e alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} fissate in progetto, il valore del generico parametro p (a_g , F_o , T^*_c) ad esso corrispondente potrà essere ricavato per interpolazione, a partire dai dati relativi ai T_R previsti nella pericolosità sismica, utilizzando l'espressione seguente:

$$\log(p) = \log(p_1) + \log\left(\frac{p_2}{p_1}\right) \cdot \log\left(\frac{T_R}{T_{R1}}\right) \cdot \left[\log\left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}}\right)\right]^{-1}$$

nella quale:

- p è il valore del parametro di interesse corrispondente al periodo di ritorno T_R desiderato;
- T_{R1} , T_{R2} sono i periodi di ritorno più prossimi a T_R per i quali si dispone dei valori p_1 e p_2 del generico parametro p .

In conformità a quanto previsto dalla recente Normativa italiana di riferimento per il presente Progetto Definitivo (Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni del 14-01-2008) i valori di accelerazioni orizzontali massime assunti, convenzionali su suolo di categoria A, sono riferiti ai Comuni interessati dal tracciato autostradale (Tabella 4-2 ÷ Tabella 4-9).

Tabella 4-2: Comune di San Giuliano Milanese (Milano) – Valori dei parametri a_g , F_o , T^*_c al variare del tempo di ritorno T_R .

T_R (anni)	a_g (g)	F_o (-)	T^*_c (s)
30	0.021	2.547	0.182
50	0.027	2.543	0.201
72	0.031	2.557	0.216
101	0.035	2.574	0.226
140	0.039	2.589	0.247
201	0.044	2.567	0.268
475	0.057	2.628	0.284
975	0.070	2.642	0.296
2475	0.090	2.695	0.314

Tabella 4-3: Comune di Melegnano (Milano) – Valori dei parametri a_g , F_o , T^*_c al variare del tempo di ritorno T_R .

T_R (anni)	a_g (g)	F_o (-)	T^*_c (s)
30	0.022	2.549	0.182
50	0.028	2.540	0.204
72	0.032	2.560	0.218
101	0.036	2.576	0.228
140	0.040	2.581	0.250
201	0.046	2.564	0.268
475	0.060	2.621	0.286
975	0.074	2.633	0.294
2475	0.096	2.664	0.312

Tabella 4-4: Comune di Cerro al Lambro (Milano) – Valori dei parametri a_g , F_o , T^*_c al variare del tempo di ritorno T_R .

T_R (anni)	a_g (g)	F_o (-)	T^*_c (s)
30	0.023	2.547	0.183
50	0.029	2.541	0.206
72	0.033	2.561	0.219
101	0.037	2.577	0.230
140	0.041	2.571	0.255
201	0.047	2.562	0.268
475	0.062	2.604	0.287
975	0.077	2.618	0.294
2475	0.103	2.619	0.309

Tabella 4-5: Comune di Castel San Zenone al Lambro (Milano) – Valori dei parametri a_g , F_o , T^*_c al variare del tempo di ritorno T_R .

T_R (anni)	a_g (g)	F_o (-)	T^*_c (s)
30	0.023	2.545	0.183
50	0.029	2.542	0.207
72	0.034	2.563	0.220
101	0.038	2.578	0.231
140	0.042	2.566	0.257
201	0.048	2.565	0.267
475	0.063	2.600	0.287
975	0.079	2.618	0.294
2475	0.105	2.616	0.309

Tabella 4-6: Comune di Tavazzano (Lodi) – Valori dei parametri a_g , F_o , T_c^* al variare del tempo di ritorno T_R .

T_R (anni)	a_g (g)	F_o (-)	T_c^* (s)
30	0.024	2.529	0.184
50	0.030	2.546	0.209
72	0.035	2.566	0.221
101	0.039	2.582	0.236
140	0.044	2.556	0.260
201	0.050	2.574	0.266
475	0.065	2.598	0.287
975	0.081	2.614	0.296
2475	0.024	2.529	0.184

Tabella 4-7: Comune di Lodi Vecchio (Lodi) – Valori dei parametri a_g , F_o , T_c^* al variare del tempo di ritorno T_R .

T_R (anni)	a_g (g)	F_o (-)	T_c^* (s)
30	0.024	2.522	0.187
50	0.031	2.548	0.210
72	0.035	2.568	0.222
101	0.039	2.581	0.241
140	0.045	2.549	0.261
201	0.051	2.572	0.266
475	0.067	2.586	0.287
975	0.084	2.592	0.296
2475	0.113	2.589	0.306

Tabella 4-8: Comune di Borgo San Giovanni (Lodi) – Valori dei parametri a_g , F_o , T_c^* al variare del tempo di ritorno T_R .

T_R (anni)	a_g (g)	F_o (-)	T_c^* (s)
30	0.025	2.512	0.194
50	0.031	2.551	0.212
72	0.036	2.570	0.224
101	0.040	2.580	0.245
140	0.046	2.543	0.262
201	0.052	2.571	0.266
475	0.070	2.575	0.286
975	0.088	2.567	0.295
2475	0.120	2.558	0.304

Tabella 4-9: Comune di Pieve Pissaraga (Lodi) – Valori dei parametri a_g , F_o , T_c^* al variare del tempo di ritorno T_R .

T_R (anni)	a_g (g)	F_o (-)	T_c^* (s)
30	0.025	2.512	0.197
50	0.032	2.553	0.213
72	0.036	2.571	0.224
101	0.041	2.574	0.247
140	0.047	2.544	0.262
201	0.053	2.572	0.266
475	0.071	2.572	0.286
975	0.091	2.558	0.295
2475	0.123	2.548	0.304

In accordo alle scelte di progetto ed ai richiami delle NTC 2008, è stata assunta:

- una vita nominale dell'opera di $V_N = 50$ anni e una **Classe d'uso = IV** (Coefficiente d'uso $C_U = 2$);
- una prefissata probabilità di eccedenza $P_{VR} = 10\%$ corrispondente allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) con un tempo di ritorno $T_R = 949$ anni;
- trattandosi di zone pianeggianti, una categoria topografica T1.

Alla luce:

- dei valori delle velocità di propagazione delle onde di taglio V_s registrati nel corso della prove cross-hole e MASW eseguite;
- della caratterizzazione geotecnica delle diverse zone omogenee riportata nei capitoli seguenti;

è possibile affermare che la categoria di sottosuolo ai sensi del DM 14/01/2008 è "**C**" lungo tutto il tracciato oggetto di intervento.

Ne derivano i valori di accelerazione massima per lo stato limite SLV indicati nella tabella seguente.

Tabella 4-10: Accelerazioni massime – SLV

Comuni	a_g		S_s	S_t	a_{max}	
San Giuliano Milanese	0.070	g	1.5	1.0	0.105	g
Melegnano	0.073	g	1.5	1.0	0.1095	g
Cerro al Lambro	0.077	g	1.5	1.0	0.1155	g
San Zenone	0.078	g	1.5	1.0	0.117	g
Tavazzano	0.081	g	1.5	1.0	0.1215	g
Lodi Vecchio	0.084	g	1.5	1.0	0.126	g
Borgo San Giovanni	0.088	g	1.5	1.0	0.132	g
Pieve Fissiraga	0.090	g	1.5	1.0	0.135	g

5. CONDIZIONI STRATIGRAFICHE E IDROLOGICHE/IDROGEOLOGICHE

Le condizioni stratigrafiche di riferimento per il sottosuolo del progetto in esame sono rappresentate nei Profili Geotecnici (elaborati APE0003 ÷ APE0013 – vedi paragrafo 2.3.2), cui si fa rimando per maggiori dettagli.

Da un punto di vista stratigrafico le nuove indagini eseguite e quelle pregresse evidenziano la presenza di depositi fluvioglaciali ed alluvionali.

In particolare si nota una prevalenza di materiali a granulometria granulare (sabbie e ghiaie) con lenti di materiale coesivo (limi e argille), di spessore contenuto, sporadiche e difficilmente correlabili spazialmente; a tale tendenza fa eccezione solamente la parte iniziale del tracciato, indicativamente fino alla pk 9+000, dove si evidenzia la predominanza di litotipi argillosi e limosi.

In superficie è presente terreno vegetale e, sovente, materiale di riporto; quest'ultimo viene rilevato sia dai sondaggi eseguiti sulla sede autostradale, e pertanto in questo caso è rappresentativo dello spessore del rilevato autostradale stesso, sia da sondaggi eseguiti fuori sede e in questo secondo caso si tratta di riporti legati a ritombamenti di scavi e/o altri interventi antropici locali di varia natura.

Tali materiali (terreno vegetale e materiale di riporto) sono stati inclusi in un unico strato d'interesse progettuale ai fini geotecnici, che è stato denominato R/V; tale strato non corrisponde ad una unità deposizionale, ma ha unicamente significato ai fini del dimensionamento geotecnico delle opere.

I depositi che caratterizzano il sottosuolo, fino alle massime profondità indagate, sono state suddivise in n.6 unità litostratigrafiche, descritte nel seguito.

R/V Terreno vegetale e terreni di riporto

Terreno vegetale: limo sabbioso, a luoghi da argilloso a debolmente argilloso, con presenza di rari clasti centimetrici e apparati radicali. Colore da nocciola-marrone a verdastro.

Terreni di riporto: sabbia da fine a grossolana, talora con ghiaia, a luoghi debolmente limosa, con abbondanti resti di laterizi e talora di calcestruzzo. Colore da grigio a nocciola, fino a marrone.

A Argilla limosa e limo argilloso

Argilla, da limosa a con limo, debolmente sabbiosa, e limo argilloso localmente da debolmente sabbioso a sabbioso; sono presenti livelli centimetrici torbosi e rari resti carboniosi. Da moderatamente consistente a consistente. Colore da marrone a grigio-verde, con patine di ossidazione ocracee.

B Limo sabbioso e sabbia limosa

Limo sabbioso e sabbia da fine a media limosa, da molto sciolta a sciolta ($Dr < 35\%$), con presenza di rari clasti eterometrici poligenici. Sono talvolta presenti livelli da centimetrici a decimetrici limoso-argillosi. Colore grigio, verde e giallastro.

Tale unità si presenta maggiormente limosa nelle zone omogenee da 1 a 6 (unità B2) mentre la componente sabbiosa risulta prevalente in zona omogenea 7 (unità B1); di tale distinzione si terrà conto nella caratterizzazione geotecnica.

C1 Sabbia da fine a media mediamente addensata

Sabbia da fine a media, talora grossolana, da debolmente ghiaiosa a ghiaiosa, mediamente addensata ($35 \leq Dr < 65\%$). Sono presenti locali livelli da centimetrici a decimetrici di sabbia limosa e limo sabbioso. Colore da nocciola a grigio.

C2 Sabbia da fine a grossolana da addensata a molto addensata

Sabbia da fine a grossolana, da debolmente ghiaiosa a con ghiaia, da addensata a molto addensata ($Dr \geq 65\%$), con locali livelli da centimetrici a decimetrici di sabbia limosa e limo sabbioso. Colore da nocciola a grigio.

D Ghiaia sabbiosa e sabbia con ghiaia

Ghiaia da fine a media, poligenica, da sub arrotondata ad arrotondata, e sabbia generalmente da media a grossolana; talora risulta predominante la frazione sabbiosa. Sono presenti livelli da centimetrici a decimetrici di sabbia limosa e limo da sabbioso a argilloso. Colore da nocciola-verde a grigio.

Per quanto concerne l'idrologia, l'area è interessata:

- dalla presenza del Fiume Lambro che, scorrendo in direzione NW-SE, interseca il tracciato in progetto a sud di Melegnano;

- da una fitta trama di corsi d'acqua minori la maggior parte dei quali costituisce la rete irrigua, ed è di origine artificiale; i corsi d'acqua naturali scorrono, seguendo la topografia blandamente degradante verso Sud mentre i corsi d'acqua artificiali hanno direzioni di deflusso imposte dalle necessità irrigue.

Per quanto riguarda la falda, le informazioni disponibili (letture dei piezometri installati riassunte nella Tabella 5-1) indicano una soggiacenza che varia tra 1 e 7 m circa dal p.c.

Tabella 5-1: Letture del livello di falda.

Strumento	Campagna	p.k. [m]	Quota [m slm]	Piezometro	Soggiacenza minima [m da p.c.]	Data di lettura (*)
ML1	Progetto definitivo IV corsia	6+046	94.50	C.C. (12.0)	2.53	23/03/2011
				C.C. (24.0)	6.20	23/03/2011
ML2	Progetto definitivo IV corsia	6+889	93.46	C.C. (13.5)	2.65	23/03/2011
				C.C. (24.0)	2.90	23/03/2011
ML3	Progetto definitivo IV corsia	7+718	91.98	T.A. (0.5÷6.0)	0.65	23/03/2011
				C.C. (20.0)	5.80	23/03/2011
L5-S20	PD - TEEM	9+877	89.50	T.A. (3.0÷25.0)	4.71	24/04/2010
L5-S12	PD - TEEM	10+610	87.82	T.A. (3.0÷35.0)	4.28	24/04/2010
L5-S9	PD - TEEM	10+778	87.26	T.A. (3.0÷35.0)	4.51	23/03/2011
L5-S11	PD - TEEM	10+931	88.06	T.A. (3.0÷35.0)	2.06	24/04/2010
L5-S16	PD - TEEM	11+065	86.19	T.A. (3.0÷35.0)	4.62	23/03/2011
ML4	Progetto definitivo IV corsia	11+731	77.10	T.A. (0.5÷9.0)	1.85	23/03/2011
				C.C. (36.0)	2.44	26/01/2011
ML6	Progetto definitivo IV corsia	11+819	78.43	T.A. (0.5÷11.5)	5.58	26/01/2011
				C.C. (30.0)	3.85	26/01/2011
ML8	Progetto definitivo IV corsia	12+660	79.56	T.A. (0.5÷10.0)	4.43	26/01/2011
				C.C. (20.0)	5.02	26/01/2011
AS004	AV/AC CEP/AV 1	14+351	p.c.	T.A. (0.5÷30.0)	5.54	27/04/1992
ML10	Progetto definitivo IV corsia	14+628	83.63	C.C. (7.5)	2.35	26/01/2011

Strumento	Campagna	p.k. [m]	Quota [m slm]	Piezometro	Soggiacenza minima [m da p.c.]	Data di lettura (*)
				C.C. (24.0)	7.76	26/01/2011
ML11	Progetto definitivo IV corsia	15+631	83.31	T.A. (0.5÷20.0)	5.83	26/01/2011
ML12	Progetto definitivo IV corsia	16+246	82.05	T.A. (0.5÷20.0)	4.20	23/03/2011
AS107	AV/AC CEPAV 1	17+079	p.c.	T.A. (0.5÷15.0)	4.10	13/05/1992
ML13	Progetto definitivo IV corsia	18+431	80.32	T.A. (0.5÷30.0)	5.28	26/01/2011
AS008	AV/AC CEPAV 1	18+489	p.c.	T.A. (0.5÷30.0)	5.58	14/04/1992
AS109	AV/AC CEPAV 1	19+214	p.c.	T.A. (0.5÷40.0)	5.00	27/04/1992
AS111	AV/AC CEPAV 1	20+250	p.c.	T.A. (0.5÷15.0)	4.91	12/05/1992
AS010	AV/AC CEPAV 1	21+330	p.c.	T.A. (0.5÷30.0)	2.96	27/04/1992
ML14	Progetto definitivo IV corsia	21+786	75.71	T.A. (0.5÷21.0)	1.08	26/01/2011
<p>Note: T.A. = Tubo aperto (con indicazione dell'intervallo filtrante da sommità sondaggio) C.C. = cella piezometrica Casagrande (con indicazione delle profondità da sommità sondaggio)</p> <p>(*) la data indicata si riferisce alla lettura che ha fornito il livello di falda più elevato.</p>						

Si desidera sottolineare che i dati di soggiacenza della falda, sebbene siano stati rilevati in campagne di indagini molto distanti tra loro nel tempo, sono tutti riferiti al periodo tardo invernale - primaverile.

Nel presente contesto, e come confermato dall'analisi dei dati di alcuni pozzi ubicati nella Provincia di Lodi (Tabella 5-2) contenuta nella Relazione Geologica relativa al Progetto Preliminare SPEA, le soggiacenze massime sono generalmente registrate nei mesi primaverili (marzo - aprile), mentre le soggiacenze minime sono generalmente registrate nei mesi estivi (giugno - luglio), a conferma della forte influenza dei canali irrigui sui livelli piezometrici.

Si ritiene pertanto che, soprattutto in corrispondenza della stagione estiva, si possano registrare valori di soggiacenza più bassi di quelli riportati in Tabella 5-1.

Tabella 5-2: Monitoraggio della falda su 4 pozzi in Provincia di Lodi (dalla Relazione Geologica di Progetto Preliminare SPEA)

COD	Comune	Periodo di osservazione	Soggiacenza minima (m da p.c.)	Soggiacenza massima (m da p.c.)
0980320079	LODI VECCHIO	2002-2008	-0.96	-2.15
0980460022	SALERANO SUL LAMBRO	2002-2008	-6.10	-9.01
0980550038	SORDIO	2002-2008	-7.18	-8.60
0980560122	TAVAZZANO CON VILLAVESCO	2002-2008	-2.09	-3.66

6. CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

6.1 Generalità

La caratterizzazione geotecnica dei depositi di origine fluvioglaciale ed alluvionale presenti lungo il tracciato autostradale si basa sulle prove geotecniche in sito (capitolo 3) e di laboratorio condotte nelle diverse campagne di indagine pregresse ed in quella di progetto definitivo dell'ampliamento alla IV corsia; in sintesi:

- sondaggi geotecnici con prelievo di campioni indisturbati e rimaneggiati;
- prove penetrometriche dinamiche SPT in foro;
- prove di permeabilità Lefranc in foro, a carico costante o variabile;
- prove penetrometriche statiche CPTE, con misura della resistenza di punta q_c e dell'attrito laterale f_s ;
- prove penetrometriche statiche CPTU, con misura della resistenza di punta q_c , dell'attrito laterale f_s e della pressione interstiziale u ;
- prove penetrometriche dinamiche continue DPSH;
- prove geofisiche "cross-hole" in foro di sondaggio e MASW, per la determinazione delle velocità di propagazione delle onde di taglio V_s e di compressione V_p ;
- pozzetti stratigrafici con prelievo di campioni rimaneggiati, esecuzione di prove di densità in sito e di prove di carico su piastra PLT.
- prove di laboratorio di classificazione, di resistenza e di deformabilità sui campioni indisturbati e rimaneggiati prelevati nei fori di sondaggio e nei pozzetti.

Dal punto di vista della caratterizzazione geotecnica i depositi sono stati suddivisi nelle unità litostratigrafiche indicate nel capitolo 5, ovvero sinteticamente:

- unità A: argilla limosa e limo argilloso;
- unità B: limo sabbioso e sabbia limosa poco addensato; tale unità viene dal punto di vista geotecnico suddivisa in B1 e B2 a seconda del comportamento rispettivamente prevalentemente incoerente o coesivo;
- unità C1: sabbia da fine a media mediamente addensata;
- unità C2: sabbia da fine a grossolane da addensata a molto addensata;

- unità D: ghiaia sabbiosa e ghiaia con sabbia.

I criteri adottati per l'interpretazione delle risultanze in sito e di laboratorio sono illustrati nei due paragrafi seguenti; in particolare:

- nel paragrafo 6.2 sono riportati i criteri adottati per i materiali a grana grossa (sabbie e ghiaie) – unità B1, C1, C2 e D;
- nel paragrafo 6.3 sono indicati i criteri utilizzati per i materiali a grana fine (limi ed argille) – unità A e B2.

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

- della descrizione stratigrafica dei sondaggi;
- delle prove di classificazione sui campioni rimaneggiati ed indisturbati;
- dell'interpretazione delle prove CPTe e CPTU.

6.2 Materiali a grana grossa (prevalentemente costituiti da sabbie e ghiaie)

6.2.1 Premessa

In conseguenza del fatto che nei terreni a grana grossa risulta difficile prelevare campioni indisturbati, la caratterizzazione geotecnica di tali terreni è affidata principalmente all'interpretazione delle prove in sito e delle prove di laboratorio di classificazione effettuate su campioni rimaneggiati.

L'interpretazione delle prove in situ è finalizzata a determinare principalmente le seguenti caratteristiche:

- stato attuale delle unità litostratigrafiche individuate;
- parametri di resistenza al taglio;
- parametri di deformabilità;
- coefficienti di permeabilità.

6.2.2 Stato attuale delle unità litostratigrafiche individuate

Lo stato attuale delle unità litostratigrafiche è definito in termini di:

- tensioni geostatiche iniziali e storia tensionale;
- pressioni interstiziali;
- indice dei vuoti iniziale e_0 e densità relativa D_r .

6.2.2.1 Tensioni geostatiche iniziali e storia tensionale

Indicazioni sulle tensioni geostatiche e sulla storia tensionale possono essere ricavate dagli studi di carattere geologico; è possibile pertanto ipotizzare che i materiali appartenenti alle unità B1, C1, C2 e D non siano mai stati soggetti a pressioni litostatiche maggiori di quelle attualmente presenti; tali depositi verranno pertanto considerati come normalconsolidati.

Si segnala che una leggera sovraconsolidazione potrebbe essere presente a seguito delle variazioni stagionali di umidità e, di conseguenza, ai fenomeni di essiccamento (suzione) nei materiali a granulometria più fine.

Alla luce di quanto sopra, le unità B1, C1, C2 e D vengono assunte normalconsolidate e, di conseguenza, il coefficiente di spinta a riposo pari a $k_0 = (1 - \sin \varphi')$.

6.2.2.2 Pressioni interstiziali

Le pressioni interstiziali vengono ricavate sulla base dei risultati della strumentazione (piezometri) messa in opera, nonché delle risultanze degli studi di carattere idrogeologico.

6.2.2.3 Deteminazione della densità relativa D_r e dell'indice dei vuoti iniziale e_0

La densità relativa (D_r) viene ricavata dall'interpretazione delle prove penetrometriche dinamiche SPT mentre l'indice dei vuoti in sito (e_0) è fornito dalle prove di laboratorio, con riferimento alle sole unità B1 e C1 per le quali è stato possibile prelevare campioni indisturbati nell'ambito dei sondaggi a carotaggio continuo nelle frazioni più limose.

6.2.2.3.1 Unità prevalentemente sabbiose – Densità relativa D_r da prove SPT

I valori di densità relativa D_r sono determinati, in funzione del valore N_{spt} e del tipo di terreno, in accordo a Skempton (1986) nella forma:

$$D_r = \left| \frac{(N1)_{60}}{a + b \cdot \sigma'_{v0}} \right|^{0.5}$$

in cui:

- $(N1)_{60}$ = valore di N_{spt} (numero di colpi per 30 cm di penetrazione) normalizzato rispetto ad una pressione di riferimento (1 kg/cm^2), per una energia trasferita alle aste pari al 60% di quella teorica; tale valore può essere considerato coincidente al risultato della prova in quanto in Italia l'energia trasferita alle aste è indicativamente pari al 60%;
- σ'_{v0} = pressione verticale efficace in kg/cm^2 ;
- a, b = costanti adimensionali dipendenti dalle caratteristiche granulometriche dei materiali e riportate nella Tabella 6-1.

Tabella 6-1: Costanti empiriche "a" e "b" (Skempton, 1986) e riferimento alle curve di Schmertmann (1977).

Tipo di terreno	a	b	Tipo di terreno secondo Schmertmann (vedi paragrafo 6.2.3 e Figura 6-1)
Sabbie fini NC	27.5	27.5	3 e 4
Sabbie grosse NC	43.3	21.7	1 e 2
Sabbie grosse OC	27.5÷43.3	$(21.7 \div 27.5) \cdot \frac{[1 + 2 \cdot k_0(OC)]}{[1 + 2 \cdot k_0(NC)]}$ ove $k_0(OC) = k_0(NC) \cdot \sqrt{OCR}$	1

La suddivisione tra sabbie fini e sabbie grosse è fatta con riferimento:

- alle analisi granulometriche dei campioni prelevati in corrispondenza o nelle vicinanze della prova, se disponibili;
- alla descrizione del sondaggio.

Per il tratto autostradale in esame, l'interpretazione delle prove nelle unità prevalentemente sabbiose è stata effettuata secondo la seguente metodologia:

- se il singolo valore di N_{spt} è relativo ad un materiale caratterizzato da contenuto di fine inferiore al 50% (sabbia e limo, sabbia con limo, sabbia limosa o debolmente limosa) \Rightarrow ad ogni valore N_{spt} è stato attribuito un tipo di materiale tra quelli riportati in Tabella 6-1 sulla base delle analisi granulometriche disponibile e della descrizione del campione;
- se il singolo valore di N_{spt} è relativo ad un materiale caratterizzato da contenuto di fine superiore al 50% (limo e sabbia, limo con sabbia, limo sabbioso) \Rightarrow le prove N_{spt} sono state interpretate con la correlazione empirica di Skempton suddetta per le sabbie fini solo nel caso in cui i materiali sottoposti a prova risultino sopra falda, ovvero rispondano alla penetrazione del campionatore in condizioni drenate.

6.2.2.3.2 Unità prevalentemente costituite da ghiaia e sabbia – Densità relativa D_r da prove SPT

Nelle sabbie e ghiaie la determinazione della densità relativa D_r risulta meno agevole che per le sabbie a causa dei seguenti aspetti:

- il campionatore standard a punta aperta deve essere spesso sostituito con quello a punta conica al fine di consentire l'esecuzione della prova; 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; in questa sede l'interpretazione delle prove SPT con la punta conica è stata fatta ipotizzando che complessivamente sussista una buona corrispondenza tra i risultati delle prove a punta chiusa e quelli delle prove con campionatore standard;
- la presenza della ghiaia spesso determina il raggiungimento di condizioni di rifiuto "fittizie", ovvero non diretta conseguenza di un elevato grado di addensamento, bensì da condizioni locali (disposizione delle particelle di dimensioni maggiori,...).

L'interpretazione delle prove è stata effettuata secondo la seguente metodologia.

- Se il singolo valore di N_{spt} è relativo ad un materiale caratterizzato da contenuto di fine inferiore al 50% (sabbie e ghiaie limose) \Rightarrow la determinazione della densità relativa viene effettuata secondo il metodo proposto da Cubrinowski & Ishihara (1999) per materiali normalmente consolidati caratterizzati da un coefficiente di spinta a riposo k_0 dell'ordine di $0.4 \div 0.5$, ovvero adottando la seguente espressione:

$$D_r = \left[\frac{(N_{SPT})_{78\%} \cdot \left(0.23 + \frac{0.06}{D_{50}} \right)^{1.7}}{9} \cdot \left(\frac{98}{\sigma'_{v0}} \right) \right]^{0.5}$$

in cui:

- $(N_1)_{78}$ = valore di N_{spt} (numero di colpi per 30 cm di penetrazione) associabile ad una energia trasferita alle aste pari al 78% di quella teorica; tale valore si ottiene tramite la seguente espressione

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

- σ'_{v0} = pressione verticale efficace in kPa
- D_{50} = diametro delle particelle corrispondente ad un passante pari al 50% espresso in mm.

Il metodo proposto da Cubrinowski & Ishihara richiede la conoscenza del parametro D_{50} , non sempre determinato o stimabile.

In mancanza di tale dato, la determinazione della densità relativa è stata effettuata mediante la correlazione di Skempton (1986) per le sabbie grosse (vedi paragrafo 6.2.2.3.1).

- Se il singolo valore di N_{spt} è relativo ad un materiale caratterizzato da contenuto di fine superiore al 50% (limi sabbiosi con ghiaia) \Rightarrow la determinazione della densità relativa è stata effettuata mediante la correlazione di Skempton (1986) per le sabbie fini (vedi paragrafo 6.2.2.3.1) solo nel caso in cui i materiali sottoposti a prova risultano sopra falda, ovvero rispondono alla penetrazione del campionatore in condizioni drenate.

Nel caso di raggiungimento delle condizioni di rifiuto durante l'esecuzione della prova, la determinazione della densità relativa è stata effettuata facendo riferimento ad un valore N_{SPT} come riportato nel seguito:

- condizioni di rifiuto raggiunte nel primo o secondo tratto della prova (entrambi di lunghezza teorica 15 cm):

$$N_{SPT} = 100;$$

- condizioni di rifiuto raggiunte nel terzo tratto della prova (di lunghezza teorica 15 cm):

$$N_{SPT} = N_2 + \frac{50}{a} \cdot 15 \leq 100;$$

in cui:

- a = affondamento misurato (in centimetri) per un numero di colpi pari a 50;

- N_2 = numero di colpi misurato per l'affondamento del secondo tratto di lunghezza pari a 15 cm.

6.2.3 Angolo di resistenza al taglio

Il valore dell'angolo di attrito di picco è determinato in funzione del tipo di terreno (vedi Tabella 6-1) e della densità relativa secondo il grafico di Schmertmann (1977) riportato nella figura seguente.

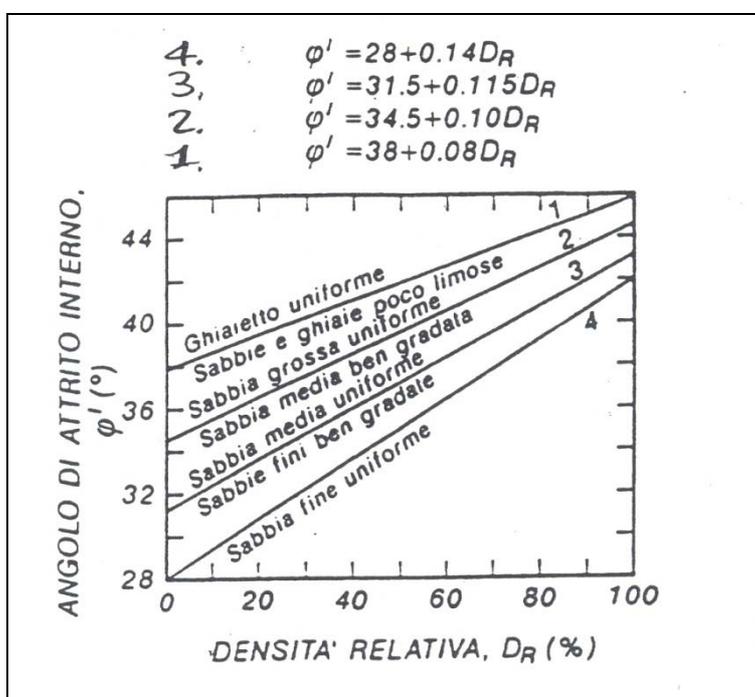


Figura 6-1: Relazione fra angolo di attrito efficace (ϕ') e densità relativa (D_r) per diverse granulometrie (Schmertmann, 1977)

La differenza fra angolo di attrito di picco (ϕ') ed angolo di attrito a volume costante (ϕ'_{cv}) è stata determinata in funzione della densità relativa in accordo al metodo proposto da Bolton (1986), illustrato nella figura seguente.

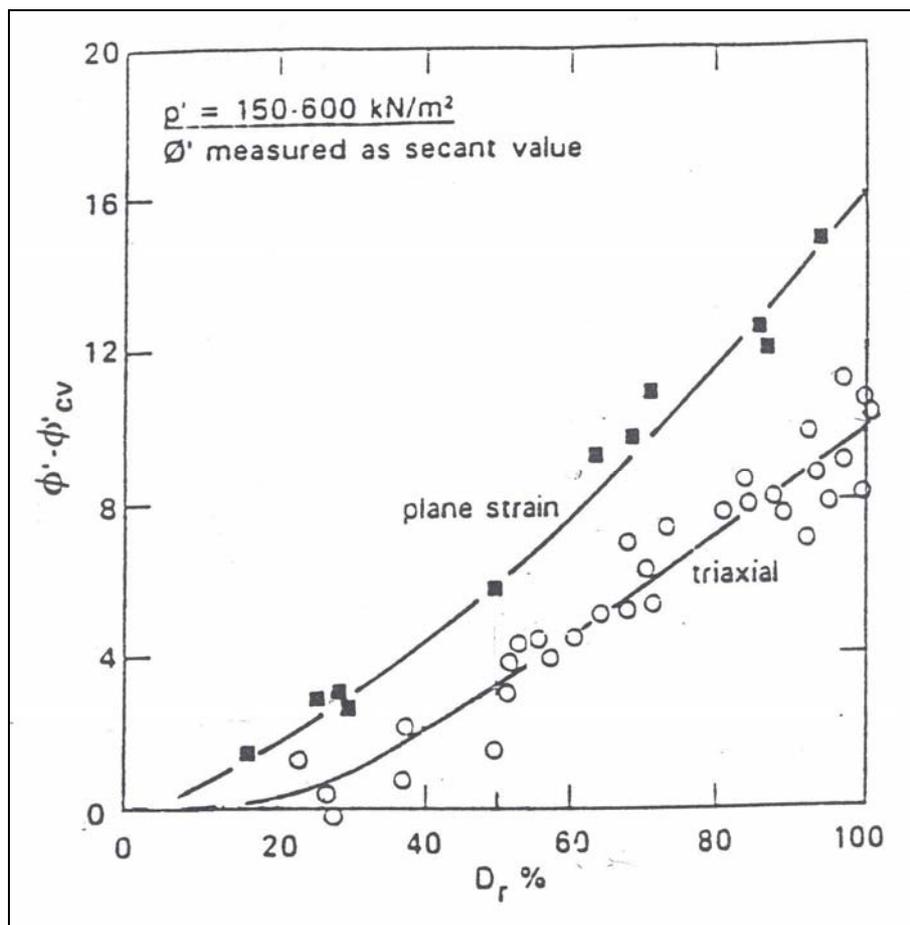


Figura 6-2: Variazione di $\phi' - \phi'_{cv}$ con la densità relativa D_r (Bolton, 1986).

In tale figura sono riportate le curve relative alle condizioni di rottura tipo prova triassiale di compressione e prova triassiale in estensione o deformazione piana.

La determinazione della dilatanza avviene con riferimento alla curva in asse al fuso identificato dalle curve suddette, approssimata dalla seguente equazione:

$$\phi' - \phi'_{cv} = 0.04 \cdot D_r \cdot (1 + 0.02 \cdot D_r)$$

ottenuta impostando le seguenti condizioni al contorno:

- $D_r = 50\% \Rightarrow \phi' - \phi'_{cv} = 4$;
- $D_r = 100\% \Rightarrow \phi' - \phi'_{cv} = 12$.

6.2.4 Caratteristiche di deformabilità

6.2.4.1 Moduli elastici iniziali

Il modulo di taglio (G_{01}) e quello di Young (E_{01}) iniziali, corrispondenti alle pressioni efficaci geostatiche medie p_o' ed associabili a piccole deformazioni, possono essere ricavati dai valori delle velocità delle onde di taglio V_s utilizzando le seguenti equazioni (risultati in kPa):

$$G_{01} = \frac{\gamma_t}{9.81} \cdot V_s^2$$

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

in cui:

- γ_t = peso di volume naturale del terreno in kN/m^3 ;
- ν = rapporto di Poisson del terreno assunto pari a 0.2;
- V_s = velocità delle onde di taglio in m/s.

La velocità V_s delle onde di taglio può essere ricavata:

- direttamente dai risultati delle prove geofisiche in foro di sondaggio o superficiali;
- indirettamente mediante correlazioni in funzione dei risultati delle prove SPT (metodo proposto da Ohta & Goto – 1978).

Il modulo iniziale G_0 può essere determinato:

- direttamente da prove di laboratorio (prova di taglio torsionale ciclico o prova di colonna risonante);
- indirettamente mediante correlazioni in funzione dei risultati delle prove penetrometriche CPTE/CPTU (metodo proposto da Rix Stokoe - 1991);
- indirettamente a partire dai valori di V_s mediante la correlazione precedentemente riportata.

I moduli iniziali di taglio (G_0) e di Young (E_0) iniziali corrispondenti ad una generica pressione efficace media p' , possono essere ricavati dalle seguenti espressioni (risultati in kPa):

- $G_0 = G_{01} \cdot \sqrt{\frac{p'}{p'_0}}$
- $E_0 = G_0 \cdot 2 \cdot (1 + \nu)$

6.2.4.1.1 Moduli elastici iniziali da prove SPT in materiali granulari

La velocità delle onde di taglio da prove SPT in sabbie e ghiaie normalmente consolidate, silicee non cementate, può essere ricavata sulla base del metodo proposto da Ohta & Goto (1978) tramite la seguente espressione:

$$V_s = 69 \cdot \alpha \cdot \beta \cdot z^{0.2} \cdot N^{0.17} \quad (\text{AGI, 2005})$$

in cui:

- α = fattore che dipende dall'epoca geologica del deposito (Tabella 6-2);
- β = fattore funzione della composizione granulometrica (Tabella 6-3);
- z = profondità della prova SPT da piano campagna, espressa in m;
- N = risultato della prova SPT.

Tabella 6-2: Fattore dipendente dall'epoca geologica del deposito (Ohta & Goto, 1978).

Epoca geologica del deposito	α
Olocene	1.0
Pleistocene	1.3

Tabella 6-3: Fattore dipendente dalla granulometria del deposito (Ohta & Goto, 1978).

Granulometria del deposito	β
Sabbia fine	1.09
Sabbia media	1.07
Sabbia grossa	1.14
Sabbia ghiaiosa	1.15
Ghiaia	1.45

Nota la velocità delle onde di taglio, i moduli elastici iniziali vengono determinati mediante le espressioni indicate in precedenza.

6.2.4.1.2 Modulo di taglio iniziale G_{01} da prove penetrometriche CPTE/CPTU

Il modulo di taglio iniziale G_{01} può essere ricavato dalla correlazione proposta da Rix & Stokoe (1991) per le sabbie quarzose:

$$G_{01} = 1634 \cdot (q_c)^{0.25} \cdot (\sigma'_{v0})^{0.375} \quad (\text{AGI, 2005})$$

in cui:

- q_c = resistenza di punta del penetrometro in kPa;
- σ'_{v0} = pressione efficace geostatica in kPa.

6.2.4.2 Moduli elastici operativi

6.2.4.2.1 Generalità

Il comportamento dei terreni risulta non lineare; nelle elaborazioni possono però anche essere assunti comportamenti lineari.

- **Metodi di calcolo non lineari.**

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

- i moduli elastici iniziali descritti nel paragrafo 6.2.4.1;
- le curve di degrado del modulo in funzione del livello di deformazione o di spostamento indotto.

Tipiche curve di degrado del modulo di taglio G in funzione del livello di deformazione di taglio γ indotto sono quelle proposte da Lo Presti (1989) sulla base di prove di laboratorio cicliche su provini ricostituiti; tali curve sono riportate nella Figura 6-3 e Figura 6-4.

Tali curve di degrado possono inoltre essere ottenute da idonee prove di laboratorio (prova di taglio torsionale ciclico o prova di colonna risonante).

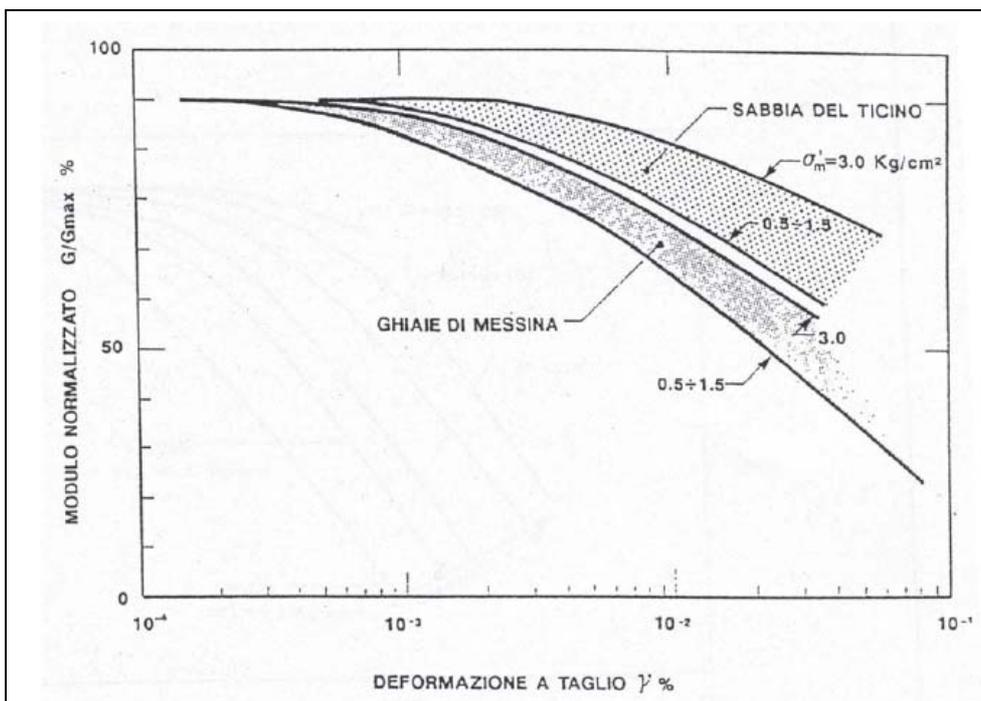


Figura 6-3: Degrado del modulo di taglio G per terreni incoerenti.

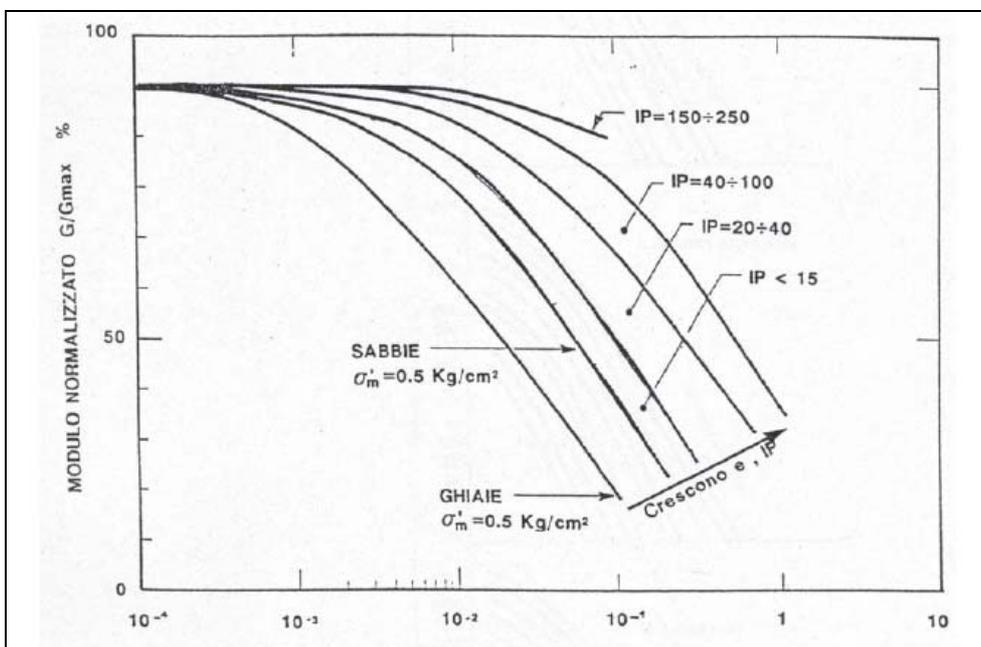


Figura 6-4: Degrado del modulo di taglio G per terreni incoerenti e coesivi.

- **Metodi di calcolo lineari.**

Nel caso di ricorso a metodi di calcolo lineari, basati sulla teoria dell'elasticità, i moduli di deformabilità "operativi" da associare ad uno specifico problema, vengono a dipendere dalle effettive deformazioni indotte e/o dal grado di mobilitazione della resistenza al taglio.

In generale possono essere fatte le seguenti assunzioni:

- opere di sostegno tipo paratie (tirantate e non): il modulo di Young "operativo" E_{op1} è pari a $1/3 \div 1/5$ di quello iniziale;
- nel calcolo dei cedimenti delle fondazioni il modulo di Young "operativo" E_{op1} è pari a $1/5$ di quello iniziale; tale valore corrisponde per fondazioni superficiali a un rapporto tra carico trasmesso al terreno e carico ultimo $q/q_{ult} = 0.45$;
- nel calcolo dei cedimenti dei rilevati il modulo di Young "operativo" E_{op2} è pari a $1/10$ di quello iniziale o pari a quello desumibile dalle correlazioni empiriche, sulla base dell'interpretazione delle prove SPT e CPT (vedi paragrafi seguenti).

6.2.4.2.2 Moduli elastici "operativi" da prove SPT in materiali granulari

Una stima dei moduli elastici "operativi" per l'analisi dei cedimenti dei rilevati può essere fatta utilizzando ad esempio la correlazione empirica proposta da Jamiolkowski et al. (1988) per terreni normalconsolidati:

$$E'_{25} = (10.5 - 3.5) \cdot D_r \cdot N_{spt}$$

dove:

- E'_{25} = modulo di Young secante cui corrisponde un grado di mobilitazione della resistenza ultima pari al 25% espresso in kg/cm^2 ;
- D_r = densità relativa espressa come numero decimale;
- N_{spt} = numero di colpi risultante dalla prova SPT.

6.2.4.2.3 Moduli elastici “operativi” da prove CPT in sabbia

Il modulo confinato M_0 da prove penetrometriche viene ricavato in accordo a quanto riportato nella tabella seguente (Lunne T, Christoffersen H.P., 1985) per sabbie normalconsolidate.:

Tabella 6-4: Correlazione fra resistenza di punta q_c e modulo confinato M_0

Sabbie normal consolidate: M_0		
Fonte	Formule	Terreni
(Lunne, Robertson and Powell, 1997)	$M_0 = 4 \cdot q_c \quad (q_c < 10 \text{ MPa})$ $M_0 = 2 \cdot q_c + 20 \quad (10 < q_c < 50 \text{ MPa})$ $M_0 = 4 \cdot q_c \quad (q_c > 50 \text{ MPa})$	Sabbie NC

6.2.4.3 Moduli di reazione orizzontale alla Matlock & Reese (1960)

I moduli di reazione orizzontale iniziali (E'_{si}) alla Matlock & Reese (1960), utili per definire la parte iniziale delle curve p-y relative ai pali di fondazione, possono essere valutati in accordo alla seguente espressione (modulo espresso in kPa):

$$E'_{si} = k_{hi} \cdot z$$

in cui:

- k_{hi} = gradiente con la profondità del modulo di reazione orizzontale in kN/m^3 come da Tabella 6-5.
- z = profondità in metri dal piano campagna di riferimento per la stratigrafia di calcolo.

Tabella 6-5: Gradiente con la profondità del modulo di reazione orizzontale secondo Reese et al. (1974) ed Elson (1984).

D_r [%]	k_{hi} [kN/m^3]
35	10000
50	15000
70	25000

6.2.5 Coefficienti di permeabilità

I coefficienti di permeabilità k sono determinabili dai risultati delle prove di permeabilità Lefranc in foro di sondaggio.

Ad integrazione dei dati risultanti dalle prove in sito, e per analisi critica degli stessi, è possibile far riferimento anche ai valori di permeabilità indicati nella seguente tabella sulla base della descrizione dell'unità litostratigrafica considerata.

Tabella 6-6: Coefficiente di permeabilità in base alla descrizione litologica.

k [m/s]	Tipo di terreno
$> 10^{-2}$	Ghiaia pulita
$10^{-2} \div 10^{-5}$	Sabbia pulita, sabbia e ghiaia
$10^{-4} \div 10^{-6}$	Sabbie molto fine
$10^{-6} \div 10^{-8}$	Limo
$< 10^{-9}$	Argilla

6.3 Materiali a grana fine

6.3.1 *Premessa*

La caratterizzazione geotecnica dei terreni a grana fine è affidata sia all'interpretazione delle prove di laboratorio sia all'interpretazione delle prove in sito;

Scopo delle indagini è:

- la classificazione dei materiali;
- la determinazione delle seguenti caratteristiche:
 - stato tensionale attuale delle unità litostratigrafiche individuate;
 - parametri di resistenza al taglio;
 - parametri di deformabilità;
 - coefficienti di permeabilità.

6.3.2 *Classificazione*

La classificazione dei terreni a grana fine, e pertanto a prevalente comportamento coesivo, verrà effettuata in primo luogo facendo riferimento ai risultati delle prove di laboratorio in termini di:

- analisi granulometrica;
- limiti di Atterberg (limite liquido e limite plastico);
- pesi di volume naturale e secco;
- grado di saturazione;
- umidità naturale;
- indice dei vuoti iniziale.

I primi due fattori consentono la classificazione del materiale secondo i riferimenti bibliografici correnti, come ad esempio la CNR UNI 10006 ed il sistema USCS.

Utili indicazioni sull'unità litostratigrafica considerata, in termini di eventuale sovraconsolidazione, struttura ed eventuale presenza di legami di cementazione si hanno con riferimento all'esperienza di Burland (1990).

In particolare, si confronta lo stato iniziale in sito rappresentato dall'indice dei vuoti (e_0), o da quello normalizzato corrispondente I_{v0} , e dalla pressione verticale efficace geostatica (σ'_{v0}), con la curva di compressibilità intrinseca edometrica (ICL_{oed}) definita in Burland (1990).

Tale curva viene considerata da Burland una proprietà intrinseca del materiale (Intrinsic Compression Line – ICL) in quanto luogo dei punti relativi a campioni rimaneggiati e ricostituiti ad una umidità pari a 1.0÷1.5 volte il limite liquido; infatti tale metodo di ricostituzione del campione “annulla” idealmente qualsiasi memoria inerente la struttura del terreno originario e pertanto le proprietà relative possono essere definite come “intrinseche”.

L'equazione della curva di compressibilità intrinseca edometrica (ICL_{oed}) è la seguente (Figura 6-5):

$$I_v = 2.45 - 1.285 \cdot \log \sigma'_v + 0.015 \cdot (\log \sigma'_v)^3$$

in cui:

- I_v = indice dei vuoti normalizzato;
- σ'_{v0} = pressione efficace geostatica in kPa.

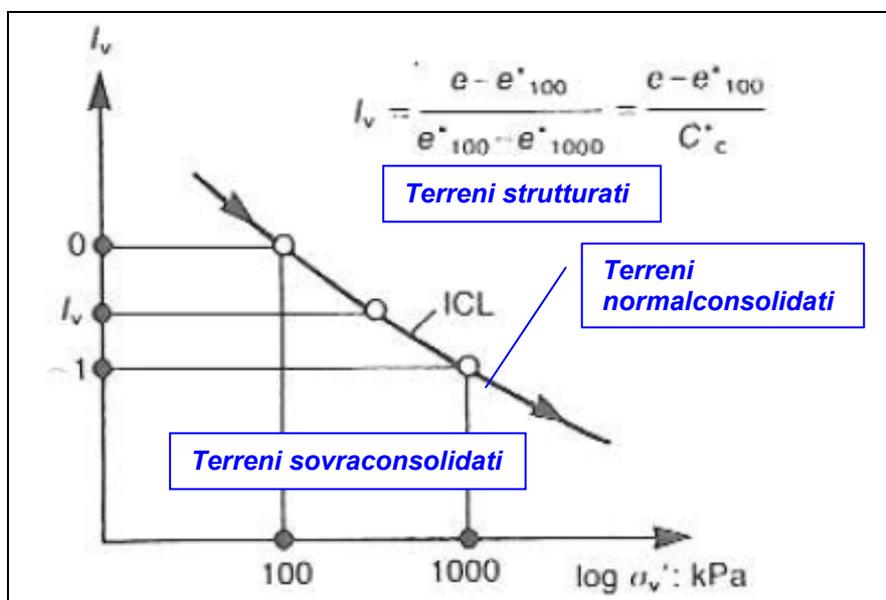


Figura 6-5: Indice dei vuoti I_v – Parametro per normalizzare la curva di compressione intrinseca.

Per il generico campione dell'unità litostratigrafica considerata, il punto sul piano di Burland I_v - $\log(\sigma'_{v0})$ presenta le seguenti coordinate:

- ascissa: $\log(\sigma'_{v0})$;

- ordinata: $I_{v0} = \frac{e_0 - e_{100}^*}{C_c^*}$ Indice dei vuoti iniziale normalizzato del campione

dove:

- e_0 = indice dei vuoti del campione;
- e_{100}^* = indice dei vuoti del materiale ricostituito in corrispondenza di una pressione efficace $\sigma'_{v0} = 100$ kPa:

$$e_{100}^* = 0.109 + 0.679 \cdot e_L - 0.089 \cdot e_L^2 + 0.016 \cdot e_L^3$$

in cui:

- e_L = indice dei vuoti corrispondente al limite liquido:

$$e_L = G_s \cdot LL$$

ove:

- G_s = peso specifico dei grani;
- LL = limite liquido (frazione dell'unità);

- C_c^* è dato dalla seguente formula:

$$C_c^* = e_{100}^* - e_{1000}^* = 0.256 \cdot e_L - 0.04$$

in cui:

- e_{1000}^* = indice dei vuoti del materiale ricostituito in corrispondenza di una pressione efficace $\sigma'_{v0} = 1000$ kPa.

Con riferimento alla Figura 6-5, (vedi ad esempio anche Nagaraj & Miura, 2001) possono essere identificati i seguenti tipi di terreni.

- Terreni sovraconsolidati:** terreni caratterizzati da stati iniziali $(I_{v0})-(\sigma'_{v0})$ al di sotto della curva ICL_{oed} .

Sono da considerare sovraconsolidati meccanicamente; in aggiunta alla sovraconsolidazione meccanica tali terreni possono essere dotati anche di legami di cementazione.

- Terreni normalconsolidati:** terreni caratterizzati da stati iniziali $(I_{v0})-(\sigma'_{v0})$ che cadono sulla curva ICL_{oed} .

Sono da considerare normalmente consolidati; tali terreni possono essere dotati anche di legami di cementazione.

- **Terreni strutturati:** terreni caratterizzati da stati iniziali $(I_{vo})-(\sigma'_{vo})$ al di sopra della curva ICL_{oed} .

Sono da considerare normalmente consolidati e strutturati; essi possono risultare in equilibrio sotto l'azione delle forze di gravità unicamente grazie alla presenza di particolari microstrutture "metastabili", intese nel senso più generale come disposizione geometrica delle particelle e presenza di legami di cementazione (vedi ad esempio Mitchell, 1976).

Nella Figura 6-6 è riportata la curva di compressibilità intrinseca (ICL) e la curva di compressibilità per sedimentazione (SCL) di molte argille normalconsolidate.

6.3.3 Stato attuale delle unità litostratigrafiche individuate

Lo stato attuale delle unità litostratigrafiche (unità A e B2) è definito in termini di:

- tensioni geostatiche iniziali e storia tensionale;
- pressioni interstiziali;
- indice dei vuoti iniziale e_o .

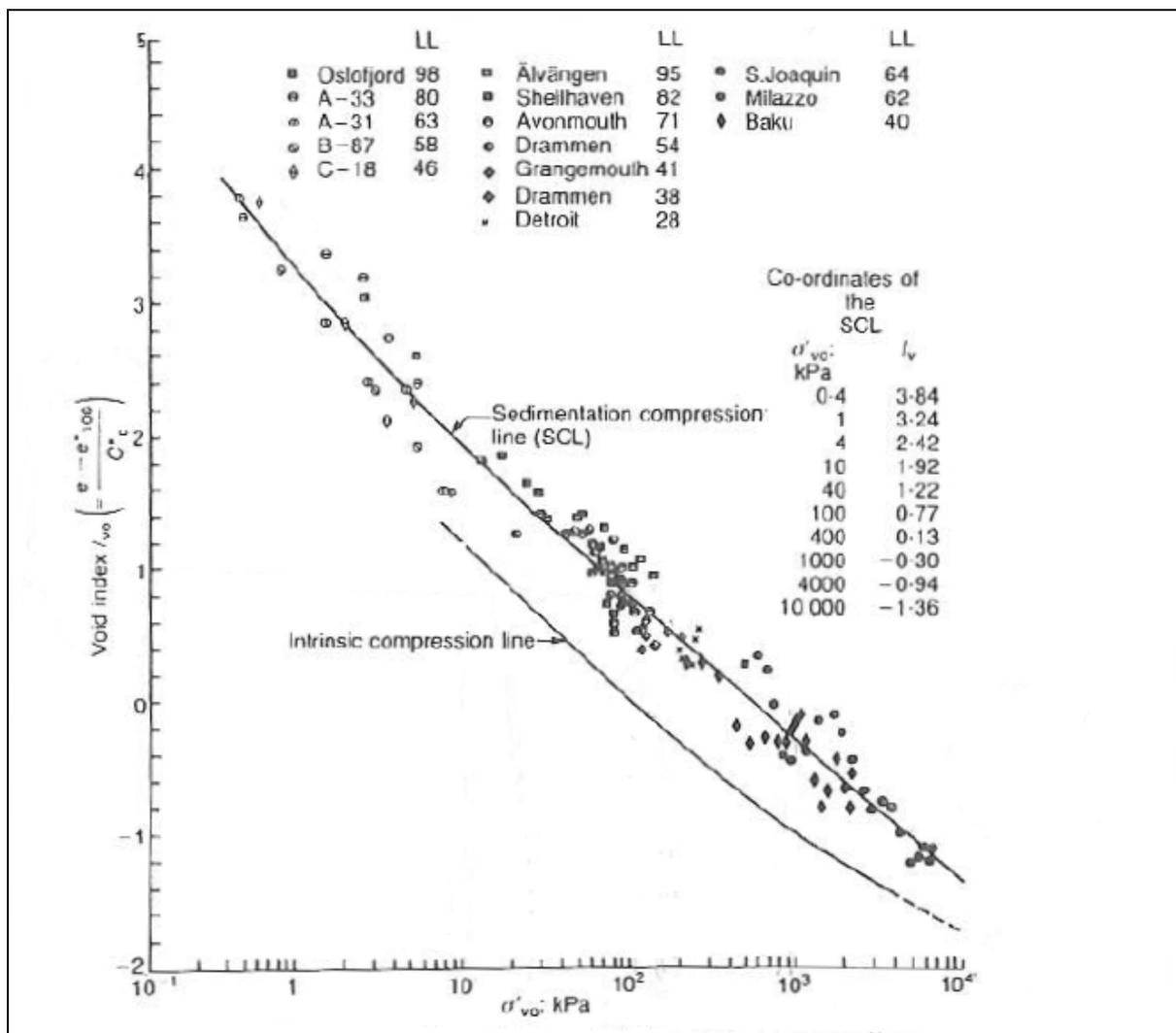


Figura 6-6: Curva di compressibilità intrinseca (ICL) e curva di compressibilità per sedimentazione (SCL) di molte argille normalconsolidate.

6.3.3.1 Tensioni geostatiche iniziali e storia tensionale

La valutazione dello stato tensionale iniziale verrà fatta sulla base:

- di quanto desumibile dagli studi di carattere geologico;
- dell'interpretazione delle prove di laboratorio (di classificazione ed edometriche).

- **Classificazione di Burland – Materiali sovraconsolidati.**

Lo stato tensionale in sito sarà stimato sulla base dei risultati in termini di grado di sovraconsolidazione meccanico ($OCR = \sigma'_{vmax} / \sigma'_{vo}$).

Il coefficiente di spinta del terreno a riposo k_0 sarà pertanto stimato sulla base della seguente espressione:

$$k_0 = (1 - \text{sen } \varphi') \cdot \sqrt{OCR}$$

in cui:

- σ'_{vo} = tensione verticale efficace geostatica;
- σ'_{vmax} = tensione verticale efficace massima subita dal deposito;
- φ' = angolo di attrito.

Il grado di sovraconsolidazione è desumibile:

- dalle prove edometriche: con la costruzione di Casagrande è possibile stimare la pressione di preconsolidazione;
- dal confronto fra la coesione non drenata del terreno e quello del terreno normalconsolidato, ad esempio secondo la seguente espressione (Ladd & Foot, 1974; Ladd et al. 1977):

$$OCR^{0.85} = \frac{\frac{C_u}{\sigma'_{v0}}}{\left(\frac{C_u}{\sigma'_{v0}}\right)_{NC}}$$

con:

$$\left(\frac{C_u}{\sigma'_{v0}}\right)_{NC} = 0.3 \quad \text{secondo Chandler et al., 2004}$$

dove:

- C_u = coesione non drenata

- **Classificazione di Burland – Materiali normalconsolidati e strutturati.**

La pressione di preconsolidazione $\sigma'_{vp} > \sigma'_{v0}$, determinabile dalle prove edometriche con la costruzione di Casagrande non rappresenta né la tensione verticale massima (σ'_{vmax}) subita dal deposito né la tensione in corrispondenza della quale si innescano deformazioni irreversibili viscoplastiche (σ'_{vy}); inoltre il grado di sovraconsolidazione $OCR = \sigma'_{vp}/\sigma'_{v0}$ non deriva da fenomeni di precompressione meccanica.

Il coefficiente di spinta del terreno a riposo k_0 , in questo caso, sarà pertanto stimato sulla base della seguente espressione:

$$k_0 = (1 - \text{sen } \varphi')$$

La tensione σ'_{vy} verrà stimata sulla base della seguente equazione (vedi Bjerrum, 1967, Rocchi et al., 2003):

$$\sigma'_{vy} = \sigma'_{v0} + \frac{\sigma'_{vp} - \sigma'_{v0}}{3 \div 5}$$

da cui il grado di sovraconsolidazione fittizio OCR^* verrà stimato come:

$$OCR^* = \frac{\sigma'_{vy}}{\sigma'_{v0}}$$

6.3.3.2 Pressioni interstiziali

Le pressioni interstiziali vengono ricavate sulla base dei risultati della strumentazione (piezometri) messa in opera, nonché delle risultanze degli studi di carattere idrogeologico.

6.3.3.3 Deteminazione dell'indice dei vuoti iniziale e_0

L'indice dei vuoti in sito (e_0) è fornito dalle prove di laboratorio.

6.3.4 Resistenza al taglio non drenata

6.3.4.1 Premessa

La resistenza al taglio non drenata C_u dei terreni limoso-argillosi saturi verrà valutata facendo riferimento:

- ai risultati delle prove di laboratorio triassiali non consolidate non drenate (TX-UU) e di compressione monoassiale (ELL);
- all'interpretazione delle prove penetrometriche statiche CPTE/CPTU e dinamiche SPT;
- all'interpretazione delle prove con pocket penetrometer e Torvane sulle carote estratte dai sondaggi;
- all'interpretazione delle prove con pocket penetrometer e Torvane sui campioni di laboratorio.

6.3.4.2 Valutazione di C_u da prove CPTE/CPTU

La determinazione di C_u da prove penetrometriche statiche può essere effettuata attraverso la seguente relazione empirica (Lunne T., Kleven A., 1981):

$$q_c = N_k \cdot C_u + \sigma_{v0}$$

nella quale per il fattore N_k assume valori compresi fra 11 e 19, con valore medio 15.

Nel caso in esame verrà assunto $N_k = 15$.

6.3.4.3 Valutazione di C_u da prove SPT

Nel caso dei terreni limoso-argillosi saturi, la resistenza al taglio non drenata verrà stimata sulla base di correlazioni empiriche tipo quelle riportate nella figura seguente.

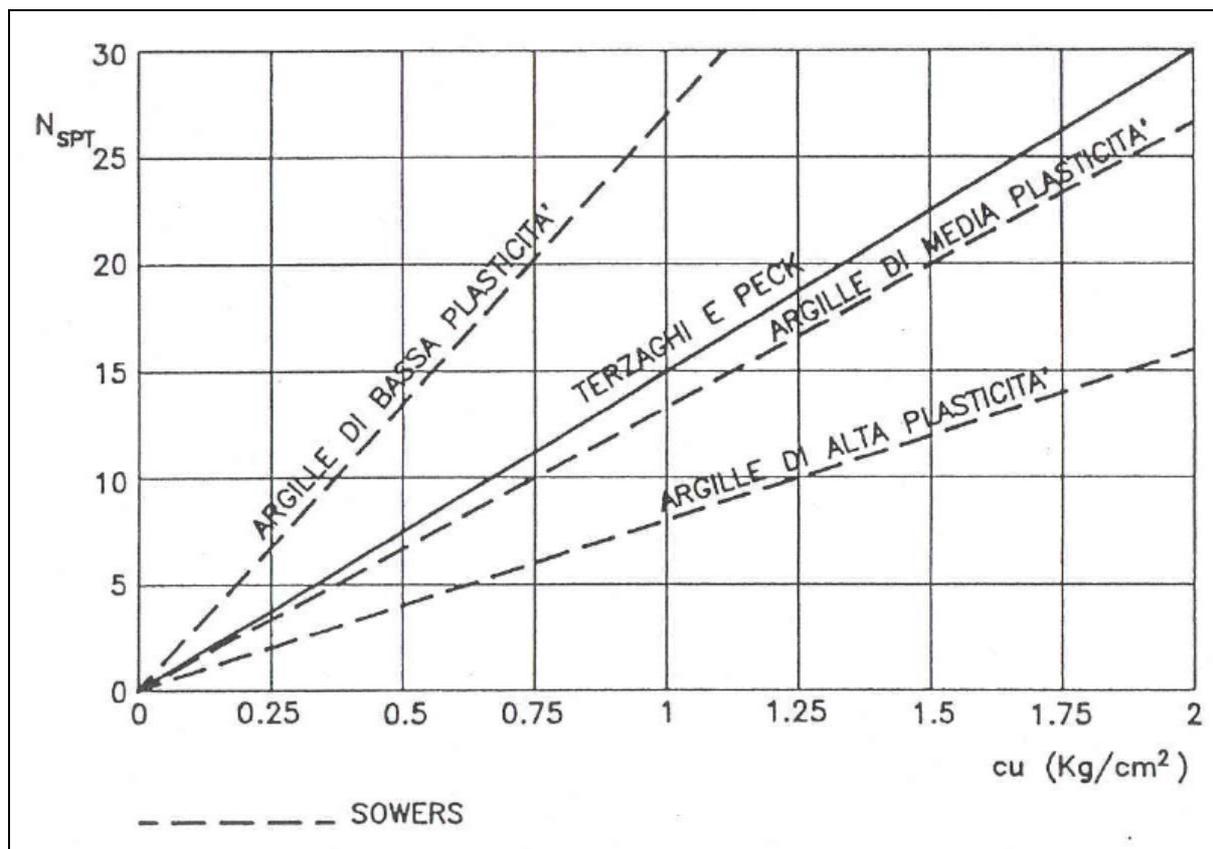


Figura 6-7: Correlazione $N_{SPT} - C_u$ (Navfac, 1971)

Nello specifico, verrà adottata la correlazione di Terzaghi e Peck (coesione non drenata in kPa):

$$C_u = 6.75 \cdot N_{SPT}$$

6.3.5 Parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci

I parametri di resistenza in termini di sforzi efficaci verranno determinati sulla base dei risultati delle prove di laboratorio di taglio diretto (TD) e triassiali consolidate non drenate (TX-CIU) e drenate (TX-CID).

6.3.6 Caratteristiche di deformabilità

6.3.6.1 Moduli elastici iniziali

Vedi paragrafo 6.2.4.1.

6.3.6.1.1 Moduli elastici iniziali da prove SPT in materiali fini

La velocità delle onde di taglio da prove SPT in argille può essere ricavata sulla base del metodo proposto da Ohta & Goto (1978) tramite la seguente espressione:

$$V_s = 69 \cdot \alpha \cdot \beta \cdot z^{0.2} \cdot N^{0.17} \quad (\text{AGI, 2005})$$

in cui:

- α = fattore che dipende dall'epoca geologica del deposito (Tabella 6-7);
- β = fattore funzione della composizione granulometrica (Tabella 6-8);
- z = profondità della prova SPT da piano campagna, espressa in m;
- N = risultato della prova SPT.

Tabella 6-7: Fattore dipendente dall'epoca geologica del deposito (Ohta & Goto, 1978).

Epoca geologica del deposito	α
Olocene	1.0
Pleistocene	1.3

Tabella 6-8: Fattore dipendente dalla granulometria del deposito (Ohta & Goto, 1978).

Granulometria del deposito	β
Argilla	1.00

Nota la velocità delle onde di taglio, i moduli elastici iniziali vengono determinati mediante le espressioni indicate in precedenza.

6.3.6.1.2 Modulo di taglio iniziale G_{01} da prove penetrometriche CPTE/CPTU

Il modulo di taglio iniziale G_{01} può essere ricavato dalla correlazione proposta da Mayne & Rix (1993) per le argille:

$$G_{01} = 406 \cdot (q_c)^{0.695} \cdot (e)^{-1.13} \quad (\text{AGI, 2005})$$

in cui:

- q_c = resistenza di punta del penetrometro in kPa;
- e = indice dei vuoti dell'unità litostratigrafica considerata.

6.3.6.2 Moduli elastici operativi in condizioni drenate

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

Di conseguenza in questa sede si opererà come descritto nel seguito.

- ***Terreni sovraconsolidati – Opere di sostegno e di fondazione con percorsi di sollecitazione indotti dalla costruzione dell'opera collocati all'interno della superficie di plasticizzazione intrinseca del materiale.***

In tali situazioni le deformazioni plastiche indotte da sforzi isotropi e deviatorici sono modeste e l'utilizzo di modelli costitutivi elastici o elastici non lineari può essere ritenuto accettabile.

- *Metodi di calcolo non lineari.*

I dati di ingresso per le analisi sono i seguenti.

- Moduli elastici iniziali indicati nel paragrafo 6.3.6.1;
- Curve di degrado del modulo in funzione del livello di deformazione o di spostamento indotto: tipiche curve di degrado del modulo di taglio G in funzione del livello di deformazione di taglio γ indotto, proposte da Vucetic & Dobry (1991), sono riportate nella Figura 6-8.

Curve di degrado possono inoltre essere ottenute da idonee prove di laboratorio (prova di taglio torsionale ciclico o prova di colonna risonante).

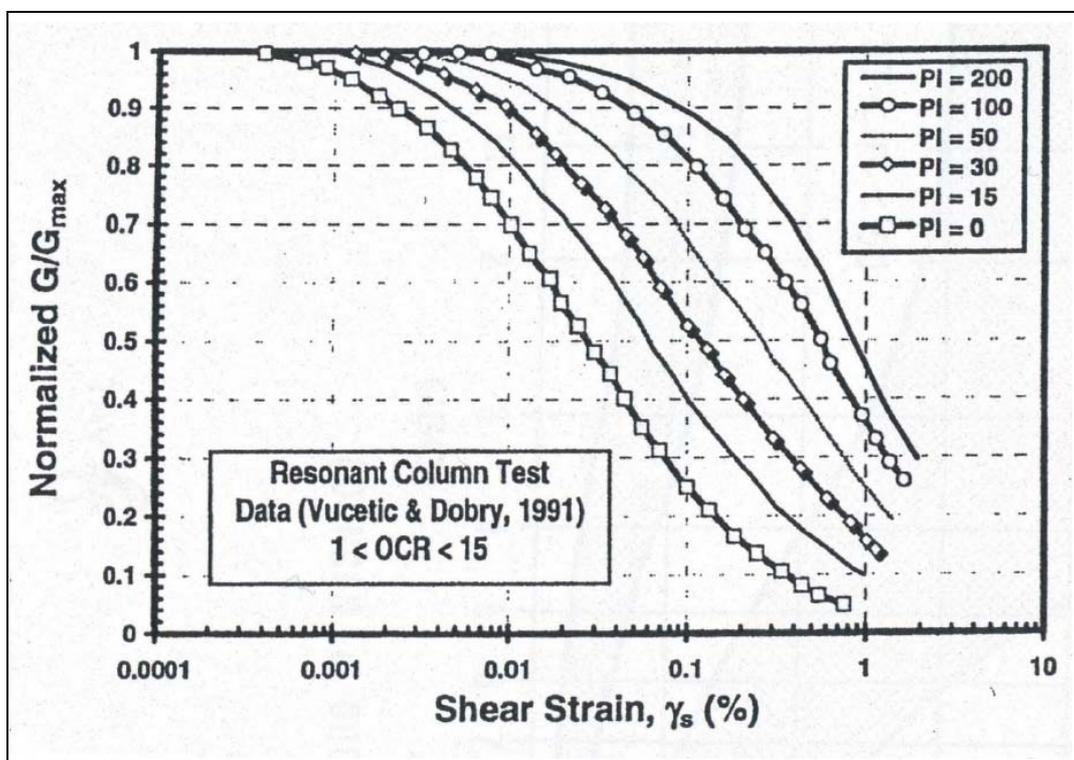


Figura 6-8:: Degrado del modulo di taglio G per terreni coesivi.

- *Metodi di calcolo lineari.*

Nel caso in cui la progettazione faccia ricorso a metodi di calcolo lineari, i moduli di deformabilità “operativi” di Young saranno assunti pari a circa $1/3 \div 1/5$ di quello iniziale E_0 .

- ***Terreni normalconsolidati e strutturati – Opere di sostegno e di fondazione con percorsi di sollecitazione indotti dalla costruzione dell’opera collocati all’esterno della superficie di plasticizzazione del terreno naturale definita dalla pressione di plasticizzazione σ'_{vy} .***

Nelle analisi geotecniche si farà necessariamente riferimento a modelli costitutivi elasto-plastici e/o elasto-visco-plastici ed all’interpretazione delle prove edometriche e penetrometriche.

6.3.6.2.1 Moduli elastici “operativi” da prove CPT in terreni a grana fine

Il modulo confinato M_0 da prove penetrometriche viene ricavato in accordo a quanto riportato nella tabella seguente (Kulhawy F.H., Mayne P.H., 1990) per terreni a grana fine.

Tabella 6-9: Correlazione fra resistenza di punta q_c e modulo confinato M_0

Fonte	Formule	Terreni
(Lunne, Robertson and Powell, 1997)	$M_0 = 8.25 \cdot (q_c - \sigma_{v0})$	Grana fine

6.3.6.3 Moduli di reazione orizzontale alla Matlock & Reese (1960)

Il modulo di reazione orizzontale “operativo”, nel caso di ricorso a calcoli semplificati lineari, può essere assunto pari a (vedi ad esempio Elson (1984)): (modulo espresso in kPa):

$$E_s = 400 \cdot C_u$$

in cui:

- C_u = coesione non drenata determinata secondo i criteri illustrati al paragrafo 6.3.4.

6.3.7 Coefficienti di permeabilità

I coefficienti di permeabilità k sono determinabili con riferimento ai risultati delle prove edometriche di laboratorio (edometri), in corrispondenza di pressioni verticali efficaci pari a quella geostatica, ovvero in corrispondenza di indici dei vuoti pari a quelli iniziali e_0 .

Ad integrazione dei dati risultanti dalle prove in sito, e per analisi critica degli stessi, è possibile far riferimento anche ai valori di permeabilità indicati in Tabella 6-6 sulla base della descrizione dell'unità litostratigrafica considerata.

7. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

7.1 Premessa

Il presente capitolo riporta la caratterizzazione geotecnica delle principali unità litostratigrafiche individuate lungo il tratto autostradale in esame per le singole zone omogenee, basata sui risultati:

- delle indagini geognostiche eseguite (vedi capitolo 3);
- dell'interpretazione delle indagini secondo i criteri descritti nel capitolo 6.

L'interpretazione delle indagini ha consentito di raggruppare i materiali incontrati nelle unità litostratigrafiche illustrate al capitolo 5, ovvero:

- unità A: *Argilla limosa e limo argilloso*;
- unità B: *Limo sabbioso e sabbia limosa*; tale unità si presenta maggiormente limosa nelle zone omogenee da 1 a 6 (unità B2) mentre la componente sabbiosa risulta prevalente in zona omogenea 7 (unità B1);
- unità C1: *Sabbia da fine a media mediamente addensata*;
- unità C2: *Sabbia da fine a grossolana da addensata a molto addensata*;
- unità D: *Ghiaia sabbiosa e sabbia con ghiaia*.

L'analisi dei profili stratigrafici sulla base delle unità litostratigrafiche suddette ha permesso la suddivisione dell'intero tratto oggetto ampliamento alla quarta corsia in 7 zone omogenee, che presentano al loro interno caratteristiche geologico-geotecniche sostanzialmente uniformi.

7.2 Zona omogenea 1

La zona omogenea 1 si sviluppa dall'estremo settentrionale del tracciato in progetto (pk 4+882) fino alla pk 8+800 circa, in prossimità della Barriera di Milano Sud, ed è caratterizzata dalla predominanza, nei primi metri di profondità, di litotipi prevalentemente coesivi.

Al di sotto di un primo strato di spessore metrico di terreni di riporto e coltre vegetale, si osserva la presenza di un'unità argilloso-limosa (unità A) fino alla profondità di circa 20 metri, che ingloba al suo interno lenti di spessore metrico e buona continuità laterale di sabbie mediamente addensate (unità C1); avvicinandosi alla fine della zona omogenea, cioè verso la Barriera di Milano sud, l'unità superficiale coesiva diviene prevalentemente limosa (unità B).

Oltre i 20 metri, e fino alle massime profondità indagate (30 m), si rinvengono sabbie e sabbie ghiaiose da mediamente a molto addensate (unità C1 e C2).

Nel seguito vengono riportati, per le diverse unità litostratigrafiche presenti:

- le caratteristiche fisiche;
- lo stato attuale delle unità litostratigrafiche individuate;
- i parametri di resistenza al taglio;
- i parametri di deformabilità;
- le caratteristiche di consolidazione;
- i coefficienti di permeabilità.

I grafici delle grandezze suddette sono riportati in Appendice 1.

Per le diverse grandezze sono riportati i valori desumibili dalle indagini disponibili e dalla loro interpretazione.

In assenza di tali valori nei prospetti seguenti è necessario riferirsi o ai valori determinati per altre zone omogenee o ai riferimenti riportati nel capitolo 6; il riepilogo dei parametri geotecnici per la zona omogenea 1 è riportato nel paragrafo 8.1.

7.2.1 Terreni coesivi – Unità A e B2

7.2.1.1 Proprietà fisiche

- **Composizione granulometrica**

Sulla base dei risultati delle analisi granulometriche eseguite sui campioni di materiale prelevati, si sono ottenute le percentuali in peso riportate nella tabella seguente, corrispondenti alle frazioni granulometriche secondo il sistema di classificazione A.G.I..

Tabella 7-1: Composizione granulometrica.

	Unità A	Unità B2
Ghiaia [%]	0 ÷ 9 [2]	0 ÷ 5 [2]
Sabbia [%]	2 ÷ 53 [23]	18 ÷ 49 [33]
Limo ed argilla [%]	47 ÷ 98 [75]	51 ÷ 77 [64]

NOTE: fra parentesi sono riportati i valori medi.

- **Peso di volume del terreno**

Con riferimento alle prove di laboratorio eseguite sui campioni prelevati si sono determinati per le varie unità stratigrafiche i valori del peso di volume naturale riassunti nella seguente tabella.

Tabella 7-2: Peso di volume del terreno.

	Unità A	Unità B2
γ [kN/m ³]	19.1 ÷ 19.4 [19.3]	18.5

NOTE: fra parentesi sono riportati i valori medi.

- **Contenuto d'acqua e limiti di consistenza**

Nella tabella seguente, sono riportati i risultati delle prove di laboratorio in termini di umidità naturale e caratteristiche di plasticità.

Tabella 7-3: Umidità naturale, limite plastico, limite liquido e indice plastico.

	Unità A	Unità B2
w [%]	24.0 ÷ 28.1 [26.1]	24.8
LL [%]	26.3 ÷ 44.0 [33.0]	28.8 ÷ 35.9 [32.4]
LP [%]	14.3 ÷ 26.4 [20.4]	21.1
IP [%]	11.8 ÷ 17.7 [14.9]	14.8

NOTE: fra parentesi sono riportati i valori medi.

Per l'unità B2 è disponibile una sola determinazione dell'indice plastico e del limite plastico.

Sulla base di tali dati e con riferimento alla Carta di Plasticità di Casagrande:

- i materiali appartenenti all'unità A possono essere classificati come "argille inorganiche di plasticità da bassa a media";
- l'unica determinazione delle caratteristiche di plasticità per un campione appartenente alla unità B2 consente di classificarlo come "argilla inorganica di plasticità da bassa a media".

- **Grado di saturazione**

Nella tabella seguente, sono riportati i risultati delle prove di laboratorio in termini di grado di saturazione del terreno.

Tabella 7-4: Grado di saturazione.

	Unità A	Unità B2
S_r [%]	94.0 ÷ 98.2 [96.1]	85.2

NOTE: fra parentesi sono riportati i valori medi.

- **Indice dei vuoti**

Nella tabella seguente, sono riportati i risultati delle prove di laboratorio in termini di indice dei vuoti dei campioni.

Tabella 7-5: Indice dei vuoti.

	Unità A	Unità B2
e_0 [%]	0.69 ÷ 0.77 [0.73]	0.80

NOTE: fra parentesi sono riportati i valori medi.

Per l'unità B2 è disponibile una sola determinazione del parametro in esame.

7.2.1.2 Stato attuale delle unità litostratigrafiche individuate

- **Classificazione di Burland**

In zona omogenea 1 si ha un numero di dati limitato in termini di indice dei vuoti iniziale e , di conseguenza, di indice dei vuoti normalizzato.

La rappresentazione dello stato iniziale dei materiali a comportamento prevalentemente coesivo nel piano di Burland $I_v - \log \sigma'_{v0}$ fornisce i seguenti risultati:

- *unità A*: l'unico dato disponibile indica un terreno sovraconsolidato con $LL = 40\%$;
- *unità B2*: l'unico dato disponibile indica un terreno strutturato con $LL = 36\%$.

- **Grado di sovraconsolidazione e pressioni di preconsolidazione**

Nel seguito sono riportati i valori del grado di sovraconsolidazione ricavato in funzione del valore di coesione non drenata:

- dalle prove speditive sulle carote dei sondaggi (Pocket Penetrometer e Vane Test);
- dalle prove di laboratorio triassiali non consolidate e non drenate (TxUU);
- dalle prove edometriche (EDO).

Sulla base dei risultati delle prove edometriche viene definito:

- terreni sovraconsolidati:
 - grado di sovraconsolidazione OCR;
 - pressione di preconsolidazione σ'_p .

Tabella 7-6: OCR da Pocket Penetrometer e Vane Test.

	Unità A	Unità B2
OCR [-]	Fino a 8.0 m: > 1.5 Oltre 8.0 m : 1.0	Fino a 8.0 m: > 5.0 Oltre 8.0 m : 1.0

Tabella 7-7: OCR da prove di laboratorio TxUU.

	Unità A
OCR [-]	Fino a 9.0 m: > 5.0

Tabella 7-8: Terreni sovraconsolidati – OCR e σ'_p da prove di laboratorio EDO.

	Unità A
OCR [-]	a 6.3 m: 9.3
σ'_p [kPa]	a 6.3 m: 800.0

7.2.1.3 Parametri di resistenza al taglio

- **Condizioni non drenate**

Sulla base dei valori della coesione non drenata C_u ricavati:

- dalle prove speditive sulle carote dei sondaggi (Pocket Penetrometer e Vane Test);
- dalle prove di laboratorio triassiali non consolidate e non drenate (TxUU);
- dall'interpretazione delle prove SPT;

è possibile determinare il seguente andamento di tale parametro.

Tabella 7-9: Coesione non drenata.

	Unità A	Unità B2
C_u [kPa]	Fino a 11.0 m: 30 ÷ 70 Oltre 11.0 m : 45 ÷ 100	30 ÷ 70

- **Condizioni drenate**

Per l'unità A non sono disponibili prove di laboratorio atte a fornire tali parametri nella zona omogenea 1.

I parametri di resistenza al taglio in condizioni drenate per l'unità coesiva B2 in termini di resistenze di picco sono stati ottenuti mediante una prova di taglio diretto.

Tabella 7-10: Parametri di resistenza al taglio.

	Unità B2
c' [kPa]	22
ϕ' [°]	20

7.2.1.4 Caratteristiche di deformabilità

- **Moduli elastici iniziali**

I moduli di taglio iniziali G_{01} valutati in base all'interpretazione delle prove SPT sono riportati nella tabella seguente.

In particolare, tali moduli sono stati ottenuti sulla base delle velocità di propagazione delle onde di taglio ottenute dall'interpretazione delle prove SPT (Appendice 1).

Tabella 7-11: Moduli di taglio iniziali.

	Unità A	Unità B2
G_{01} [kPa]	Fino a 5.0 m: 20000 Oltre 5.0 m : 4500 z	50000

NOTE: "z" rappresenta la profondità espressa in metri.

Si segnala che per quanto concerne l'unità B2 è disponibile per la zona omogenea 1 una unica determinazione del valore di SPT e, di conseguenza, del valore del modulo di taglio iniziale.

- **Parametri di deformabilità operativi**

I parametri di deformabilità operativi, da utilizzare per analisi di cedimenti di fondazioni e di rilevati con metodi convenzionali, possono essere desunti dai risultati delle prove edometriche in termini di modulo edometrico.

Tali valori sono riportati nella tabella seguente.

Tabella 7-12: Moduli edometrici.

	Unità A	Unità B2
M [kPa]	10000	n.d.

NOTE: n.d.: non sono disponibili determinazioni per l'unità in esame nella zona omogenea considerata.

7.2.1.5 Caratteristiche di consolidazione e permeabilità

- **Consolidazione primaria**

I valori del coefficiente di consolidazione primaria verticale, determinati dalle prove edometriche, sono riportati nella tabella seguente.

Tabella 7-13: Coefficiente di consolidazione primaria.

	Unità A	Unità B2
C_v [m ² /s]	3.15E-7	n.d.

NOTE: n.d.: non sono disponibili determinazioni per l'unità in esame nella zona omogenea considerata.

Per l'unità A è presente una sola determinazione del parametro in esame.

- **Consolidazione secondaria**

I valori del coefficiente di consolidazione secondaria, determinati dalle prove edometriche, sono riportati nella tabella seguente.

Tabella 7-14: Coefficiente di consolidazione secondaria.

	Unità A	Unità B2
$C_{\alpha\epsilon}$ [-]	3.2E-4	n.d.

NOTE: n.d.: non sono disponibili determinazioni per l'unità in esame nella zona omogenea considerata.

Per l'unità A è presente una sola determinazione del parametro in esame.

- **Permeabilità**

I valori del coefficiente di permeabilità, determinati dalle prove edometriche, sono riportati nella tabella seguente.

Tabella 7-15: Coefficiente di permeabilità.

	Unità A	Unità B2
k [m/s]	2.7E-10	n.d.

NOTE: n.d.: non sono disponibili determinazioni per l'unità in esame nella zona omogenea considerata.

Per l'unità A è presente una sola determinazione del parametro in esame.

7.2.2 Terreni incoerenti – Unità C1 e C2

7.2.2.1 Proprietà fisiche

- **Composizione granulometrica**

Sulla base dei risultati delle analisi granulometriche eseguite sui campioni di materiale prelevati, si sono ottenute le percentuali in peso riportate nella tabella seguente, corrispondenti alle frazioni granulometriche secondo il sistema di classificazione A.G.I..

Tabella 7-16: Composizione granulometrica.

	Unità C1	Unità C2
Ghiaia [%]	0 ÷ 74 [18]	0 ÷ 14 [4]
Sabbia [%]	24 ÷ 73 [48]	59 ÷ 89 [74]
Limo ed argilla [%]	2 ÷ 65 [34]	6 ÷ 40 [22]

NOTE: fra parentesi sono riportati i valori medi.

- **Peso di volume del terreno**

Con riferimento alle prove di laboratorio eseguite sui campioni prelevati si sono determinati per le varie unità stratigrafiche i valori del peso di volume naturale riassunti nella seguente tabella.

Tabella 7-17: Peso di volume del terreno.

	Unità C1	Unità C2
γ [kN/m ³]	17.6 ÷ 20.3 [18.8]	n.d.

NOTE: fra parentesi sono riportati i valori medi.

n.d.: non sono disponibili determinazioni per l'unità in esame nella zona omogenea considerata.

- **Contenuto d'acqua**

Nella tabella seguente, sono riportati i risultati delle prove di laboratorio in termini di umidità naturale.

Tabella 7-18: Umidità naturale.

	Unità C1	Unità C2
w [%]	12.0 ÷ 23.3 [17.4]	n.d.

NOTE: fra parentesi sono riportati i valori medi.

n.d.: non sono disponibili determinazioni per l'unità in esame nella zona omogenea considerata.

- **Grado di saturazione**

Nella tabella seguente, sono riportati i risultati delle prove di laboratorio in termini di grado di saturazione del terreno.

Tabella 7-19: Grado di saturazione.

	Unità C1	Unità C2
S_r [%]	86.0	n.d.

NOTE: n.d.: non sono disponibili determinazioni per l'unità in esame nella zona omogenea considerata.

Per l'unità C1 è presente una sola determinazione del parametro in esame.

- **Indice dei vuoti**

Nella tabella seguente, sono riportati i risultati delle prove di laboratorio in termini di indice dei vuoti dei campioni.

Tabella 7-20: Indice dei vuoti.

	Unità C1	Unità C2
e_0 [%]	0.74	n.d.

NOTE: n.d.: non sono disponibili determinazioni per l'unità in esame nella zona omogenea considerata.

Per l'unità C1 è presente una sola determinazione del parametro in esame.

7.2.2.2 Stato attuale delle unità litostratigrafiche individuate

- **Densità relativa**

Relativamente alle unità stratigrafiche incoerenti, il valore della densità relativa è riportato nella tabella seguente.

Tabella 7-21: Densità relativa.

	Unità C1	Unità C2
D_r [%]	43 ÷ 69 [55]	76 ÷ 88 [82].

NOTE: fra parentesi sono riportati i valori medi.

7.2.2.3 Parametri di resistenza al taglio

La resistenza al taglio in termini di angolo di attrito di picco (ϕ') ed a volume costante (ϕ'_{cv}), determinata per le unità C1 e C2 sulla base dei risultati delle prove SPT è riportata nella tabella seguente.

Tabella 7-22: Parametri di resistenza al taglio.

	Unità C1	Unità C2
ϕ' [°]	37 ÷ 43	40 ÷ 42
ϕ'_{cv} [°]	30 ÷ 36	31 ÷ 33

Ai fini dell'individuazione dei parametri di calcolo si fa riferimento all'angolo di attrito a volume costante secondo Bolton.

La valutazione dei parametri di resistenza al taglio in termini di resistenze di picco è stata effettuata per l'unità C1 anche con riferimento alla prova di taglio diretto disponibile.

Tabella 7-23: Parametri di resistenza al taglio.

	Unità C1
c' [kPa]	0
φ' [°]	30

7.2.2.4 Caratteristiche di deformabilità

- **Moduli elastici iniziali**

I moduli di taglio iniziali G_{01} valutati in base all'interpretazione delle prove SPT sono riportati nella tabella seguente.

In particolare, tali moduli sono stati ottenuti sulla base delle velocità di propagazione delle onde di taglio ottenute dall'interpretazione delle prove SPT (Appendice 1).

Tabella 7-24: Moduli di taglio iniziali.

	Unità C1	Unità C2
G_{01} [kPa]	2890 z + 42550	4790 z + 46760

NOTE: "z" rappresenta la profondità espressa in metri.

- **Parametri di deformabilità operativi**

I moduli di Young operativi (E_{op1}), da utilizzare per analisi di spostamento di fondazioni e opere di sostegno con metodi elastici, sono dell'ordine di $(1/3 \div 1/5) E_o$.

I parametri di deformabilità operativi, da utilizzare per analisi di cedimenti di fondazioni e di rilevati sono dell'ordine di $1/10 E_o$.

7.2.2.5 Caratteristiche di permeabilità

- **Permeabilità**

I valori del coefficiente di permeabilità, determinati dalle prove Lefranc in sito, sono riportati nella tabella seguente.

Tabella 7-25: Coefficiente di permeabilità.

	Unità C1	Unità C2
k [m/s]	1.6E-6 ÷ 5.3E-4 [1.9E-4]	n.d.

NOTE: fra parentesi sono riportati i valori medi.

n.d.: non sono disponibili determinazioni per l'unità in esame nella zona omogenea considerata.

7.3 Zona omogenea 2

La zona omogenea 2 si sviluppa dalla pk 8+800 circa, in prossimità della Barriera di Milano Sud, fino alla sponda in destra idrografica del Fiume Lambro (pk 11+700 circa), ed è caratterizzata dalla predominanza, nei primi metri di profondità, di litotipi prevalentemente incoerenti.

Al di sotto di un primo strato di spessore metrico di terreni di riporto e coltre vegetale, si osserva la presenza di un'unità di sabbie mediamente addensate (unità C1) fino alla profondità di circa 30 metri, che ingloba al suo interno lenti di spessore metrico e limitata continuità laterale di materiali coesivi (unità A e B) e sporadiche lenti ghiaioso-sabbiose (unità D).

Oltre i 30 metri, e fino alle massime profondità indagate (35 m), si rinvencono sabbie e sabbie ghiaiose da addensate a molto addensate (unità C2).

La soggiacenza della falda si attesta su valori compresi tra 2 e 4 metri dal piano campagna fino alla pk 9+500 circa; da qui, e fino alla fine della zona omogenea, il livello di falda si approfondisce nel terreno, equilibrandosi con il livello dell'alveo del Fiume Lambro che svolge un'azione drenante.

Nel seguito vengono riportati, per le diverse unità litostratigrafiche presenti:

- le caratteristiche fisiche;
- lo stato attuale delle unità litostratigrafiche individuate;
- i parametri di resistenza al taglio;
- i parametri di deformabilità;
- le caratteristiche di consolidazione;
- i coefficienti di permeabilità.

I grafici delle grandezze suddette sono riportati in Appendice 2.

Per le diverse grandezze sono riportati i valori desumibili dalle indagini disponibili e dalla loro interpretazione.

In assenza di tali valori nei prospetti seguenti è necessario riferirsi o ai valori determinati per altre zone omogenee o ai riferimenti riportati nel capitolo 6; il riepilogo dei parametri geotecnici per la zona omogenea 2 è riportato nel paragrafo 8.2.

7.3.1 Terreni coesivi – Unità A e B2

7.3.1.1 Proprietà fisiche

- **Composizione granulometrica**

Sulla base dei risultati delle analisi granulometriche eseguite sui campioni di materiale prelevati, si sono ottenute le percentuali in peso riportate nella tabella seguente, corrispondenti alle frazioni granulometriche secondo il sistema di classificazione A.G.I..

Tabella 7-26: Composizione granulometrica.

	Unità A	Unità B2
Ghiaia [%]	0 ÷ 3 [0]	0 ÷ 7 [1]
Sabbia [%]	6 ÷ 20 [14]	6 ÷ 87 [35]
Limo ed argilla [%]	80 ÷ 94 [86]	13 ÷ 94 [64]

NOTE: fra parentesi sono riportati i valori medi.

- **Peso di volume del terreno**

Con riferimento alle prove di laboratorio eseguite sui campioni prelevati si sono determinati per le varie unità stratigrafiche i valori del peso di volume naturale riassunti nella seguente tabella.

Tabella 7-27: Peso di volume del terreno.

	Unità A	Unità B2
γ [kN/m ³]	n.d.	19.6 ÷ 19.7 [19.6]

NOTE: fra parentesi sono riportati i valori medi.

n.d.: non sono disponibili determinazioni per l'unità in esame nella zona omogenea considerata.

- **Contenuto d'acqua e limiti di consistenza**

Nella tabella seguente, sono riportati i risultati delle prove di laboratorio in termini di umidità naturale e caratteristiche di plasticità.

Tabella 7-28: Umidità naturale, limite plastico, limite liquido e indice plastico.

	Unità A	Unità B2
w [%]	n.d.	23.3 ÷ 24.9 [24.1]
LL [%]	19.0 ÷ 51.0 [34.6]	32.0 ÷ 44.0 [37.7]
LP [%]	8.0 ÷ 26.0 [21.3]	19.0 ÷ 26.0 [22.0]
IP [%]	6.0 ÷ 28.0 [14.3]	13.0 ÷ 18.0 [15.7]

NOTE: fra parentesi sono riportati i valori medi.

n.d.: non sono disponibili determinazioni per l'unità in esame nella zona omogenea considerata.

Sulla base di tali dati e con riferimento alla Carta di Plasticità di Casagrande:

- i materiali appartenenti all'unità A possono essere classificati prevalentemente come "argille inorganiche di plasticità da bassa a media";
- l'unica determinazione delle caratteristiche di plasticità per un campione appartenente alla unità B2 consente di classificarlo come "argilla inorganica di plasticità da bassa a media".

- **Grado di saturazione**

Per le unità A e B2 non sono disponibili determinazioni del grado di saturazione.

- **Indice dei vuoti**

Nella tabella seguente, sono riportati i risultati delle prove di laboratorio in termini di indice dei vuoti dei campioni.

Tabella 7-29: Indice dei vuoti.

	Unità A	Unità B2
e_0 [%]	n.d.	0.66

NOTE: n.d.: non sono disponibili determinazioni per l'unità in esame nella zona omogenea considerata.

Per l'unità B2 è presente una sola determinazione del parametro in esame.

7.3.1.2 Stato attuale delle unità litostratigrafiche individuate

- **Classificazione di Burland**

In zona omogenea 2 si ha un numero di dati limitato in termini di indice dei vuoti iniziale e_0 , di conseguenza, di indice dei vuoti normalizzato.

La rappresentazione dello stato iniziale dei materiali a comportamento prevalentemente coesivo nel piano di Burland $I_v - \log \sigma'_{v0}$ fornisce i seguenti risultati:

- *unità B2*: l'unico dato disponibile indica un terreno sovraconsolidato con $LL = 44\%$.

- **Grado di sovraconsolidazione e pressioni di preconsolidazione**

Nel seguito sono riportati i valori del grado di sovraconsolidazione ricavato in funzione del valore di coesione non drenata:

- dalle prove speditive sulle carote dei sondaggi (Pocket Penetrometer e Vane Test);
- dalle prove di laboratorio triassiali non consolidate e non drenate (TxUU) (è disponibile una unica prova per l'unità B2).

Tabella 7-30: OCR da Pocket Penetrometer e Vane Test.

	Unità A	Unità B2
OCR [-]	Fino a 10.0 m: > 5.0 Oltre 20.0 m : 2.0	Fino a 7.0 m: > 3.0 Da 7.0 a 20.0 m: 1 Oltre 20.0 m : 2.5

Tabella 7-31: OCR da prove di laboratorio TxUU.

	Unità B2
OCR [-]	A 16.8 m: 3.5

7.3.1.3 Parametri di resistenza al taglio

- **Condizioni non drenate**

Sulla base dei valori della coesione non drenata C_u ricavati:

- dalle prove speditive sulle carote dei sondaggi (Pocket Penetrometer e Vane Test);
- dalle prove di laboratorio triassiali non consolidate e non drenate (TxUU);
- dall'interpretazione delle prove SPT;

è possibile determinare il seguente andamento di tale parametro.

Tabella 7-32: Coesione non drenata.

	Unità A	Unità B2
C_u [kPa]	Fino a 10.0 m: 30 ÷ 70 Oltre 20.0 m : 100 ÷ 120	Fino a 12.0 m: 20 ÷ 60 Oltre 15.0 m : 60 ÷ 100

- **Condizioni drenate**

Per l'unità A e B2 non sono disponibili prove di laboratorio atte a fornire tali parametri nella zona omogenea 2.

7.3.1.4 Caratteristiche di deformabilità

- **Moduli elastici iniziali**

I moduli di taglio iniziali G_{01} valutati in base all'interpretazione delle prove SPT sono riportati nella tabella seguente.

In particolare, tali moduli sono stati ottenuti sulla base delle velocità di propagazione delle onde di taglio ottenute dall'interpretazione delle prove SPT (Appendice 2).

Tabella 7-33: Moduli di taglio iniziali.

	Unità A	Unità B2
G_{01} [kPa]	Fino a 10.0 m: 7960 + 7800 z Oltre 20.0 m : 88000	15450 + 4470 z

NOTE: "z" rappresenta la profondità espressa in metri.

- **Parametri di deformabilità operativi**

I parametri di deformabilità operativi, da utilizzare per analisi di cedimenti di fondazioni e di rilevati con metodi convenzionali, possono essere desunti dai risultati delle prove edometriche in termini di modulo edometrico.

Per la zona omogenea 2 è disponibile una unica determinazione per l'unità B2.

Tali valori sono riportati nella tabella seguente.

Tabella 7-34: Moduli edometrici.

	Unità A	Unità B2
M [kPa]	n.d.	A:21.3 m: 6250

NOTE: n.d.: non sono disponibili determinazioni per l'unità in esame nella zona omogenea considerata.

7.3.1.5 Caratteristiche di consolidazione e permeabilità

- **Consolidazione primaria**

Non sono disponibili prove edometriche con determinazione dei valori del coefficiente di consolidazione primaria verticale.

- **Consolidazione secondaria**

Non sono disponibili prove edometriche con determinazione dei valori del coefficiente di consolidazione secondaria.

- **Permeabilità**

Non sono disponibili prove edometriche o prove in sito per la determinazione del coefficiente di permeabilità.

7.3.2 Terreni incoerenti – Unità C1, C2 e D

7.3.2.1 Proprietà fisiche

- **Composizione granulometrica**

Sulla base dei risultati delle analisi granulometriche eseguite sui campioni di materiale prelevati, si sono ottenute le percentuali in peso riportate nella tabella seguente, corrispondenti alle frazioni granulometriche secondo il sistema di classificazione A.G.I..

Tabella 7-35: Composizione granulometrica.

	Unità C1	Unità C2	Unità D
Ghiaia [%]	0 ÷ 13 [2]	0 ÷ 20 [5]	n.d.
Sabbia [%]	36 ÷ 87 [70]	51 ÷ 81 [65]	n.d.
Limo ed argilla [%]	13 ÷ 64 [27]	18 ÷ 45 [30]	n.d.

NOTE: fra parentesi sono riportati i valori medi.

n.d.: non sono disponibili determinazioni per l'unità in esame nella zona omogenea considerata.

- **Peso di volume del terreno**

Non sono disponibili indagini per la determinazione del peso di volume naturale.

- **Contenuto d'acqua**

Non sono disponibili indagini per la determinazione dell'umidità naturale.

- **Grado di saturazione**

Non sono disponibili indagini per la determinazione del grado di saturazione del terreno.

- **Indice dei vuoti**

Non sono disponibili indagini per la determinazione dell'indice dei vuoti dei campioni.

7.3.2.2 Stato attuale delle unità litostratigrafiche individuate

- **Densità relativa**

Relativamente alle unità stratigrafiche incoerenti, il valore della densità relativa è riportato nella tabella seguente.

Tabella 7-36: Densità relativa.

	Unità C1	Unità C2	Unità D
D_r [%]	34 ÷ 65 [50]	63 ÷ 91 [76].	n.d.

NOTE: fra parentesi sono riportati i valori medi.

n.d.: non sono disponibili determinazioni per l'unità in esame nella zona omogenea considerata.

7.3.2.3 Parametri di resistenza al taglio

La resistenza al taglio in termini di angolo di attrito di picco (ϕ') ed a volume costante (ϕ'_{cv}), determinata per le unità C1 e C2 sulla base dei risultati delle prove SPT è riportata nella tabella seguente.

Tabella 7-37: Parametri di resistenza al taglio.

	Unità C1	Unità C2	Unità D
ϕ' [°]	36 ÷ 41	39 ÷ 43	n.d.
ϕ'_{cv} [°]	32 ÷ 36	31 ÷ 35	n.d.

NOTE: n.d.: non sono disponibili determinazioni per l'unità in esame nella zona omogenea considerata.

Ai fini dell'individuazione dei parametri di calcolo si fa riferimento all'angolo di attrito a volume costante secondo Bolton.

7.3.2.4 Caratteristiche di deformabilità

- **Moduli elastici iniziali**

I moduli di taglio iniziali G_{01} valutati in base all'interpretazione delle prove SPT sono riportati nella tabella seguente.

In particolare, tali moduli sono stati ottenuti sulla base delle velocità di propagazione delle onde di taglio ottenute dall'interpretazione delle prove SPT. (Appendice 2).

Tabella 7-38: Moduli di taglio iniziali.

	Unità C1	Unità C2	Unità D
G_{01} [kPa]	4700 z + 21835	4090 z + 53840	n.d.

NOTE: "z" rappresenta la profondità espressa in metri.

n.d.: non sono disponibili determinazioni per l'unità in esame nella zona omogenea considerata.

- **Parametri di deformabilità operativi**

I moduli di Young operativi (E_{op1}), da utilizzare per analisi di spostamento di fondazioni e opere di sostegno con metodi elastici, sono dell'ordine di $(1/3 \div 1/5) E_0$.

I parametri di deformabilità operativi, da utilizzare per analisi di cedimenti di fondazioni e di rilevati sono dell'ordine di $1/10 E_0$.

7.3.2.5 Caratteristiche di permeabilità

- **Permeabilità**

I valori del coefficiente di permeabilità, determinati dalle prove Lefranc in sito, sono riportati nella tabella seguente.

Tabella 7-39: Coefficiente di permeabilità.

	Unità C1	Unità C2	Unità D
k [m/s]	9.4E-6 ÷ 2.6E-5 [1.7E-5]	2.4E-5	n.d.

NOTE: n.d.: non sono disponibili determinazioni per l'unità in esame nella zona omogenea considerata.

Si segnala che per l'unità C2 è disponibile una sola determinazione.

7.4 Zona omogenea 3

La zona omogenea 3 si sviluppa dalla sponda in destra idrografica del Fiume Lambro (pk 11+700 circa) fino in prossimità del ponte sul Cavo Lorini-Marocco (pk 13+150 circa), ed è caratterizzata dalla netta predominanza, nei primi metri di profondità, di litotipi prevalentemente incoerenti.

Al di sotto di un primo strato di spessore metrico di terreni di riporto e colture vegetale, si osserva la presenza di un'unità di sabbie mediamente addensate (unità C1) fino alla profondità media di circa 20 metri, che ingloba al suo interno sporadiche lenti di spessore metrico e limitata continuità laterale di materiali coesivi (unità A e B) e ghiaie sabbiose (unità D).

La soggiacenza della falda si attesta su valori compresi tra 3 e 4 metri dal piano campagna, con tendenza ad approfondirsi verso il tratto iniziale della zona omogenea in conseguenza dell'azione drenante del Fiume Lambro.

Nel seguito vengono riportati, per le diverse unità litostratigrafiche presenti:

- le caratteristiche fisiche;
- lo stato attuale delle unità litostratigrafiche individuate;
- i parametri di resistenza al taglio;
- i parametri di deformabilità;
- le caratteristiche di consolidazione;
- i coefficienti di permeabilità.

I grafici delle grandezze suddette sono riportati in Appendice 3.

Per le diverse grandezze sono riportati i valori desumibili dalle indagini disponibili e dalla loro interpretazione.

In assenza di tali valori nei prospetti seguenti è necessario riferirsi o ai valori determinati per altre zone omogenee o ai riferimenti riportati nel capitolo 6; il riepilogo dei parametri geotecnici per la zona omogenea 1 è riportato nel paragrafo 8.3.

7.4.1 Terreni coesivi – Unità A e B2

7.4.1.1 Proprietà fisiche

- **Composizione granulometrica**

Sulla base dei risultati delle analisi granulometriche eseguite sui campioni di materiale prelevati, si sono ottenute le percentuali in peso riportate nella tabella seguente, corrispondenti alle frazioni granulometriche secondo il sistema di classificazione A.G.I..

Tabella 7-40: Composizione granulometrica.

	Unità A	Unità B2
Ghiaia [%]	0 ÷ 1 [0]	4 ÷ 5 [5]
Sabbia [%]	5 ÷ 54 [22]	30 ÷ 86 [55]
Limo ed argilla [%]	46 ÷ 95 [78]	9 ÷ 66 [40]

NOTE: fra parentesi sono riportati i valori medi.

- **Peso di volume del terreno**

Con riferimento alle prove di laboratorio eseguite sui campioni prelevati si sono determinati per le varie unità stratigrafiche i valori del peso di volume naturale riassunti nella seguente tabella.

Tabella 7-41: Peso di volume del terreno.

	Unità A	Unità B2
γ [kN/m ³]	17.4 ÷ 18.8 [18.2]	16.6 ÷ 19.0 [17.7]

NOTE: fra parentesi sono riportati i valori medi.

- **Contenuto d'acqua e limiti di consistenza**

Nella tabella seguente, sono riportati i risultati delle prove di laboratorio in termini di umidità naturale e caratteristiche di plasticità.

Tabella 7-42: Umidità naturale, limite plastico, limite liquido e indice plastico.

	Unità A	Unità B2
w [%]	21.0 ÷ 34.3 [30.0]	20.0 ÷ 28.0 [25.3]
LL [%]	20.0 ÷ 40.5 [32.6]	35.3
LP [%]	18.1 ÷ 23.5 [20.5]	23.3
IP [%]	12.6 ÷ 15.7 [13.9]	12.0

NOTE: fra parentesi sono riportati i valori medi.

Per l'unità B2 è disponibile una sola determinazione dei limiti di consistenza.

Sulla base di tali dati e con riferimento alla Carta di Plasticità di Casagrande:

- i materiali appartenenti all'unità A possono essere classificati come "argille inorganiche di plasticità da bassa a media";
- l'unica determinazione delle caratteristiche di plasticità per un campione appartenente alla unità B2 consente di classificarlo come "argilla inorganica di plasticità da bassa a media".

- **Grado di saturazione**

Nella tabella seguente, sono riportati i risultati delle prove di laboratorio in termini di grado di saturazione del terreno.

Tabella 7-43: Grado di saturazione.

	Unità A	Unità B2
S_r [%]	83.7 ÷ 99.3 [94.0]	n.d.

NOTE: "z" rappresenta la profondità espressa in metri.
n.d.: non sono disponibili determinazioni per l'unità in esame nella zona omogenea considerata.

- **Indice dei vuoti**

Nella tabella seguente, sono riportati i risultati delle prove di laboratorio in termini di indice dei vuoti dei campioni.

Tabella 7-44: Indice dei vuoti.

	Unità A	Unità B2
e_0 [%]	0.66 ÷ 0.95 [0.85]	n.d.

NOTE: n.d.: non sono disponibili determinazioni per l'unità in esame nella zona omogenea considerata.

7.4.1.2 Stato attuale delle unità litostratigrafiche individuate

- **Classificazione di Burland**

In zona omogenea 3 si ha un numero di dati limitato in termini di indice dei vuoti iniziale e , di conseguenza, di indice dei vuoti normalizzato.

La rappresentazione dello stato iniziale dei materiali a comportamento prevalentemente coesivo nel piano di Burland $I_v - \log \sigma'_{v0}$ fornisce i seguenti risultati:

- *unità A*: sono disponibili due dati che indicano un terreno strutturato con $LL < 40\%$.

- **Grado di sovraconsolidazione e pressioni di preconsolidazione**

Nel seguito sono riportati i valori del grado di sovraconsolidazione ricavato in funzione del valore di coesione non drenata:

- dalle prove speditive sui campioni di laboratorio (Pocket Penetrometer e Vane Test);
- dalle prove di laboratorio triassiali non consolidate e non drenate (TxUU);
- dalle prove edometriche (EDO).

Sulla base dei risultati delle prove edometriche viene definito:

- terreni strutturati:
 - grado di sovraconsolidazione fittizio OCR*;
 - tensione in corrispondenza della quale si innescano deformazioni irreversibili viscoplastiche σ'_{vy} .

Tabella 7-45: OCR da Pocket Penetrometer e Vane Test.

	Unità A	Unità B2
OCR [-]	> 2	n.d.

NOTE: n.d.: non sono disponibili determinazioni per l'unità in esame nella zona omogenea considerata.

Tabella 7-46: OCR da prove di laboratorio TxUU.

	Unità A	Unità B2
OCR [-]	> 3.9	n.d.

NOTE: n.d.: non sono disponibili determinazioni per l'unità in esame nella zona omogenea considerata.

Tabella 7-47: Terreni strutturati – OCR* e σ'_{vy} da prove di laboratorio EDO.

	Unità A
OCR* [-]	A circa 18.0 m: > 1
σ'_{vy} [kPa]	A circa 18.0 m: 250 – 330

7.4.1.3 Parametri di resistenza al taglio

- **Condizioni non drenate**

Sulla base dei valori della coesione non drenata C_u ricavati:

- dalle prove speditive sulle carote dei sondaggi (Pocket Penetrometer e Vane Test);
- dalle prove di laboratorio triassiali non consolidate e non drenate (TxUU);
- dall'interpretazione delle prove SPT;

è possibile determinare il seguente andamento di tale parametro.

Tabella 7-48: Coesione non drenata.

	Unità A	Unità B2
C_u [kPa]	80 ÷ 120	15 ÷ 25

- **Condizioni drenate**

La valutazione dei parametri di resistenza al taglio in condizioni drenate in termini di resistenze di picco è stata effettuata con riferimento a prove di taglio diretto (tre prove per l'unità A ed una per l'unità B2).

Tabella 7-49: Parametri di resistenza al taglio.

	Unità A	Unità B2
c' [kPa]	10	7
φ' [°]	26	28

7.4.1.4 Caratteristiche di deformabilità

- **Moduli elastici iniziali**

I moduli di taglio iniziali G_{01} valutati in base all'interpretazione:

- delle prove SPT;
- delle indagini geofisiche condotte in corrispondenza del ponte sul fiume Lambro (MASW 01 e Cross Hole ML7);

sono riportati nella tabella seguente.

In particolare, tali moduli sono stati ottenuti sulla base delle velocità di propagazione delle onde di taglio ottenute dall'interpretazione delle prove SPT e dalle indagini geofisiche condotte. (Appendice 3).

Tabella 7-50: Moduli di taglio iniziali.

	Unità A	Unità B2
G_{01} [kPa]	Da 9.0 a 16.0 m: $18570 + 4750 z$	30000

NOTE: "z" rappresenta la profondità espressa in metri.

Si segnala che per quanto concerne l'unità B2 è disponibile per la zona omogenea 3 una unica determinazione del valore di SPT e, di conseguenza, del valore del modulo di taglio iniziale.

- **Parametri di deformabilità operativi**

I parametri di deformabilità operativi, da utilizzare per analisi di cedimenti di fondazioni e di rilevati con metodi convenzionali, possono essere desunti dai risultati delle prove edometriche in termini di modulo edometrico.

Tali valori sono riportati nella tabella seguente.

Tabella 7-51: Moduli edometrici.

	Unità A	Unità B2
M [kPa]	24400	n.d.

NOTE: n.d.: non sono disponibili determinazioni per l'unità in esame nella zona omogenea considerata.

7.4.1.5 Caratteristiche di consolidazione e permeabilità

- **Consolidazione primaria**

I valori del coefficiente di consolidazione primaria verticale, determinati dalle prove edometriche, sono riportati nella tabella seguente.

Tabella 7-52: Coefficiente di consolidazione primaria.

	Unità A	Unità B2
C_v [m ² /s]	3.10E-7	n.d.

NOTE: n.d.: non sono disponibili determinazioni per l'unità in esame nella zona omogenea considerata.

Per quanto concerne l'unità A è disponibile per la zona omogenea 3 una unica determinazione del valore di C_v .

- **Consolidazione secondaria**

Non sono disponibili determinazioni per l'unità in esame nella zona omogenea considerata del coefficiente di consolidazione secondaria $C_{\alpha E}$.

- **Permeabilità**

I valori del coefficiente di permeabilità, determinati dalle prove edometriche, sono riportati nella tabella seguente.

Tabella 7-53: Coefficiente di permeabilità.

	Unità A	Unità B2
k [m/s]	1.4E-10	n.d.

NOTE: n.d.: non sono disponibili determinazioni per l'unità in esame nella zona omogenea considerata.

Per quanto concerne l'unità A è disponibile per la zona omogenea 3 una unica determinazione del valore di k_v .

7.4.2 Terreni incoerenti – Unità C1, C2 e D

7.4.2.1 Proprietà fisiche

- **Composizione granulometrica**

Sulla base dei risultati delle analisi granulometriche eseguite sui campioni di materiale prelevati, si sono ottenute le percentuali in peso riportate nella tabella seguente, corrispondenti alle frazioni granulometriche secondo il sistema di classificazione A.G.I..

Tabella 7-54: Composizione granulometrica.

	Unità C1	Unità C2	Unità D
Ghiaia [%]	0 ÷ 17 [5]	0 ÷ 62 [17]	7 ÷ 78 [54]
Sabbia [%]	46 ÷ 92 [73]	26 ÷ 89 [66]	17 ÷ 61 [36]
Limo ed argilla [%]	3 ÷ 43 [21]	4 ÷ 41 [17]	4 ÷ 32 [10]

NOTE: fra parentesi sono riportati i valori medi.

- **Peso di volume del terreno**

Non sono disponibili indagini per la determinazione del peso di volume naturale.

- **Contenuto d'acqua**

Non sono disponibili indagini per la determinazione dell'umidità naturale.

- **Grado di saturazione**

Non sono disponibili indagini per la determinazione del grado di saturazione del terreno.

- **Indice dei vuoti**

Non sono disponibili indagini per la determinazione dell'indice dei vuoti dei campioni.

7.4.2.2 Stato attuale delle unità litostratigrafiche individuate

- **Densità relativa**

Relativamente alle unità stratigrafiche incoerenti, il valore della densità relativa è riportato nella tabella seguente.

Tabella 7-55: Densità relativa.

	Unità C1	Unità C2	Unità D
D_r [%]	22 ÷ 82 [50]	50 ÷ 92 [74].	Fino a 8.0 m: 31 ÷ 46 [38] A 30.0 m: 50 ÷ 80 [70].

NOTE: fra parentesi sono riportati i valori medi.

7.4.2.3 Parametri di resistenza al taglio

La resistenza al taglio in termini di angolo di attrito di picco (ϕ') ed a volume costante (ϕ'_{cv}), determinata per le unità C1, C2 e D sulla base dei risultati delle prove SPT, è riportata nella tabella seguente.

Tabella 7-56: Parametri di resistenza al taglio.

	Unità C1	Unità C2	Unità D
φ' [°]	36 ÷ 41	39 ÷ 43	40 ÷ 42
φ'_{cv} [°]	32 ÷ 34	32 ÷ 35	32 ÷ 38

Ai fini dell'individuazione dei parametri di calcolo si fa riferimento all'angolo di attrito a volume costante secondo Bolton.

7.4.2.4 Caratteristiche di deformabilità

- **Moduli elastici iniziali**

I moduli di taglio iniziali G_{01} valutati in base all'interpretazione:

- delle prove SPT;
- delle indagini geofisiche condotte in corrispondenza del ponte sul fiume Lambro (MASW 01 e Cross Hole ML7);

sono riportati nella tabella seguente.

In particolare, tali moduli sono stati ottenuti sulla base delle velocità di propagazione delle onde di taglio ottenute dall'interpretazione delle prove SPT e dalle indagini geofisiche condotte. (Appendice 3).

Tabella 7-57: Moduli di taglio iniziali.

	Unità C1	Unità C2	Unità D
G_{01} [kPa]	5380 z + 13740	Fino a 15.0 m: 5740 z + 21170 Oltre 25.0 m: 3550 z + 71880	5240 z + 59600

NOTE: "z" rappresenta la profondità espressa in metri.

- **Parametri di deformabilità operativi**

I moduli di Young operativi (E_{op1}), da utilizzare per analisi di spostamento di fondazioni e opere di sostegno con metodi elastici, sono dell'ordine di $(1/3 \div 1/5) E_0$.

I parametri di deformabilità operativi, da utilizzare per analisi di cedimenti di fondazioni e di rilevati sono dell'ordine di $1/10 E_0$.

7.4.2.5 Caratteristiche di permeabilità

- **Permeabilità**

I valori del coefficiente di permeabilità, determinati dalle prove Lefranc in sito, sono riportati nella tabella seguente.

Tabella 7-58: Coefficiente di permeabilità.

	Unità C1	Unità C2	Unità D
k [m/s]	5.5E-5 ÷ 1.2E-4 [9.0E-5]	n.d.	8.5E-5 ÷ 3.7E-4 [2.3E-4]

NOTE: n.d.: non sono disponibili determinazioni per l'unità in esame nella zona omogenea considerata.

7.5 Zona omogenea 4

La zona omogenea 4 si sviluppa a partire dal ponte sul Cavo Lorini-Marocco (pk 13+150 circa) fino in prossimità dell'area di servizio San Zenone est-ovest (pk 15+300 circa), ed è caratterizzata dalla predominanza, nei primi metri di profondità, di litotipi prevalentemente incoerenti. Al di sotto di un primo strato di spessore metrico di terreni di riporto e coltre vegetale, si osserva la presenza di terreni coesivi (unità A e B) fino alla profondità di circa 5÷10 metri, variamente intercalati con lenti di spessore metrico e limitata continuità laterale di sabbie mediamente addensate (unità C1).

Oltre i 10 metri, e fino a 30 metri di profondità, si rinviene un'unità di sabbie mediamente addensate (unità C1) che ingloba al suo interno sporadiche lenti di spessore metrico e limitata continuità laterale di materiali coesivi (unità A e B). Nel primo tratto della zona omogenea è presente, tra 30 e 35 metri di profondità, un banco di ghiaia sabbiosa (unità D) che tende a chiudersi in prossimità della pk 14+400, lasciando il posto alle sabbie e sabbie ghiaiose da addensate a molto addensate dell'unità C2, riconosciute fino alle massime profondità indagate (50 m). Nel primo tratto della zona omogenea, quest'ultima unità risulta intercalata da spessori di 5m circa di limi argillosi (unità B) e sabbie mediamente addensate (unità C1).

Il livello di falda non presenta variazioni importanti, e la soggiacenza si mantiene su valori compresi tra 2,5 e 4 metri dal piano campagna.

Nel seguito vengono riportati, per le diverse unità litostratigrafiche presenti:

- le caratteristiche fisiche;
- lo stato attuale delle unità litostratigrafiche individuate;
- i parametri di resistenza al taglio;
- i parametri di deformabilità;
- le caratteristiche di consolidazione;
- i coefficienti di permeabilità.

I grafici delle grandezze suddette sono riportati in Appendice 4.

Per le diverse grandezze sono riportati i valori desumibili dalle indagini disponibili e dalla loro interpretazione.

In assenza di tali valori nei prospetti seguenti è necessario riferirsi o ai valori determinati per altre zone omogenee o ai riferimenti riportati nel capitolo 6; il riepilogo dei parametri geotecnici per la zona omogenea 4 è riportato nel paragrafo 8.4.

7.5.1 Terreni coesivi – Unità A e B2

7.5.1.1 Proprietà fisiche

- **Composizione granulometrica**

Sulla base dei risultati delle analisi granulometriche eseguite sui campioni di materiale prelevati, si sono ottenute le percentuali in peso riportate nella tabella seguente, corrispondenti alle frazioni granulometriche secondo il sistema di classificazione A.G.I..

Tabella 7-59: Composizione granulometrica.

	Unità A	Unità B2
Ghiaia [%]	0 ÷ 2 [0]	0 ÷ 27 [7]
Sabbia [%]	7 ÷ 22 [13]	5 ÷ 75 [46]
Limo ed argilla [%]	78 ÷ 93 [87]	12 ÷ 95 [47]

NOTE: fra parentesi sono riportati i valori medi.

- **Peso di volume del terreno**

Con riferimento alle prove di laboratorio eseguite sui campioni prelevati si sono determinati per le varie unità stratigrafiche i valori del peso di volume naturale riassunti nella seguente tabella.

Tabella 7-60: Peso di volume del terreno.

	Unità A	Unità B2
γ [kN/m ³]	19.0	n.d.

NOTE: n.d.: non sono disponibili determinazioni per l'unità in esame nella zona omogenea considerata.

Per l'unità A è disponibile una unica determinazione.

- **Contenuto d'acqua e limiti di consistenza**

Nella tabella seguente, sono riportati i risultati delle prove di laboratorio in termini di umidità naturale e caratteristiche di plasticità.

Tabella 7-61: Umidità naturale, limite plastico, limite liquido e indice plastico.

	Unità A	Unità B2
w [%]	30.5	n.d.
LL [%]	23.8 ÷ 30.6 [27.8]	n.d.
LP [%]	n.d.	n.d.
IP [%]	n.d.	n.d.

NOTE: fra parentesi sono riportati i valori medi.
 n.d.: non sono disponibili determinazioni per l'unità in esame nella zona omogenea considerata.

Data la mancanza di risultati in termini di indice plastico non è possibile l'analisi dei terreni mediante la Carta di Plasticità di Casagrande.

- **Grado di saturazione**

Nella tabella seguente, sono riportati i risultati delle prove di laboratorio in termini di grado di saturazione del terreno.

Tabella 7-62: Grado di saturazione.

	Unità A	Unità B2
S_r [%]	99.2	n.d.

NOTE: n.d.: non sono disponibili determinazioni per l'unità in esame nella zona omogenea considerata.

Per l'unità A è disponibile una unica determinazione.

- **Indice dei vuoti**

Nella tabella seguente, sono riportati i risultati delle prove di laboratorio in termini di indice dei vuoti dei campioni.

Tabella 7-63: Indice dei vuoti.

	Unità A	Unità B2
e_0 [%]	0.83	n.d.

NOTE: n.d.: non sono disponibili determinazioni per l'unità in esame nella zona omogenea considerata.

Per l'unità A è disponibile una unica determinazione.

7.5.1.2 Stato attuale delle unità litostratigrafiche individuate

- **Classificazione di Burland**

In zona omogenea 4 si ha un numero di dati molto limitato in termini di indice dei vuoti iniziale e , di conseguenza, di indice dei vuoti normalizzato.

La rappresentazione dello stato iniziale dei materiali a comportamento prevalentemente coesivo nel piano di Burland $I_v - \log \sigma'_{v0}$ fornisce i seguenti risultati:

- *unità A*: è disponibile un unico dato che individua un terreno strutturato per $LL = 29\%$.

- **Grado di sovraconsolidazione e pressioni di preconsolidazione**

Nel seguito sono riportati i valori del grado di sovraconsolidazione ricavato in funzione del valore di coesione non drenata:

- dalle prove speditive sulle carote dei sondaggi e sui campioni di laboratorio (Pocket Penetrometer e Vane Test);
- dalle prove di laboratorio triassiali non consolidate e non drenate (TxUU);
- dalle prove edometriche (EDO).

L'unica prova edometrica disponibile è relativa ad un campione di cui non è possibile effettuare la classificazione secondo Burland per mancanza di input; in tal caso il terreno verrà considerato sovraconsolidato e verranno definiti:

- grado di sovraconsolidazione OCR;
- pressione di preconsolidazione σ'_p .

Tabella 7-64: OCR da Pocket Penetrometer e Vane Test.

	Unità A	Unità B2
OCR [-]	A 5.0 m: > 6 A 6.0 m: 1	A 3.0 m: > 9 A 5.0 m: 1

Tabella 7-65: OCR da prove di laboratorio TxUU.

	Unità A	Unità B2
OCR [-]	A 5.0 m: > 8	n.d.

NOTE: n.d.: non sono disponibili determinazioni per l'unità in esame nella zona omogenea considerata.

Tabella 7-66: OCR e σ'_p da prove di laboratorio EDO.

	Unità A
OCR [-]	A 6.0 m: 3.5
σ'_p [kPa]	A 6.0 m: 400

7.5.1.3 Parametri di resistenza al taglio

- **Condizioni non drenate**

Sulla base dei valori della coesione non drenata C_u ricavati:

- dalle prove speditive sulle carote dei sondaggi e sui campioni di laboratorio (Pocket Penetrometer e Vane Test);
- dalle prove di laboratorio triassiali non consolidate e non drenate (TxUU);
- dall'interpretazione delle prove SPT e CPT;

è possibile determinare il seguente andamento di tale parametro.

Tabella 7-67: Coesione non drenata.

	Unità A	Unità B2
C_u [kPa]	30 ÷ 70	30 ÷ 60

- **Condizioni drenate**

La valutazione dei parametri di resistenza al taglio in condizioni drenate in termini di resistenze di picco è stata effettuata con riferimento a prove di taglio diretto (una prova per l'unità A).

Tabella 7-68: Parametri di resistenza al taglio.

	Unità A	Unità B2
c' [kPa]	8.3	n.d.
φ' [°]	28.5	n.d.

NOTE: n.d.: non sono disponibili determinazioni per l'unità in esame nella zona omogenea considerata.

7.5.1.4 Caratteristiche di deformabilità

- **Moduli elastici iniziali**

I moduli di taglio iniziali G_{01} valutati in base all'interpretazione:

- delle prove SPT;
- delle prove CPT;

sono riportati nella tabella seguente.

In particolare:

- prove SPT: i moduli sono stati ottenuti sulla base delle velocità di propagazione delle onde di taglio ottenute dall'interpretazione delle prove SPT (Appendice 4);
- prove CPT: i moduli sono stati ottenuti sulla base delle correlazioni riportate nel capitolo 6.

Tabella 7-69: Moduli di taglio iniziali.

	Unità A	Unità B2
G_{01} [kPa]	$30000 + 14200 \ln(z)$	$30000 + 2250 z$

NOTE: "z" rappresenta la profondità espressa in metri.

- **Parametri di deformabilità operativi**

I parametri di deformabilità operativi, da utilizzare per analisi di cedimenti di fondazioni e di rilevati con metodi convenzionali, possono essere desunti:

- dai risultati delle prove edometriche in termini di modulo edometrico;
- dall'interpretazione delle prove CPT.

Tali valori sono riportati nella tabella seguente.

Tabella 7-70: Moduli edometrici.

	Unità A	Unità B2
M [kPa]	7000	5000 + 2500 z

NOTE: "z" rappresenta la profondità espressa in metri.

7.5.1.5 Caratteristiche di consolidazione e permeabilità

- **Consolidazione primaria**

I valori del coefficiente di consolidazione primaria verticale, determinati dalle prove edometriche, sono riportati nella tabella seguente.

Tabella 7-71: Coefficiente di consolidazione primaria.

	Unità A	Unità B2
C_v [m ² /s]	4.80E-6	n.d.

NOTE: n.d.: non sono disponibili determinazioni per l'unità in esame nella zona omogenea considerata.

Per quanto concerne l'unità A è disponibile per la zona omogenea 4 una unica determinazione del valore di C_v .

- **Consolidazione secondaria**

I valori del coefficiente di consolidazione secondaria, determinati dalle prove edometriche, sono riportati nella tabella seguente.

Tabella 7-72: Coefficiente di consolidazione secondaria.

	Unità A	Unità B2
$C_{\alpha\varepsilon}$ [-]	0.001	n.d.

NOTE: n.d.: non sono disponibili determinazioni per l'unità in esame nella zona omogenea considerata.

Per quanto concerne l'unità A è disponibile per la zona omogenea 4 una unica determinazione del valore di $C_{\alpha\varepsilon}$.

- **Permeabilità**

I valori del coefficiente di permeabilità, determinati dalle prove edometriche, sono riportati nella tabella seguente.

Tabella 7-73: Coefficiente di permeabilità.

	Unità A	Unità B2
k [m/s]	1.4E-8	n.d.

NOTE: n.d.: non sono disponibili determinazioni per l'unità in esame nella zona omogenea considerata.

Per quanto concerne l'unità A è disponibile per la zona omogenea 4 una unica determinazione del valore di k_v .

7.5.2 Terreni incoerenti – Unità C1, C2 e D

7.5.2.1 Proprietà fisiche

- **Composizione granulometrica**

Sulla base dei risultati delle analisi granulometriche eseguite sui campioni di materiale prelevati, si sono ottenute le percentuali in peso riportate nella tabella seguente, corrispondenti alle frazioni granulometriche secondo il sistema di classificazione A.G.I..

Tabella 7-74: Composizione granulometrica.

	Unità C1	Unità C2	Unità D
Ghiaia [%]	0 ÷ 56 [14]	0 ÷ 24 [11]	42 ÷ 62 [51]
Sabbia [%]	30 ÷ 96 [70]	48 ÷ 91 [73]	22 ÷ 49 [37]
Limo ed argilla [%]	0 ÷ 66 [16]	5 ÷ 32 [16]	6 ÷ 16 [12]

NOTE: fra parentesi sono riportati i valori medi.

- **Peso di volume del terreno**

Con riferimento alle prove di laboratorio eseguite sui campioni prelevati si sono determinati per le varie unità stratigrafiche i valori del peso di volume naturale riassunti nella seguente tabella.

Tabella 7-75: Peso di volume del terreno.

	Unità C1	Unità C2	Unità D
γ [kN/m ³]	16.6 ÷ 20.6 [18.7]	n.d.	n.d.

NOTE: fra parentesi sono riportati i valori medi.

n.d.: non sono disponibili determinazioni per l'unità in esame nella zona omogenea considerata.

- **Contenuto d'acqua**

Nella tabella seguente, sono riportati i risultati delle prove di laboratorio in termini di umidità naturale.

Tabella 7-76: Umidità naturale.

	Unità C1	Unità C2	Unità D
w [%]	12.0 ÷ 28.0 [21.2]	n.d.	n.d.

NOTE: fra parentesi sono riportati i valori medi.

n.d.: non sono disponibili determinazioni per l'unità in esame nella zona omogenea considerata.

- **Grado di saturazione**

Non sono disponibili indagini per la determinazione del grado di saturazione del terreno.

- **Indice dei vuoti**

Non sono disponibili indagini per la determinazione dell'indice dei vuoti dei campioni.

7.5.2.2 Stato attuale delle unità litostratigrafiche individuate

- **Densità relativa**

Relativamente alle unità stratigrafiche incoerenti, il valore della densità relativa è riportato nella tabella seguente.

Tabella 7-77: Densità relativa.

	Unità C1	Unità C2	Unità D
D _r [%]	30 ÷ 70 [50]	65 ÷ 95 [80].	40 ÷ 70 [57]

NOTE: fra parentesi sono riportati i valori medi.

7.5.2.3 Parametri di resistenza al taglio

La resistenza al taglio in termini di angolo di attrito di picco (ϕ') ed a volume costante (ϕ'_{cv}), determinata per le unità C1, C2 e D sulla base dei risultati delle prove SPT, è riportata nella tabella seguente.

Tabella 7-78: Parametri di resistenza al taglio.

	Unità C1	Unità C2	Unità D
ϕ' [°]	34 ÷ 41	38 ÷ 44	41 ÷ 44
ϕ'_{cv} [°]	31 ÷ 36	31 ÷ 35	33 ÷ 38

NOTE: n.d.: non sono disponibili determinazioni per l'unità in esame nella zona omogenea considerata.

Ai fini dell'individuazione dei parametri di calcolo si fa riferimento all'angolo di attrito a volume costante secondo Bolton.

La valutazione dei parametri di resistenza al taglio in termini di resistenze di picco è stata effettuata per l'unità C1 anche con riferimento alla prova di taglio diretto disponibile.

Tabella 7-79: Parametri di resistenza al taglio.

	Unità C1
c' [kPa]	6
ϕ' [°]	28

7.5.2.4 Caratteristiche di deformabilità

- **Moduli elastici iniziali**

I moduli di taglio iniziali G_{01} valutati in base all'interpretazione:

- delle prove SPT;
- delle prove CPT;

sono riportati nella tabella seguente.

In particolare:

- prove SPT: i moduli sono stati ottenuti sulla base delle velocità di propagazione delle onde di taglio ottenute dall'interpretazione delle prove SPT (Appendice 4);
- prove CPT: i moduli sono stati ottenuti sulla base delle correlazioni riportate nel capitolo 6.

Tabella 7-80: Moduli di taglio iniziali.

	Unità C1	Unità C2	Unità D
G_{01} [kPa]	$32485 + 23620 \ln(z)$	$81164 \ln(z) - 88374$	$8700 z + 12500$

NOTE: "z" rappresenta la profondità espressa in metri.

- **Parametri di deformabilità operativi**

I moduli di Young operativi (E_{op1}), da utilizzare per analisi di spostamento di fondazioni e opere di sostegno con metodi elastici, sono dell'ordine di $(1/3 \div 1/5) E_0$

I parametri di deformabilità operativi, da utilizzare per analisi di cedimenti di fondazioni e di rilevati sono dell'ordine di $1/10 E_0$.

7.5.2.5 Caratteristiche di permeabilità

- **Permeabilità**

I valori del coefficiente di permeabilità, determinati dalle prove Lefranc in sito (una per l'unità C1 ed una per la C2), sono riportati nella tabella seguente.

Tabella 7-81: Coefficiente di permeabilità.

	Unità C1	Unità C2	Unità D
k [m/s]	1.6E-4	8.0E-6	n.d.

NOTE: n.d.: non sono disponibili determinazioni per l'unità in esame nella zona omogenea considerata.

Per l'unità C1 e C2 sono presenti una sola determinazione del parametro in esame.

7.6 Zona omogenea 5

La zona omogenea 5 si sviluppa a partire dall'area di servizio San Zenone est-ovest (pk 15+300 circa) fino alla pk 16+900 circa, ed è caratterizzata dalla predominanza, nei primi metri di profondità, di litotipi prevalentemente incoerenti.

Al di sotto di un primo strato di spessore metrico di terreni di riporto e coltre vegetale, si osserva la presenza di un'unità di sabbie generalmente mediamente addensate (unità C1) fino alla profondità media di circa 20 metri, intercalata a due livelli di spessore metrico e buona continuità laterale di argille limose (unità A), ben riconoscibili alle profondità di circa 5 e 15 metri dal piano campagna; sono inoltre presenti sporadiche e discontinue lenti di spessore metrico di limi argillosi (unità B) e ghiaie sabbiose (unità D).

Oltre i 20 metri, e fino alle massime profondità indagate (26 m), si rinvengono intercalazioni di sabbie e sabbie ghiaiose da addensate a molto addensate (unità C2) con sabbie generalmente mediamente addensate (unità C1).

Il livello di falda non presenta variazioni importanti, e la soggiacenza si mantiene su valori compresi tra 4 e 5 metri dal piano campagna.

Nel seguito vengono riportati, per le diverse unità litostratigrafiche presenti:

- le caratteristiche fisiche;
- lo stato attuale delle unità litostratigrafiche individuate;
- i parametri di resistenza al taglio;
- i parametri di deformabilità;
- le caratteristiche di consolidazione;
- i coefficienti di permeabilità.

I grafici delle grandezze suddette sono riportati in Appendice 5.

Per le diverse grandezze sono riportati i valori desumibili dalle indagini disponibili e dalla loro interpretazione.

In assenza di tali valori nei prospetti seguenti è necessario riferirsi o ai valori determinati per altre zone omogenee o ai riferimenti riportati nel capitolo 6; il riepilogo dei parametri geotecnici per la zona omogenea 1 è riportato nel paragrafo 8.5.

7.6.1 Terreni coesivi – Unità A e B2

7.6.1.1 Proprietà fisiche

- **Composizione granulometrica**

Sulla base dei risultati delle analisi granulometriche eseguite sui campioni di materiale prelevati, si sono ottenute le percentuali in peso riportate nella tabella seguente, corrispondenti alle frazioni granulometriche secondo il sistema di classificazione A.G.I..

Tabella 7-82: Composizione granulometrica.

	Unità A	Unità B2
Ghiaia [%]	0 ÷ 9 [2]	n.d.
Sabbia [%]	0 ÷ 52 [26]	n.d.
Limo ed argilla [%]	48 ÷ 100 [72]	n.d.

NOTE: fra parentesi sono riportati i valori medi.

n.d.: non sono disponibili determinazioni per l'unità in esame nella zona omogenea considerata.

- **Peso di volume del terreno**

Con riferimento alle prove di laboratorio eseguite sui campioni prelevati si sono determinati per le varie unità stratigrafiche i valori del peso di volume naturale riassunti nella seguente tabella.

Tabella 7-83: Peso di volume del terreno.

	Unità A	Unità B2
γ [kN/m ³]	18.1 ÷ 19.5 [18.8]	n.d.

NOTE: fra parentesi sono riportati i valori medi.

n.d.: non sono disponibili determinazioni per l'unità in esame nella zona omogenea considerata.

- **Contenuto d'acqua e limiti di consistenza**

Nella tabella seguente, sono riportati i risultati delle prove di laboratorio in termini di umidità naturale e caratteristiche di plasticità.

Tabella 7-84: Umidità naturale, limite plastico, limite liquido e indice plastico.

	Unità A	Unità B2
w [%]	25.9 ÷ 39.4 [32.0]	n.d.
LL [%]	29.0 ÷ 55.8 [45.6]	n.d.
LP [%]	13.7 ÷ 26.2 [20.1]	n.d.
IP [%]	15.3 ÷ 35.5 [25.5]	n.d.

NOTE: fra parentesi sono riportati i valori medi.

n.d.: non sono disponibili determinazioni per l'unità in esame nella zona omogenea considerata.

Sulla base di tali dati e con riferimento alla Carta di Plasticità di Casagrande:

- i materiali appartenenti all'unità A possono essere classificati principalmente come "argille inorganiche di alta plasticità".

- **Grado di saturazione**

Nella tabella seguente, sono riportati i risultati delle prove di laboratorio in termini di grado di saturazione del terreno.

Tabella 7-85: Grado di saturazione.

	Unità A	Unità B2
S_r [%]	95 ÷ 98 [96]	n.d.

NOTE: fra parentesi sono riportati i valori medi.

n.d.: non sono disponibili determinazioni per l'unità in esame nella zona omogenea considerata.

- **Indice dei vuoti**

Nella tabella seguente, sono riportati i risultati delle prove di laboratorio in termini di indice dei vuoti dei campioni.

Tabella 7-86: Indice dei vuoti.

	Unità A	Unità B2
e_0 [%]	0.71 ÷ 0.96 [0.84]	n.d.

NOTE: fra parentesi sono riportati i valori medi.

n.d.: non sono disponibili determinazioni per l'unità in esame nella zona omogenea considerata.

7.6.1.2 Stato attuale delle unità litostratigrafiche individuate

- **Classificazione di Burland**

In zona omogenea 5 si ha un numero di dati molto limitato in termini di indice dei vuoti iniziale e , di conseguenza, di indice dei vuoti normalizzato e di limiti di consistenza.

La rappresentazione dello stato iniziale dei materiali a comportamento prevalentemente coesivo nel piano di Burland $I_v - \log \sigma'_{v0}$ fornisce i seguenti risultati:

- *unità A*: è disponibile un unico dato che individua un terreno sovraconsolidato per $LL = 56\%$.

- **Grado di sovraconsolidazione e pressioni di preconsolidazione**

Nel seguito sono riportati i valori del grado di sovraconsolidazione ricavato in funzione del valore di coesione non drenata:

- dalle prove speditive sulle carote dei sondaggi e sui campioni di laboratorio (Pocket Penetrometer e Vane Test);
- dalle prove di laboratorio triassiali non consolidate e non drenate (TxUU).

Sono disponibili due prove edometriche relative a campioni di cui non è possibile effettuare la classificazione secondo Burland per mancanza di input; in tal caso il terreno verrà considerato sovraconsolidato e verranno definiti:

- grado di sovraconsolidazione OCR;
- pressione di preconsolidazione σ'_p .

Tabella 7-87: OCR da Pocket Penetrometer e Vane Test.

	Unità A	Unità B2
OCR [-]	A 2.5 m: > 13 A 4.5 m: 1	n.d.

NOTE: n.d.: non sono disponibili determinazioni per l'unità in esame nella zona omogenea considerata.

Tabella 7-88: OCR da prove di laboratorio TxUU.

	Unità A	Unità B2
OCR [-]	A 15.0 m: 1	n.d.

NOTE: n.d.: non sono disponibili determinazioni per l'unità in esame nella zona omogenea considerata.

Tabella 7-89: OCR e σ'_p da prove di laboratorio EDO.

	Unità A
OCR [-]	A 5.0 m: 3.3 A 15.0 m: 1.8
σ'_p [kPa]	A 5.0 m: 300 A 15.0 m: 320

7.6.1.3 Parametri di resistenza al taglio

- **Condizioni non drenate**

Sulla base dei valori della coesione non drenata C_u ricavati:

- dalle prove speditive sulle carote dei sondaggi e sui campioni di laboratorio (Pocket Penetrometer e Vane Test);
- dalle prove di laboratorio triassiali non consolidate e non drenate (TxUU);
- dall'interpretazione delle prove SPT e CPT;

è possibile determinare il seguente andamento di tale parametro.

Tabella 7-90: Coesione non drenata.

	Unità A	Unità B2
C_u [kPa]	50 ÷ 100	30 ÷ 70

- **Condizioni drenate**

La valutazione dei parametri di resistenza al taglio in condizioni drenate in termini di resistenze di picco è stata effettuata con riferimento a prove di taglio diretto (una prova per l'unità A).

Tabella 7-91: Parametri di resistenza al taglio.

	Unità A	Unità B2
c' [kPa]	7.5	n.d.
φ' [°]	26.6	n.d.

NOTE: n.d.: non sono disponibili determinazioni per l'unità in esame nella zona omogenea considerata.

7.6.1.4 Caratteristiche di deformabilità

- **Moduli elastici iniziali**

I moduli di taglio iniziali G_{01} valutati in base all'interpretazione delle prove SPT sono riportati nella tabella seguente.

In particolare, i moduli sono stati ottenuti sulla base delle velocità di propagazione delle onde di taglio ottenute dall'interpretazione delle prove SPT (Appendice 5).

Tabella 7-92: Moduli di taglio iniziali.

	Unità A	Unità B2
G_{01} [kPa]	42500	n.d.

NOTE: n.d.: non sono disponibili determinazioni per l'unità in esame nella zona omogenea considerata.

- **Parametri di deformabilità operativi**

I parametri di deformabilità operativi, da utilizzare per analisi di cedimenti di fondazioni e di rilevati con metodi convenzionali, possono essere desunti dai risultati delle prove edometriche in termini di modulo edometrico.

Tali valori sono riportati nella tabella seguente.

Tabella 7-93: Moduli edometrici.

	Unità A	Unità B2
M [kPa]	10000	n.d.

NOTE: n.d.: non sono disponibili determinazioni per l'unità in esame nella zona omogenea considerata.

7.6.1.5 Caratteristiche di consolidazione e permeabilità

- **Consolidazione primaria**

I valori del coefficiente di consolidazione primaria verticale, determinati dalle prove edometriche, sono riportati nella tabella seguente.

Tabella 7-94: Coefficiente di consolidazione primaria.

	Unità A	Unità B2
C_v [m ² /s]	1.70E-6 ÷ 7.50E-6 [4.60E-6]	n.d.

NOTE: fra parentesi sono riportati i valori medi.

n.d.: non sono disponibili determinazioni per l'unità in esame nella zona omogenea considerata.

- **Consolidazione secondaria**

I valori del coefficiente di consolidazione secondaria, determinati dalle prove edometriche, sono riportati nella tabella seguente.

Tabella 7-95: Coefficiente di consolidazione secondaria.

	Unità A	Unità B2
$C_{\alpha E}$ [-]	0.0008	n.d.

NOTE: n.d.: non sono disponibili determinazioni per l'unità in esame nella zona omogenea considerata.

- **Permeabilità**

I valori del coefficiente di permeabilità, determinati dalle prove edometriche, sono riportati nella tabella seguente.

Tabella 7-96: Coefficiente di permeabilità.

	Unità A	Unità B2
k [m/s]	1.7E-9 ÷ 6.9E-9 [4.3E-9]	n.d.

NOTE: fra parentesi sono riportati i valori medi.
 n.d.: non sono disponibili determinazioni per l'unità in esame nella zona omogenea considerata.

7.6.2 Terreni incoerenti – Unità C1, C2 e D

7.6.2.1 Proprietà fisiche

- **Composizione granulometrica**

Sulla base dei risultati delle analisi granulometriche eseguite sui campioni di materiale prelevati, si sono ottenute le percentuali in peso riportate nella tabella seguente, corrispondenti alle frazioni granulometriche secondo il sistema di classificazione A.G.I..

Tabella 7-97: Composizione granulometrica.

	Unità C1	Unità C2	Unità D
Ghiaia [%]	0 ÷ 29 [10]	n.d.	n.d.
Sabbia [%]	48 ÷ 98 [79]	n.d.	n.d.
Limo ed argilla [%]	1 ÷ 46 [11]	n.d.	n.d.

NOTE: fra parentesi sono riportati i valori medi.
 n.d.: non sono disponibili determinazioni per l'unità in esame nella zona omogenea considerata.

- **Peso di volume del terreno**

Non sono disponibili indagini per la determinazione di tale parametro.

- **Contenuto d'acqua**

Non sono disponibili indagini per la determinazione di tale parametro.

- **Grado di saturazione**

Non sono disponibili indagini per la determinazione di tale parametro.

- **Indice dei vuoti**

Non sono disponibili indagini per la determinazione di tale parametro.

7.6.2.2 Stato attuale delle unità litostratigrafiche individuate

- **Densità relativa**

Relativamente alle unità stratigrafiche incoerenti, il valore della densità relativa è riportato nella tabella seguente.

Tabella 7-98: Densità relativa.

	Unità C1	Unità C2	Unità D
D_r [%]	20 ÷ 60 [47]	n.d.	46 ÷ 60 [53]

NOTE: fra parentesi sono riportati i valori medi.

n.d.: non sono disponibili determinazioni per l'unità in esame nella zona omogenea considerata.

7.6.2.3 Parametri di resistenza al taglio

La resistenza al taglio in termini di angolo di attrito di picco (ϕ') ed a volume costante (ϕ'_{cv}), determinata per le unità C1 e D sulla base dei risultati delle prove SPT, è riportata nella tabella seguente.

Tabella 7-99: Parametri di resistenza al taglio.

	Unità C1	Unità C2	Unità D
φ' [°]	34 ÷ 38	n.d.	37 ÷ 38
φ'_{cv} [°]	31 ÷ 35	n.d.	32 ÷ 34

NOTE: n.d.: non sono disponibili determinazioni per l'unità in esame nella zona omogenea considerata.

Ai fini dell'individuazione dei parametri di calcolo si fa riferimento all'angolo di attrito a volume costante secondo Bolton.

7.6.2.4 Caratteristiche di deformabilità

- **Moduli elastici iniziali**

I moduli di taglio iniziali G_{01} valutati in base all'interpretazione delle prove SPT sono riportati nella tabella seguente.

In particolare i moduli sono stati ottenuti sulla base delle velocità di propagazione delle onde di taglio ottenute dall'interpretazione delle prove SPT (Appendice 5).

Tabella 7-100: Moduli di taglio iniziali.

	Unità C1	Unità C2	Unità D
G_{01} [kPa]	21400 + 5570 z	n.d.	75000

NOTE: "z" rappresenta la profondità espressa in metri.

n.d.: non sono disponibili determinazioni per l'unità in esame nella zona omogenea considerata.

- **Parametri di deformabilità operativi**

I moduli di Young operativi (E_{op1}), da utilizzare per analisi di spostamento di fondazioni e opere di sostegno con metodi elastici, sono dell'ordine di $(1/3 \div 1/5) E_o$.

I parametri di deformabilità operativi, da utilizzare per analisi di cedimenti di fondazioni e di rilevati sono dell'ordine di $1/10 E_0$.

7.6.2.5 Caratteristiche di permeabilità

- **Permeabilità**

I valori del coefficiente di permeabilità, determinati dalle prove Lefranc in sito (una per l'unità C1 ed una per la D), sono riportati nella tabella seguente.

Tabella 7-101: Coefficiente di permeabilità.

	Unità C1	Unità C2	Unità D
k [m/s]	5.0E-6	n.d.	1.8E-5

NOTE: n.d.: non sono disponibili determinazioni per l'unità in esame nella zona omogenea considerata.

7.7 Zona omogenea 6

La zona omogenea 6 si sviluppa a partire dalla pk 16+900 circa fino in prossimità del ponte sul cavo Sillaro (pk 18+350 circa), ed è caratterizzata dalla predominanza, nei primi metri di profondità, di litotipi prevalentemente incoerenti.

Al di sotto di un primo strato di spessore metrico di terreni di riporto e coltre vegetale, nei primi 10 metri si osserva la presenza delle unità argillose e limose (rispettivamente unità A e B), intercalate a livelli metrici di sabbie mediamente addensate (unità C1); i livelli coesivi sono preponderanti fino alla pk 17+700, mentre oltre prevalgono gli strati incoerenti.

Oltre i 10 metri e fino alle massime profondità indagate (30 m) sono presenti le sabbie mediamente addensate (unità C1), variamente intercalate a livelli metrici e discontinui di argille (unità A) e ghiaie sabbiose (unità D).

Dalla pk 17+700 fino al termine della zona omogenea è presente un importante banco di sabbie e sabbie ghiaiose da addensate a molto addensate (unità C2) tra 11 e 18 metri circa di profondità.

Il livello di falda non presenta variazioni importanti, e la soggiacenza si mantiene su valori compresi tra 4 e 5 metri dal piano campagna.

Nel seguito vengono riportati, per le diverse unità litostratigrafiche presenti:

- le caratteristiche fisiche;
- lo stato attuale delle unità litostratigrafiche individuate;
- i parametri di resistenza al taglio;
- i parametri di deformabilità;
- le caratteristiche di consolidazione;
- i coefficienti di permeabilità.

I grafici delle grandezze suddette sono riportati in Appendice 6.

Per le diverse grandezze sono riportati i valori desumibili dalle indagini disponibili e dalla loro interpretazione.

In assenza di tali valori nei prospetti seguenti è necessario riferirsi o ai valori determinati per altre zone omogenee o ai riferimenti riportati nel capitolo 6; il riepilogo dei parametri geotecnici per la zona omogenea 6 è riportato nel paragrafo 8.6.

7.7.1 Terreni coesivi – Unità A e B2

7.7.1.1 Proprietà fisiche

- **Composizione granulometrica**

Sulla base dei risultati delle analisi granulometriche eseguite sui campioni di materiale prelevati, si sono ottenute le percentuali in peso riportate nella tabella seguente, corrispondenti alle frazioni granulometriche secondo il sistema di classificazione A.G.I..

Tabella 7-102: Composizione granulometrica.

	Unità A	Unità B2
Ghiaia [%]	0 ÷ 0 [0]	7 ÷ 16 [12]
Sabbia [%]	0 ÷ 33 [7]	5 ÷ 76 [30]
Limo ed argilla [%]	67 ÷ 100 [93]	11 ÷ 88 [58]

NOTE: fra parentesi sono riportati i valori medi.

- **Peso di volume del terreno**

Con riferimento alle prove di laboratorio eseguite sui campioni prelevati si sono determinati per le varie unità stratigrafiche i valori del peso di volume naturale riassunti nella seguente tabella.

Tabella 7-103: Peso di volume del terreno.

	Unità A	Unità B2
γ [kN/m ³]	18.6 ÷ 20.4 [19.3]	n.d.

NOTE: fra parentesi sono riportati i valori medi.

n.d.: non sono disponibili determinazioni per l'unità in esame nella zona omogenea considerata.

- **Contenuto d'acqua e limiti di consistenza**

Nella tabella seguente, sono riportati i risultati delle prove di laboratorio in termini di umidità naturale e caratteristiche di plasticità.

Tabella 7-104: Umidità naturale, limite plastico, limite liquido e indice plastico.

	Unità A	Unità B2
w [%]	22.8 ÷ 36.8 [32.5]	n.d.
LL [%]	n.d.	n.d.
LP [%]	n.d.	n.d.
IP [%]	n.d.	n.d.

NOTE: fra parentesi sono riportati i valori medi.

n.d.: non sono disponibili determinazioni per l'unità in esame nella zona omogenea considerata.

Data la mancanza di risultati in termini di limiti di consistenza non è possibile l'analisi dei terreni mediante la Carta di Plasticità di Casagrande.

- **Grado di saturazione**

Non sono disponibili indagini per la determinazione del grado di saturazione.

- **Indice dei vuoti**

Nella tabella seguente, sono riportati i risultati delle prove di laboratorio in termini di indice dei vuoti dei campioni.

Tabella 7-105: Indice dei vuoti.

	Unità A	Unità B2
e_0 [%]	0.92	n.d.

NOTE: n.d.: non sono disponibili determinazioni per l'unità in esame nella zona omogenea considerata.

Per l'unità A è disponibile una unica determinazione.

7.7.1.2 Stato attuale delle unità litostratigrafiche individuate

- **Classificazione di Burland**

In zona omogenea 6 non si hanno dati in termini di indice dei vuoti iniziale e limiti di consistenza; non è pertanto possibile procedere con la classificazione di Burland.

- **Grado di sovraconsolidazione e pressioni di preconsolidazione**

Nel seguito sono riportati i valori del grado di sovraconsolidazione ricavato in funzione del valore di coesione non drenata:

- dalle prove speditive sulle carote dei sondaggi (Pocket Penetrometer e Vane Test);
- dalle prove di laboratorio triassiali non consolidate e non drenate (TxUU);
- dalle prove edometriche (EDO).

Le prove edometriche disponibili sono relative a campioni di cui non è possibile effettuare la classificazione secondo Burland per mancanza di input; il terreno verrà considerato sovraconsolidato e verranno definiti:

- grado di sovraconsolidazione OCR;
- pressione di preconsolidazione σ'_p .

Tabella 7-106: OCR da Pocket Penetrometer e Vane Test.

	Unità A	Unità B2
OCR [-]	A 6.0 m: 1	A 4.0 m: > 2

Tabella 7-107: OCR da prove di laboratorio TxUU.

	Unità A	Unità B2
OCR [-]	A 15.0 m: 1	n.d.

NOTE: n.d.: non sono disponibili determinazioni per l'unità in esame nella zona omogenea considerata.

Tabella 7-108: OCR e σ'_p da prove di laboratorio EDO.

	Unità A
OCR [-]	Fino a 8.0 m: > 3 A 15.0 m: 2
σ'_p [kPa]	Fino a 8.0 m: 350 ÷ 450 A 15.0 m: 400

7.7.1.3 Parametri di resistenza al taglio

- **Condizioni non drenate**

Sulla base dei valori della coesione non drenata C_u ricavati:

- dalle prove speditive sulle carote dei sondaggi (Pocket Penetrometer e Vane Test);
- dalle prove di laboratorio triassiali non consolidate e non drenate (TxUU);
- dall'interpretazione delle prove SPT e CPT;

è possibile determinare il seguente andamento di tale parametro.

Tabella 7-109: Coesione non drenata.

	Unità A	Unità B2
C_u [kPa]	Fino a 10.0 m: 40 ÷ 75 Oltre 10.0 m: 75 ÷ 90	45 ÷ 55

- **Condizioni drenate**

La valutazione dei parametri di resistenza al taglio in condizioni drenate in termini di resistenze di picco è stata effettuata con riferimento alle due prove triassiali consolidate non drenate disponibili per l'unità A.

Tabella 7-110: Parametri di resistenza al taglio.

	Unità A	Unità B2
c' [kPa]	0 ÷ 6 [3]	n.d.
φ' [°]	36 ÷ 42 [39]	n.d.

NOTE: fra parentesi sono riportati i valori medi.

n.d.: non sono disponibili determinazioni per l'unità in esame nella zona omogenea considerata.

7.7.1.4 Caratteristiche di deformabilità

- **Moduli elastici iniziali**

I moduli di taglio iniziali G_{01} valutati in base all'interpretazione:

- delle prove SPT;
- delle prove CPT;

sono riportati nella tabella seguente.

In particolare:

- prove SPT: i moduli sono stati ottenuti sulla base delle velocità di propagazione delle onde di taglio ottenute dall'interpretazione delle prove SPT (Appendice 6);
- prove CPT: i moduli sono stati ottenuti sulla base delle correlazioni riportate nel capitolo 6.

Tabella 7-111: Moduli di taglio iniziali.

	Unità A	Unità B2
G_{01} [kPa]	$35000 + 20000 \ln(z)$	Fino a 5.0 m: 40000

NOTE: "z" rappresenta la profondità espressa in metri.

- **Parametri di deformabilità operativi**

I parametri di deformabilità operativi, da utilizzare per analisi di cedimenti di fondazioni e di rilevati con metodi convenzionali, possono essere desunti:

- dai risultati delle prove edometriche in termini di modulo edometrico;
- dall'interpretazione delle prove CPT.

Tali valori sono riportati nella tabella seguente.

Tabella 7-112: Moduli edometrici.

	Unità A	Unità B2
M [kPa]	10000	7000

7.7.1.5 Caratteristiche di consolidazione e permeabilità

- **Consolidazione primaria**

I valori del coefficiente di consolidazione primaria verticale, determinati dalle prove edometriche, sono riportati nella tabella seguente.

Tabella 7-113: Coefficiente di consolidazione primaria.

	Unità A	Unità B2
C_v [m ² /s]	$1.10E-6 \div 6.80E-6$ [4.20E-6]	n.d.

NOTE: fra parentesi sono riportati i valori medi.

n.d.: non sono disponibili determinazioni per l'unità in esame nella zona omogenea considerata.

- **Consolidazione secondaria**

I valori del coefficiente di consolidazione secondaria, determinati dalle prove edometriche, sono riportati nella tabella seguente.

Tabella 7-114: Coefficiente di consolidazione secondaria.

	Unità A	Unità B2
$C_{\alpha E}$ [-]	0.0006	n.d.

NOTE: n.d.: non sono disponibili determinazioni per l'unità in esame nella zona omogenea considerata.

Per quanto concerne l'unità A è disponibile per la zona omogenea 6 una unica determinazione del valore di $C_{\alpha E}$.

- **Permeabilità**

I valori del coefficiente di permeabilità, determinati dalle prove edometriche, sono riportati nella tabella seguente.

Tabella 7-115: Coefficiente di permeabilità.

	Unità A	Unità B2
k [m/s]	1.10E-9 ÷ 1.50E-8 [5.90E-9]	n.d.

NOTE: fra parentesi sono riportati i valori medi.
 n.d.: non sono disponibili determinazioni per l'unità in esame nella zona omogenea considerata.

7.7.2 Terreni incoerenti – Unità C1, C2 e D

7.7.2.1 Proprietà fisiche

- **Composizione granulometrica**

Sulla base dei risultati delle analisi granulometriche eseguite sui campioni di materiale prelevati, si sono ottenute le percentuali in peso riportate nella tabella seguente, corrispondenti alle frazioni granulometriche secondo il sistema di classificazione A.G.I..

Tabella 7-116: Composizione granulometrica.

	Unità C1	Unità C2	Unità D
Ghiaia [%]	0 ÷ 56 [16]	0 ÷ 5 [1]	35 ÷ 42 [39]
Sabbia [%]	25 ÷ 81 [56]	90 ÷ 99 [94]	50 ÷ 55 [52]
Limo ed argilla [%]	9 ÷ 75 [28]	0 ÷ 10 [5]	8 ÷ 10 [9]

NOTE: fra parentesi sono riportati i valori medi.

- **Peso di volume del terreno**

Con riferimento alle prove di laboratorio eseguite sui campioni prelevati si sono determinati per le varie unità stratigrafiche i valori del peso di volume naturale riassunti nella seguente tabella.

Tabella 7-117: Peso di volume del terreno.

	Unità C1	Unità C2	Unità D
γ [kN/m ³]	17.1 ÷ 20.2 [19.1]	n.d.	n.d.

NOTE: fra parentesi sono riportati i valori medi.

n.d.: non sono disponibili determinazioni per l'unità in esame nella zona omogenea considerata.

- **Contenuto d'acqua**

Nella tabella seguente, sono riportati i risultati delle prove di laboratorio in termini di umidità naturale.

Tabella 7-118: Umidità naturale.

	Unità C1	Unità C2	Unità D
w [%]	14.0 ÷ 27.6 [18.9]	n.d.	n.d.

NOTE: fra parentesi sono riportati i valori medi.

n.d.: non sono disponibili determinazioni per l'unità in esame nella zona omogenea considerata.

- **Grado di saturazione**

Non sono disponibili indagini per la determinazione del grado di saturazione del terreno.

- **Indice dei vuoti**

Non sono disponibili indagini per la determinazione dell'indice dei vuoti dei campioni.

7.7.2.2 Stato attuale delle unità litostratigrafiche individuate

- **Densità relativa**

Relativamente alle unità stratigrafiche incoerenti, il valore della densità relativa è riportato nella tabella seguente.

Tabella 7-119: Densità relativa.

	Unità C1	Unità C2	Unità D
D _r [%]	12 ÷ 58 [45]	56 ÷ 82 [68].	n.d.

NOTE: fra parentesi sono riportati i valori medi.

n.d.: non sono disponibili determinazioni per l'unità in esame nella zona omogenea considerata.

7.7.2.3 Parametri di resistenza al taglio

La resistenza al taglio in termini di angolo di attrito di picco (ϕ') ed a volume costante (ϕ'_{cv}), determinata per le unità C1, C2 e D sulla base dei risultati delle prove SPT, è riportata nella tabella seguente.

Tabella 7-120: Parametri di resistenza al taglio.

	Unità C1	Unità C2	Unità D
ϕ' [°]	36 ÷ 40	38 ÷ 41	42
ϕ'_{cv} [°]	33 ÷ 36	32 ÷ 34	38

Per quanto concerne l'unità D è disponibile per la zona omogenea 6 un unico valore di tali parametri.

Ai fini dell'individuazione dei parametri di calcolo si fa riferimento all'angolo di attrito a volume costante secondo Bolton.

La valutazione dei parametri di resistenza al taglio in termini di resistenze di picco è stata effettuata per l'unità C1 anche con riferimento alla prova di taglio diretto disponibile.

Tabella 7-121: Parametri di resistenza al taglio.

	Unità C1
c' [kPa]	24
ϕ' [°]	35

7.7.2.4 Caratteristiche di deformabilità

- **Moduli elastici iniziali**

I moduli di taglio iniziali G_{01} valutati in base all'interpretazione:

- delle prove SPT;
- delle prove CPT;

sono riportati nella tabella seguente.

In particolare:

- prove SPT: i moduli sono stati ottenuti sulla base delle velocità di propagazione delle onde di taglio ottenute dall'interpretazione delle prove SPT (Appendice 6);
- prove CPT: i moduli sono stati ottenuti sulla base delle correlazioni riportate nel capitolo 6.

Tabella 7-122: Moduli di taglio iniziali.

	Unità C1	Unità C2	Unità D
G_{01} [kPa]	$30000 + 4300 z$	$21580 + 6580 z$	286000

NOTE: "z" rappresenta la profondità espressa in metri.

Per quanto concerne l'unità D è disponibile per la zona omogenea 6 un unico valore di tale parametro.

- **Parametri di deformabilità operativi**

I moduli di Young operativi (E_{op1}), da utilizzare per analisi di spostamento di fondazioni e opere di sostegno con metodi elastici, sono dell'ordine di $(1/3 \div 1/5) E_0$.

I parametri di deformabilità operativi, da utilizzare per analisi di cedimenti di fondazioni e di rilevati sono dell'ordine di $1/10 E_0$.

7.7.2.5 Caratteristiche di permeabilità

Non sono disponibili prove atte a valutare la permeabilità delle unità a comportamento prevalentemente incoerente C1, C2 e D.

7.8 Zona omogenea 7

La zona omogenea 7 si sviluppa a partire dal ponte sul cavo Sillaro (pk 18+350 circa) fino all'estremo meridionale del tracciato in progetto (pk 21+922), ed è caratterizzata dalla predominanza, nei primi metri di profondità, di litotipi prevalentemente incoerenti.

Al di sotto di un primo strato di spessore metrico di terreni di riporto e coltre vegetale, nei primi 5 metri si osserva la presenza dell'unità limosa e limoso-sabbiosa (unità B), che presenta una buona continuità laterale; oltre i 5 metri, e fino a 12÷18 metri circa di profondità, si rinviene un'unità di sabbie mediamente addensate (unità C1) che ingloba al suo interno sporadiche lenti di spessore metrico e limitata continuità laterale di limo e limi sabbiosi (unità B) e ghiaie sabbiose (unità D).

Oltre i 12÷18 metri circa di profondità, e fino alle massime profondità indagate (40 m) si rinvengono sabbie e sabbie ghiaiose da addensate a molto addensate (unità C2) inglobanti sporadiche e discontinue lenti di spessore metrico di sabbie generalmente mediamente addensate (unità C1).

La continuità dell'unità C2 è interrotta, alle profondità di 30 e 40 metri circa di profondità, da due livelli di ghiaie sabbiose di 3÷5 metri di spessore e aventi, presumibilmente, buona continuità laterale.

Il livello di falda non presenta variazioni importanti, e la soggiacenza si mantiene su valori compresi tra 2 e 5 metri dal piano campagna.

Nel seguito vengono riportati, per le diverse unità litostratigrafiche presenti:

- le caratteristiche fisiche;
- lo stato attuale delle unità litostratigrafiche individuate;
- i parametri di resistenza al taglio;
- i parametri di deformabilità;
- le caratteristiche di consolidazione;
- i coefficienti di permeabilità.

I grafici delle grandezze suddette sono riportati in Appendice 7.

Per le diverse grandezze sono riportati i valori desumibili dalle indagini disponibili e dalla loro interpretazione.

In assenza di tali valori nei prospetti seguenti è necessario riferirsi o ai valori determinati per altre zone omogenee o ai riferimenti riportati nel capitolo 6; il riepilogo dei parametri geotecnici per la zona omogenea 7 è riportato nel paragrafo 8.7.

Mentre nelle zone omogenee da 1 a 6 l'unità B presentava in genere comportamento prevalentemente coesivo (unità B2), in zona omogenea 7 i risultati delle prove mostrano un comportamento in parte coesivo ed in parte incoerente.

L'unità B in zona omogenea 7 è stata pertanto definita B1 e nel seguito vengono riportati i risultati sia ipotizzando l'unità coesiva sia incoerente.

In fase di definizione dei parametri di calcolo, riportati al paragrafo 8.7, l'unità B1 è stata considerata a comportamento prevalentemente incoerente.

7.8.1 Terreni coesivi – Unità A e B1

7.8.1.1 Proprietà fisiche

- **Composizione granulometrica**

Sulla base dei risultati delle analisi granulometriche eseguite sui campioni di materiale prelevati, si sono ottenute le percentuali in peso riportate nella tabella seguente, corrispondenti alle frazioni granulometriche secondo il sistema di classificazione A.G.I..

Tabella 7-123: Composizione granulometrica.

	Unità A	Unità B1
Ghiaia [%]	0 ÷ 0 [0]	0 ÷ 67 [13]
Sabbia [%]	14 ÷ 24 [19]	0 ÷ 85 [55]
Limo ed argilla [%]	76 ÷ 86 [81]	1 ÷ 100 [32]

NOTE: fra parentesi sono riportati i valori medi.

- **Peso di volume del terreno**

Con riferimento alle prove di laboratorio eseguite sui campioni prelevati si sono determinati per le varie unità stratigrafiche i valori del peso di volume naturale riassunti nella seguente tabella.

Tabella 7-124: Peso di volume del terreno.

	Unità A	Unità B1
γ [kN/m ³]	18.6 ÷ 19.0 [18.8]	15.5 ÷ 20.5 [18.6]

NOTE: fra parentesi sono riportati i valori medi.

- **Contenuto d'acqua e limiti di consistenza**

Nella tabella seguente, sono riportati i risultati delle prove di laboratorio in termini di umidità naturale e caratteristiche di plasticità.

Tabella 7-125: Umidità naturale, limite plastico, limite liquido e indice plastico.

	Unità A	Unità B1
w [%]	27.3 ÷ 30.4 [28.9]	8.0 ÷ 32.4 [20.1]
LL [%]	46.0	25.1 ÷ 35.0 [31.4]
LP [%]	25.0	19.6 ÷ 22.0 [20.8]
IP [%]	21.0	12.0 ÷ 15.4 [13.7]

NOTE: fra parentesi sono riportati i valori medi.

Per quanto concerne i limiti di consistenza, è disponibile una unica determinazione per l'unità A in zona omogenea 7.

Sulla base di tali dati e con riferimento alla Carta di Plasticità di Casagrande:

- i materiali appartenenti all'unità A possono essere classificati come "argille inorganiche di plasticità da bassa a media";

- i materiali appartenenti all'unità B possono essere classificati come “argille inorganiche di plasticità da bassa a media”, con riferimento ai campioni su cui è stato possibile determinare i limiti di consistenza.

- **Grado di saturazione**

Non sono disponibili determinazioni di tale parametro.

- **Indice dei vuoti**

Nella tabella seguente, sono riportati i risultati delle prove di laboratorio in termini di indice dei vuoti dei campioni.

Tabella 7-126: Indice dei vuoti.

	Unità A	Unità B1
e_0 [%]	n.d.	0.98

NOTE: n.d.: non sono disponibili determinazioni per l'unità in esame nella zona omogenea considerata.

Per quanto concerne l'indice dei vuoti, è disponibile una unica determinazione per l'unità B in zona omogenea 7.

7.8.1.2 Stato attuale delle unità litostratigrafiche individuate

- **Classificazione di Burland**

In zona omogenea 7 si ha un numero di dati limitato in termini di indice dei vuoti iniziale e di limiti di consistenza.

La rappresentazione dello stato iniziale dei materiali a comportamento prevalentemente coesivo nel piano di Burland $I_v - \log \sigma'_{v0}$ fornisce i seguenti risultati:

- *unità A*: l'unico dato disponibile indica un terreno sovraconsolidato con LL = 46%;
- *unità B*: l'unico dato disponibile indica un terreno strutturato con LL = 34%.

- **Grado di sovraconsolidazione e pressioni di preconsolidazione**

Nel seguito sono riportati i valori del grado di sovraconsolidazione ricavato in funzione del valore di coesione non drenata:

- dalle prove speditive sulle carote dei sondaggi (Pocket Penetrometer e Vane Test);
- dalle prove edometriche (EDO).

Sulla base dei risultati delle prove edometriche viene definito:

- terreni sovraconsolidati:
 - grado di sovraconsolidazione OCR;
 - pressione di preconsolidazione σ'_p ;
- terreni strutturati:
 - grado di sovraconsolidazione fittizio OCR*;
 - tensione in corrispondenza della quale si innescano deformazioni irreversibili viscoplastiche σ'_{vy} .

Tabella 7-127: OCR da Pocket Penetrometer e Vane Test.

	Unità A	Unità B1
OCR [-]	Fino a 4.0 m: > 2.8	Fino a 4.5 m: > 2.0

Tabella 7-128: Terreni sovraconsolidati – OCR e σ'_p da prove di laboratorio EDO.

	Unità A
OCR [-]	A 2.8 m: 7.7
σ'_p [kPa]	A 2.8 m: 400.0

Tabella 7-129: Terreni strutturati – OCR* e σ'_{vy} da prove di laboratorio EDO.

	Unità B1
OCR* [-]	A 2.8 m: 2.1
σ'_{vy} [kPa]	A 2.8 m: 109.2

7.8.1.3 Parametri di resistenza al taglio

- **Condizioni non drenate**

Sulla base dei valori della coesione non drenata C_u ricavati:

- dalle prove spedite sulle carote dei sondaggi (Pocket Penetrometer e Vane Test);
- dall'interpretazione delle prove SPT;
- dall'interpretazione delle prove CPT;

è possibile determinare il seguente andamento di tale parametro.

Tabella 7-130: Coesione non drenata.

	Unità A	Unità B1
C_u [kPa]	50 ÷ 70	20 ÷ 120

- **Condizioni drenate**

Per l'unità A la valutazione dei parametri di resistenza al taglio in condizioni drenate in termini di resistenze di picco è stata effettuata con riferimento alla prova triassiale consolidata non drenata disponibile.

Tabella 7-131: Unità A – Parametri di resistenza al taglio.

	Unità A
c' [kPa]	55
φ' [°]	34

Per l'unità B1, la valutazione dei parametri di resistenza al taglio in condizioni drenate in termini di resistenze di picco è stata effettuata con riferimento ad una prova di taglio diretto.

Tabella 7-132: Unità B1 – Parametri di resistenza al taglio.

	Unità B1
c' [kPa]	3
φ' [°]	31

7.8.1.4 Caratteristiche di deformabilità

- **Moduli elastici iniziali**

I moduli di taglio iniziali G_{01} valutati in base all'interpretazione:

- delle prove SPT;
- delle prove CPT;
- delle indagini geofisiche condotte (Cross Hole ML13);

sono riportati nella tabella seguente.

In particolare:

- prove SPT: i moduli sono stati ottenuti sulla base delle velocità di propagazione delle onde di taglio ottenute dall'interpretazione delle prove SPT (Appendice 7);
- prove CPT: i moduli sono stati ottenuti sulla base delle correlazioni riportate nel capitolo 6.

Tabella 7-133: Moduli di taglio iniziali.

	Unità A
G_{01} [kPa]	30000

Si segnala che per quanto concerne l'unità B1, il valore del modulo di taglio iniziale è riportato al paragrafo 7.8.2.4 relativo alle unità incoerenti in quanto:

- l'analisi delle granulometrie presenti in corrispondenza delle prove SPT;
- la classificazione litologica per mezzo dei risultati delle CPT;

mostrano un comportamento dell'unità prevalentemente incoerente; di conseguenza per valutare tale parametro sono state adottate le formulazioni per terreni incoerenti illustrate al paragrafo 6.2.4.1.

• **Parametri di deformabilità operativi**

I parametri di deformabilità operativi, da utilizzare per analisi di cedimenti di fondazioni e di rilevati con metodi convenzionali, possono essere desunti:

- dai risultati delle prove edometriche in termini di modulo edometrico;
- dall'interpretazione delle prove CPT.

Tali valori sono riportati nella tabella seguente.

Tabella 7-134: Moduli edometrici.

	Unità A	Unità B1
M [kPa]	8000	10000

7.8.1.5 Caratteristiche di consolidazione e permeabilità

- **Consolidazione primaria**

I valori del coefficiente di consolidazione primaria verticale, determinati dalle prove edometriche, sono riportati nella tabella seguente.

Tabella 7-135: Coefficiente di consolidazione primaria.

	Unità A	Unità B1
C_v [m ² /s]	9.20E-8	7.40E-7

Per le unità A e B1 è presente una sola determinazione del parametro in esame.

- **Consolidazione secondaria**

Non sono disponibili determinazioni per il parametro in esame.

- **Permeabilità**

I valori del coefficiente di permeabilità, determinati dalle prove edometriche, sono riportati nella tabella seguente.

Tabella 7-136: Coefficiente di permeabilità.

	Unità A	Unità B1
k [m/s]	1.3E-10	9.3E-10

Per le unità A e B1 è presente una sola determinazione del parametro in esame.

7.8.2 Terreni incoerenti – Unità B1, C1, C2 e D

7.8.2.1 Proprietà fisiche

- **Composizione granulometrica**

Sulla base dei risultati delle analisi granulometriche eseguite sui campioni di materiale prelevati, si sono ottenute le percentuali in peso riportate nella tabella seguente, corrispondenti alle frazioni granulometriche secondo il sistema di classificazione A.G.I..

Tabella 7-137: Composizione granulometrica.

	Unità B1	Unità C1	Unità C2	Unità D
Ghiaia [%]	Vedi Tabella 7-123	0 ÷ 86 [13]	0 ÷ 51 [13]	0 ÷ 76 [43]
Sabbia [%]	Vedi Tabella 7-123	13 ÷ 97 [77]	44 ÷ 97 [73]	21 ÷ 96 [47]
Limo ed argilla [%]	Vedi Tabella 7-123	1 ÷ 32 [10]	1 ÷ 34 [14]	2 ÷ 24 [10]

NOTE: fra parentesi sono riportati i valori medi.

- **Peso di volume del terreno**

Con riferimento alle prove di laboratorio eseguite sui campioni prelevati si sono determinati per le varie unità stratigrafiche i valori del peso di volume naturale riassunti nella seguente tabella.

Tabella 7-138: Peso di volume del terreno.

	Unità B1	Unità C1	Unità C2	Unità D
γ [kN/m ³]	Vedi Tabella 7-124	19.0 ÷ 20.0 [19.5]	n.d.	n.d.

NOTE: fra parentesi sono riportati i valori medi.

n.d.: non sono disponibili determinazioni per l'unità in esame nella zona omogenea considerata.

Per l'unità C1 sono presenti due sole determinazioni in un pozzetto esplorativo, ovvero a profondità limitate pari a 0.5 – 1.0 m.

- **Contenuto d'acqua**

Nella tabella seguente, sono riportati i risultati delle prove di laboratorio in termini di umidità naturale.

Tabella 7-139: Umidità naturale.

	Unità B1	Unità C1	Unità C2	Unità D
w [%]	Vedi Tabella 7-125	12.0 ÷ 13.0 [12.5]	n.d.	n.d.

NOTE: fra parentesi sono riportati i valori medi.

n.d.: non sono disponibili determinazioni per l'unità in esame nella zona omogenea considerata.

Per l'unità C1 sono presenti due sole determinazioni in un pozzetto esplorativo, ovvero a profondità limitate pari a 0.5 – 1.0 m.

- **Grado di saturazione**

Non sono presenti determinazioni del parametro in esame.

- **Indice dei vuoti**

Non sono presenti determinazioni del parametro in esame.

7.8.2.2 Stato attuale delle unità litostratigrafiche individuate

- **Densità relativa**

Relativamente alle unità stratigrafiche incoerenti, il valore della densità relativa è riportato nella tabella seguente.

Tabella 7-140: Densità relativa.

	Unità B1	Unità C1	Unità C2	Unità D
D_r [%]	15 ÷ 40 [28]	35 ÷ 65 [50]	55 ÷ 95 [70].	55 ÷ 85 [65].

NOTE: fra parentesi sono riportati i valori medi.

7.8.2.3 Parametri di resistenza al taglio

La resistenza al taglio in termini di angolo di attrito di picco (ϕ') ed a volume costante (ϕ'_{cv}), determinata per le unità B1, C1, C2 e D sulla base:

- dei risultati delle prove SPT;
- della prova di taglio diretto (solo per unità B1 – vedi Tabella 7-132);

è riportata nella tabella seguente.

Tabella 7-141: Parametri di resistenza al taglio.

	Unità B1	Unità C1	Unità C2	Unità D
ϕ' [°]	32 ÷ 38	36 ÷ 40	38 ÷ 42	41 ÷ 44
ϕ'_{cv} [°]	30 ÷ 36	33 ÷ 36	32 ÷ 36	34 ÷ 38

Ai fini dell'individuazione dei parametri di calcolo si fa riferimento all'angolo di attrito a volume costante secondo Bolton.

7.8.2.4 Caratteristiche di deformabilità

- **Moduli elastici iniziali**

I moduli di taglio iniziali G_{01} valutati in base all'interpretazione:

- delle prove SPT;
- delle prove CPT;
- delle indagini geofisiche condotte (Cross Hole ML13);

sono riportati nella tabella seguente.

In particolare:

- prove SPT: i moduli sono stati ottenuti sulla base delle velocità di propagazione delle onde di taglio ottenute dall'interpretazione delle prove SPT (Appendice 7);
- prove CPT: i moduli sono stati ottenuti sulla base delle correlazioni riportate nel capitolo 6.

Tabella 7-142: Moduli di taglio iniziali.

	Unità B1	Unità C1	Unità C2	Unità D
G_{01} [kPa]	$17400 \ln(z) + 30000$	$32750 \ln(z) + 24000$	$3260 z + 75900$	$9000 z - 4000$

NOTE: "z" rappresenta la profondità espressa in metri.

- **Parametri di deformabilità operativi**

I moduli di Young operativi (E_{op1}), da utilizzare per analisi di spostamento di fondazioni e opere di sostegno con metodi elastici, sono dell'ordine di $(1/3 \div 1/5) E_o$.

I parametri di deformabilità operativi, da utilizzare per analisi di cedimenti di fondazioni e di rilevati sono dell'ordine di $1/10 E_o$.

7.8.2.5 Caratteristiche di permeabilità

- **Permeabilità**

I valori del coefficiente di permeabilità, determinati dalle prove Lefranc in sito, sono riportati nella tabella seguente.

Tabella 7-143: Coefficiente di permeabilità.

	Unità B1	Unità C1	Unità C2	Unità D
k [m/s]	n.d. per la porzione incoerente dell'unità	9.0E-4	n.d.	1.7E-4

NOTE: n.d.: non sono disponibili determinazioni per l'unità in esame nella zona omogenea considerata.

Per le unità C1 e D è presente una sola determinazione del parametro in esame.

8. RIEPILOGO PROPRIETÀ FISICHE E MECCANICHE DELLE UNITÀ LITOSTRATIGRAFICHE

8.1 Zona omogenea 1

Zona omogenea		1	
Unità		A	
γ_t	[kN/m ³]	18.8	
N_{spt}	colpi/30cm	Media	Intervallo
		13	2 ÷ 29
e_0	[-]	0.73	
$\varphi' (*)$	[°]	26 ÷ 28	
$c' (*)$	[kPa]	2.5 ÷ 7.5	
q_c	[kPa]	20 · C_u	
$C_u (*)$	[kPa]	Fino a 11.0 m: 30 ÷ 70; oltre 11.0 m: 45 ÷ 100	
OCR	[-]	Fino a 8.0 m: OCR > 5; oltre 8.0 m: OCR = 1	
k_0	[-]	$(1 - \sin \varphi') \cdot OCR^{0.5}$	
M	[kPa]	10000	
M_r	[kPa]	5 · M	
$c_{\alpha\epsilon}$	[%]	3.20E-04	
k_v	[m/s]	2.70E-10	
k_h	[m/s]	3 · k_v	
c_v	[m ² /s]	3.15E-07	
c_h	[m ² /s]	3 · c_v	
V_s	[m/s]	$(G_{01} \cdot 9.81 / \gamma_t)^{0.5}$	
G_{01}	[kPa]	Fino a 5.0 m: $G_0 = 20000$ oltre 5.0 m: $G_0 = 4500 z$ [z in metri]	

(*) = Il valore caratteristico di tale parametro viene determinato come segue:

- valori prossimi al valore medio dovranno essere assunti per verifiche che coinvolgono un volume di terreno tale da compensare eventuali eterogeneità e/o quando la struttura a contatto con il terreno presenta una rigidità tale da consentire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti;
- valori prossimi al valore minimo di tale parametro dovranno essere adottati per verifiche che coinvolgono modesti volumi di terreno e/o quando la struttura a contatto con il terreno non è in grado di garantire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti a causa della sua scarsa rigidità.

Zona omogenea		1	
Unità		B2	
γ_t	[kN/m ³]	18.5	
N_{spt}	colpi/30cm	Media	Intervallo
		16	-
e_0	[-]	0.8	
$\varphi' (*)$	[°]	27 ÷ 29	
$c' (*)$	[kPa]	0	
q_c	[kPa]	20·C _u	
$C_u (*)$	[kPa]	30 ÷ 70	
OCR	[-]	1	
k_0	[-]	$(1 - \sin \varphi') \cdot OCR^{0.5}$	
M	[kPa]	(**)	
M_r	[kPa]	5·M	
$c_{\alpha\epsilon}$	[%]	-	
k_v	[m/s]	(**)	
k_h	[m/s]	3·k _v	
c_v	[m ² /s]	-	
c_h	[m ² /s]	3·c _v	
V_s	[m/s]	$(G_{01} \cdot 9.81 / \gamma_t)^{0.5}$	
G_{01}	[kPa]	50000	

(*) = Il valore caratteristico di tale parametro viene determinato come segue:

- valori prossimi al valore medio dovranno essere assunti per verifiche che coinvolgono un volume di terreno tale da compensare eventuali eterogeneità e/o quando la struttura a contatto con il terreno presenta una rigidità tale da consentire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti;
- valori prossimi al valore minimo di tale parametro dovranno essere adottati per verifiche che coinvolgono modesti volumi di terreno e/o quando la struttura a contatto con il terreno non è in grado di garantire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti a causa della sua scarsa rigidità.

(**) = Per tali parametri non sono presenti dati nella zona omogenea considerata; per stimare tali parametri è possibile riferirsi a quelli definiti per le altre zone omogenee per la medesima unità.

Zona omogenea		1	
Unità		C ₁	
γ_t	[kN/m ³]	19.0	
N _{spt}	[colpi/30cm]	Media	Intervallo
		17	7 ÷ 28
D _r	[%]	Media	Intervallo
		55	43 ÷ 69
$\varphi' (*)$	[°]	30 ÷ 36	
OCR	[-]	1	
k ₀	[-]	1-sin φ'	
k	[m/s]	1.90E-04	
V _s	[m/s]	3.8 · z + 150 [z in m]	
G ₀₁	[kPa]	2890 · z + 42550 [z in m]	
E _{op1}	[kPa]	2.4·G ₀₁ /5	
E _{op2}	[kPa]	G ₀₁ /5	

(*) = Il valore caratteristico di tale parametro viene determinato come segue:

- valori prossimi al valore medio dovranno essere assunti per verifiche che coinvolgono un volume di terreno tale da compensare eventuali eterogeneità e/o quando la struttura a contatto con il terreno presenta una rigidezza tale da consentire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti;
- valori prossimi al valore minimo di tale parametro dovranno essere adottati per verifiche che coinvolgono modesti volumi di terreno e/o quando la struttura a contatto con il terreno non è in grado di garantire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti a causa della sua scarsa rigidezza.

Zona omogenea		1	
Unità		C ₂	
γ_t	[kN/m ³]	19.5	
N _{spt}	[colpi/30cm]	Media	Intervallo
		48	36 ÷ 62
D _r	[%]	Media	Intervallo
		82	76 ÷ 88
φ' (*)	[°]	31 ÷ 33	
OCR	[-]	1	
k ₀	[-]	1-sin φ'	
k	[m/s]	(**)	
V _s	[m/s]	4.8 · z + 173 [z in m]	
G ₀₁	[kPa]	4790 · z + 46760 [z in m]	
E _{op1}	[kPa]	2.4 · G ₀ /5	
E _{op2}	[kPa]	G ₀₁ /5	

(*) = Il valore caratteristico di tale parametro viene determinato come segue:

- valori prossimi al valore medio dovranno essere assunti per verifiche che coinvolgono un volume di terreno tale da compensare eventuali eterogeneità e/o quando la struttura a contatto con il terreno presenta una rigidezza tale da consentire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti;
- valori prossimi al valore minimo di tale parametro dovranno essere adottati per verifiche che coinvolgono modesti volumi di terreno e/o quando la struttura a contatto con il terreno non è in grado di garantire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti a causa della sua scarsa rigidezza.

(**) = Per tali parametri non sono presenti dati nella zona omogenea considerata; per stimare tali parametri è possibile riferirsi a quelli definiti per le altre zone omogenee per la medesima unità.

8.2 Zona omogenea 2

Zona omogenea		2	
Unità		A	
γ_t	[kN/m ³]	18.8	
N_{spt}	colpi/30cm	Media	Intervallo
		15	2 ÷ 35
e_0	[-]	0.83	
$\varphi' (*)$	[°]	26 ÷ 28	
$c' (*)$	[kPa]	2.5 ÷ 7.5	
q_c	[kPa]	20·C _u	
$C_u (*)$	[kPa]	Fino a 10.0 m: 30 ÷ 70 Oltre 20.0 m: 100 ÷ 120	
OCR	[-]	5 (fino a 10.0m); 2 (oltre 20.0 m)	
k_0	[-]	$(1 - \sin \varphi') \cdot OCR^{0.5}$	
M	[kPa]	(**)	
M_r	[kPa]	5·M	
$c_{\alpha\varepsilon}$	[-]	(**)	
k_v	[m/s]	(**)	
k_h	[m/s]	3·k _v	
c_v	[m ² /s]	(**)	
c_h	[m ² /s]	3·c _v	
V_s	[m/s]	$(G_{01} \cdot 9.81 / \gamma_t)^{0.5}$	
G_{01}	[kPa]	Fino a 10.0 m: 7960 + 7800 z [z in m]; da 20.0 m: 88000	

(*) = Il valore caratteristico di tale parametro viene determinato come segue:

- valori prossimi al valore medio dovranno essere assunti per verifiche che coinvolgono un volume di terreno tale da compensare eventuali eterogeneità e/o quando la struttura a contatto con il terreno presenta una rigidità tale da consentire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti;
- valori prossimi al valore minimo di tale parametro dovranno essere adottati per verifiche che coinvolgono modesti volumi di terreno e/o quando la struttura a contatto con il terreno non è in grado di garantire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti a causa della sua scarsa rigidità.

(**) = Per tali parametri non sono presenti dati nella zona omogenea considerata; per stimare tali parametri è possibile riferirsi a quelli definiti per le altre zone omogenee per la medesima unità.

Zona omogenea		2	
Unità		B ₂	
γ_t	[kN/m ³]	18.5	
N _{spt} (fino a 7.0)	colpi/30cm	Media	Intervallo
		5	2 ÷ 29
N _{spt} (da 7.0 m)	colpi/30cm	Media	Intervallo
		33	30 ÷ 42
e ₀	[-]	-	
φ' (*)	[°]	27 ÷ 29	
c' (*)	[kPa]	0.0	
q _c	[kPa]	20 · C _u	
C _u (*)	[kPa]	Fino a 12.0 m: C _u = 20 ÷ 60 kPa; da 15.0 m: C _u = 60 ÷ 100	
OCR	[-]	Fino a 7.0 m: 3; da 7.0 a 20.0 m: 1; oltre 20.0 m: 2.5	
k ₀	[-]	$(1 - \sin \varphi') \cdot OCR^{0.5}$	
M	[kPa]	(**)	
M _r	[kPa]	5 · M	
c _{αε}	[-]	-	
k _v	[m/s]	(**)	
k _h	[m/s]	3 · k _v	
c _v	[m ² /s]	-	
c _h	[m ² /s]	3 · c _v	
V _s	[m/s]	$(G_{01} \cdot 9.81 / \gamma_t)^{0.5}$	
G ₀₁	[kPa]	15450 + 4470 · z [z in m]	

(*) = Il valore caratteristico di tale parametro viene determinato come segue:

- valori prossimi al valore medio dovranno essere assunti per verifiche che coinvolgono un volume di terreno tale da compensare eventuali eterogeneità e/o quando la struttura a contatto con il terreno presenta una rigidità tale da consentire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti;
- valori prossimi al valore minimo di tale parametro dovranno essere adottati per verifiche che coinvolgono modesti volumi di terreno e/o quando la struttura a contatto con il terreno non è in grado di garantire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti a causa della sua scarsa rigidità.

(**) = Per tali parametri non sono presenti dati nella zona omogenea considerata; per stimare tali parametri è possibile riferirsi a quelli definiti per le altre zone omogenee per la medesima unità.

Zona omogenea		2	
Unità		C₁	
γ_t	[kN/m ³]	19.0	
N_{spt}	[colpi/30cm]	Media	Intervallo
		23	8 ÷ 45
D_r	[%]	Media	Intervallo
		50	34 ÷ 65
$\varphi' (*)$	[°]	32 ÷ 36	
OCR	[-]	1	
k_0	[-]	$1 - \sin \varphi'$	
k	[m/s]	1.70E-05	
V_s	[m/s]	$120 + 5.8 \cdot z$ [z in m]	
G_{01}	[kPa]	$21835 + 4700 \cdot z$ [z in m]	
E_{op1}	[kPa]	$2.4 \cdot G_{01}/5$	
E_{op2}	[kPa]	$G_{01}/5$	

(*) = Il valore caratteristico di tale parametro viene determinato come segue:

- valori prossimi al valore medio dovranno essere assunti per verifiche che coinvolgono un volume di terreno tale da compensare eventuali eterogeneità e/o quando la struttura a contatto con il terreno presenta una rigidità tale da consentire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti;
- valori prossimi al valore minimo di tale parametro dovranno essere adottati per verifiche che coinvolgono modesti volumi di terreno e/o quando la struttura a contatto con il terreno non è in grado di garantire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti a causa della sua scarsa rigidità.

Zona omogenea		2	
Unità		C₂	
γ_t	[kN/m ³]	19.5	
N_{spt}	[colpi/30cm]	Media	Intervallo
		63	36 ÷ 100
D_r	[%]	Media	Intervallo
		76	63 ÷ 91
$\varphi' (*)$	[°]	31 ÷ 35	
OCR	[-]	1	
k₀	[-]	1 - sin φ'	
k	[m/s]	2.40E-05	
V_s	[m/s]	184 + 3.9·z [z in m]	
G₀₁	[kPa]	53840 + 4090 · z [z in m]	
E_{op1}	[kPa]	2.4·G ₀ /5	
E_{op2}	[kPa]	G ₀₁ /5	

(*) = Il valore caratteristico di tale parametro viene determinato come segue:

- valori prossimi al valore medio dovranno essere assunti per verifiche che coinvolgono un volume di terreno tale da compensare eventuali eterogeneità e/o quando la struttura a contatto con il terreno presenta una rigidezza tale da consentire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti;
- valori prossimi al valore minimo di tale parametro dovranno essere adottati per verifiche che coinvolgono modesti volumi di terreno e/o quando la struttura a contatto con il terreno non è in grado di garantire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti a causa della sua scarsa rigidezza.

Zona omogenea		2	
Unità		D	
γ_t	[kN/m ³]	20.0	
N_{spt}	[colpi/30cm]	Media	Intervallo
		(**)	(**)
D_r	[%]	Media	Intervallo
		(**)	(**)
$\varphi' (*)$	[°]	(**)	
OCR	[-]	1	
k_0	[-]	$1 - \sin \varphi'$	
k	[m/s]	(**)	
V_s	[m/s]	(**)	
G_{01}	[kPa]	(**)	
E_{op1}	[kPa]	$2.4 \cdot G_0/5$	
E_{op2}	[kPa]	$G_{01}/5$	

(*) = Il valore caratteristico di tale parametro viene determinato come segue:

- valori prossimi al valore medio dovranno essere assunti per verifiche che coinvolgono un volume di terreno tale da compensare eventuali eterogeneità e/o quando la struttura a contatto con il terreno presenta una rigidità tale da consentire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti;
- valori prossimi al valore minimo di tale parametro dovranno essere adottati per verifiche che coinvolgono modesti volumi di terreno e/o quando la struttura a contatto con il terreno non è in grado di garantire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti a causa della sua scarsa rigidità.

(**) = Per tali parametri non sono presenti dati nella zona omogenea considerata; per stimare tali parametri è possibile riferirsi a quelli definiti per le altre zone omogenee per la medesima unità.

8.3 Zona omogenea 3

Zona omogenea		3	
Unità		A	
γ_t	[kN/m ³]	18.8	
N_{spt}	colpi/30cm	Media	Intervallo
		27	13 ÷ 49
e_0	[-]	0.85	
$\varphi' (*)$	[°]	26 ÷ 28	
$c' (*)$	[kPa]	2.5 ÷ 7.5	
q_c	[kPa]	20·C _u	
$C_u (*)$	[kPa]	80 ÷ 120	
OCR	[-]	5	
k_0	[-]	$(1 - \sin \varphi') \cdot OCR^{0.5}$	
M	[kPa]	24400	
M_r	[kPa]	5·M	
$c_{\alpha\varepsilon}$	[-]	(**)	
k_v	[m/s]	1.40E-10	
k_h	[m/s]	3·k _v	
c_v	[m ² /s]	3.10E-07	
c_h	[m ² /s]	3·c _v	
V_s	[m/s]	$(G_{01} \cdot 9.81 / \gamma_t)^{0.5}$	
G_{01}	[kPa]	Da 9.0 a 16.0 m: 18570 + 4750 z [z in m]	

(*) = Il valore caratteristico di tale parametro viene determinato come segue:

- valori prossimi al valore medio dovranno essere assunti per verifiche che coinvolgono un volume di terreno tale da compensare eventuali eterogeneità e/o quando la struttura a contatto con il terreno presenta una rigidità tale da consentire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti;
- valori prossimi al valore minimo di tale parametro dovranno essere adottati per verifiche che coinvolgono modesti volumi di terreno e/o quando la struttura a contatto con il terreno non è in grado di garantire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti a causa della sua scarsa rigidità.

(**) = Per tali parametri non sono presenti dati nella zona omogenea considerata; per stimare tali parametri è possibile riferirsi a quelli definiti per le altre zone omogenee per la medesima unità.

Zona omogenea		3	
Unità		B₂	
γ_t	[kN/m ³]	18.5	
N_{spt}	colpi/30cm	Media	Intervallo
		-	3
e_0	[-]	(**)	
$\varphi' (*)$	[°]	27 ÷ 29	
$c' (*)$	[kPa]	0.0	
q_c	[kPa]	20·C _u	
$C_u (*)$	[kPa]	15 ÷ 25	
OCR	[-]	1	
k_0	[-]	$(1 - \sin \varphi') \cdot OCR^{0.5}$	
M	[kPa]	(**)	
M_r	[kPa]	5·M	
$c_{\alpha\epsilon}$	[-]	-	
k_v	[m/s]	$1.6 \cdot 10^8$	
k_h	[m/s]	3·k _v	
c_v	[m ² /s]	-	
c_h	[m ² /s]	3·c _v	
V_s	[m/s]	$(G_{01} \cdot 9.81 / \gamma_t)^{0.5}$	
G_{01}	[kPa]	30000	

(*) = Il valore caratteristico di tale parametro viene determinato come segue:

- valori prossimi al valore medio dovranno essere assunti per verifiche che coinvolgono un volume di terreno tale da compensare eventuali eterogeneità e/o quando la struttura a contatto con il terreno presenta una rigidezza tale da consentire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti;
- valori prossimi al valore minimo di tale parametro dovranno essere adottati per verifiche che coinvolgono modesti volumi di terreno e/o quando la struttura a contatto con il terreno non è in grado di garantire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti a causa della sua scarsa rigidezza.

(**) = Per tali parametri non sono presenti dati nella zona omogenea considerata; per stimare tali parametri è possibile riferirsi a quelli definiti per le altre zone omogenee per la medesima unità.

Zona omogenea		3	
Unità		C₁	
γ_t	[kN/m ³]	19.0	
N_{spt}	[colpi/30cm]	Media	Intervallo
		21	2 ÷ 48
D_r	[%]	Media	Intervallo
		50	22 ÷ 82
$\varphi' (*)$	[°]	32 ÷ 34	
OCR	[-]	1	
k_0	[-]	$1 - \sin \varphi'$	
k	[m/s]	9.00E-05	
V_s	[m/s]	$117 + 6.5 \cdot z$ [z in m]	
G_{01}	[kPa]	$13740 + 5380 \cdot z$ [z in m]	
E_{op1}	[kPa]	$2.4 \cdot G_{01}/5$	
E_{op2}	[kPa]	$G_{01}/5$	

(*) = Il valore caratteristico di tale parametro viene determinato come segue:

- valori prossimi al valore medio dovranno essere assunti per verifiche che coinvolgono un volume di terreno tale da compensare eventuali eterogeneità e/o quando la struttura a contatto con il terreno presenta una rigidità tale da consentire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti;
- valori prossimi al valore minimo di tale parametro dovranno essere adottati per verifiche che coinvolgono modesti volumi di terreno e/o quando la struttura a contatto con il terreno non è in grado di garantire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti a causa della sua scarsa rigidità.

Zona omogenea		3	
Unità		C ₂	
γ_t	[kN/m ³]	19.5	
N _{spt} (fino a 15.0 m)	[colpi/30cm]	Media	Intervallo
		27	18 ÷ 38
N _{spt} (da 15.0 m)	[colpi/30cm]	Media	Intervallo
		65	53 ÷ 100
D _r	[%]	Media	Intervallo
		74	50 ÷ 92
φ' (*)	[°]	32 ÷ 35	
OCR	[-]	1	
k ₀	[-]	1 - sin φ'	
k	[m/s]	(**)	
V _s	[m/s]	Fino a 25.0 m: 131 + 7·z [z in m]; oltre 25.0 m: 269 + 1.5·z	
G ₀₁	[kPa]	Fino a 25.0 m: 21170 + 5740·z [z in m]; oltre 25.0 m: 71880 + 3550·z	
E _{op1}	[kPa]	2.4·G ₀₁ /5	
E _{op2}	[kPa]	G ₀₁ /5	

(*) = Il valore caratteristico di tale parametro viene determinato come segue:

- valori prossimi al valore medio dovranno essere assunti per verifiche che coinvolgono un volume di terreno tale da compensare eventuali eterogeneità e/o quando la struttura a contatto con il terreno presenta una rigidità tale da consentire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti;
- valori prossimi al valore minimo di tale parametro dovranno essere adottati per verifiche che coinvolgono modesti volumi di terreno e/o quando la struttura a contatto con il terreno non è in grado di garantire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti a causa della sua scarsa rigidità.

(**) = Per tali parametri non sono presenti dati nella zona omogenea considerata; per stimare tali parametri è possibile riferirsi a quelli definiti per le altre zone omogenee per la medesima unità.

Zona omogenea		3	
Unità		D	
γ_t	[kN/m ³]	20.0	
N_{spt} (fino a 8.0 m)	[colpi/30cm]	Media	Intervallo
		12	10 ÷ 14
N_{spt} (a 30.0 m)	[colpi/30cm]	Media	Intervallo
		67	53 ÷ 87
D_r (fino a 8.0 m)	[%]	Media	Intervallo
		38	31 ÷ 46
D_r (a 30.0 m)	[%]	Media	Intervallo
		70	50 ÷ 80
$\varphi' (*)$	[°]	32 ÷ 38	
OCR	[-]	1	
k_0	[-]	$1 - \sin \varphi'$	
k	[m/s]	2.30E-04	
V_s	[m/s]	$182 + 5 \cdot z$ [z in m]	
G_{01}	[kPa]	$59600 + 5240 \cdot z$ [z in m]	
E_{op1}	[kPa]	$2.4 \cdot G_{01}/5$	
E_{op2}	[kPa]	$G_{01}/5$	

(*) = Il valore caratteristico di tale parametro viene determinato come segue:

- valori prossimi al valore medio dovranno essere assunti per verifiche che coinvolgono un volume di terreno tale da compensare eventuali eterogeneità e/o quando la struttura a contatto con il terreno presenta una rigidezza tale da consentire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti;
- valori prossimi al valore minimo di tale parametro dovranno essere adottati per verifiche che coinvolgono modesti volumi di terreno e/o quando la struttura a contatto con il terreno non è in grado di garantire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti a causa della sua scarsa rigidezza.

(**) = Per tali parametri non sono presenti dati nella zona omogenea considerata; per stimare tali parametri è possibile riferirsi a quelli definiti per le altre zone omogenee per la medesima unità.

8.4 Zona omogenea 4

Zona omogenea		4	
Unità		A	
γ_t	[kN/m ³]	18.8	
N_{spt}	colpi/30cm	Media	Intervallo
		14	2 ÷ 31
e_0	[-]	0.83	
$\varphi' (*)$	[°]	26 ÷ 28	
$c' (*)$	[kPa]	2.5 ÷ 7.5	
q_c	[kPa]	20· C_u	
$C_u (*)$	[kPa]	30 ÷ 70	
OCR	[-]	6 (fino a 5.0m); 1.6 (oltre 5.0 m)	
k_0	[-]	$(1 - \sin \varphi') \cdot OCR^{0.5}$	
M	[kPa]	7000	
M_r	[kPa]	5·M	
$c_{\alpha\epsilon}$	[-]	0.001	
k_v	[m/s]	1.40E-08	
k_h	[m/s]	3· k_v	
c_v	[m ² /s]	4.80E-06	
c_h	[m ² /s]	3· c_v	
V_s	[m/s]	97 + 4.7 · z [z in m]	
G_{01}	[kPa]	30000 + 14200 ln(z) [z in m]	

(*) = Il valore caratteristico di tale parametro viene determinato come segue:

- valori prossimi al valore medio dovranno essere assunti per verifiche che coinvolgono un volume di terreno tale da compensare eventuali eterogeneità e/o quando la struttura a contatto con il terreno presenta una rigidità tale da consentire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti;
- valori prossimi al valore minimo di tale parametro dovranno essere adottati per verifiche che coinvolgono modesti volumi di terreno e/o quando la struttura a contatto con il terreno non è in grado di garantire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti a causa della sua scarsa rigidità.

Zona omogenea		4	
Unità		B₂	
γ_t	[kN/m ³]	18.5	
N_{spt}	colpi/30cm	Media	Intervallo
		11	2 ÷ 21
e_0	[-]	0.814	
$\varphi' (*)$	[°]	28 ÷ 30	
$c' (*)$	[kPa]	0.0	
q_c	[kPa]	20 · C _u	
$C_u (*)$	[kPa]	30 ÷ 60	
OCR	[-]	1	
k_0	[-]	1 - sin φ'	
M	[kPa]	5000 + 2500 · z [z in m]	
M_r	[kPa]	5 · M	
$c_{\alpha\epsilon}$	[-]	-	
k_v	[m/s]	(**)	
k_h	[m/s]	3 · k _v	
c_v	[m ² /s]	-	
c_h	[m ² /s]	3 · c _v	
V_s	[m/s]	$(G_{01} \cdot 9.81 / \gamma_t)^{0.5}$	
G_{01}	[kPa]	30000 + 2250 · z [z in m]	

(*) = Il valore caratteristico di tale parametro viene determinato come segue:

- valori prossimi al valore medio dovranno essere assunti per verifiche che coinvolgono un volume di terreno tale da compensare eventuali eterogeneità e/o quando la struttura a contatto con il terreno presenta una rigidità tale da consentire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti;
- valori prossimi al valore minimo di tale parametro dovranno essere adottati per verifiche che coinvolgono modesti volumi di terreno e/o quando la struttura a contatto con il terreno non è in grado di garantire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti a causa della sua scarsa rigidità.

(**) = Per tali parametri non sono presenti dati nella zona omogenea considerata; per stimare tali parametri è possibile riferirsi a quelli definiti per le altre zone omogenee per la medesima unità.

Zona omogenea		4	
Unità		C₁	
γ_t	[kN/m ³]	19.0	
N_{spt}	[colpi/30cm]	Media	Intervallo
		20	4 ÷ 39
D_r	[%]	Media	Intervallo
		50	30 ÷ 70
$\varphi' (*)$	[°]	31 ÷ 36	
OCR	[-]	1	
k_0	[-]	$1 - \sin \varphi'$	
k	[m/s]	1.60E-04	
V_s	[m/s]	$149.5 + 4.1 \cdot z$ [z in m]	
G_{01}	[kPa]	$32485 + 23620 \cdot \ln(z)$ [z in m]	
E_{op1}	[kPa]	$2.4 \cdot G_0/5$	
E_{op2}	[kPa]	$G_{01}/5$	

(*) = Il valore caratteristico di tale parametro viene determinato come segue:

- valori prossimi al valore medio dovranno essere assunti per verifiche che coinvolgono un volume di terreno tale da compensare eventuali eterogeneità e/o quando la struttura a contatto con il terreno presenta una rigidità tale da consentire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti;
- valori prossimi al valore minimo di tale parametro dovranno essere adottati per verifiche che coinvolgono modesti volumi di terreno e/o quando la struttura a contatto con il terreno non è in grado di garantire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti a causa della sua scarsa rigidità.

Zona omogenea		4	
Unità		C₂	
γ_t	[kN/m ³]	19.5	
N_{spt} (fino a 10.0m)	[colpi/30cm]	Media	Intervallo
		24	20 ÷ 28
N_{spt} (10.0÷23.0m)	[colpi/30cm]	Media	Intervallo
		50	44 ÷ 53
N_{spt} (oltre 23.0m)	[colpi/30cm]	Media	Intervallo
		70	57 ÷ 100
D_r	[%]	Media	Intervallo
		80	65 ÷ 95
$\varphi' (*)$	[°]	31 ÷ 35	
OCR	[-]	1	
k₀	[-]	1 - sin φ'	
k	[m/s]	8.00E-06	
V_s	[m/s]	Fino a 25.0 m: 163 + 4.7·z [z in m]; oltre 25.0 m: 320 ÷ 340	
G₀₁	[kPa]	81164 · ln(z) - 88374 [z in m]	
E_{op1}	[kPa]	2.4·G ₀ /5	
E_{op2}	[kPa]	G ₀₁ /5	

(*) = Il valore caratteristico di tale parametro viene determinato come segue:

- valori prossimi al valore medio dovranno essere assunti per verifiche che coinvolgono un volume di terreno tale da compensare eventuali eterogeneità e/o quando la struttura a contatto con il terreno presenta una rigidezza tale da consentire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti;
- valori prossimi al valore minimo di tale parametro dovranno essere adottati per verifiche che coinvolgono modesti volumi di terreno e/o quando la struttura a contatto con il terreno non è in grado di garantire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti a causa della sua scarsa rigidezza.

Zona omogenea		4	
Unità		D	
γ_t	[kN/m ³]	20.0	
N_{spt}	[colpi/30cm]	Media	Intervallo
		46	35 ÷ 58
D_r	[%]	Media	Intervallo
		57	40 ÷ 70
$\varphi' (*)$	[°]	33 ÷ 38	
OCR	[-]	1	
k_0	[-]	$1 - \sin \varphi'$	
k	[m/s]	(**)	
V_s	[m/s]	380	
G_{01}	[kPa]	$8700 \cdot z + 12500$ [z in m]	
E_{op1}	[kPa]	$2.4 \cdot G_{01}/5$	
E_{op2}	[kPa]	$G_{01}/5$	

(*) = Il valore caratteristico di tale parametro viene determinato come segue:

- valori prossimi al valore medio dovranno essere assunti per verifiche che coinvolgono un volume di terreno tale da compensare eventuali eterogeneità e/o quando la struttura a contatto con il terreno presenta una rigidità tale da consentire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti;
- valori prossimi al valore minimo di tale parametro dovranno essere adottati per verifiche che coinvolgono modesti volumi di terreno e/o quando la struttura a contatto con il terreno non è in grado di garantire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti a causa della sua scarsa rigidità.

(**) = Per tali parametri non sono presenti dati nella zona omogenea considerata; per stimare tali parametri è possibile riferirsi a quelli definiti per le altre zone omogenee per la medesima unità.

8.5 Zona omogenea 5

Zona omogenea		5	
Unità		A	
γ_t	[kN/m ³]	18.8	
N_{spt}	colpi/30cm	Media	Intervallo
		14	5 ÷ 23
e_o	[-]	0.84	
$\varphi' (*)$	[°]	26 ÷ 28	
$c' (*)$	[kPa]	2.5 ÷ 7.5	
q_c	[kPa]	20·C _u	
$C_u (*)$	[kPa]	50 ÷ 100	
OCR	[-]	1	
k_o	[-]	(1-sin φ')	
M	[kPa]	10000	
M_r	[kPa]	5·M	
$c_{\alpha\epsilon}$	[-]	8.00E-04	
k_v	[m/s]	4.30E-09	
k_h	[m/s]	3·k _v	
c_v	[m ² /s]	4.60E-06	
c_h	[m ² /s]	3·c _v	
V_s	[m/s]	$(G_{01} \cdot 9.81 / \gamma_t)^{0.5}$	
G_{01}	[kPa]	42500	

(*) = Il valore caratteristico di tale parametro viene determinato come segue:

- valori prossimi al valore medio dovranno essere assunti per verifiche che coinvolgono un volume di terreno tale da compensare eventuali eterogeneità e/o quando la struttura a contatto con il terreno presenta una rigidità tale da consentire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti;
- valori prossimi al valore minimo di tale parametro dovranno essere adottati per verifiche che coinvolgono modesti volumi di terreno e/o quando la struttura a contatto con il terreno non è in grado di garantire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti a causa della sua scarsa rigidità.

Zona omogenea		5	
Unità		B₂	
γ_t	[kN/m ³]	18.5	
N_{spt}	colpi/30cm	Media	Intervallo
		-	-
e_0	[-]	(**)	
$\varphi' (*)$	[°]	27 ÷ 29	
$c' (*)$	[kPa]	0.0	
q_c	[kPa]	20·C _u	
$C_u (*)$	[kPa]	C _u = 30 ÷ 70 kPa	
OCR	[-]	> 4	
k_0	[-]	$(1 - \sin \varphi') \cdot OCR^{0.5}$	
M	[kPa]	(**)	
M_r	[kPa]	5·M	
$c_{\alpha\epsilon}$	[-]	-	
k_v	[m/s]	(**)	
k_h	[m/s]	3·k _v	
c_v	[m ² /s]	-	
c_h	[m ² /s]	3·c _v	
V_s	[m/s]	$(G_{01} \cdot 9.81 / \gamma_t)^{0.5}$	
G_{01}	[kPa]	(**)	

(*) = Il valore caratteristico di tale parametro viene determinato come segue:

- valori prossimi al valore medio dovranno essere assunti per verifiche che coinvolgono un volume di terreno tale da compensare eventuali eterogeneità e/o quando la struttura a contatto con il terreno presenta una rigidezza tale da consentire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti;
- valori prossimi al valore minimo di tale parametro dovranno essere adottati per verifiche che coinvolgono modesti volumi di terreno e/o quando la struttura a contatto con il terreno non è in grado di garantire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti a causa della sua scarsa rigidezza.

(**) = Per tali parametri non sono presenti dati nella zona omogenea considerata; per stimare tali parametri è possibile riferirsi a quelli definiti per le altre zone omogenee per la medesima unità.

Zona omogenea		5	
Unità		C₁	
γ_t	[kN/m ³]	19.0	
N_{spt}	[colpi/30cm]	Media	Intervallo
		18	2 ÷ 28
D_r	[%]	Media	Intervallo
		47	20 ÷ 60
$\varphi' (*)$	[°]	31 ÷ 35	
OCR	[-]	1	
k_0	[-]	$1 - \sin \varphi'$	
k	[m/s]	5.00E-06	
V_s	[m/s]	$94.5 + 7.4 \cdot z$ [z in m]	
G_{01}	[kPa]	$21400 + 5570 \cdot z$ [z in m]	
E_{op1}	[kPa]	$2.4 \cdot G_{01}/5$	
E_{op2}	[kPa]	$G_{01}/5$	

(*) = Il valore caratteristico di tale parametro viene determinato come segue:

- valori prossimi al valore medio dovranno essere assunti per verifiche che coinvolgono un volume di terreno tale da compensare eventuali eterogeneità e/o quando la struttura a contatto con il terreno presenta una rigidezza tale da consentire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti;
- valori prossimi al valore minimo di tale parametro dovranno essere adottati per verifiche che coinvolgono modesti volumi di terreno e/o quando la struttura a contatto con il terreno non è in grado di garantire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti a causa della sua scarsa rigidezza.

Zona omogenea		5	
Unità		C ₂	
γ_t	[kN/m ³]	19.5	
N _{spt}	[colpi/30cm]	Media	Intervallo
		-	-
D _r	[%]	Media	Intervallo
		-	-
φ' (*)	[°]	(**)	
OCR	[-]	1	
k ₀	[-]	1-sin φ'	
k	[m/s]	(**)	
V _s	[m/s]	(**)	
G ₀₁	[kPa]	(**)	
E _{op1}	[kPa]	2.4·G ₀ /5	
E _{op2}	[kPa]	G ₀₁ /5	

(*) = Il valore caratteristico di tale parametro viene determinato come segue:

- valori prossimi al valore medio dovranno essere assunti per verifiche che coinvolgono un volume di terreno tale da compensare eventuali eterogeneità e/o quando la struttura a contatto con il terreno presenta una rigidezza tale da consentire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti;
- valori prossimi al valore minimo di tale parametro dovranno essere adottati per verifiche che coinvolgono modesti volumi di terreno e/o quando la struttura a contatto con il terreno non è in grado di garantire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti a causa della sua scarsa rigidezza.

(**) = Per tali parametri non sono presenti dati nella zona omogenea considerata; per stimare tali parametri è possibile riferirsi a quelli definiti per le altre zone omogenee per la medesima unità.

Zona omogenea		5	
Unità		D	
γ_t	[kN/m ³]	20.0	
N_{spt}	[colpi/30cm]	Media	Intervallo
		20	14 ÷ 25
D_r	[%]	Media	Intervallo
		53	46 ÷ 60
$\varphi' (*)$	[°]	32 ÷ 34	
OCR	[-]	1	
k_0	[-]	$1 - \sin \varphi'$	
k	[m/s]	1.80E-05	
V_s	[m/s]	200	
G_{01}	[kPa]	75 000	
E_{op1}	[kPa]	$2.4 \cdot G_0/5$	
E_{op2}	[kPa]	$G_{01}/5$	

(*) = Il valore caratteristico di tale parametro viene determinato come segue:

- valori prossimi al valore medio dovranno essere assunti per verifiche che coinvolgono un volume di terreno tale da compensare eventuali eterogeneità e/o quando la struttura a contatto con il terreno presenta una rigidità tale da consentire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti;
- valori prossimi al valore minimo di tale parametro dovranno essere adottati per verifiche che coinvolgono modesti volumi di terreno e/o quando la struttura a contatto con il terreno non è in grado di garantire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti a causa della sua scarsa rigidità.

8.6 Zona omogenea 6

Zona omogenea		6	
Unità		A	
γ_t	[kN/m ³]	18.8	
N_{spt}	colpi/30cm	Media	Intervallo
		7	4 ÷ 11
e_0	[-]	0.83	
$\varphi' (*)$	[°]	26 ÷ 28	
$c' (*)$	[kPa]	2.5 ÷ 7.5	
q_c	[kPa]	20·C _u	
$C_u (*)$	[kPa]	Fino a 10.0 m: 40 ÷ 75 Oltre 10.0 m: 75 ÷ 90	
OCR	[-]	2.5 (fino a 10.0m); 1 (oltre 20.0 m)	
k_0	[-]	$(1 - \sin \varphi') \cdot OCR^{0.5}$	
M	[kPa]	10000	
M_r	[kPa]	5·M	
$c_{\alpha\epsilon}$	[-]	6.00E-04	
k_v	[m/s]	1.10E-09	
k_h	[m/s]	3·k _v	
c_v	[m ² /s]	4.15E-06	
c_h	[m ² /s]	3·c _v	
V_s	[m/s]	$(G_{01} \cdot 9.81 / \gamma_t)^{0.5}$	
G_{01}	[kPa]	35000+20000·ln(z) [z in metri]	

(*) = Il valore caratteristico di tale parametro viene determinato come segue:

- valori prossimi al valore medio dovranno essere assunti per verifiche che coinvolgono un volume di terreno tale da compensare eventuali eterogeneità e/o quando la struttura a contatto con il terreno presenta una rigidezza tale da consentire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti;
- valori prossimi al valore minimo di tale parametro dovranno essere adottati per verifiche che coinvolgono modesti volumi di terreno e/o quando la struttura a contatto con il terreno non è in grado di garantire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti a causa della sua scarsa rigidezza.

(**) = Per tali parametri non sono presenti dati nella zona omogenea considerata; per stimare tali parametri è possibile riferirsi a quelli definiti per le altre zone omogenee per la medesima unità.

Zona omogenea		6	
Unità		B₂	
γ_t	[kN/m ³]	18.5	
N_{spt} (fino a 7.0)	colpi/30cm	Media	Intervallo
		9	4 ÷ 14
e_0	[-]	(**)	
$\varphi' (*)$	[°]	27 ÷ 29	
$c' (*)$	[kPa]	0.0	
q_c	[kPa]	20 · C _u	
$C_u (*)$	[kPa]	C _u = 45 ÷ 55 kPa	
OCR	[-]	2	
k_0	[-]	$(1 - \sin \varphi') \cdot OCR^{0.5}$	
M	[kPa]	7000	
M_r	[kPa]	5 · M	
$c_{\alpha\epsilon}$	[-]	(**)	
k_v	[m/s]	(**)	
k_h	[m/s]	3 · k _v	
c_v	[m ² /s]	(**)	
c_h	[m ² /s]	3 · c _v	
V_s	[m/s]	$(G_{01} \cdot 9.81 / \gamma_t)^{0.5}$	
G_{01}	[kPa]	Fino a 5.0 m: G ₀ = 40000; oltre 5.0 m: (**)	

(*) = Il valore caratteristico di tale parametro viene determinato come segue:

- valori prossimi al valore medio dovranno essere assunti per verifiche che coinvolgono un volume di terreno tale da compensare eventuali eterogeneità e/o quando la struttura a contatto con il terreno presenta una rigidezza tale da consentire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti;
- valori prossimi al valore minimo di tale parametro dovranno essere adottati per verifiche che coinvolgono modesti volumi di terreno e/o quando la struttura a contatto con il terreno non è in grado di garantire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti a causa della sua scarsa rigidezza.

(**) = Per tali parametri non sono presenti dati nella zona omogenea considerata; per stimare tali parametri è possibile riferirsi a quelli definiti per le altre zone omogenee per la medesima unità.

Zona omogenea		6	
Unità		C ₁	
γ_t	[kN/m ³]	19.0	
N _{spt}	[colpi/30cm]	Media	Intervallo
		22	1 ÷ 41
D _r	[%]	Media	Intervallo
		45	12 ÷ 58
$\varphi' (*)$	[°]	33 ÷ 36	
OCR	[-]	1	
k ₀	[-]	1-sin φ'	
k	[m/s]	(**)	
V _s	[m/s]	96 + 6.4 · z [z in m]	
G ₀₁	[kPa]	30000 + 4300 · z [z in m]	
E _{op1}	[kPa]	2.4·G ₀ /5	
E _{op2}	[kPa]	G ₀₁ /5	

(*) = Il valore caratteristico di tale parametro viene determinato come segue:

- valori prossimi al valore medio dovranno essere assunti per verifiche che coinvolgono un volume di terreno tale da compensare eventuali eterogeneità e/o quando la struttura a contatto con il terreno presenta una rigidezza tale da consentire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti;
- valori prossimi al valore minimo di tale parametro dovranno essere adottati per verifiche che coinvolgono modesti volumi di terreno e/o quando la struttura a contatto con il terreno non è in grado di garantire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti a causa della sua scarsa rigidezza.

(**) = Per tali parametri non sono presenti dati nella zona omogenea considerata; per stimare tali parametri è possibile riferirsi a quelli definiti per le altre zone omogenee per la medesima unità.

Zona omogenea		6	
Unità		C₂	
γ_t	[kN/m ³]	19.5	
N_{spt}	[colpi/30cm]	Media	Intervallo
		33	13 ÷ 46
D_r	[%]	Media	Intervallo
		68	56 ÷ 82
φ' (*)	[°]	32 ÷ 34	
OCR	[-]	1	
k₀	[-]	1-sin φ'	
k	[m/s]	(**)	
V_s	[m/s]	120 + 7.8·z [z in m]	
G₀₁	[kPa]	21580 + 6580 · z [z in m]	
E_{op1}	[kPa]	2.4·G ₀ /5	
E_{op2}	[kPa]	G ₀₁ /5	

(*) = Il valore caratteristico di tale parametro viene determinato come segue:

- valori prossimi al valore medio dovranno essere assunti per verifiche che coinvolgono un volume di terreno tale da compensare eventuali eterogeneità e/o quando la struttura a contatto con il terreno presenta una rigidezza tale da consentire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti;
- valori prossimi al valore minimo di tale parametro dovranno essere adottati per verifiche che coinvolgono modesti volumi di terreno e/o quando la struttura a contatto con il terreno non è in grado di garantire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti a causa della sua scarsa rigidezza.

(**) = Per tali parametri non sono presenti dati nella zona omogenea considerata; per stimare tali parametri è possibile riferirsi a quelli definiti per le altre zone omogenee per la medesima unità.

Zona omogenea		6	
Unità		D	
γ_t	[kN/m ³]	20.0	
N_{spt}	[colpi/30cm]	Media	Intervallo
		(**)	(**)
D_r	[%]	Media	Intervallo
		(**)	(**)
$\varphi' (*)$	[°]	(**)	
OCR	[-]	1	
k_0	[-]	$1 - \sin \varphi'$	
k	[m/s]	(**)	
V_s	[m/s]	(**)	
G_{01}	[kPa]	(**)	
E_{op1}	[kPa]	$2.4 \cdot G_0/5$	
E_{op2}	[kPa]	$G_{01}/5$	

(*) = Il valore caratteristico di tale parametro viene determinato come segue:

- valori prossimi al valore medio dovranno essere assunti per verifiche che coinvolgono un volume di terreno tale da compensare eventuali eterogeneità e/o quando la struttura a contatto con il terreno presenta una rigidità tale da consentire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti;
- valori prossimi al valore minimo di tale parametro dovranno essere adottati per verifiche che coinvolgono modesti volumi di terreno e/o quando la struttura a contatto con il terreno non è in grado di garantire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti a causa della sua scarsa rigidità.

(**) = Per tali parametri non sono presenti dati nella zona omogenea considerata; per stimare tali parametri è possibile riferirsi a quelli definiti per le altre zone omogenee per la medesima unità.

8.7 Zona omogenea 7

Zona omogenea		7	
Unità		A	
γ_t	[kN/m ³]	18.8	
N_{spt}	colpi/30cm	Media	Intervallo
		-	2
e_0	[-]	0.8	
$\varphi' (*)$	[°]	26 ÷ 28	
$c' (*)$	[kPa]	2.5 ÷ 7.5	
q_c	[kPa]	20·C _u	
$C_u (*)$	[kPa]	50 ÷ 70	
OCR	[-]	Fino a 5.0 m: > 3	
k_0	[-]	$(1 - \sin \varphi') \cdot OCR^{0.5}$	
M	[kPa]	8000	
M_r	[kPa]	5·M	
$c_{\alpha\varepsilon}$	[-]	-	
k_v	[m/s]	1.00E-10	
k_h	[m/s]	3·k _v	
c_v	[m ² /s]	1.00E-07	
c_h	[m ² /s]	3·c _v	
V_s	[m/s]	$(G_{01} \cdot 9.81 / \gamma_t)^{0.5}$	
G_{01}	[kPa]	30000	

(*) = Il valore caratteristico di tale parametro viene determinato come segue:

- valori prossimi al valore medio dovranno essere assunti per verifiche che coinvolgono un volume di terreno tale da compensare eventuali eterogeneità e/o quando la struttura a contatto con il terreno presenta una rigidità tale da consentire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti;
- valori prossimi al valore minimo di tale parametro dovranno essere adottati per verifiche che coinvolgono modesti volumi di terreno e/o quando la struttura a contatto con il terreno non è in grado di garantire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti a causa della sua scarsa rigidità.

Zona omogenea		7	
Unità		B₁	
γ_t	[kN/m ³]	18.5	
N_{spt}	[colpi/30cm]	Media	Intervallo
		6	1 ÷ 11
D_r	[%]	Media	Intervallo
		28	15 ÷ 40
$\varphi' (*)$	[°]	30 ÷ 36	
OCR	[-]	1	
k_0	[-]	1-sin φ'	
k	[m/s]	(°)	
V_s	[m/s]	125	
G_{01}	[kPa]	30000 + 17 400 · ln(z) [z in m]	
E_{op1}	[kPa]	2.4 · G ₀ /5	
E_{op2}	[kPa]	G ₀₁ /5	

(*) = Il valore caratteristico di tale parametro viene determinato come segue:

- valori prossimi al valore medio dovranno essere assunti per verifiche che coinvolgono un volume di terreno tale da compensare eventuali eterogeneità e/o quando la struttura a contatto con il terreno presenta una rigidezza tale da consentire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti;
- valori prossimi al valore minimo di tale parametro dovranno essere adottati per verifiche che coinvolgono modesti volumi di terreno e/o quando la struttura a contatto con il terreno non è in grado di garantire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti a causa della sua scarsa rigidezza.

(°) = Per tali parametri non sono disponibili dati; per la loro stima è possibile riferirsi a valori dedotti da bibliografia.

Zona omogenea		7	
Unità		C₁	
γ_t	[kN/m ³]	19.0	
N_{spt}	[colpi/30cm]	Media	Intervallo
		18	5 ÷ 32
D_r	[%]	Media	Intervallo
		50	35 ÷ 65
$\varphi' (*)$	[°]	33 ÷ 36	
OCR	[-]	1	
k_0	[-]	$1 - \sin \varphi'$	
k	[m/s]	9.00E-04	
V_s	[m/s]	$50 \cdot \ln(z/0.2)$ [z in m]	
G_{01}	[kPa]	$24000 + 32 \cdot 750 \ln(z)$ [z in m]	
E_{op1}	[kPa]	$2.4 \cdot G_0/5$	
E_{op2}	[kPa]	$G_{01}/5$	

(*) = Il valore caratteristico di tale parametro viene determinato come segue:

- valori prossimi al valore medio dovranno essere assunti per verifiche che coinvolgono un volume di terreno tale da compensare eventuali eterogeneità e/o quando la struttura a contatto con il terreno presenta una rigidezza tale da consentire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti;
- valori prossimi al valore minimo di tale parametro dovranno essere adottati per verifiche che coinvolgono modesti volumi di terreno e/o quando la struttura a contatto con il terreno non è in grado di garantire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti a causa della sua scarsa rigidezza.

Zona omogenea		7	
Unità		C ₂	
γ_t	[kN/m ³]	19.5	
N _{spt}	[colpi/30cm]	Media	Intervallo
		42	30 ÷ 60
D _r	[%]	Media	Intervallo
		70	55 ÷ 95
$\varphi' (*)$	[°]	32 ÷ 36	
OCR	[-]	1	
k ₀	[-]	1 - sin φ'	
k	[m/s]	(**)	
V _s	[m/s]	79.4 · ln(z/0.7) [z in m]	
G ₀₁	[kPa]	3260 · z + 75900 [z in m]	
E _{op1}	[kPa]	2.4 · G ₀₁ /5	
E _{op2}	[kPa]	G ₀₁ /5	

(*) = Il valore caratteristico di tale parametro viene determinato come segue:

- valori prossimi al valore medio dovranno essere assunti per verifiche che coinvolgono un volume di terreno tale da compensare eventuali eterogeneità e/o quando la struttura a contatto con il terreno presenta una rigidezza tale da consentire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti;
- valori prossimi al valore minimo di tale parametro dovranno essere adottati per verifiche che coinvolgono modesti volumi di terreno e/o quando la struttura a contatto con il terreno non è in grado di garantire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti a causa della sua scarsa rigidezza.

(**) = Per tali parametri non sono presenti dati nella zona omogenea considerata; per stimare tali parametri è possibile riferirsi a quelli definiti per le altre zone omogenee per la medesima unità.

Zona omogenea		7	
Unità		D	
γ_t	[kN/m ³]	20.0	
N_{spt}	[colpi/30cm]	Media	Intervallo
		85	60 ÷ 100
D_r	[%]	Media	Intervallo
		65	55 ÷ 85
$\varphi' (*)$	[°]	34 ÷ 38	
OCR	[-]	1	
k_0	[-]	$1 - \sin \varphi'$	
k	[m/s]	1.70E-04	
V_s	[m/s]	360	
G_{01}	[kPa]	9000·z - 4000 [z in m]	
E_{op1}	[kPa]	2.4· $G_0/5$	
E_{op2}	[kPa]	$G_{01}/5$	

(*) = Il valore caratteristico di tale parametro viene determinato come segue:

- valori prossimi al valore medio dovranno essere assunti per verifiche che coinvolgono un volume di terreno tale da compensare eventuali eterogeneità e/o quando la struttura a contatto con il terreno presenta una rigidità tale da consentire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti;
- valori prossimi al valore minimo di tale parametro dovranno essere adottati per verifiche che coinvolgono modesti volumi di terreno e/o quando la struttura a contatto con il terreno non è in grado di garantire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti a causa della sua scarsa rigidità.

9. OPERE D'ARTE – STRATIGRAFIA DI RIFERIMENTO E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Per quanto concerne le seguenti opere d'arte:

- Strada poderale Sangallo;
- Strada vicinale Ceregallo;
- Strada provinciale n. 115 via Piave;
- Ponte sul fiume Lambro;
- Ponte sul Cavo Lorini – Marocco;
- Ponte sul Cavo Sillaro 1;
- Roggio Barbavara;
- Cavo Sillaro 2;

in Appendice 8 sono raccolte le relative schede contenenti:

- la stratigrafia di riferimento;
- il livello di falda da assumere nelle elaborazioni;
- i parametri geotecnici di calcolo;
- la categoria di sottosuolo per l'analisi sismica.

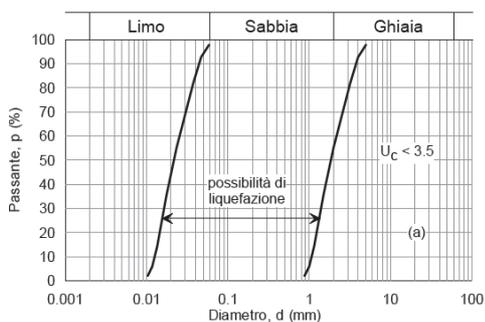
10. VERIFICHE DI STABILITÀ NEI CONFRONTI DEI FENOMENI DI LIQUEFAZIONE

10.1 Generalità

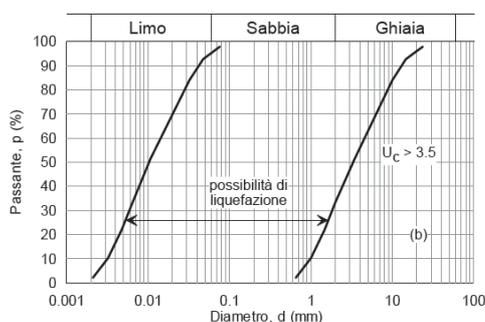
In terreni saturi sabbiosi sollecitati in condizioni non drenate da azioni cicliche dinamiche, il termine liquefazione comprende una serie di fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche. L'avvenuta liquefazione si manifesta, in presenza di manufatti, attraverso la perdita di capacità portante e/o lo sviluppo di elevati cedimenti e rotazioni.

In base alle NTC2008 di cui al D.M. 14-01-2008 la verifica di liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

1. eventi sismici attesi di magnitudo M inferiore a 5;
2. accelerazione massime attese al piano campagna in assenza di manufatti minori di 0.1 g;
3. profondità media stagionale della falda superiore a 15.0 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
4. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$ dove $(N1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (SPT) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (CPT) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
5. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nel grafico a), nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3.5$, e nel grafico b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3.5$.



a)



b)

10.2 Definizione della magnitudo

Per la definizione della magnitudo (M) ci si è riferiti alla disaggregazione sismica del terremoto di progetto.

La disaggregazione della pericolosità sismica consente di valutare i contributi di diverse sorgenti sismiche alla pericolosità di un sito. La forma più comune di disaggregazione è quella bidimensionale in magnitudo e distanza (M-R) che permette di definire il contributo di sorgenti sismogenetiche a distanza R capaci di generare terremoti di magnitudo M. Espresso in altri termini il processo di disaggregazione in M-R fornisce il terremoto che domina lo scenario di pericolosità (terremoto di scenario) inteso come l'evento di magnitudo M a distanza R dal sito oggetto di studio che contribuisce maggiormente alla pericolosità sismica del sito stesso.

Per il terremoto di progetto l'INGV fornisce tali valori e anche i valori medi. Di seguito sono riportate le disaggregazioni del valore di a_g con probabilità di eccedenza del 5% in 50 anni per i Comuni di interesse.

Tabella 10-1 – Disaggregazione sismica del terremoto di progetto – Valori medi.

Comune	Valori medi		
	Magnitudo	Distanza [km]	Epsilon
San Giuliano Milanese	5.01	51.00	1.76
Melegnano	4.98	40.80	1.72
Cerro al Lambro	4.94	31.80	1.53
San Zenone al Lambro	4.94	40.90	1.57
Tavazzano con Villavesco	4.95	32.40	1.65
Lodi Vecchio	5.00	50.80	1.72
Borgo San Giovanni	4.89	24.00	1.30
Pieve Fissiraga	4.89	24.00	1.30

10.3 Verifiche a liquefazione

Per i Comuni di :

- Melegnano (Milano),
- Cerro al Lambro (Milano),
- Castel San Zenone al Lambro (Milano),
- Tavazzano (Lodi),
- Borgo San Giovanni (Lodi),
- Pieve Fissiraga (Lodi),

gli eventi sismici attesi risultano di magnitudo M inferiore a 5, pertanto in base alle NTC 2008 di cui al D.M. 14/01/2008 la verifica di liquefazione può essere omessa.

Per i Comuni di :

- San Giuliano Milanese (Milano),
- Lodi Vecchio (Lodi),

gli eventi sismici attesi risultano di magnitudo M rispettivamente superiore e uguale a 5. Le accelerazione massime attese al piano campagna, tuttavia, risultano inferiori a 0.1g, come mostrato al paragrafo 4.3, pertanto in base alle NTC 2008 di cui al D.M. 14/01/2008 la verifica di liquefazione può essere omessa.

11. VERIFICHE DI STABILITÀ DEI RILEVATI

Nel presente capitolo si riportano le seguenti analisi:

- **Analisi di stabilità delle scarpate dei rilevati:** tali analisi sono finalizzate a verificare la stabilità del corpo rilevato, indipendentemente dal terreno di fondazione; a parità di parametri di resistenza al taglio del materiale da rilevato la stabilità del corpo rilevato dipende quindi solo dalla geometria del corpo del rilevato stesso in termini di:
 - pendenza delle scarpate;
 - posizione altimetrica e dimensione planimetrica delle eventuali banche.
- **Analisi di stabilità globale dei rilevati:** tali verifiche di stabilità interessano sia il corpo rilevato sia il terreno di fondazione dello stesso e consentono di definire l'eventuale necessità di elementi di rinforzo alla base o all'interno del corpo rilevato.

Le verifiche di stabilità sono state sviluppate secondo la normativa vigente in particolare:

- **D.M. 14/01/2008** – “Nuove norme tecniche per le costruzioni”
- **Circolare n. 617 - 02/02/2009** – “Istruzioni per l'applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008”.

Le norme suddette indicano che le verifiche consistono nel soddisfacimento della seguente condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove:

- E_d rappresenta il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;
- R_d rappresenta il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Le verifiche devono essere condotte secondo l'Approccio 1:

- Combinazione 2: A2+M2+R2

in cui:

- A2 rappresenta il gruppo di coefficienti parziali γ_F da applicare alle azioni o all'effetto delle azioni (Tabella 11-1);
- M2 rappresenta il gruppo di coefficienti parziali γ_M da applicare ai parametri del terreno (Tabella 11-2);
- R2 rappresenta il gruppo di coefficienti parziali γ_R per le verifiche di sicurezza (Tabella 11-3).

Tabella 11-1 – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni - (tabella 6.2.I – DM 14/01/2008)

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale (γ_F)	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0.9	1.0
	Sfavorevole		1.1	1.0
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2}	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.3
Variabili	Favorevole	γ_Q	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.3

Tabella 11-2 – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici delle azioni - (tabella 6.2.II – DM 14/01/2008)

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	Coefficiente parziale (γ_M)	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1.0	1.25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1.0	1.25
Resistenza non drenata	c'_{uk}	γ_{cu}	1.0	1.40
Peso dell'unità di volume	γ	γ_{γ}	1.0	1.00

Tabella 11-3 - Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo - (tabella 6.8.1 – DM 14/01/2008)

Coefficiente (γ_R)	R2
γ_R	1.1

Le verifiche del raggiungimento della condizione di stato limite ultimo sono state sviluppate considerando le seguenti condizioni di analisi:

- Condizione statica:
 - parametri drenati del terreno;
 - sovraccarico stradale assunto di valore caratteristico pari a 20kPa;
- Condizione SISMA +:
 - parametri non drenati per il terreno di fondazione;
 - accelerazione sismica orizzontale, accelerazione sismica verticale diretta verso il basso;
 - sovraccarico stradale assunto di valore caratteristico pari a 20kPa e coefficiente di combinazione pari a 0.2;
- Condizione SISMA -:
 - parametri non drenati per il terreno di fondazione;
 - accelerazione sismica orizzontale, accelerazione sismica verticale diretta verso l'alto;
 - sovraccarico stradale assunto di valore caratteristico pari a 20kPa e coefficiente di combinazione pari a 0.2.

Per la stabilità in condizioni sismiche è stato utilizzato il metodo pseudostatico che consente di rappresentare l'azione sismica mediante un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso W del volume di terreno potenzialmente instabile.

Nelle verifiche allo Stato Limite Ultimo le componenti orizzontale e verticale di tale forza possono esprimersi come:

- $F_h = k_h \cdot W$
- $F_v = k_v \cdot W$

con k_h e k_v rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale:

- $k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{max}}{g}$
- $k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$

dove

- β_s rappresenta il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;
- a_{max} rappresenta l'accelerazione massima orizzontale attesa al sito indicata al paragrafo 4.3;
- g rappresenta l'accelerazione di gravità.

I valori di β_s sono riportati in Tabella 11-4 in funzione del valore dell'accelerazione orizzontale massima attesa su suolo rigido a_g e della categoria di sottosuolo.

Tabella 11-4 – Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito - (tabella 7.11.I-DM 14/01/2008)

	Categoria di sottosuolo	
	A	B,C,D,E
	β_s	β_s
$0.2 < a_g(g) \leq 0.4$	0.30	~ 0.28
$0.1 < a_g(g) \leq 0.2$	0.27	~ 0.24
$a_g(g) \leq 0.1$	~ 0.20	~ 0.20

In Tabella 11-5 sono riassunti i valori dei coefficienti sismici adottati nelle verifiche di stabilità con riferimento al valore massimo di a_g indicato al al paragrafo 4.3.

Tabella 11-5 – Coefficienti sismici adottati per le verifiche di stabilità dei rilevati

a_g	β_s	S_s	S_T	a_{max}	k_h	k_v
0.090g	~ 0.20	1.5	1.0	0.135g	0.027	±0.0135

La valutazione dei fattori di sicurezza alla stabilità viene condotta mediante il modulo "Slope W" del programma GeoStudio 2007 versione 7.15 della GEO-SLOPE International.

Tale programma consente un'analisi di stabilità all'equilibrio limite tenendo conto di terreni variamente stratificati, dell'eventuale falda idrica, della presenza di pressioni neutre diverse dalle pressioni idrostatiche, di sollecitazioni sismiche mediante un'analisi di tipo pseudostatica, di tiranti di ancoraggio e di eventuali altri elementi di rinforzo (ad esempio geogriglie).

Il programma è in grado di fornire una soluzione generale al problema bidimensionale di stabilità ricavandone il coefficiente di sicurezza (FS) come rapporto tra la resistenza al taglio disponibile lungo la superficie di possibile scorrimento e quella effettivamente mobilitata dal volume di terreno coinvolto nel movimento; il criterio di rottura adottato è quello classico di Mohr - Coulomb.

La valutazione del coefficiente di sicurezza viene effettuata per tentativi, generando un elevato numero di superfici mediante un algoritmo pseudo - casuale.

Il programma è in grado di effettuare le verifiche di stabilità fornendo il coefficiente di sicurezza secondo differenti criteri; nel caso in esame l'analisi è stata sviluppata con superfici circolari adottando il metodo di Bishop.

11.1 Verifiche di stabilità del corpo rilevato

Nella seguente Tabella 11-6 sono riportati i parametri geotecnici caratteristici di resistenza al taglio R_k adottati per i materiali costituenti il rilevato.

Tabella 11-6 – Parametri geotecnici caratteristici adottati per le verifiche di stabilità del corpo rilevato.

Terreno	Peso specifico γ_k [kN/m ³]	Angolo d'attrito ϕ'_k [°]	Coesione efficace c'_k [kPa]	Coesione non drenata C_{uk} [kPa]
Rilevato esistente	19.0	30.0	0.0	-
Rilevato in ampliamento	19.5	35.0	0.0	-
Terreno vegetale	18.5	24.0	5.0	-

Da tali valori caratteristici attraverso i coefficienti riduttivi M2 sono stati ottenuti i parametri geotecnici di progetto di resistenza al taglio R_d del terreno riportati nella seguente Tabella 11-7.

Tabella 11-7 – Parametri geotecnici di progetto adottati per le verifiche di stabilità.

Terreno	Peso specifico γ_d [kN/m ³]	Angolo d'attrito ϕ'_d [°]	Coesione efficace c'_d [kPa]	Coesione non drenata C_{ud} [kPa]
Rilevato esistente	19.0	24.8	0.0	-
Rilevato in ampliamento	19.5	29.3	0.0	-
Terreno vegetale	18.5	19.6	4.0	-

Le analisi di stabilità del corpo del rilevato hanno consentito di verificare la geometria delle scarpate adottate in progetto e di seguito descritte:

- rilevati di altezza $H_{ril} \leq 5.00$ m: pendenza delle scarpate pari a 7/4 (h/v);
- rilevati di altezza $5.00 \text{ m} < H_{ril} \leq 10.00$ m:
 - pendenza della scarpata superiore pari a 7/4 (h/v);

- larghezza banca pari a 2.00 m a 5.00 m dalla sommità del rilevato;
- pendenza della scarpata inferiore pari a 7/4 (h/v).

Le verifiche sono state quindi condotte cautelativamente per le seguenti altezza di rilevato:

- $H_{ril} = 5.00$ m ovvero per la massima altezza di rilevato per la quale non è necessario l'inserimento di una berma;
- $H_{ril} = 10.00$ m ovvero per la massima altezza di rilevato per la quale si prevede l'inserimento di una berma intermedia.

In Tabella 11-8 si riportano i valori dei coefficienti di sicurezza FS ottenuti per le due altezze di rilevato.

Nei paragrafi seguenti si riportano nel dettaglio le verifiche condotte.

Tabella 11-8 – Risultati delle verifiche di stabilità del corpo rilevato

VERIFICHE	FS ($\gamma_R \geq 1.1$)		
	Cond. STATICA	Cond. SISMA +	Cond. SISMA -
H = 5.00 m	1.175	1.121	1.121
H = 10.00 m	1.179	1.146	1.144

11.1.1 Rilevato di altezza $H_{ril} = 5.00\text{m}$

Nelle figure seguenti si riportano i risultati ottenuti per le verifiche di stabilità del corpo rilevato di altezza 5.00 m per le diverse condizioni di calcolo.

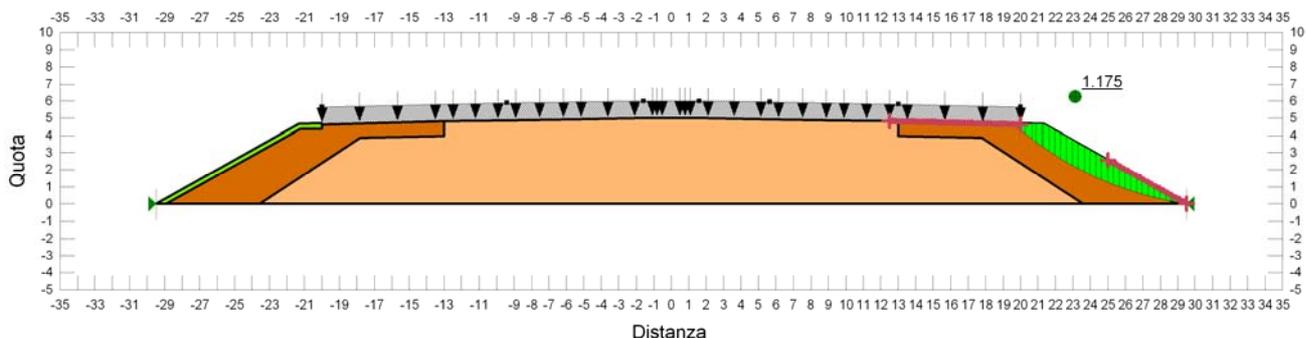


Figura 11-1 – $H_{ril} = 5.00\text{ m}$ - Verifica di stabilità del corpo rilevato – Condizione Statica.

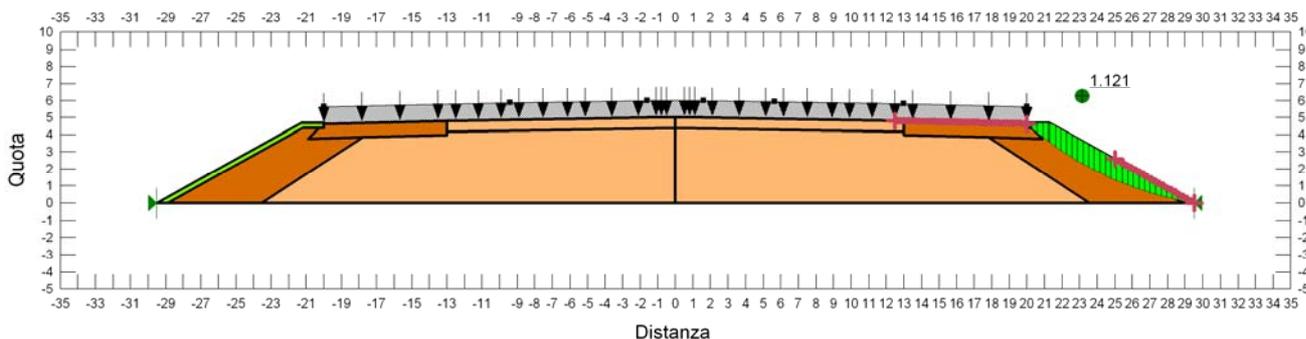


Figura 11-2 – $H_{ril} = 5.00\text{ m}$ - Verifica di stabilità del corpo rilevato – Condizione Sisma +.

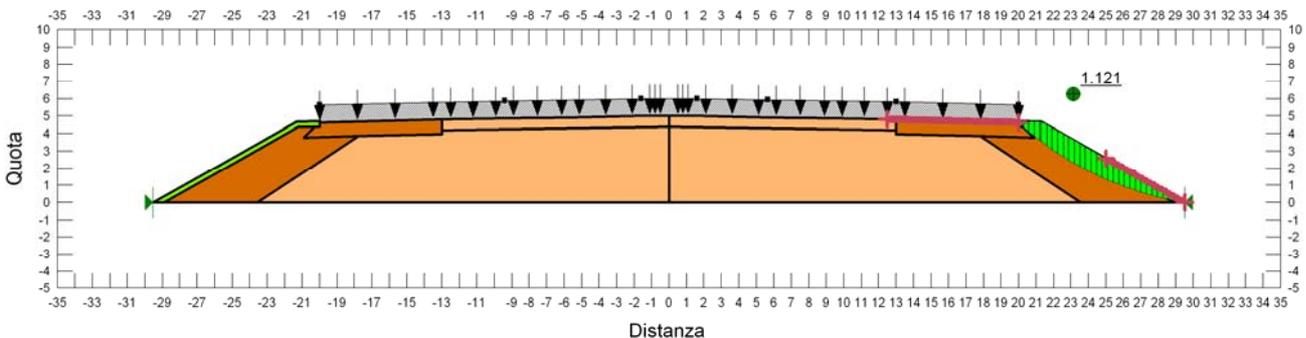


Figura 11-3 – $H_{ril} = 5.00\text{ m}$ - Verifica di stabilità del corpo rilevato – Condizione Sisma -.

11.1.2 Rilevato di altezza $H_{ril} = 10.00m$

Nelle figure seguenti si riportano i risultati per le verifiche di stabilità del corpo rilevato di altezza 10.00 m per le diverse condizioni di calcolo.

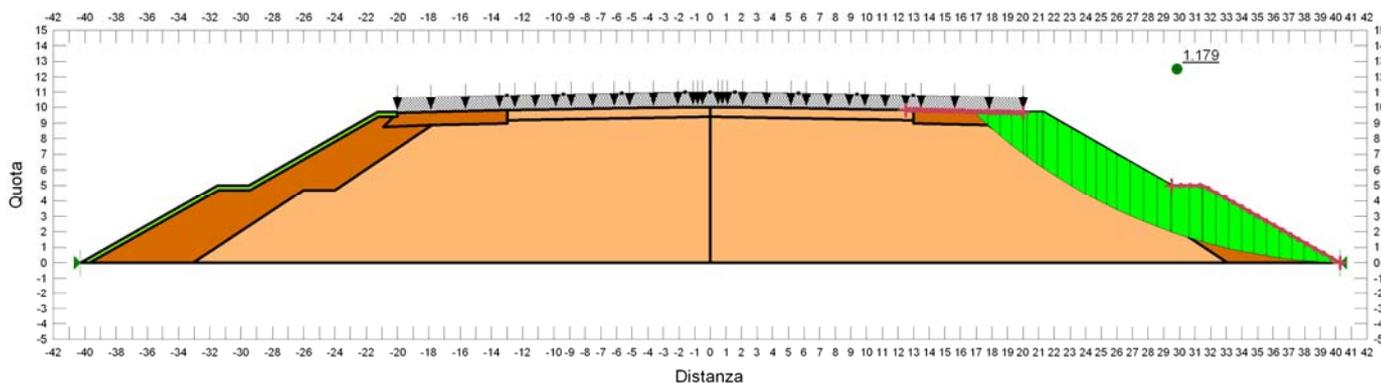


Figura 11-4 – $H_{ril} = 10.00 m$ - Verifica di stabilità del corpo rilevato – Condizione Statica.

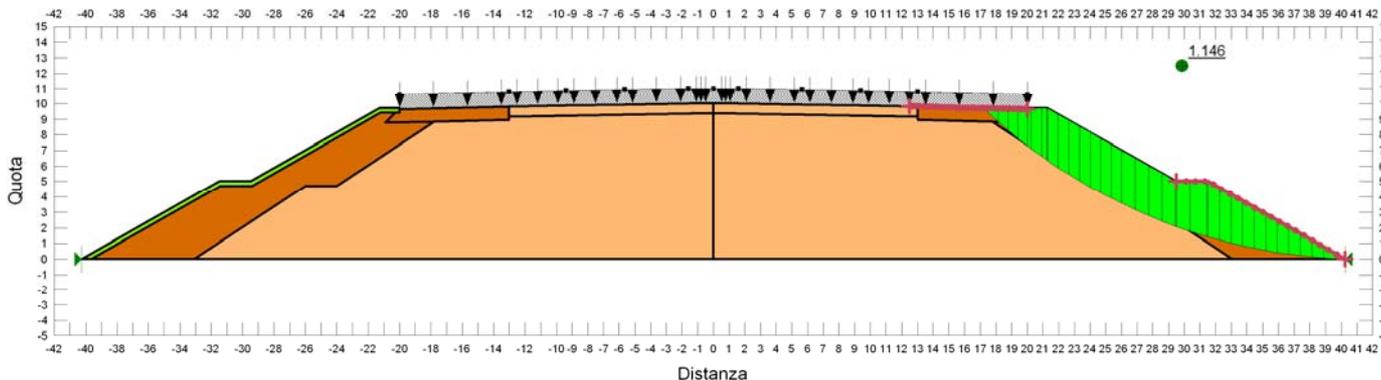


Figura 11-5 – $H_{ril} = 10.00 m$ - Verifica di stabilità del corpo rilevato – Condizione Sisma +.

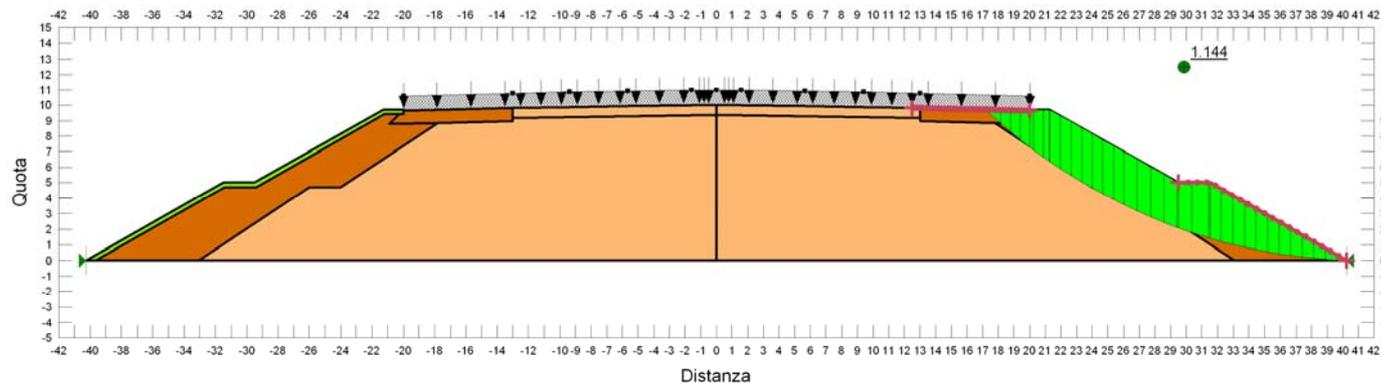


Figura 11-6 – $H_{ril} = 10.00 m$ - Verifica di stabilità del corpo rilevato – Condizione Sisma -.

11.2 Verifiche di stabilità globale dei rilevati

Per ciascuna zona omogenea è stata analizzata la stabilità globale dei rilevati sulla base delle massime altezze individuate, come sintetizzato nella seguente Tabella 11-9.

Tabella 11-9 – Altezze di rilevato verificate per le single zone omogenee

Zona omogenea		H _{ril} di verifica [m]
ZO 1		2.50
ZO 2		5.00
ZO 3	Lato Milano	5.00
		10.00
	Lato Lodi	5.00
		10.00
ZO 4		2.00
ZO 5		2.00
ZO 6		3.00
ZO 7		3.00

Nei seguenti paragrafi per ciascuna zona omogenea sono riportati:

- la stratigrafia di calcolo considerata;
- i parametri di resistenza al taglio caratteristici e di calcolo delle singole unità litostratigrafiche;
- la profondità di falda;
- i risultati delle verifiche.

11.2.1 Zona omogenea 1

Tabella 11-10 – Zona omogenea 1 – Verifiche di stabilità globale - Stratigrafia di calcolo

z_{sup} [m da p.c.]	z_{inf} [m da p.c.]	H_{strato} [m]	Unità
0.00	0.50	0.50	R
0.50	2.00	1.50	C1
2.00	5.50	3.50	A
5.50	6.70	1.20	B2
6.70	9.70	3.00	A
9.70	12.00	2.30	C1
12.00	21.30	9.30	A
21.30	30.00	8.70	C1
Profondità falda – $z_w = 1.50$ m			

Tabella 11-11 - Zona omogenea 1 – Verifiche di stabilità globale – Parametri geotecnici caratteristici

Unità	γ_k [kN/m ³]	ϕ'_k [°]	c'_k [kPa]	C_{uk} [kPa]
Rilevato esistente	19.00	30.0	0.0	-
Rilevato in ampliamento	19.50	35.0	0.0	-
Terreno vegetale	18.50	24.0	5.0	-
Riporto - R	18.50	25.0	0.0	40.0
Unità A per $z < 11$ m da p.c.	18.80	27.0	5.0	50.0
Unità A per $z > 11$ m da p.c.	18.80	27.0	5.0	70.0
Unità B2	18.50	28.0	0.0	40.0
Unità C1	19.00	33.0	0.0	0.0

Tabella 11-12 - Zona omogenea 1 – Verifiche di stabilità globale – Parametri geotecnici di progetto

Unità	γ_d [kN/m ³]	ϕ'_d [°]	c'_d [kPa]	C_{ud} [kPa]
Rilevato esistente	19.00	24.8	0.0	-
Rilevato in ampliamento	19.50	29.3	0.0	-
Terreno vegetale	18.50	19.6	4.0	-
Riporto - R	18.50	20.5	0.0	28.6
Unità A per $z < 11$ m da p.c.	18.80	22.2	4.0	35.7
Unità A per $z > 11$ m da p.c.	18.80	22.2	4.0	50.0
Unità B2	18.50	23.0	0.0	28.6
Unità C1	19.00	27.5	0.0	0.0

Tabella 11-13 - Zona omogenea 1 – Verifiche di stabilità globale $H_{rII} = 2.50$ m - Risultati

Condizione	FS ($\gamma_R \geq 1.1$)	
	Statica	1.614
Sisma +	1.843	Figura 11-8
Sisma -	1.837	Figura 11-9

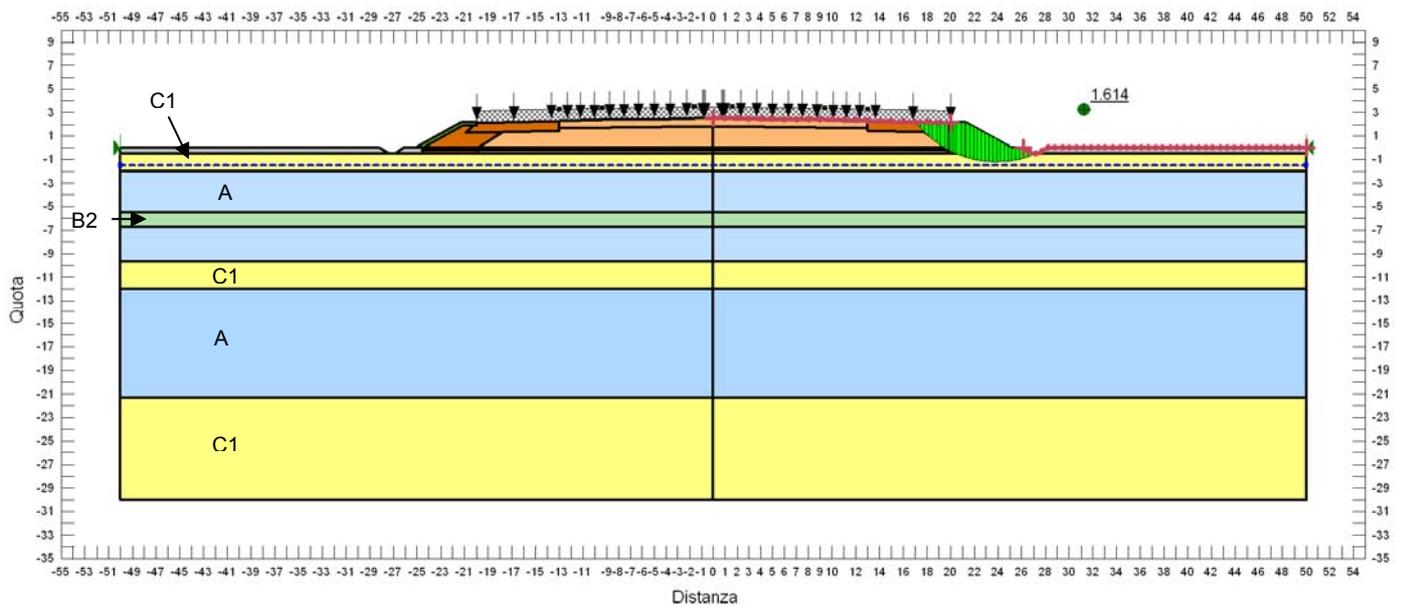


Figura 11-7 – Zona Omogenea 1 - $H_{rII} = 2.50$ m - Verifica di stabilità globale – Condizione Statica

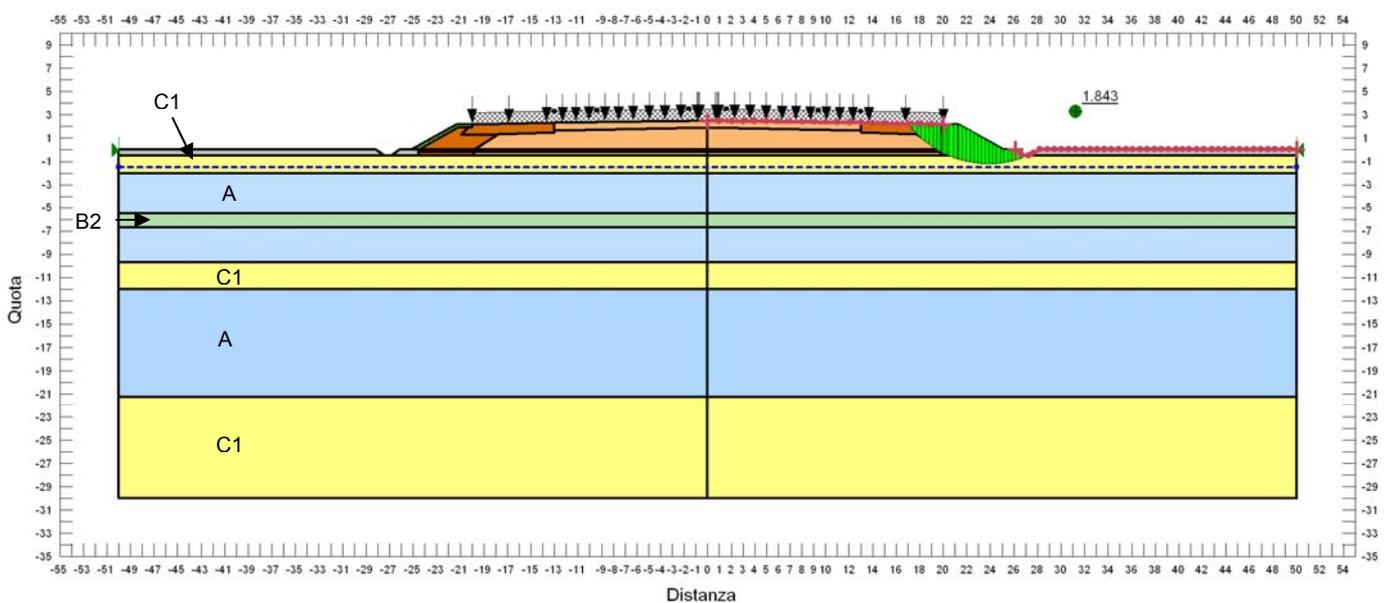


Figura 11-8 – Zona Omogenea 1 - $H_{rII} = 2.50$ m - Verifica di stabilità globale – Condizione Sisma +

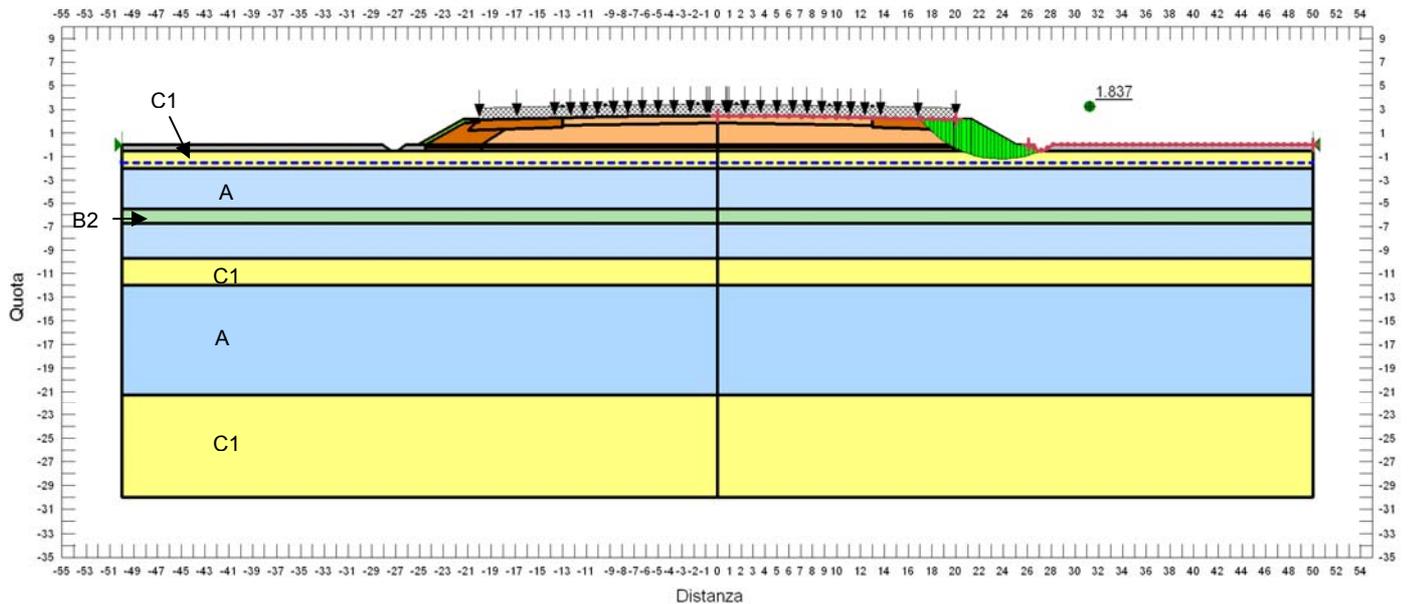


Figura 11-9 – Zona Omogenea 1 - $H_{rit} = 2.50 \text{ m}$ - Verifica di stabilità globale – Condizione Sisma –

11.2.2 Zona omogenea 2

Tabella 11-14 – Zona omogenea 2 – Verifiche di stabilità globale - Stratigrafia di calcolo

z_{sup} [m da p.c.]	z_{inf} [m da p.c.]	H_{strato} [m]	Unità
0.00	0.50	0.50	R
0.50	3.00	2.50	A
3.00	3.70	0.70	B2
3.70	5.00	1.30	C1
5.00	7.50	2.50	A
7.50	14.50	7.00	C1
14.50	16.50	2.00	C2
16.50	19.50	3.00	C1
19.50	25.50	6.00	B2
25.50	30.00	4.50	C1
Profondità falda – $z_w = 2.00 \text{ m}$			

Tabella 11-15 - Zona omogenea 2 – Verifiche di stabilità globale – Parametri geotecnici caratteristici

Unità	γ_k [kN/m ³]	ϕ'_k [°]	c'_k [kPa]	C_{uk} [kPa]
Rilevato esistente	19.00	30.0	0.0	-
Rilevato in ampliamento	19.50	35.0	0.0	-
Terreno vegetale	18.50	24.0	5.0	-
Riporto - R	18.50	25.0	0.0	40.0
Unità A	18.80	27.0	5.0	50.0
Unità B2 per z < 12 m da p.c.	18.50	28.0	0.0	40.0
Unità B2 per z > 12 m da p.c.	18.50	28.0	0.0	80.0
Unità C1	19.00	34.0	0.0	0.0
Unità C2	19.50	33.5	0.0	0.0

Tabella 11-16 - Zona omogenea 2 – Verifiche di stabilità globale – Parametri geotecnici di progetto

Unità	γ_d [kN/m ³]	ϕ'_d [°]	c'_d [kPa]	C_{ud} [kPa]
Rilevato esistente	19.00	30.0	0.0	-
Rilevato in ampliamento	19.50	35.0	0.0	-
Terreno vegetale	18.50	24.0	5.0	-
Riporto - R	18.50	25.0	0.0	40.0
Unità A	18.80	27.0	5.0	50.0
Unità B2 per z < 12 m da p.c.	18.50	28.0	0.0	40.0
Unità B2 per z > 12 m da p.c.	18.50	28.0	0.0	80.0
Unità C1	19.00	34.0	0.0	0.0
Unità C2	19.50	33.5	0.0	0.0

Tabella 11-17 - Zona omogenea 2 – Verifiche di stabilità globale $H_{rfl} = 5.00$ m - Risultati

Condizione	FS ($\gamma_R \geq 1.1$)	
	Statica	1.284
Sisma +	1.586	Figura 11-11
Sisma -	1.589	Figura 11-12

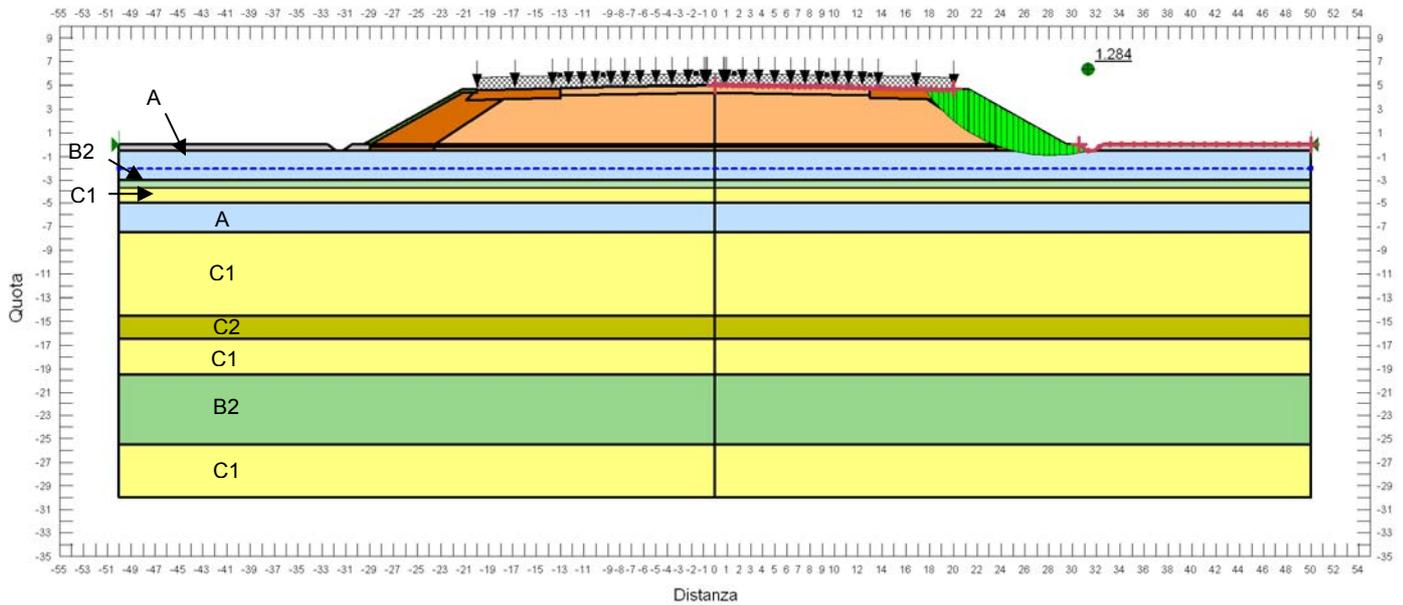


Figura 11-10 – Zona Omogenea 2 - $H_{ril} = 5.00$ m - Verifica di stabilità globale – Condizione Statica

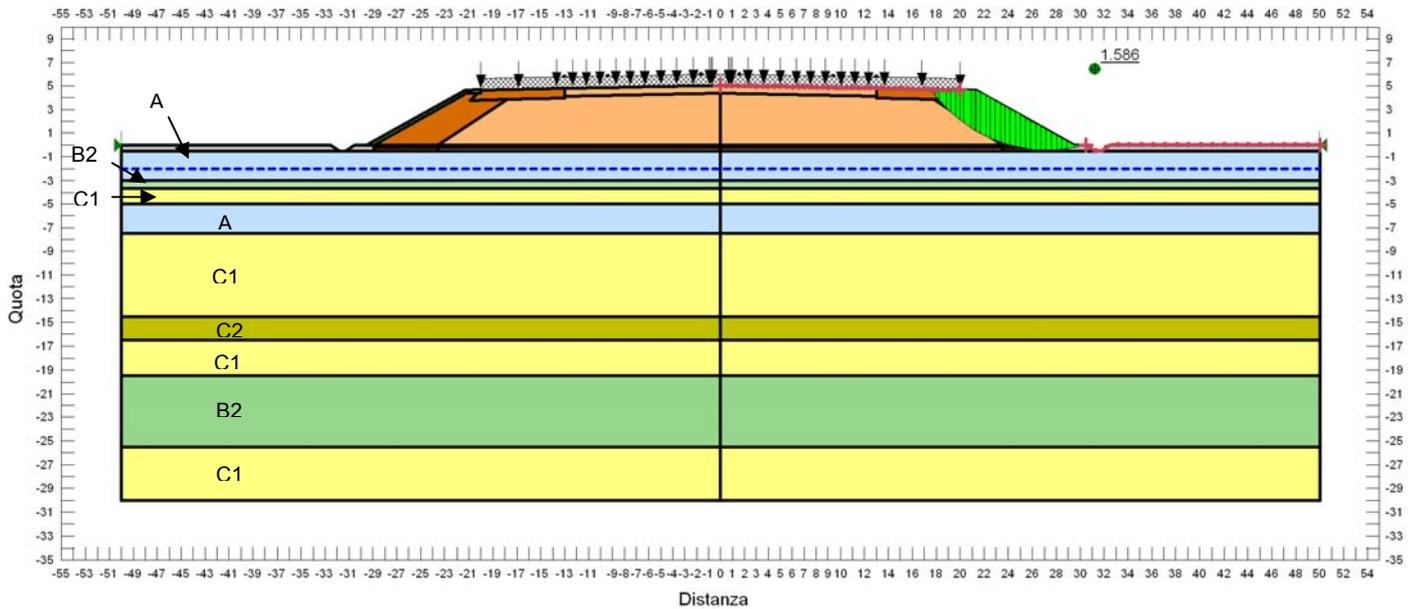


Figura 11-11 – Zona Omogenea 2 - $H_{ril} = 5.00$ m - Verifica di stabilità globale – Condizione Sisma +

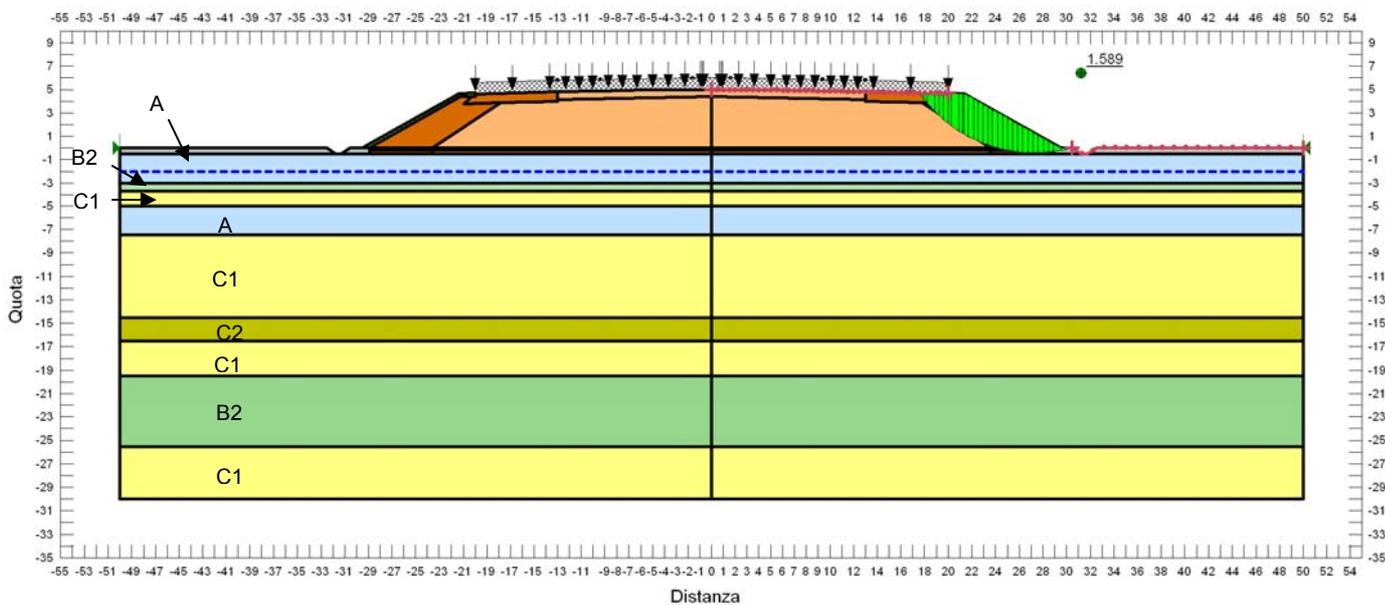


Figura 11-12 – Zona Omogenea 2 - $H_{rit} = 5.00$ m - Verifica di stabilità globale – Condizione Sisma -

11.2.3 Zona omogenea 3

11.2.3.1 Lato Milano

Tabella 11-18 – Zona omogenea 3 – Verifiche di stabilità globale - Stratigrafia di calcolo Lato Milano

Z_{sup} [m da p.c.]	Z_{inf} [m da p.c.]	H_{strato} [m]	Unità
0.00	0.50	0.50	R
0.50	8.00	7.50	C2
8.00	10.00	2.00	C1
10.00	10.50	0.50	A
10.50	20.00	9.50	C1
20.00	30.00	10.00	C2
Profondità falda – $z_w = 1.80$ m			

Tabella 11-19 - Zona omogenea 3 Lato Milano – Verifiche di stabilità globale – Parametri geotecnici caratteristici

Unità	γ_k [kN/m ³]	ϕ'_k [°]	c'_k [kPa]	C_{uk} [kPa]
Rilevato esistente	19.00	30.0	0.0	-
Rilevato in ampliamento	19.50	35.0	0.0	-
Terreno vegetale	18.50	24.0	5.0	-
Riporto - R	18.50	25.0	0.0	40.0
Unità A	18.80	27.0	5.0	90.0
Unità C1	19.00	33.0	0.0	0.0
Unità C2	19.50	33.5	0.0	0.0

Tabella 11-20 - Zona omogenea 3 Lato Milano – Verifiche di stabilità globale – Parametri geotecnici di progetto

Unità	γ_d [kN/m ³]	ϕ'_d [°]	c'_d [kPa]	C_{ud} [kPa]
Rilevato esistente	19.00	30.0	0.0	-
Rilevato in ampliamento	19.50	35.0	0.0	-
Terreno vegetale	18.50	24.0	5.0	-
Riporto - R	18.50	20.5	0.0	28.6
Unità A	18.80	22.2	4.0	64.3
Unità C1	19.00	27.5	0.0	0.0
Unità C2	19.50	27.9	0.0	0.0

Nella seguente Tabella 11-21 e nelle successive figure sono riportati i risultati delle analisi per il rilevato di altezza 5.00 m.

Tabella 11-21 - Zona omogenea 3 Lato Milano – Verifiche di stabilità globale $H_{ril} = 5.00$ m - Risultati

Condizione	FS ($\gamma_R \geq 1.1$)	
	Statica	1.270
Sisma +	1.297	Figura 11-14
Sisma -	1.294	Figura 11-15

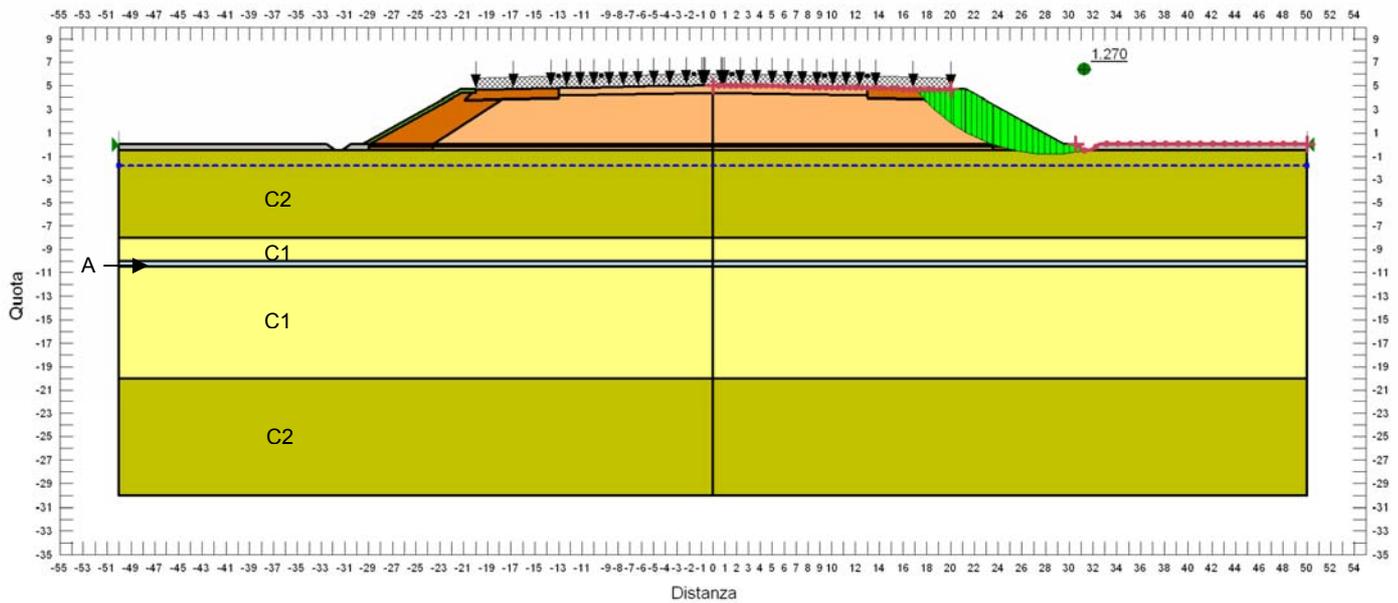


Figura 11-13 – Zona Omogenea 3 Lato Milano - $H_{rit} = 5.00$ m - Verifica di stabilità globale – Condizione Statica

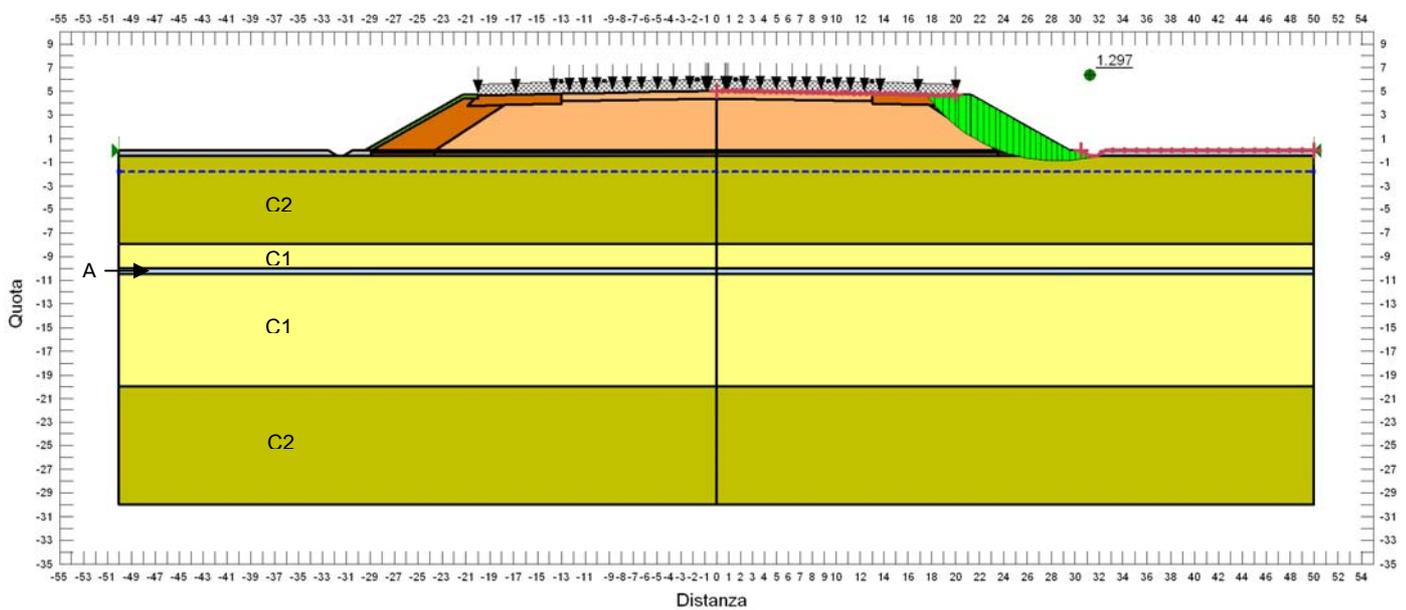


Figura 11-14 – Zona Omogenea 3 Lato Milano - $H_{rit} = 5.00$ m - Verifica di stabilità globale – Condizione Sisma +

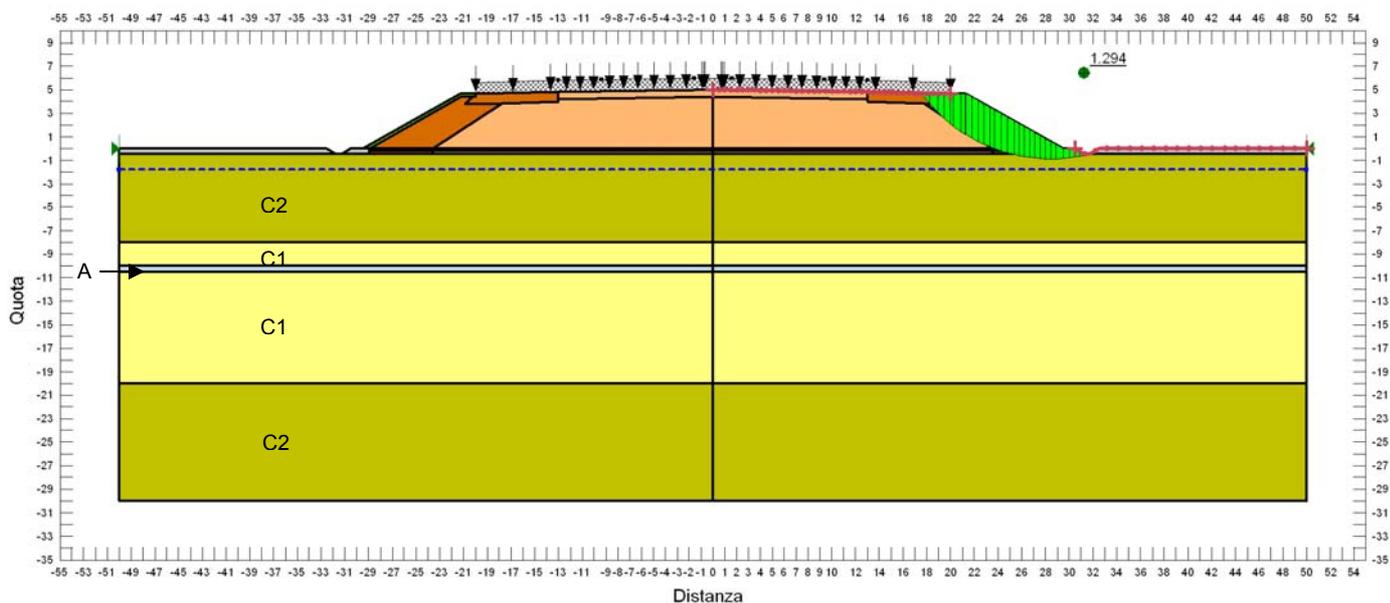


Figura 11-15 – Zona Omogenea 3 Lato Milano - $H_{ril} = 5.00$ m - Verifica di stabilità globale – Condizione Sisma -

Nella seguente Tabella 11-22 e nelle successive figure sono riportati i risultati delle analisi per il rilevato di altezza 10.00 m.

Tabella 11-22 - Zona omogenea 3 Lato Milano – Verifiche di stabilità globale $H_{ril} = 10.00$ m - Risultati

Condizione	FS ($\gamma_R \geq 1.1$)	
	Statica	1.166
Sisma +	1.141	Figura 11-17
Sisma -	1.139	Figura 11-18

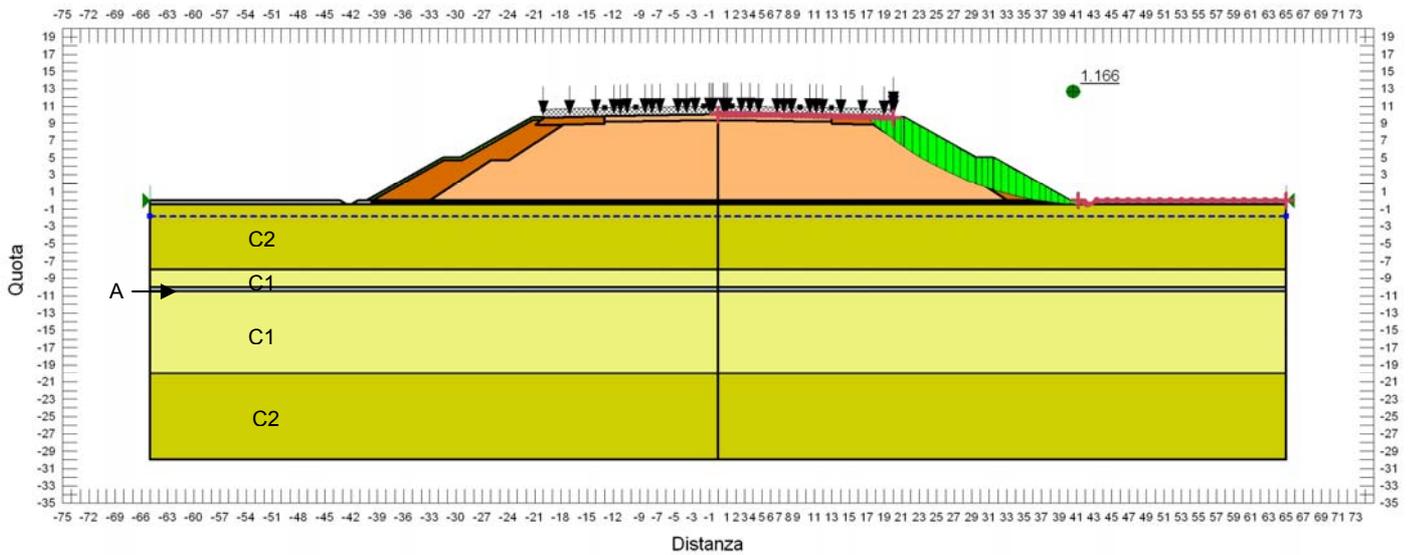


Figura 11-16 – Zona Omogenea 3 Lato Milano - $H_{ril} = 10.00$ m - Verifica di stabilità globale – Condizione Statica

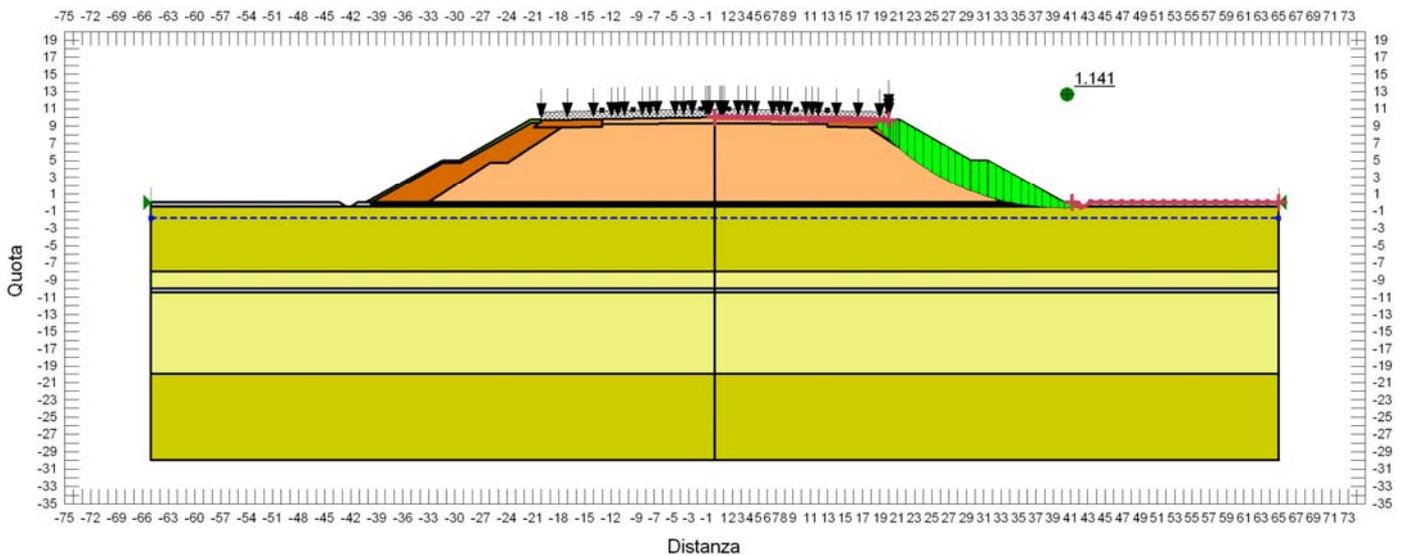


Figura 11-17 – Zona Omogenea 3 Lato Milano - $H_{ril} = 10.00$ m - Verifica di stabilità globale – Condizione Sisma +

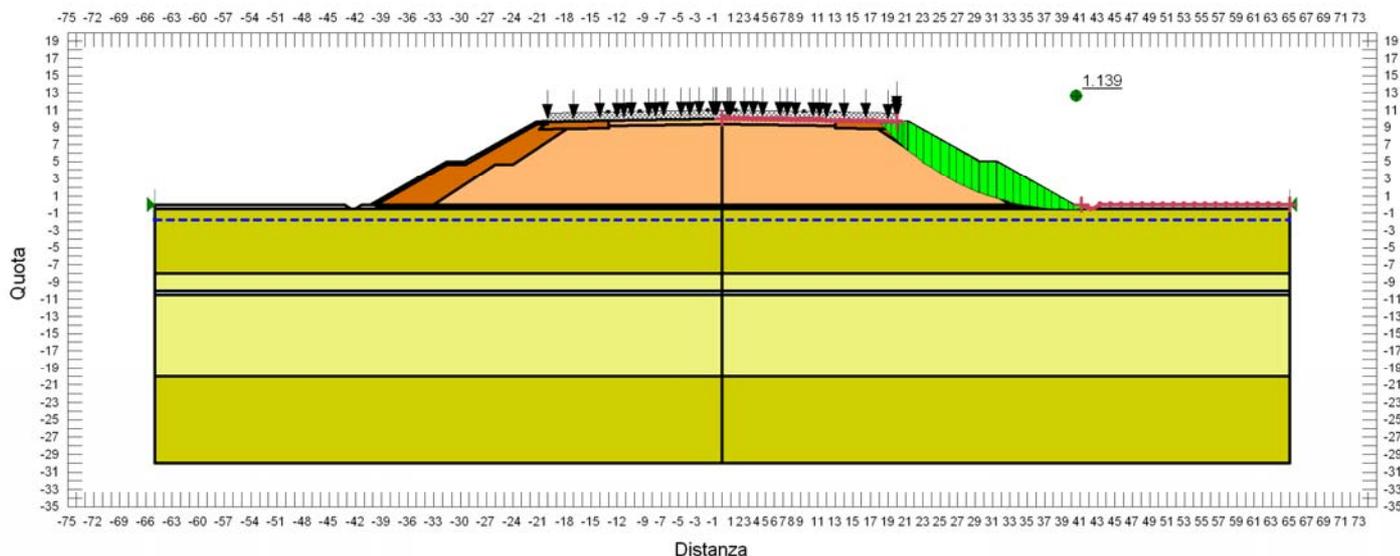


Figura 11-18 – Zona Omogenea 3 Lato Milano - $H_{rij} = 10.00$ m - Verifica di stabilità globale – Condizione Sisma -

11.2.3.2 Lato Lodi

Tabella 11-23 – Zona omogenea 3 – Verifiche di stabilità globale - Stratigrafia di calcolo Lato Lodi

Z_{sup} [m da p.c.]	Z_{inf} [m da p.c.]	H_{strato} [m]	Unità
0.00	0.50	0.50	R
0.50	14.00	13.50	C1
14.00	30.00	16.00	C2
Profondità falda – $z_w = 2.20$ m			

Tabella 11-24 - Zona omogenea 3 Lato Lodi – Verifiche di stabilità globale – Parametri geotecnici caratteristici

Unità	γ_k [kN/m ³]	ϕ'_k [°]	c'_k [kPa]	C_{uk} [kPa]
Rilevato esistente	19.00	30.0	0.0	-
Rilevato in ampliamento	19.50	35.0	0.0	-
Terreno vegetale	18.50	24.0	5.0	-
Riporto - R	18.50	25.0	0.0	40.0
Unità C1	19.00	33.0	0.0	0.0
Unità C2	19.50	33.5	0.0	0.0

Tabella 11-25 - Zona omogenea 3 Lato Lodi – Verifiche di stabilità globale – Parametri geotecnici di progetto

Unità	γ_d [kN/m ³]	ϕ'_d [°]	c'_d [kPa]	C_{ud} [kPa]
Rilevato esistente	19.00	30.0	0.0	-
Rilevato in ampliamento	19.50	35.0	0.0	-
Terreno vegetale	18.50	24.0	5.0	-
Riporto - R	18.50	20.5	0.0	28.6
Unità C1	19.00	27.5	0.0	0.0
Unità C2	19.50	27.9	0.0	0.0

Nella seguente Tabella 11-26 e nelle successive figure sono riportati i risultati delle analisi per il rilevato di altezza 5.00 m.

Tabella 11-26 - Zona omogenea 3 Lato Lodi – Verifiche di stabilità globale $H_{rl} = 5.00$ m - Risultati

Condizione	FS ($\gamma_R \geq 1.1$)	
	Statica	1.259
Sisma +	1.286	Figura 11-20
Sisma -	1.283	Figura 11-21

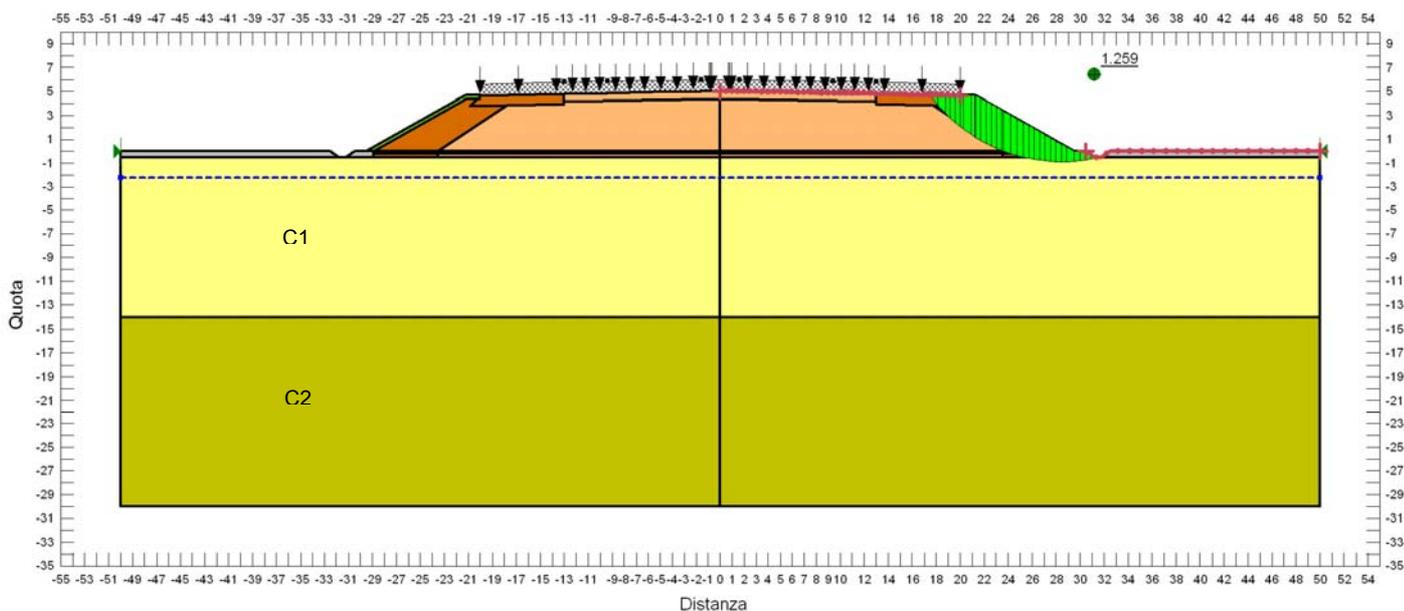


Figura 11-19 – Zona Omogenea 3 Lato Lodi - $H_{rl} = 5.00$ m - Verifica di stabilità globale – Condizione Statica

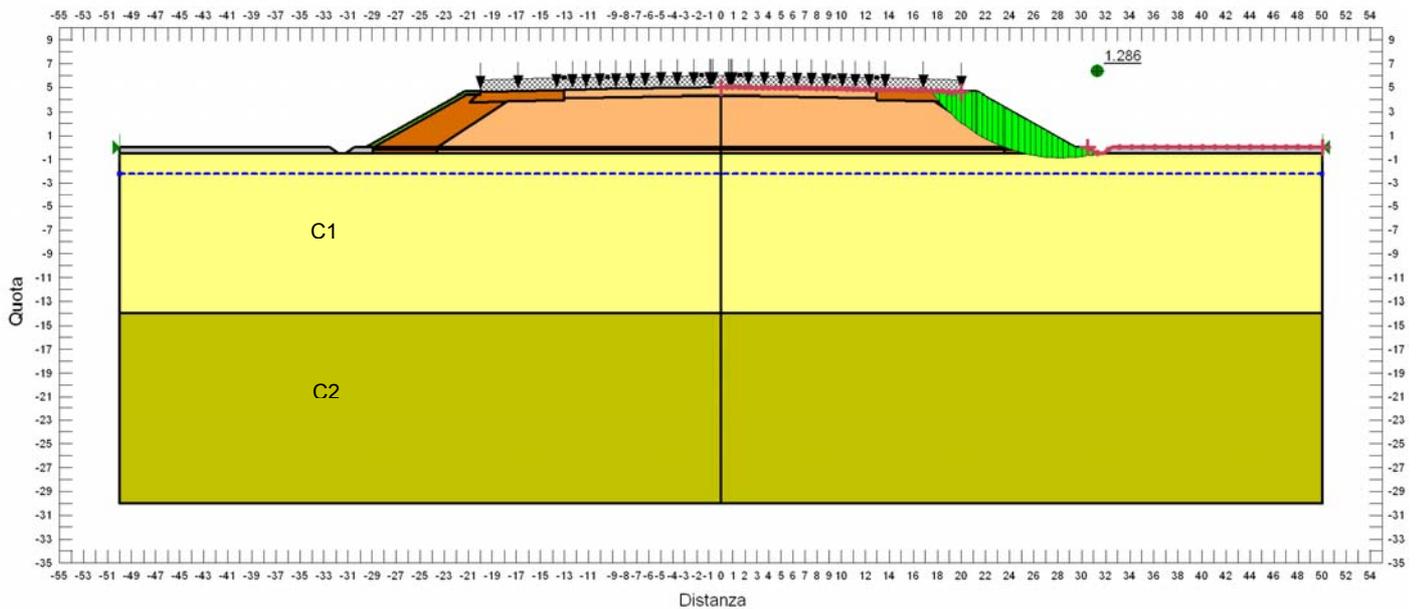


Figura 11-20 – Zona Omogenea 3 Lato Lodi - $H_{rit} = 5.00$ m - Verifica di stabilità globale – Condizione Sisma +

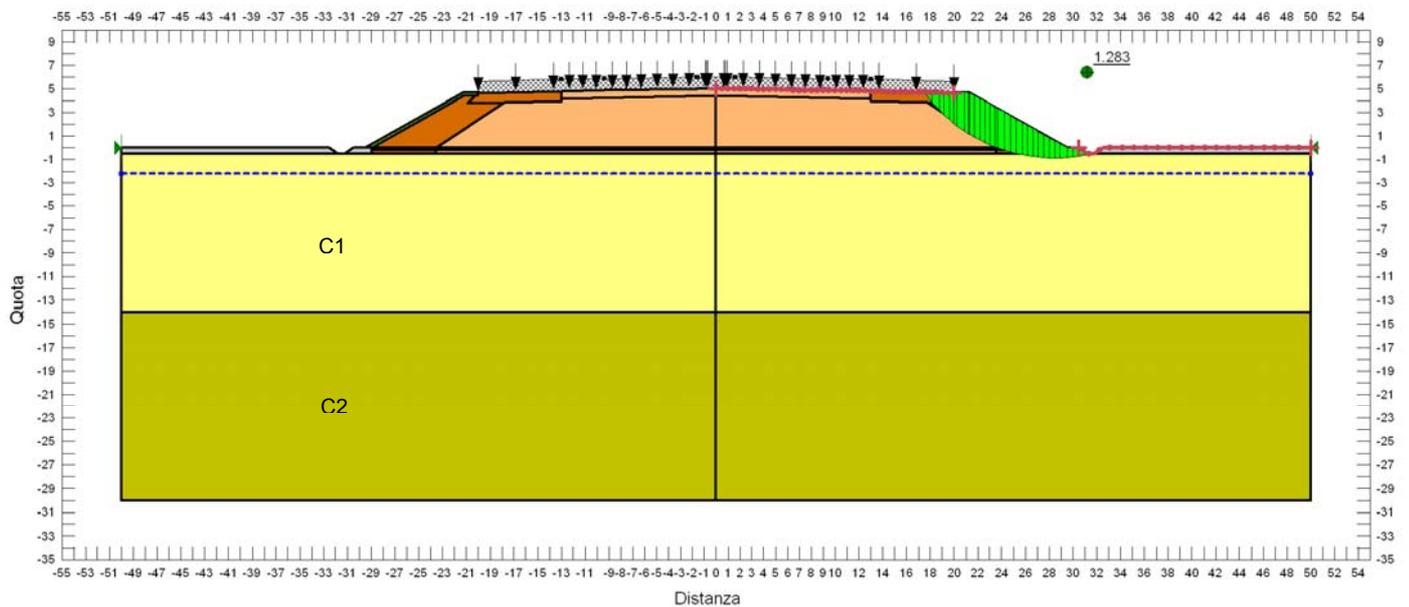


Figura 11-21 – Zona Omogenea 3 Lato Lodi - $H_{rit} = 5.00$ m - Verifica di stabilità globale – Condizione Sisma -

Nella seguente Tabella 11-27 e nelle successive figure sono riportati i risultati delle analisi per il rilevato di altezza 10.00 m.

Tabella 11-27 - Zona omogenea 3 Lato Lodi – Verifiche di stabilità globale $H_{rit} = 10.00\text{ m}$ - Risultati

Condizione	FS	
	$(\gamma_R \geq 1.1)$	
Statica	1.166	Figura 11-22
Sisma +	1.138	Figura 11-23
Sisma -	1.136	Figura 11-24

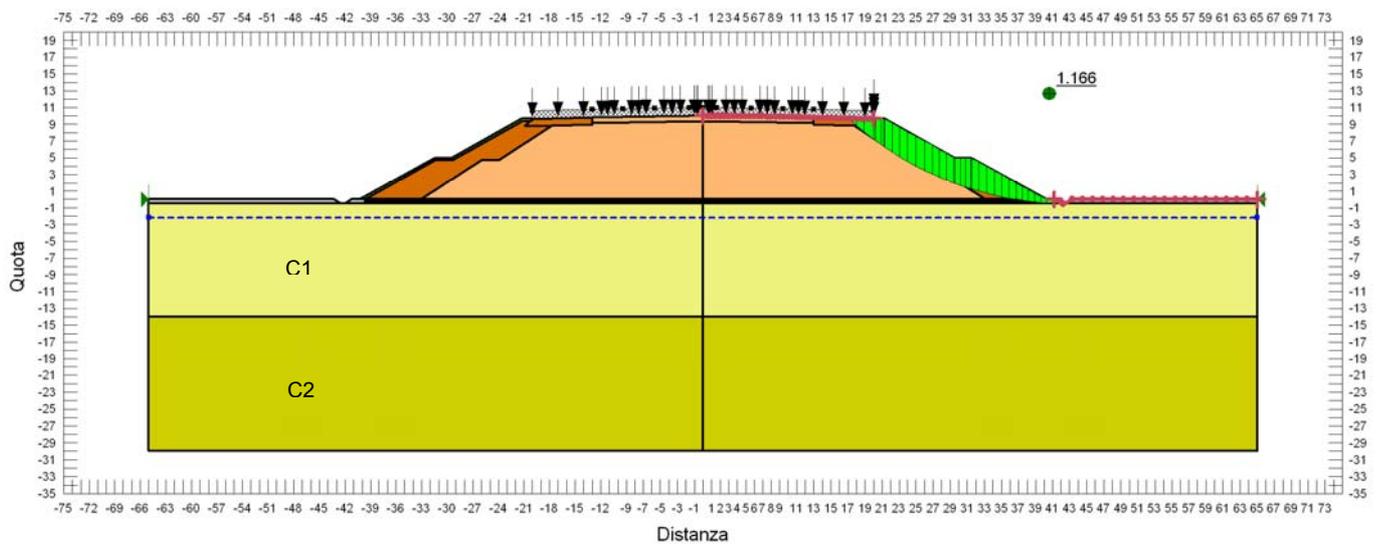


Figura 11-22 – Zona Omogenea 3 Lato Lodi - $H_{rit} = 10.00\text{ m}$ - Verifica di stabilità globale – Condizione Statica

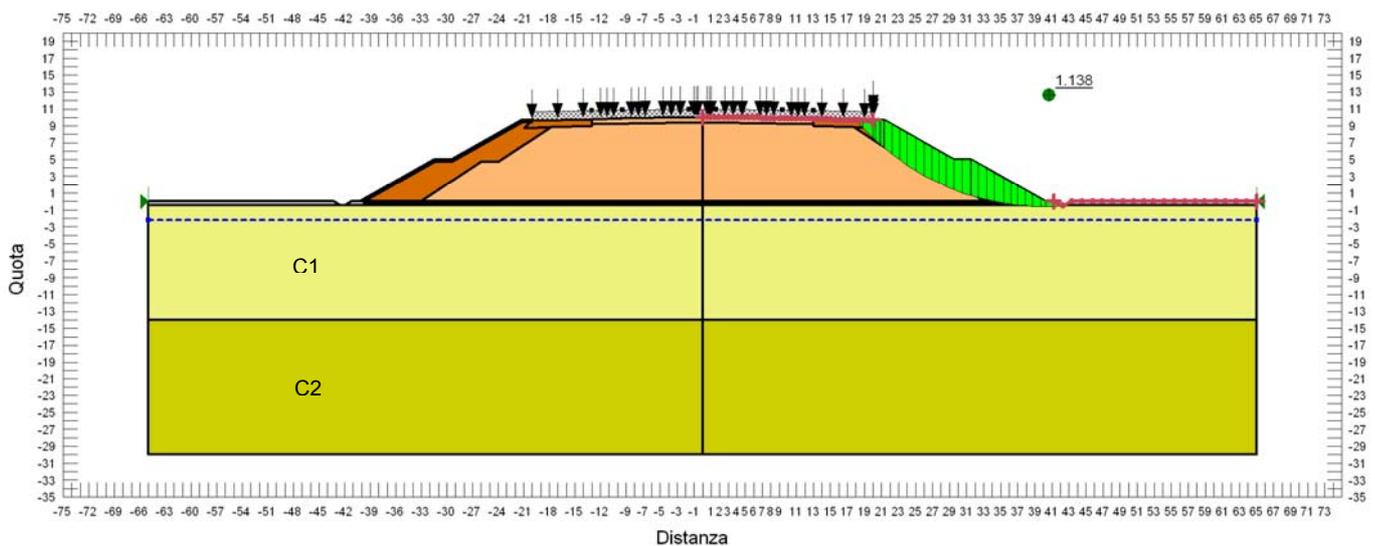


Figura 11-23 – Zona Omogenea 3 Lato Lodi - $H_{rit} = 10.00\text{ m}$ - Verifica di stabilità globale – Condizione Sisma +

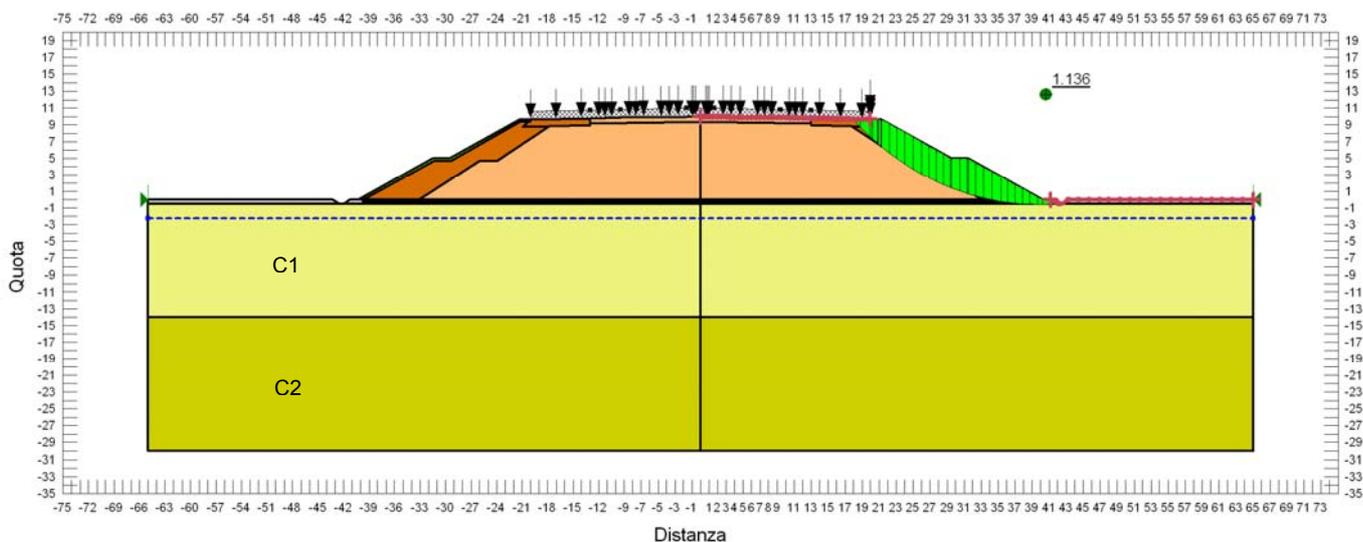


Figura 11-24 – Zona Omogenea 3 Lato Lodi - $H_{rit} = 10.00$ m - Verifica di stabilità globale – Condizione Sisma -

11.2.4 Zona omogenea 4

Tabella 11-28 – Zona omogenea 4 – Verifiche di stabilità globale - Stratigrafia di calcolo

z_{sup} [m da p.c.]	z_{inf} [m da p.c.]	H_{strato} [m]	Unità
0.00	0.50	0.50	R
0.50	6.00	5.50	B2
6.00	8.70	2.70	A
8.70	30.00	21.30	C1
Profondità falda – $z_w = 2.20$ m			

Tabella 11-29 - Zona omogenea 4 – Verifiche di stabilità globale – Parametri geotecnici caratteristici

Unità	γ_k [kN/m ³]	ϕ'_k [°]	c'_k [kPa]	C_{uk} [kPa]
Rilevato esistente	19.00	30.0	0.0	-
Rilevato in ampliamento	19.50	35.0	0.0	-
Terreno vegetale	18.50	24.0	5.0	-
Riporto - R	18.50	25.0	0.0	40.0
Unità A per $z < 10.00$ m	18.80	27.0	5.0	50.0
Unità B2	18.50	29.0	0.0	40.0
Unità C1	19.00	33.5	0.0	0.0

Tabella 11-30 - Zona omogenea 4 – Verifiche di stabilità globale – Parametri geotecnici di progetto

Unità	γ_d [kN/m ³]	ϕ'_d [°]	c'_d [kPa]	C_{ud} [kPa]
Rilevato esistente	19.00	24.8	0.0	-
Rilevato in ampliamento	19.50	29.3	0.0	-
Terreno vegetale	18.50	19.6	4.0	-
Riporto - R	18.50	20.5	0.0	28.6
Unità A per z<10.00 m	18.80	22.2	4.0	35.7
Unità B2	18.50	23.9	0.0	28.6
Unità C1	19.00	27.9	0.0	0.0

Tabella 11-31 - Zona omogenea 4 – Verifiche di stabilità globale $H_{ril} = 2.00$ m - Risultati

Condizione	FS ($\gamma_R \geq 1.1$)	
	Statica	1.623
Sisma +	3.048	Figura 11-26
Sisma -	3.109	Figura 11-27

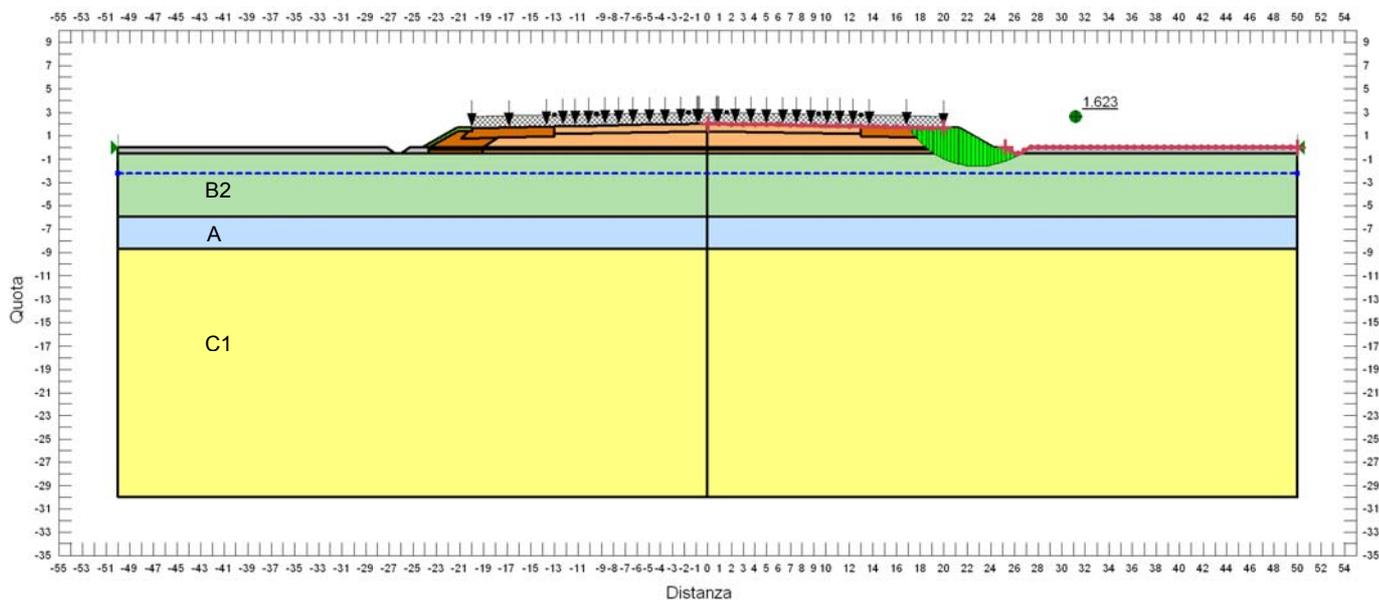


Figura 11-25 – Zona Omogenea 4 - $H_{ril} = 2.00$ m - Verifica di stabilità globale – Condizione Statica

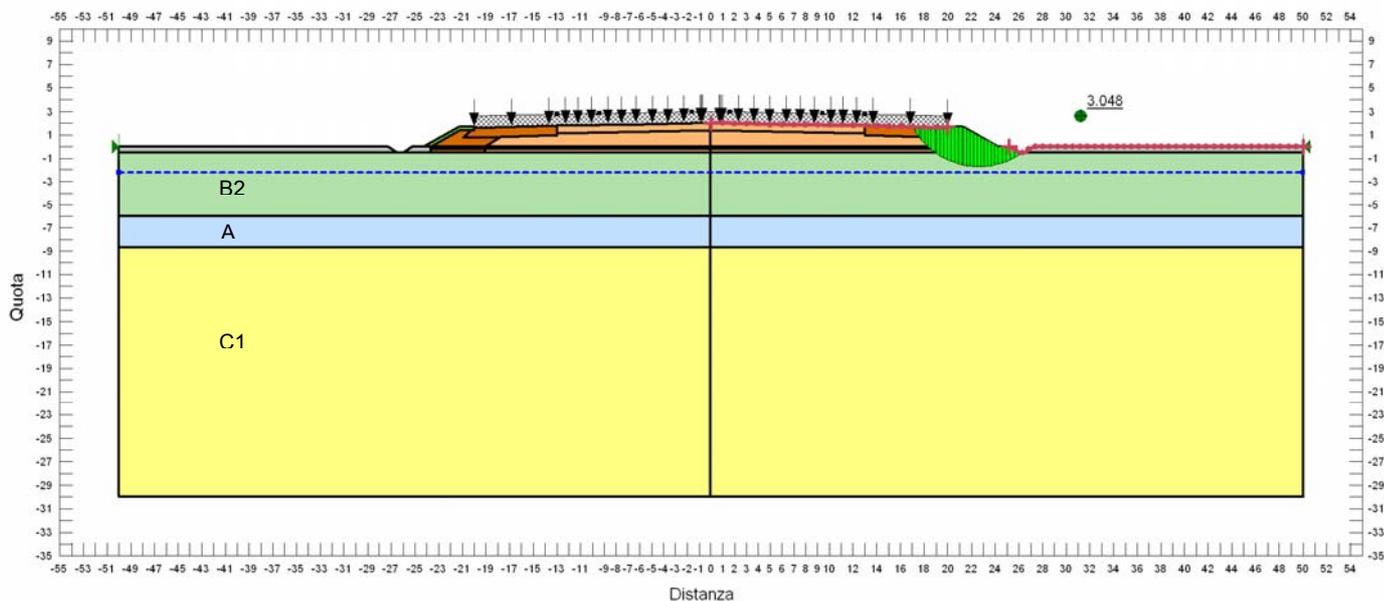


Figura 11-26 – Zona Omogenea 4 - $H_{ril} = 2.00$ m - Verifica di stabilità globale – Condizione Sisma +

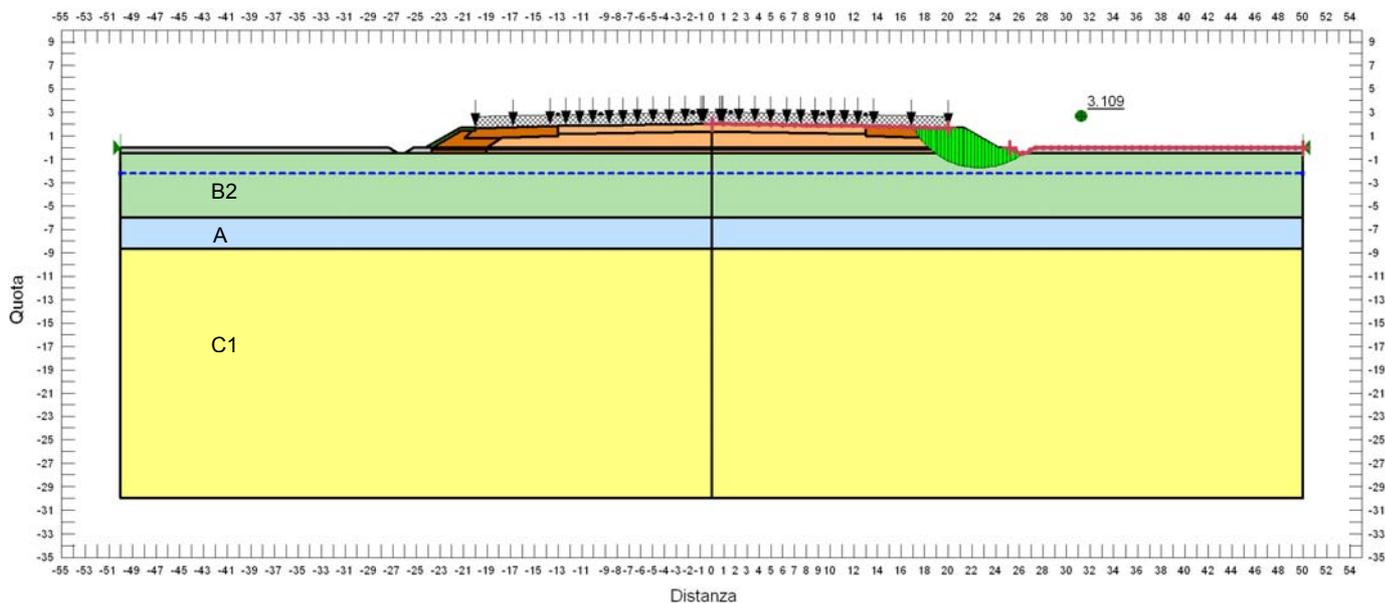


Figura 11-27 – Zona Omogenea 4 - $H_{ril} = 2.00$ m - Verifica di stabilità globale – Condizione Sisma -

11.2.5 Zona omogenea 5

Tabella 11-32 – Zona omogenea 5 – Verifiche di stabilità globale - Stratigrafia di calcolo

z_{sup} [m da p.c.]	z_{inf} [m da p.c.]	H_{strato} [m]	Unità
0.00	0.50	0.50	R
0.50	4.60	4.10	C1
4.60	5.50	0.90	A
5.50	13.00	7.50	C1
13.00	16.40	3.40	A
16.40	20.00	3.60	C1
Profondità falda – $z_w = 4.00$ m			

Tabella 11-33 - Zona omogenea 5 – Verifiche di stabilità globale – Parametri geotecnici caratteristici

Unità	γ_k [kN/m ³]	ϕ'_k [°]	c'_k [kPa]	C_{uk} [kPa]
Rilevato esistente	19.00	30.0	0.0	-
Rilevato in ampliamento	19.50	35.0	0.0	-
Terreno vegetale	18.50	24.0	5.0	-
Riporto - R	18.50	25.0	0.0	40.0
Unità A	18.80	27.0	5.0	75.0
Unità C1	19.00	33.5	0.0	0.0

Tabella 11-34 - Zona omogenea 5 – Verifiche di stabilità globale – Parametri geotecnici di progetto

Unità	γ_d [kN/m ³]	ϕ'_d [°]	c'_d [kPa]	C_{ud} [kPa]
Rilevato esistente	19.00	24.8	0.0	-
Rilevato in ampliamento	19.50	29.3	0.0	-
Terreno vegetale	18.50	19.6	4.0	-
Riporto - R	18.50	20.5	0.0	28.6
Unità A	18.80	22.2	4.0	53.6
Unità C1	19.00	27.9	0.0	0.0

Tabella 11-35 - Zona omogenea 5 – Verifiche di stabilità globale $H_{rit} = 2.00$ m - Risultati

Condizione	FS ($\gamma_R \geq 1.1$)	
	Statica	1.873
Sisma +	2.235	Figura 11-29
Sisma -	2.228	Figura 11-30

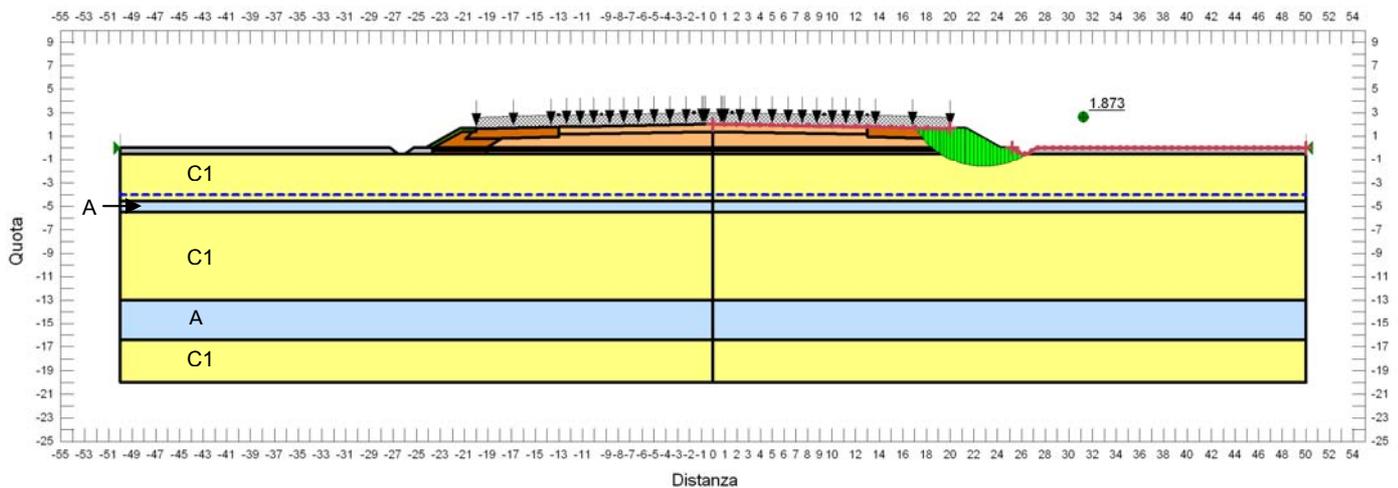


Figura 11-28 – Zona Omogenea 5 - $H_{rit} = 2.00$ m - Verifica di stabilità globale – Condizione Statica

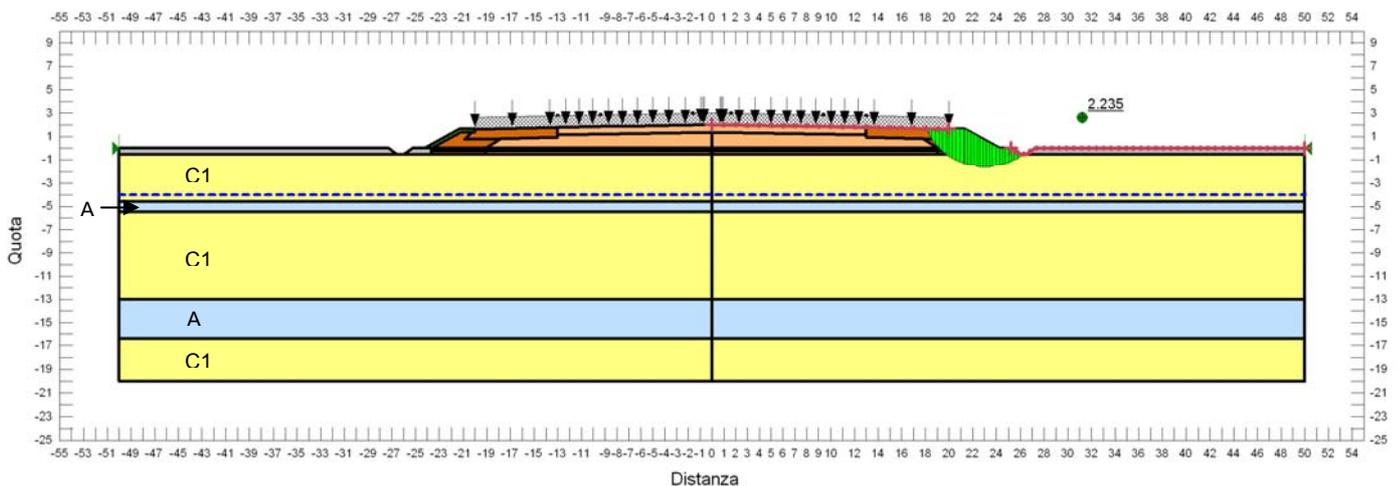


Figura 11-29 – Zona Omogenea 5 - $H_{rit} = 2.00$ m - Verifica di stabilità globale – Condizione Sisma +

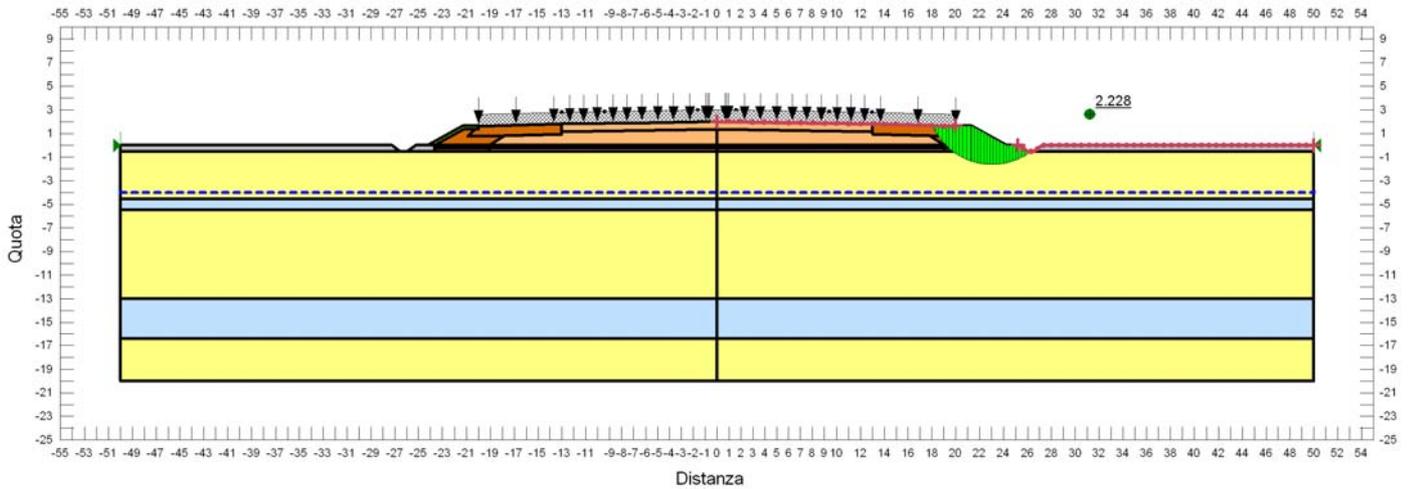


Figura 11-30 – Zona Omogenea 5 - $H_{ril} = 2.00$ m - Verifica di stabilità globale – Condizione Sisma -

11.2.6 Zona omogenea 6

Tabella 11-36 – Zona omogenea 6 – Verifiche di stabilità globale - Stratigrafia di calcolo

z_{sup} [m da p.c.]	z_{inf} [m da p.c.]	H_{strato} [m]	Unità
0.00	0.50	0.50	R
0.50	5.00	4.50	B2
5.00	6.00	1.00	C1
6.00	9.50	3.50	A
9.50	25.00	15.50	C1
25.00	27.50	2.50	D
27.50	30.00	2.50	C1
Profondità falda – $z_w = 4.00$ m			

Tabella 11-37 - Zona omogenea 6 – Verifiche di stabilità globale – Parametri geotecnici caratteristici

Unità	γ_k [kN/m ³]	ϕ'_k [°]	c'_k [kPa]	C_{uk} [kPa]
Rilevato esistente	19.00	30.0	0.0	-
Rilevato in ampliamento	19.50	35.0	0.0	-
Terreno vegetale	18.50	24.0	5.0	-
Riporto - R	18.50	25.0	0.0	40.0
Unità A fino a 10 m	18.80	27.0	5.0	55.0
Unità B2	18.50	28.0	0.0	50.0
Unità C1	19.00	34.5	0.0	0.0
Unità D	20.00	35.0	0.0	0.0

Tabella 11-38 - Zona omogenea 6 – Verifiche di stabilità globale – Parametri geotecnici di progetto

Unità	γ_d [kN/m ³]	ϕ'_d [°]	c'_d [kPa]	C_{ud} [kPa]
Rilevato esistente	19.00	24.8	0.0	-
Rilevato in ampliamento	19.50	29.3	0.0	-
Terreno vegetale	18.50	19.6	4.0	-
Riporto - R	18.50	20.5	0.0	28.6
Unità A fino a 10 m	18.80	22.2	4.0	39.3
Unità B2	18.50	23.0	0.0	35.7
Unità C1	19.00	28.8	0.0	0.0
Unità D	20.00	29.3	0.0	0.0

Tabella 11-39 - Zona omogenea 6 – Verifiche di stabilità globale $H_{ril} = 3.00$ m - Risultati

Condizione	FS ($\gamma_R \geq 1.1$)	
	Statica	1.345
Sisma +	2.621	Figura 11-32
Sisma -	2.675	Figura 11-33

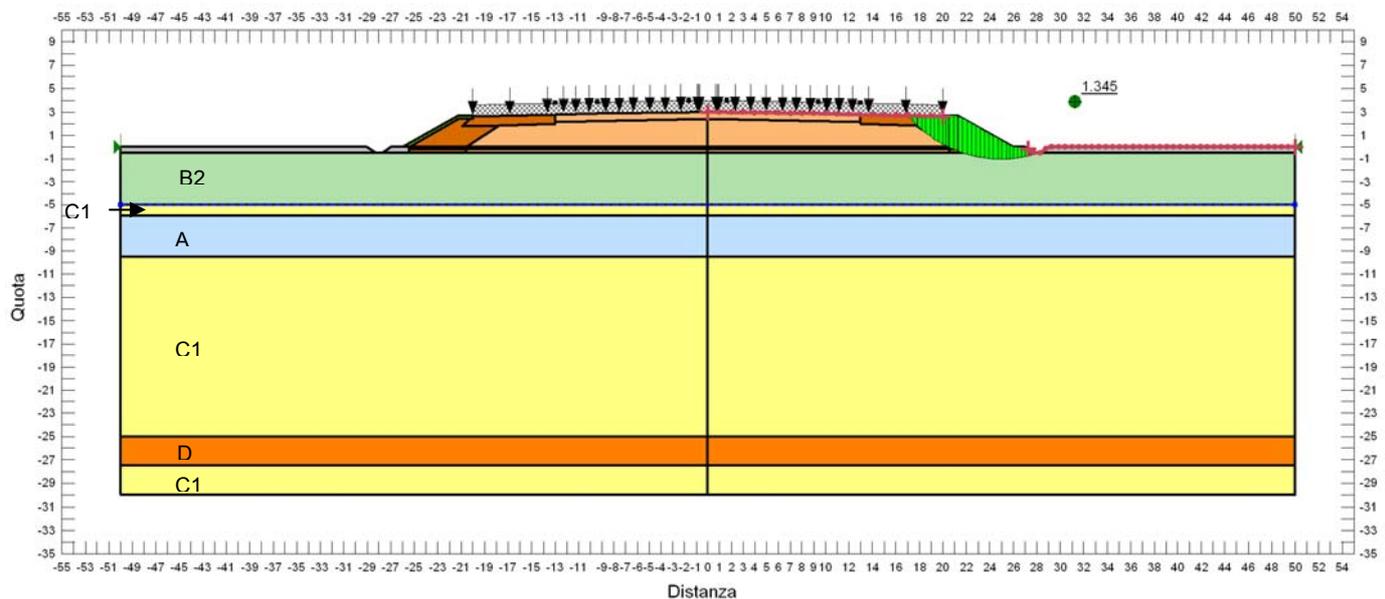


Figura 11-31 – Zona Omogenea 6 - $H_{ril} = 3.00$ m - Verifica di stabilità globale – Condizione Statica

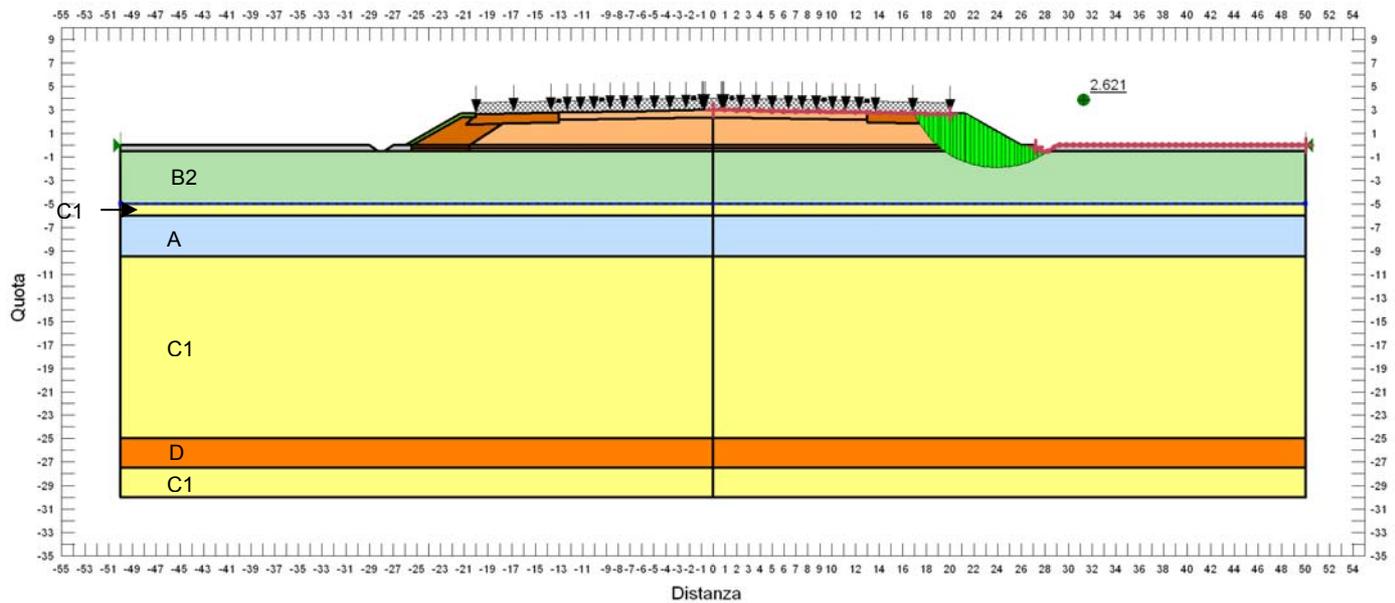


Figura 11-32 – Zona Omogenea 6 - $H_{rit} = 3.00\text{ m}$ - Verifica di stabilità globale – Condizione Sisma +

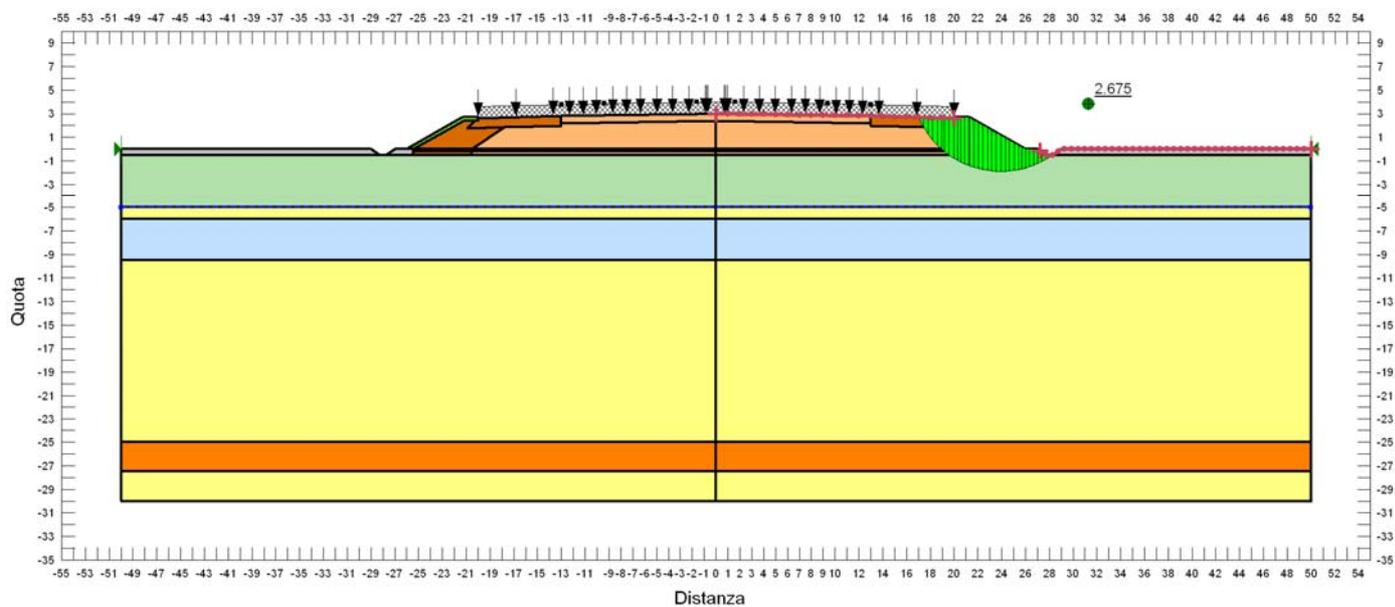


Figura 11-33 – Zona Omogenea 6 - $H_{rit} = 3.00\text{ m}$ - Verifica di stabilità globale – Condizione Sisma -

11.2.7 Zona omogenea 7

Tabella 11-40 – Zona omogenea 7 – Verifiche di stabilità globale - Stratigrafia di calcolo

z_{sup} [m da p.c.]	z_{inf} [m da p.c.]	H_{strato} [m]	Unità
0.00	0.50	0.50	R
0.50	4.30	4.30	B1
4.30	12.70	12.70	C1
12.70	27.70	27.70	C2
27.70	30.00	30.00	D
Profondità falda – $z_w = 2.30$ m			

Tabella 11-41 - Zona omogenea 7 – Verifiche di stabilità globale – Parametri geotecnici caratteristici

Unità	γ_k [kN/m ³]	ϕ'_k [°]	c'_k [kPa]	C_{uk} [kPa]
Rilevato esistente	19.00	30.0	0.0	-
Rilevato in ampliamento	19.50	35.0	0.0	-
Terreno vegetale	18.50	24.0	5.0	-
Riporto - R	18.50	25.0	0.0	40.0
Unità B1	18.50	33.0	0.0	0.0
Unità C1	19.00	34.5	0.0	0.0
Unità C2	19.50	34.0	0.0	0.0
Unità D	20.00	36.0	0.0	0.0

Tabella 11-42 - Zona omogenea 7 – Verifiche di stabilità globale – Parametri geotecnici di progetto

Unità	γ_d [kN/m ³]	ϕ'_d [°]	c'_d [kPa]	C_{ud} [kPa]
Rilevato esistente	19.00	24.8	0.0	-
Rilevato in ampliamento	19.50	29.3	0.0	-
Terreno vegetale	18.50	19.6	4.0	-
Riporto - R	18.50	20.5	0.0	28.6
Unità B1	18.50	27.5	0.0	0.0
Unità C1	19.00	28.8	0.0	0.0
Unità C2	19.50	28.4	0.0	0.0
Unità D	20.00	30.2	0.0	0.0

Tabella 11-43 - Zona omogenea 7 – Verifiche di stabilità globale $H_{rit} = 3.00\text{ m}$ - Risultati

Condizione	FS ($\gamma_R \geq 1.1$)	
	Statica	1.481
Sisma +	1.631	Figura 11-35
Sisma -	1.626	Figura 11-36

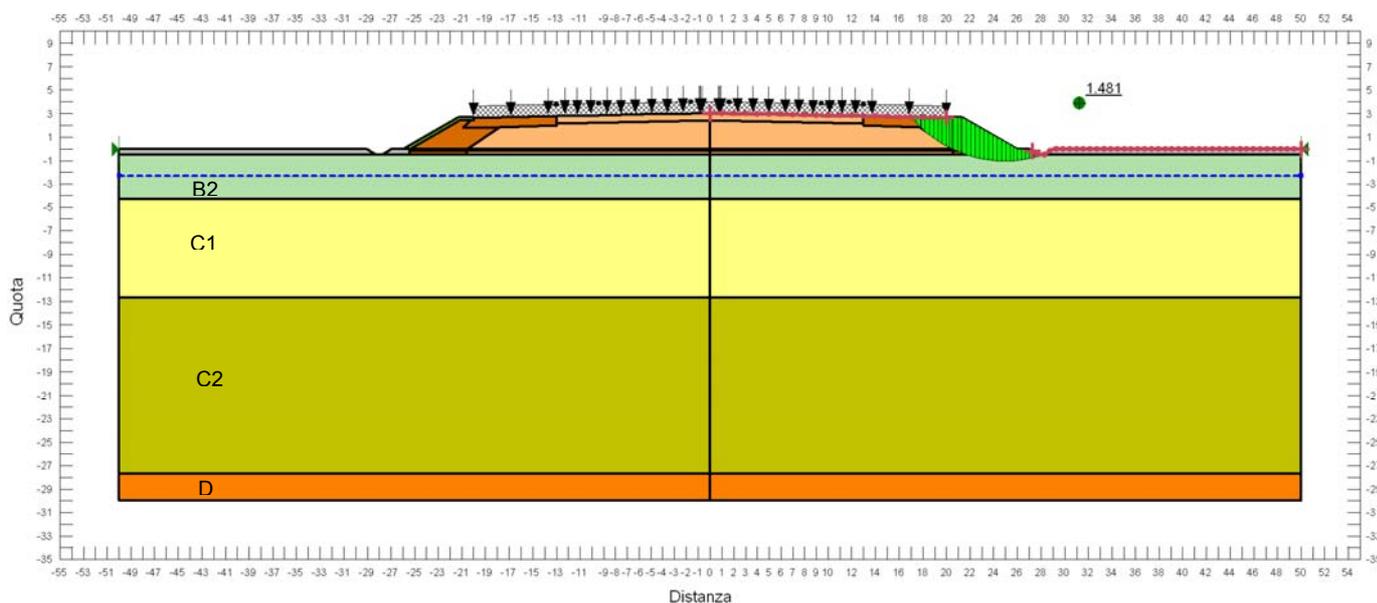


Figura 11-34 – Zona Omogenea 7 - $H_{rit} = 3.00\text{ m}$ - Verifica di stabilità globale – Condizione Statica

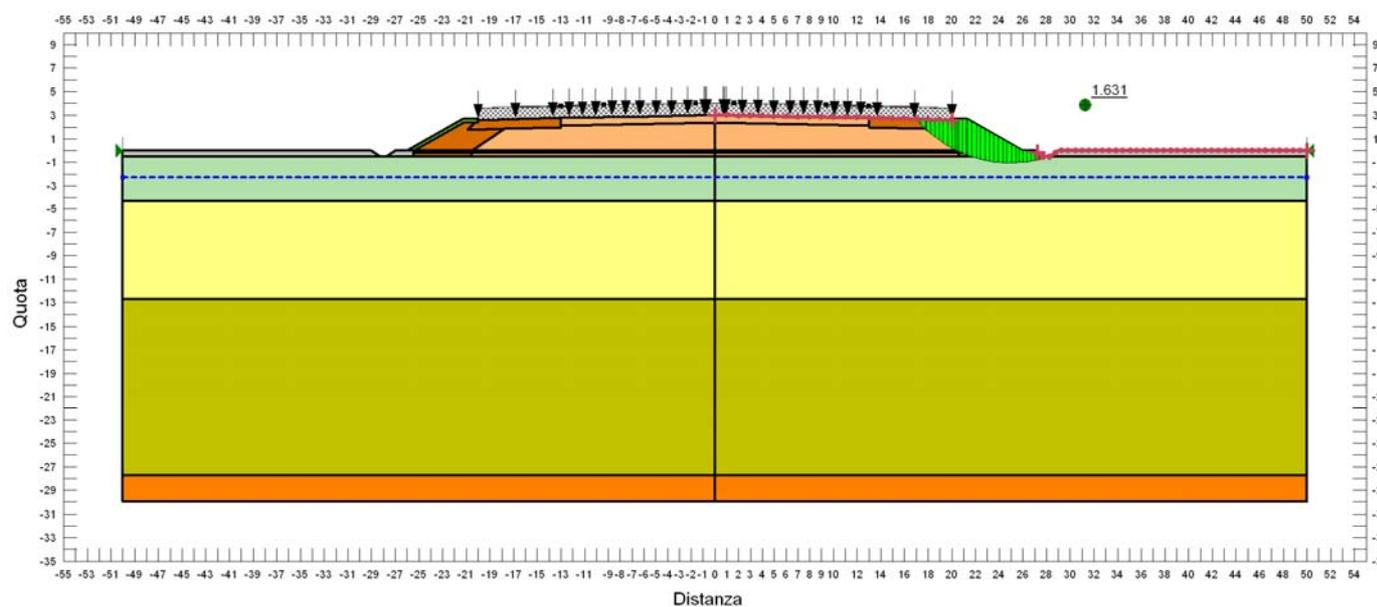


Figura 11-35 – Zona Omogenea 7 - $H_{rit} = 3.00\text{ m}$ - Verifica di stabilità globale – Condizione Sisma +

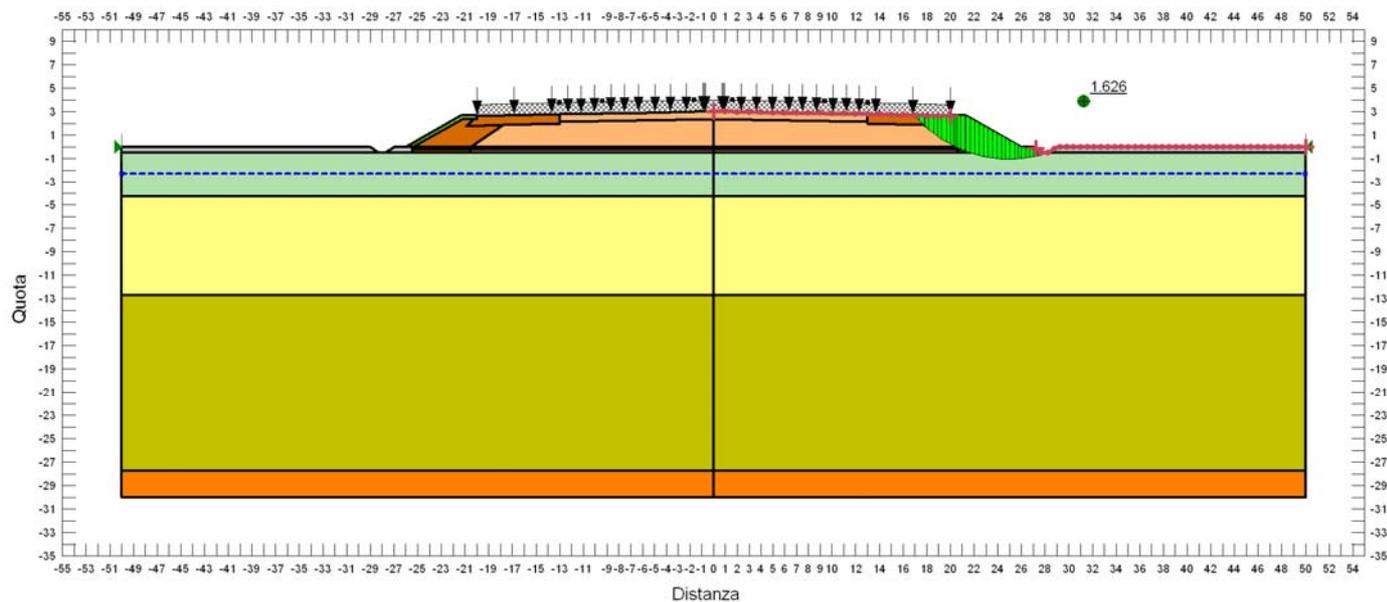


Figura 11-36 – Zona Omogenea 7 - $H_{rit} = 3.00\text{ m}$ - Verifica di stabilità globale – Condizione Sisma -

12. CEDIMENTI DEI RILEVATI

La valutazione dei cedimenti dei rilevati è una delle problematiche geotecniche fondamentali nella redazione di un progetto stradale.

Tale problematica è stata affrontata con riferimento alle fasi realizzative ipotizzate al fine di:

- valutare i cedimenti della piattaforma stradale esistente durante la realizzazione dell'ampliamento con particolare riferimento all'esercizio stradale;
- valutare il decorso dei cedimenti nel tempo sulla piattaforma definitiva.

Nei paragrafi successivi sono riportati nell'ordine:

1. una breve descrizione del programma di calcolo impiegato per la valutazione dei cedimenti;
2. la descrizione delle sezioni e delle stratigrafie di calcolo di riferimento;
3. una sintesi dei parametri geotecnici impiegati;
4. la descrizione delle fasi di calcolo considerate;
5. i risultati delle elaborazioni..

12.1 Programma di calcolo per la valutazione dei cedimenti

I calcoli sono stati effettuati con il programma agli elementi finiti Plaxis 2D Version 2010.

Il programma utilizzato (realizzato da un gruppo di ricercatori della Delft University of Technology guidati dal Prof. P.A. Vermeer, con il supporto scientifico delle Università di Grenoble, Oxford e Stuttgart) è un programma agli elementi finiti che permette di tenere conto del comportamento elastoplastico del terreno seguendo contemporaneamente, per passi successivi, la variazione di stato tensionale e deformativo nei vari punti dell'ammasso considerato e degli elementi strutturali collegati.

PLAXIS è un codice di calcolo agli elementi finiti utilizzabile per eseguire analisi di stabilità e di deformazione nell'ambito di molteplici applicazioni geotecniche. Esso fa uso di una interfaccia grafica che consente all'utente di costruire rapidamente un modello geometrico e di generare un reticolo di elementi finiti, a partire da una sezione trasversale verticale rappresentativa della situazione considerata.

Il terreno è schematizzato mediante un insieme di elementi finiti a forma triangolare a quindici nodi che forniscono una distribuzione cubica delle tensioni e delle deformazioni all'interno di

ciascun elemento (essendo polinomi del 4° ordine le funzioni di forma interpolanti il campo degli spostamenti); di conseguenza il programma individua con accuratezza campi di tensione e di deformazione complessi anche con un limitato numero di elementi.

Per effettuare un'analisi agli elementi finiti attraverso PLAXIS, si deve creare un modello agli elementi finiti, specificare le proprietà dei materiali ed imporre le condizioni al contorno. Ciò viene fatto nel programma Input. La generazione di un'adeguata mesh di elementi finiti e la generazione di proprietà e condizioni al contorno al livello di elemento è eseguita automaticamente dal generatore di mesh di PLAXIS in base all'input del modello geometrico. È possibile comunque modificare la mesh in modo da ottimizzarne le prestazioni. La parte finale della procedura di input comporta la definizione delle condizioni iniziali attraverso la generazione delle pressioni neutre e delle tensioni efficaci iniziali.

I dati principali richiesti dal programma sono:

- geometria del problema (coordinate dei vertici di quadrilateri che vengono poi suddivisi in triangoli a 15 nodi, posizione di elementi plate, truss, geotessili, molle elastoplastiche, vincoli, falda);
- caratteristiche degli elementi di terreno:
 - W_{dry} = peso totale dell'unità di volume emerso,
 - W_{wet} = peso totale dell'unità di volume immerso,
 - ϕ' = angolo d'attrito interno,
 - ψ = angolo di dilatanza,
 - G = modulo di taglio
 - ν = coefficiente di Poisson,
 - c' = coesione,
- coefficienti di permeabilità in direzione orizzontale e verticale,
- tipo di comportamento (drenato o non drenato);
- caratteristiche degli elementi lineari:
 - EJ ed EA per gli elementi plate,
 - EA per gli elementi anchor,
 - rigidezza elastica per elementi geotessili in trazione,
 - rigidezza e forza ultima per le molle elastoplastiche;
- definizione dei sistemi di carico.

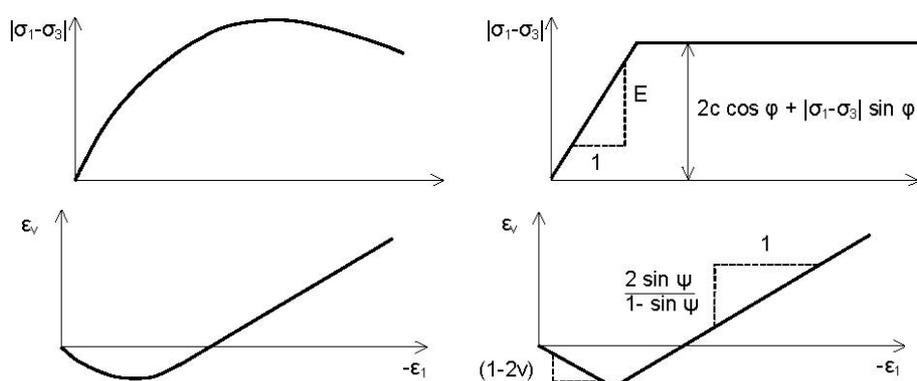
Proprietà meccaniche dei materiali

In PLAXIS, le proprietà meccaniche dei terreni e degli elementi strutturali sono organizzate in particolari strutture di dati dette Material data sets. Ci sono quattro diversi tipi di materiali: Soil & Interfaces (Terreno ed interfacce), Plates (Piastre), Geogrids (Geogriglie) ed Anchors (Ancoraggi). Tutti i dati relativi ai materiali sono immagazzinati in un archivio dei materiali. Da questo archivio, i materiali possono essere assegnati ai clusters di terreno o ai corrispondenti oggetti strutturali del modello geometrico.

Modellazione del comportamento del terreno

Terreni e rocce, sotto carico, hanno un comportamento fortemente non lineare; tale comportamento tensio-deformativo non lineare può essere modellato a diversi livelli di complessità; chiaramente, il numero di parametri del modello crescono con la complessità del modello stesso. Il ben noto modello Mohr-Coulomb può essere considerato come un'approssimazione di primo ordine del comportamento reale dei terreni. Questo modello elastico perfettamente plastico richiede cinque parametri fondamentali, e cioè il modulo di Young E , il coefficiente di Poisson ν , la coesione c , l'angolo di attrito φ , e l'angolo di dilatanza ψ . Nella figura seguente sono rappresentate le modellazioni adottate dal programma per:

- legame costitutivo fra la tensione deviatorica (differenza fra la tensione assiale σ_1 e la tensione di confinamento radiale σ_3) e la deformazione assiale (ε_1);
- relazione fra ε_v (deformazione volumetrica $\Delta V/V_0$) e ε_1 (deformazione assiale);



PLAXIS contiene vari modelli costitutivi per simulare il comportamento del terreno. Nel seguito viene affrontata una breve descrizione del modello Linear Elastic adottato.

Questo modello implementa il comportamento elastico lineare secondo la legge di Hooke (elasticità isotropa lineare). Il modello richiede due parametri di rigidità elastici, che sono il modulo di Young E , ed il coefficiente di Poisson ν .

Il modello elastico lineare è stato utilizzato per modellare tutti i terreni.

Calcolo

Il calcolo prevede in genere la suddivisione delle diverse fasi (corrispondenti all'applicazione di carichi, o a modifiche della configurazione geometrica per scavi o riporti, o a modifiche delle pressioni idrostatiche, o a dissipazione di pressioni neutre) in passi di calcolo, ed è possibile quindi seguire l'evoluzione delle condizioni del terreno parallelamente alle prevedibili fasi costruttive.

La tensione iniziale orizzontale del terreno è generata dai valori di k_0 dei singoli materiali costituenti il terreno, dove k_0 è assunto pari a $1 - \sin\phi'$.

Il programma è concepito in modo tale da applicare per passi i carichi desiderati, aggiornando di volta in volta i valori delle deformazioni e delle tensioni.

All'interno di ogni passo di carico il programma perviene all'equilibrio attraverso una serie di iterazioni sfruttando la matrice di rigidità iniziale (metodo di Newton-Raphson modificato). Il controllo della convergenza, al termine della i -esima iterazione viene effettuato attraverso la relazione:

$$\varepsilon_i = \frac{\|\bar{P}_i\|}{\|\Sigma F\|}$$

dove: ε_i = errore della i -esima iterazione;

$\|\bar{P}_i\|$ = norma del vettore costituito dalle forze nodali non bilanciate;

$\|\bar{P}_i\|$ può essere definito come $\|\Sigma F - P_i\|$, dove P_i è il vettore dei carichi nodali equivalenti al termine della i -esima iterazione (relativo allo stato tensionale ottenuto via legame costitutivo dallo stato deformativo);

$\|\Sigma F\|$ = norma del vettore dei carichi nodali equivalenti relativo al livello finale di carico del passo in esame.

Output

In output sono disponibili, per ogni passo:

- spostamenti in tutti i nodi del sistema,
- stato tensionale in tutti i punti di integrazione,

- sollecitazioni di momento flettente, sforzo normale e taglio negli elementi plate e sforzo normale negli elementi anchor, negli elementi geotessili e nelle molle elastoplastiche.

Varie routine grafiche permettono di visualizzare velocemente gli spostamenti e lo stato tensionale in ciascuna fase.

Il programma permette di risolvere i seguenti problemi:

- filtrazione, e sue conseguenze sul campo delle deformazioni e delle tensioni,
- carichi applicati, analisi delle deformazioni e delle tensioni, valutazione del carico limite,
- analisi della stabilità dei pendii,
- interazione terreno-struttura,
- effetto della presenza di geotessili,
- analisi della consolidazione.

Il programma è utilizzato ampiamente da Università, centri di ricerca, società d'ingegneria, studi professionali; numerosi casi sono stati affrontati e confrontati con risultati derivati da metodi analitici in forma chiusa ottenendo una buona rispondenza.

12.2 Sezioni e stratigrafia di calcolo di riferimento

Il calcolo dei cedimenti è stato condotto per le seguenti altezze di rilevato ritenute maggiormente significative:

- $H_{ril} = 5.00$ m corrispondente alla massima altezza di rilevato senza banca intermedia alla quale è stata associata la seguente stratigrafia di calcolo individuata per la zona omogenea 2:

Tabella 12-1 - Stratigrafia di calcolo dei cedimenti – Zona omogenea 2 – $H_{ril} = 5.00$ m

Z_{sup} [m da p.c.]	Z_{inf} [m da p.c.]	H_{strato} [m]	Unità
0.00	3.00	2.50	A
3.00	3.70	0.70	B2
3.70	5.00	1.30	C1
5.00	7.50	2.50	A
7.50	14.50	7.00	C1
14.50	16.50	2.00	C2
16.50	19.50	3.00	C1
19.50	25.50	6.00	B2
25.50	30.00	4.50	C1
Profondità falda – $z_w = 2.00$ m			

- $H_{ril} = 10.00$ m corrispondente alla massima altezza di rilevato lungo tutto il tracciato alla quale è stata associata la seguente stratigrafia di calcolo individuata per la zona omogenea 3 lato Milano:

Tabella 12-2 – Stratigrafia di calcolo dei cedimenti – Zona omogenea 3 lato Milano – $H_{ril} = 10.00$ m

Z_{sup} [m da p.c.]	Z_{inf} [m da p.c.]	H_{strato} [m]	Unità
0.00	8.00	7.50	C2
8.00	10.00	2.00	C1
10.00	10.50	0.50	A
10.50	20.00	9.50	C1
20.00	30.00	10.00	C2
Profondità falda – $z_w = 1.80$ m			

12.3 Parametri geotecnici di input

Nelle seguenti tabelle sono riassunti per ciascuna elaborazione il modello costitutivo del terreno, il tipo di materiale ed i parametri geotecnici adottati.

Tabella 12-3 – $H_{rit} = 5.00$ m Zona omogenea 2 – Material model, material type e parametri geotecnici di calcolo

Unità	Material model	Material Type	γ [kN/m ³]	E' [kPa]	k_v [m/s]	k_h [m/s]
Rilevato di progetto	Linear elastic	Drained	19.5	40000	$1.4 \cdot 10^{-6}$	$1.4 \cdot 10^{-6}$
Rilevato esistente	Linear elastic	Drained	19.0	30000	$1.4 \cdot 10^{-6}$	$1.4 \cdot 10^{-6}$
A	Linear elastic	Undrained (A)	18.80	9000	$2.7 \cdot 10^{-10}$	$8.1 \cdot 10^{-10}$
B1	Linear elastic	Undrained (A)	18.5	per $z < 7.0$ m: $4500+2250z$ per $z > 7.0$ m: 20250	$1.6 \cdot 10^{-8}$	$4.8 \cdot 10^{-8}$
C1	Linear elastic	Drained	19.0	$4367+940z$	$1.7 \cdot 10^{-5}$	$1.7 \cdot 10^{-5}$
C2	Linear elastic	Drained	19.5	$10770+818z$	$2.4 \cdot 10^{-5}$	$2.4 \cdot 10^{-5}$

Tabella 12-4 – $H_{rit} = 10.00$ m Zona omogenea 3 – Lato Milano - Material model, material type e parametri geotecnici di calcolo

Unità	Material model	Material Type	γ [kN/m ³]	E' [kPa]	k_v [m/s]	k_h [m/s]
Rilevato di progetto	Linear elastic	Drained	19.5	40000	$1.4 \cdot 10^{-6}$	$1.4 \cdot 10^{-6}$
Rilevato esistente	Linear elastic	Drained	19.0	30000	$1.4 \cdot 10^{-6}$	$1.4 \cdot 10^{-6}$
A	Linear elastic	Undrained (A)	18.80	21960	$1.4 \cdot 10^{-10}$	$4.2 \cdot 10^{-10}$
C1	Linear elastic	Drained	19.0	$2748+1076z$	$9 \cdot 10^{-5}$	$9 \cdot 10^{-5}$
C2	Linear elastic	Drained	19.5	$4234+1148z$	$8 \cdot 10^{-6}$	$8 \cdot 10^{-6}$

12.4 Descrizione delle fasi di calcolo – Modello Plaxis

Sono state considerate le seguenti fasi di calcolo:

- **Fase 0**: Fase geostatica iniziale;
- **Fase 1**: Realizzazione del rilevato esistente (Plastic Drained Analysis);
- **Fase 2**: Realizzazione dell'ampliamento di progetto per la quale si è ipotizzata una durata temporale di 50 giorni per il rilevato di 5.00 m e di 100 giorni per il rilevato di 10.00 m (Consolidation EPP Analysis);
- **Fase 4**: Attesa di 30 giorni;
- **Fase 5**: Cedimenti a 1 anno dal termine dei lavori;
- **Fase 6**: Cedimenti a 2 anni dal termine dei lavori;
- **Fase 7**: Cedimenti a 5 anni dal termine dei lavori;
- **Fase 8**: Cedimenti a fine consolidazione.

Relativamente alle fasi 2÷8 sono stati ricavati (azzeramento dei cedimenti nel modello ad inizio fase 2) i cedimenti in sommità al rilevato per l'analisi del decorso dei cedimenti della piattaforma definitiva nel tempo.

12.5 Risultati

Nei seguenti paragrafi sono riportati sotto forma di grafici i risultati dei calcoli condotti con il programma Plaxis in corrispondenza delle due sezioni di calcolo per le fasi ritenute significative.

12.5.1 $H_{ril} = 5.00\text{ m}$ - Zona omogenea 2

Nella seguente Figura 12-1 sono rappresentati i cedimenti, espressi in centimetri, ottenuti in corrispondenza della sommità del rilevato (piattaforma stradale) al termine dell'esecuzione dei lavori per la realizzazione dell'ampliamento di progetto ovvero al termine della fase di calcolo 2 della durata di 50 giorni.

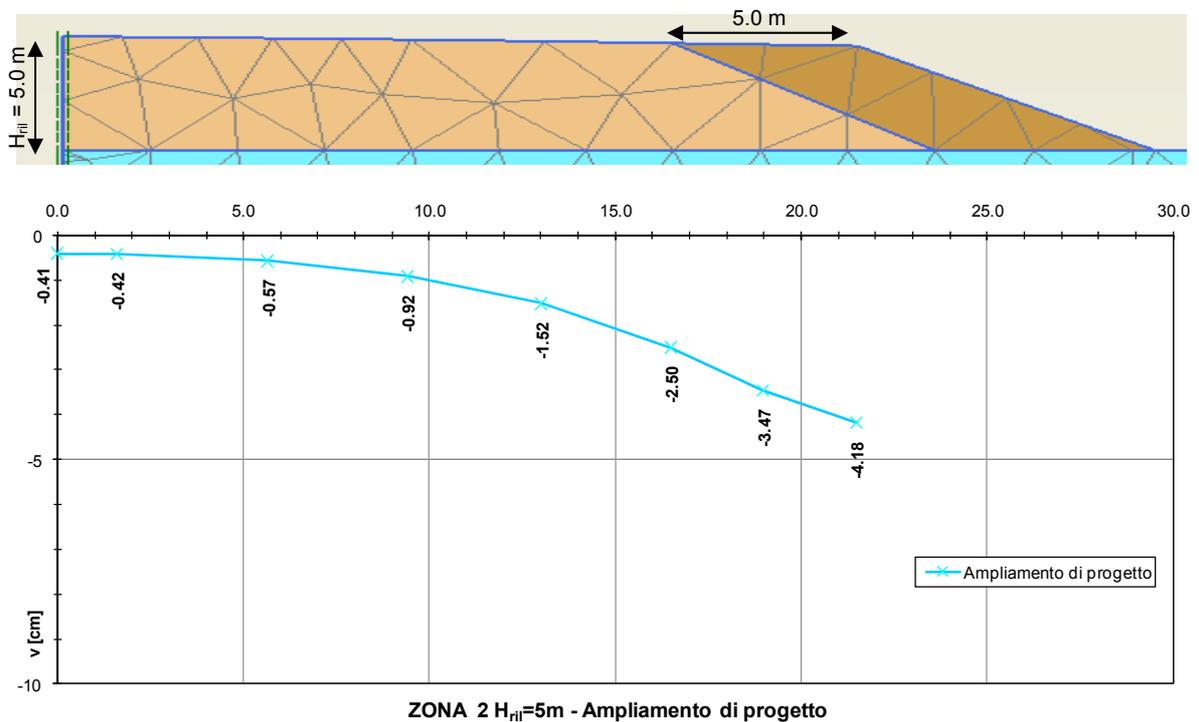


Figura 12-1 – Fase 2 – Ampliamento di progetto – Cedimenti.

Nelle seguenti Figura 12-2 e Figura 12-3 sono rappresentati i cedimenti, espressi in centimetri, ottenuti in corrispondenza della sommità del rilevato (piattaforma stradale) rispettivamente trascorsi 30 giorni dalla fine dell'esecuzione dei lavori (fase di calcolo 3) e dopo 1 anno dal termine dei lavori (fase di calcolo 4).

Confrontando le figure si osserva che l'incremento di cedimento è sostanzialmente nullo e che quindi il cedimento può considerarsi esaurito.

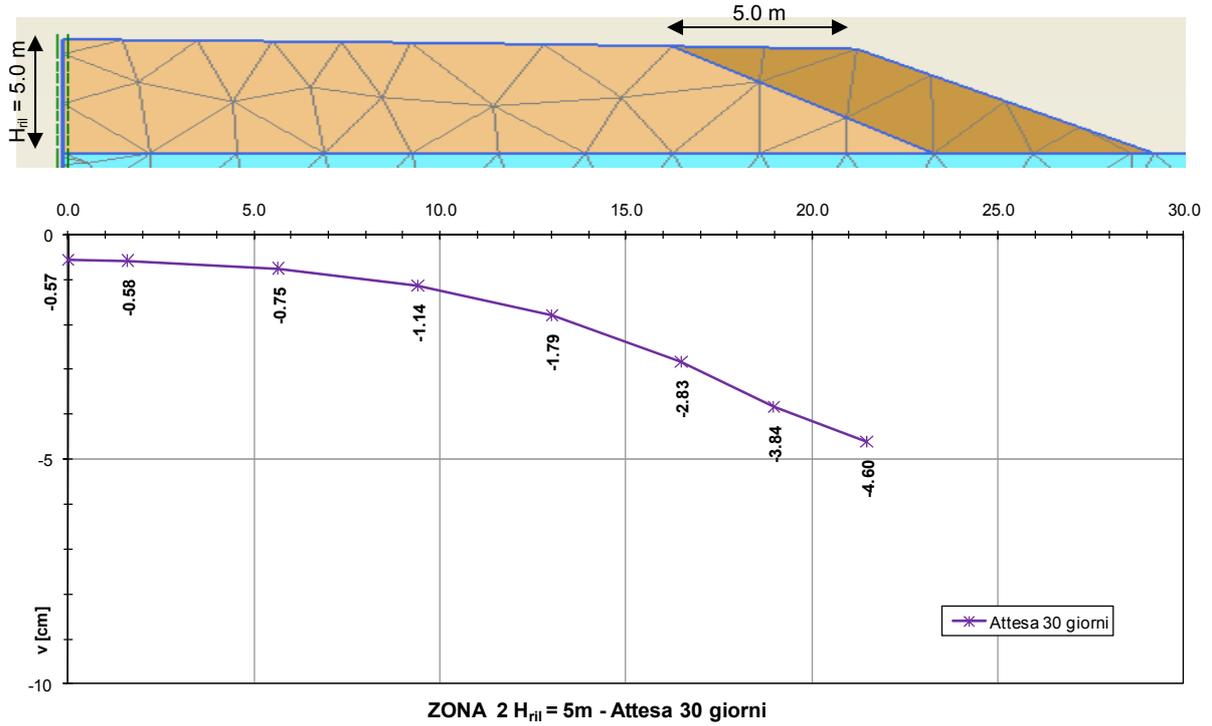


Figura 12-2 – Fase 3 – Attesa 30 giorni – Cedimenti.

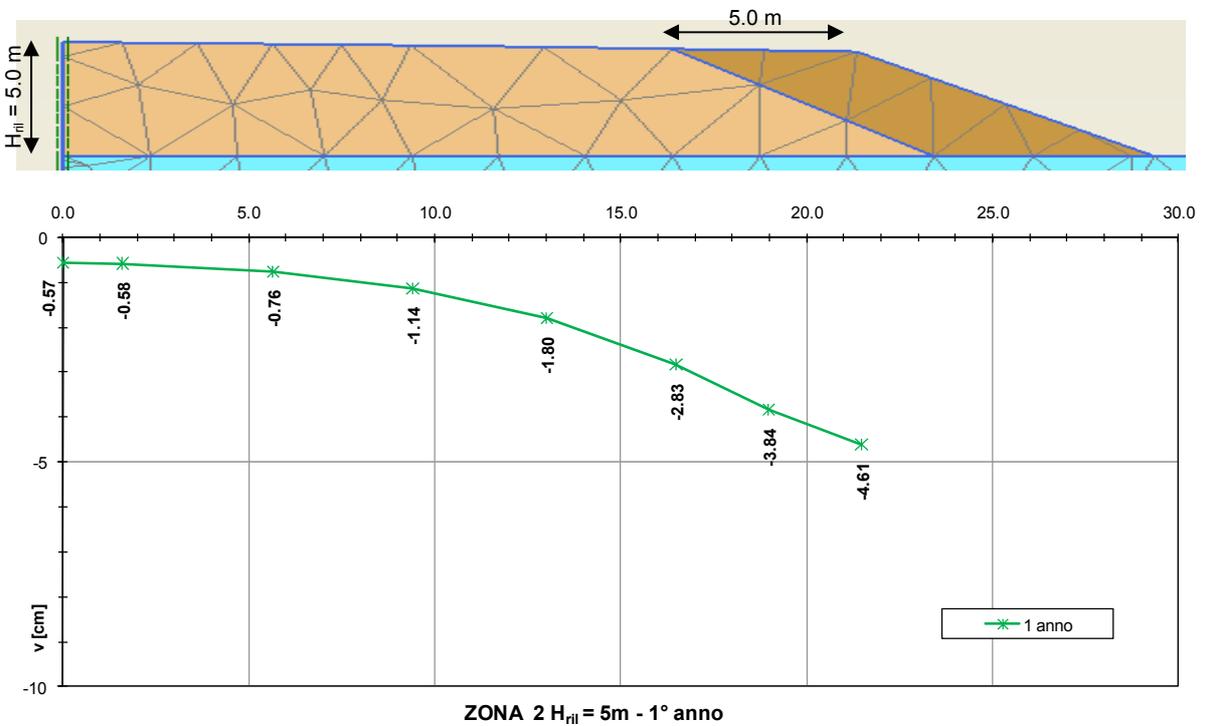


Figura 12-3 – Fase 4 – Attesa 1 anno – Cedimenti.

Si osserva che complessivamente la piattaforma stradale esistente al termine dell'esecuzione dell'ampliamento in progetto subisce un cedimento differenziale massimo pari a 2.26 cm.

Tale cedimento differenziale non subisce sostanziali incrementi nel tempo e si ritiene pertanto compatibile con l'esercizio stradale.

12.5.2 $H_{ril} = 10.00\text{ m}$ - Zona omogenea 3 Lato Milano

Nella seguente Figura 12-4 sono rappresentati i cedimenti, espressi in centimetri, ottenuti in corrispondenza della sommità del rilevato (piattaforma stradale) al termine dell'esecuzione dei lavori per la realizzazione dell'ampliamento di progetto ovvero al termine della fase di calcolo 2 della durata di 100 giorni.

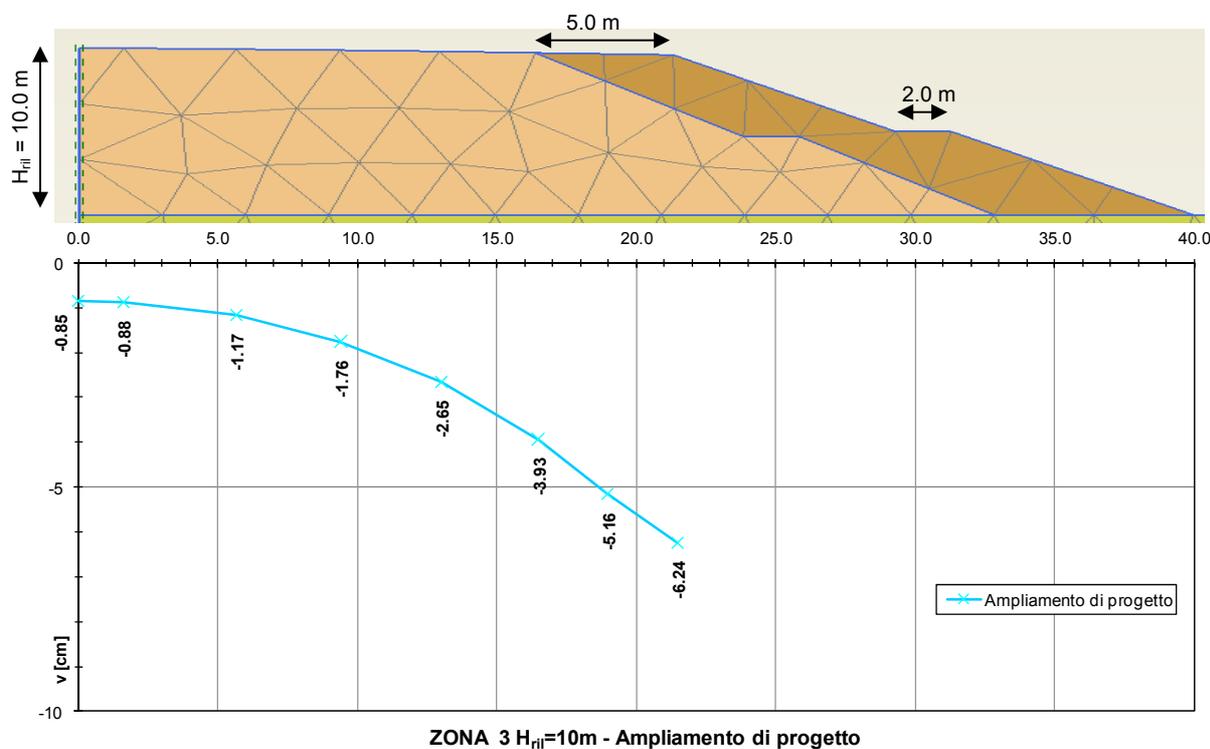


Figura 12-4 – Fase 2 – Ampliamento di progetto – Cedimenti.

Nelle seguenti Figura 12-5 e Figura 12-6 sono rappresentati i cedimenti, espressi in centimetri, ottenuti in corrispondenza della sommità del rilevato (piattaforma stradale) rispettivamente trascorsi 30 giorni dalla fine dell'esecuzione dei lavori (fase di calcolo 3) e dopo 1 anno dal termine dei lavori (fase di calcolo 4).

Confrontando le figure si osserva che l'incremento di cedimento è sostanzialmente nullo e che quindi il cedimento può considerarsi esaurito.

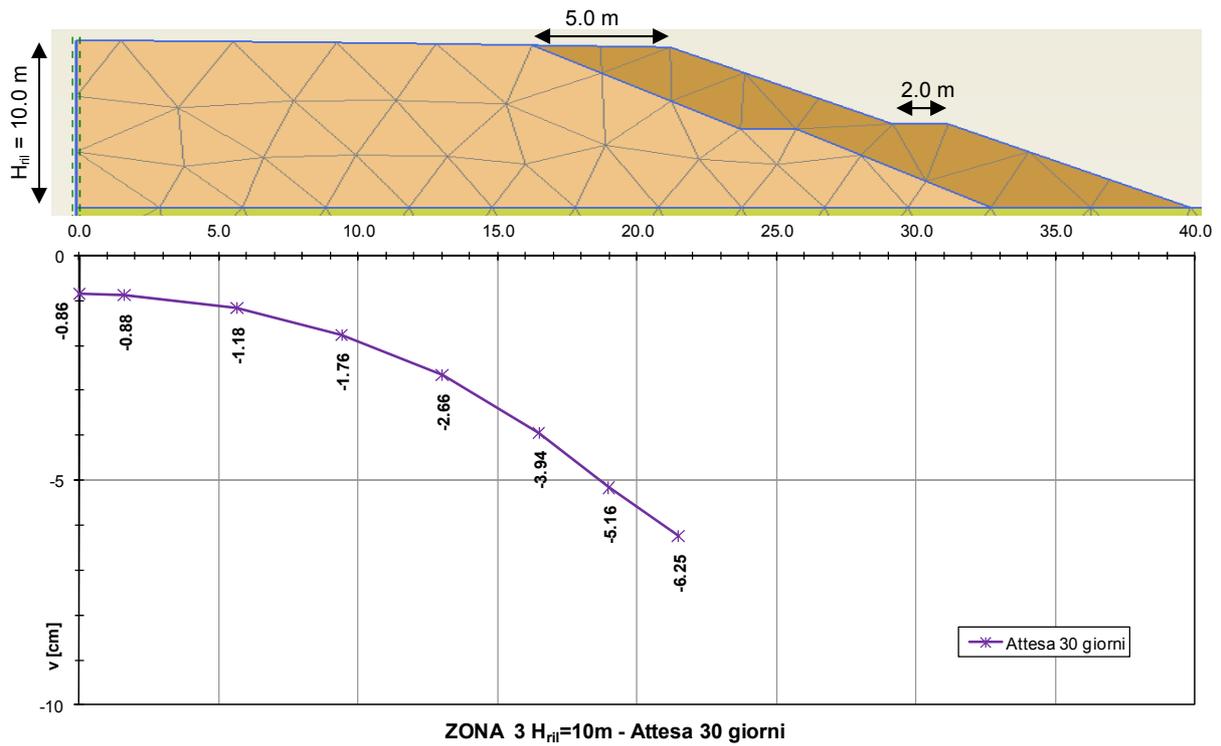


Figura 12-5 – Fase 3 – Attesa 30 giorni – Cedimenti.

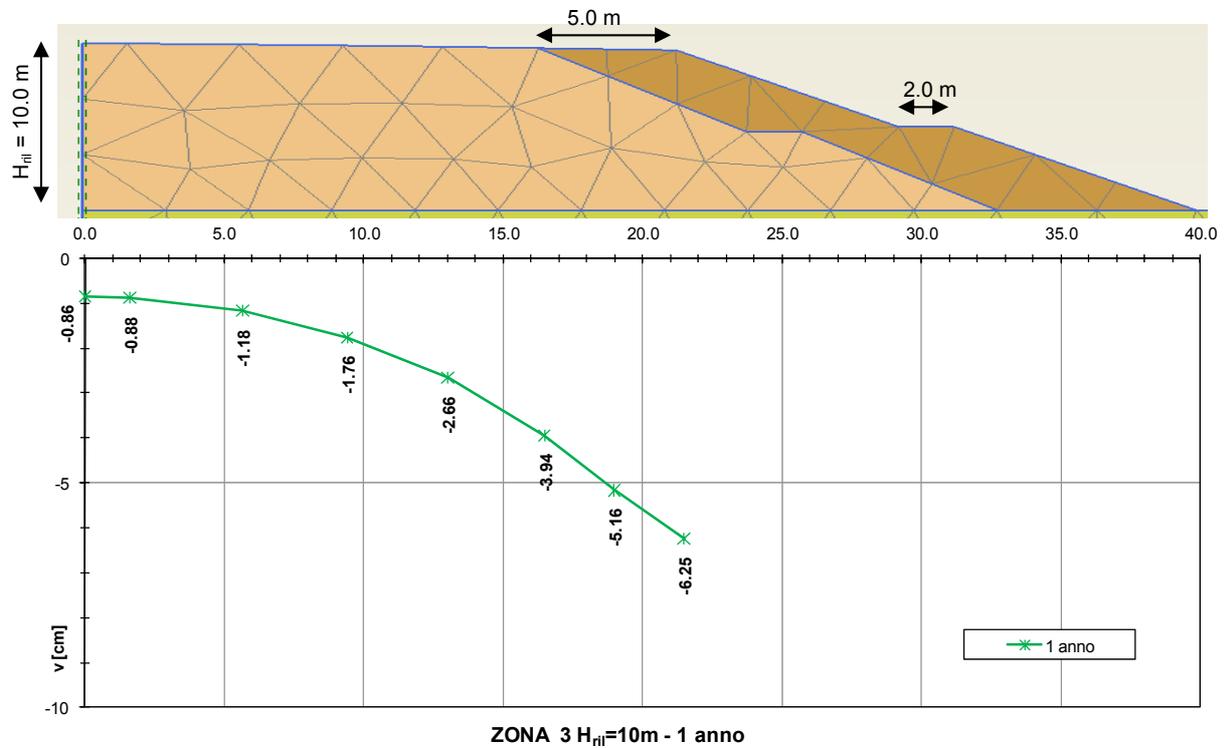


Figura 12-6 – Fase 4 – Attesa 1 anno – Cedimenti.

Si osserva che complessivamente la piattaforma stradale esistente al termine della realizzazione dell'ampliamento in progetto subisce un cedimento differenziale massimo pari a 3.08 cm.

Tale cedimento differenziale non subisce sostanziali incrementi nel tempo e si ritiene pertanto compatibile con l'esercizio stradale.

13. TRATTAMENTO DEL PIANO DI POSA DEI RILEVATI

13.1 Criteri per la definizione degli spessori di bonifica al di sotto dei rilevati

Con riferimento alle sezioni tipologiche inerenti rilevati e trincee, con il termine “piano di posa del rilevato” si intende il piano corrispondente a quello di scotico; tale piano è posto in genere alla profondità di 20 cm dal piano campagna locale.

Nei tratti caratterizzati da livelletta prossima al piano campagna o in trincea, il piano di posa dei rilevati viene a coincidere con il piano di posa della sovrastruttura stradale (intradosso fondazione stradale).

Il piano di posa del rilevato rappresenta l'estradosso dello strato di bonifica.

I livelli prestazionali ad estradosso bonifica, espressi in termini di modulo di deformazione M_d al primo ciclo di carico su piastra di diametro 30 cm, sono definiti in funzione della distanza “d” fra l'intradosso della fondazione della sovrastruttura stradale ed il piano di posa dei rilevati e riportati in Tabella 13-1; in particolare, essi dovranno risultare non inferiori a:

- **60 MPa**: nell'intervallo compreso fra $1.50 \div 2.50$ daN/cm² sul piano di posa della sovrastruttura in rilevato ed in trincea;
- **20 MPa**: nell'intervallo compreso fra $0.50 \div 1.50$ daN/cm² sul piano di posa del rilevato (piano di scotico) quando posto a 1.00 m da quello della sovrastruttura;
- **15 MPa**: nell'intervallo compreso fra $0.50 \div 1.50$ daN/cm² sul piano di posa del rilevato (piano di scotico) quando posto a 2.00 m da quello della sovrastruttura.

Nell'intervallo $d = 0.00 \div 1.00$ m la variazione di detti valori al variare della quota risulta lineare; per altezze di rilevato superiori a 2.00 m si è assunto un valore del modulo di deformazione M_d pari a 15 MPa.

La determinazione dello spessore di bonifica è stata condotta per il tratto interessato dall'ampliamento alla IV corsia in progetto, ovvero il tratto compreso fra la pk 4+882.00 e la pk 8+668.00 e il tratto compreso fra la pk 9+254.00 e la pk 21+992.00.

Tabella 13-1 – Piano di posa dei rilevati – Livelli prestazionali in termini di Modulo su piastra

Distanza intradosso fondazione – piano di posa: "d" [m]	Modulo su piastra [MPa]	Intervallo di pressione [MPa]
d = 0.00	M _d = 60 MPa	0.15 ÷ 0.25
d = 0.20	M _d = 52 MPa	0.15 ÷ 0.25
d = 0.40	M _d = 44 MPa	0.15 ÷ 0.25
d = 0.60	M _d = 36 MPa	0.15 ÷ 0.25
d = 0.80	M _d = 28 MPa	0.15 ÷ 0.25
d = 1÷2	M _d = 20 MPa	0.05 ÷ 0.15
d ≥ 2	M _d = 15 MPa	0.05 ÷ 0.15

Il dimensionamento dello strato di bonifica viene eseguito utilizzando i tradizionali approcci impiegati nel campo delle costruzioni stradali, con riferimento alle caratteristiche geotecniche del terreno di posa del rilevato.

La definizione dello spessore "s" della bonifica è stata effettuata con riferimento al criterio dei due strati formulato da Burmister (1943), basato sullo studio dell'equilibrio di due solidi elastici di diversa natura sovrapposti:

- l'uno di spessore finito "s", modulo di elasticità "E₁" (strato superficiale);
- l'altro semi-infinito con modulo elastico "E₀" (terreno di sottofondo).

Il metodo di Burmister in sostanza correla i risultati in termini di modulo di deformazione di una prova di carico su piastra con le caratteristiche di deformazione dello strato di bonifica e del sottofondo.

Il carico uniforme "p" esercitato dalla piastra si considera superficiale e distribuito su un'area circolare di raggio "a"; il cedimento al centro della piastra considerata rigida, da utilizzarsi per la definizione del modulo di deformazione teorico, risulta dalla relazione:

$$f = 1.18 \cdot \frac{p \cdot a}{E_0} \cdot F_1$$

essendo F₁ una funzione dei due rapporti E₁/E₀ ed s/a, il cui valore può ottenersi dalla seguente formula ottenuta analiticamente da N. Odemark:

$$F_1 = \left[1 - \frac{1}{\sqrt{1 + \left(0.9 \cdot \frac{s}{a}\right)^2}} \right] \cdot \frac{E_0}{E_1} + \frac{1}{\sqrt{1 + \left(0.9 \cdot \frac{s}{a} \cdot \sqrt[3]{\frac{E_1}{E_0}}\right)^2}}$$

Fissato lo spessore "s" ed il modulo elastico "E₁" dello strato superficiale (strato di bonifica) ed il modulo E₀ del terreno di sottofondo, si può stimare il cedimento per un dato carico e quindi si può mettere in relazione il modulo su piastra M_d con lo spessore e le caratteristiche dello strato di bonifica e del sottofondo, passando attraverso il calcolo del cedimento per un carico pari a p = 100 kPa agente su una piastra di raggio a = 15 cm.

13.2 Livello prestazionale piano di posa dei rilevati

Nel seguito si individuerà il trattamento del piano di posa dei rilevati con riferimento ai profili Nord e Sud del piano campagna; dal punto di vista planimetrico, tali profili presentano direttrice posta a 35 m dall'asse stradale.

Particolare attenzione è stata posta nell'analisi di questi profili fuori asse in relazione al profilo dell'ipotetico piano di scotico poiché in molti tratti i primi non risultano rappresentativi del reale piano campagna; infatti le direttrici poste a 35 m dall'asse stradale talvolta intercettano opere d'arte o fossi falsando così la valutazione della dimensione "d".

Il tratto di strada oggetto del presente documento è prevalentemente in rilevato con distanza minima fra intradosso fondazione della sovrastruttura stradale e piano di posa del rilevato d ≤ 1.00 m.

Sono presenti comunque tratti di estensione limitata in cui la distanza intradosso fondazione – piano di posa rilevato è superiore a 1.00 m o in cui la livelletta è in trincea.

In Tabella 13-2 e in Tabella 13-3 sono riportati, rispettivamente per l'allargamento lato nord e lato sud, il valore del modulo di deformazione su piastra M_{d-richiesto} per ciascun tratto, sulla base della distanza prevalente intradosso fondazione – piano di posa rilevato.

Tabella 13-2 - Profilo NORD – Livelli prestazionali minimi del piano di posa dei rilevati

Tratto	Progressive		d _{min} [m]	M _{d-ri chiesto} [MPa]
1	pk _{iniziale} pk _{finale}	4 882.00 5 455.22	0.30	48.00
2	pk _{iniziale} pk _{finale}	5 455.22 6 023.60	0.60	36.00
3	pk _{iniziale} pk _{finale}	6 023.60 6 435.34	0.70	32.00
4	pk _{iniziale} pk _{finale}	6 435.34 8 019.56	0.40	44.00
5	pk _{iniziale} pk _{finale}	8 019.56 8 250.00	0.70	32.00
6	pk _{iniziale} pk _{finale}	8 250.00 8 668.00	Trincea	60.00
7	pk _{iniziale} pk _{finale}	9 254.00 10 478.00	0.20	52.00
8	pk _{iniziale} pk _{finale}	10 478.00 11 000.00	0.10	58.00
9	pk _{iniziale} pk _{finale}	11 000.00 11 650.00	0.60	36.00
10	pk _{iniziale} pk _{finale}	11 650.00 13 150.00	> 2.00	15.00
11	pk _{iniziale} pk _{finale}	13 150.00 13 850.00	0.80	28.00
12	pk _{iniziale} pk _{finale}	13 850.00 14 900.00	0.3	48.00
13	pk _{iniziale} pk _{finale}	14 900.00 15 350.00	Trincea	60.00
14	pk _{iniziale} pk _{finale}	15 350.00 18 350.00	0.40	44.00
15	pk _{iniziale} pk _{finale}	18 350.00 19 900.00	1.50	18.00
16	pk _{iniziale} pk _{finale}	19 900.00 20 100.00	0.20	52.00
17	pk _{iniziale} pk _{finale}	20 100.00 20 800.00	0.20	52.00
18	pk _{iniziale} pk _{finale}	20 800.00 21 150.00	1.00	20.00
19	pk _{iniziale} pk _{finale}	21 150.00 21 922.00	0.20	52.00

Tabella 13-3 - Profilo SUD – Livelli prestazionali minimi del piano di posa dei rilevati

Tratto	Progressive		d_{\min} [m]	$M_{d\text{-richiesto}}$ [MPa]
1	pk _{iniziale} pk _{finale}	4 882.00 5 455.22	0.30	48.00
2	pk _{iniziale} pk _{finale}	5 455.22 6 023.60	0.60	36.00
3	pk _{iniziale} pk _{finale}	6 023.60 6 435.34	0.70	32.00
4	pk _{iniziale} pk _{finale}	6 435.34 8 019.56	0.40	44.00
5	pk _{iniziale} pk _{finale}	8 019.56 8 250.00	0.70	32.00
6	pk _{iniziale} pk _{finale}	8 250.00 8 668.00	Trincea	60.00
7	pk _{iniziale} pk _{finale}	9 254.00 10 478.00	1.10	20.00
8	pk _{iniziale} pk _{finale}	10 478.00 11 000.00	1.20	19.00
9	pk _{iniziale} pk _{finale}	11 000.00 11 650.00	0.70	32.00
10	pk _{iniziale} pk _{finale}	11 650.00 13 150.00	> 2.00	15.00
11	pk _{iniziale} pk _{finale}	13 150.00 13 850.00	0.1	58.00
12	pk _{iniziale} pk _{finale}	13 850.00 14 900.00	0.3	48.00
13	pk _{iniziale} pk _{finale}	14 900.00 15 350.00	Trincea	60.00
14	pk _{iniziale} pk _{finale}	15 350.00 18 350.00	0.40	44.00
15	pk _{iniziale} pk _{finale}	18 350.00 19 900.00	0.70	34.00
16	pk _{iniziale} pk _{finale}	19 900.00 20 100.00	0.20	52.00
17	pk _{iniziale} pk _{finale}	20 100.00 20 800.00	0.20	52.00
18	pk _{iniziale} pk _{finale}	20 800.00 21 150.00	0.15	55.00
19	pk _{iniziale} pk _{finale}	21 150.00 21 922.00	0.20	52.00

13.3 Caratterizzazione dei materiali

Per quanto riguarda le caratteristiche del materiale utilizzato per lo strato di bonifica si sono ipotizzati valori del modulo elastico variabili nell'intervallo $E = 30.0 \div 75.0$ MPa.

Per la determinazione del modulo elastico E_{PLT} attribuito al terreno di sottofondo nelle elaborazioni numeriche atte a simulare la prova di carico su piastra all'estradosso dello strato di bonifica con il criterio di Burmister, si è fatto riferimento:

- ai risultati delle prove di carico su piastra in termini di modulo di deformazione M_d condotte nelle diverse campagne di indagine, utilizzando la relazione seguente:

$$E_{PLT} = \frac{\Delta p}{\Delta s} \cdot \frac{\pi \cdot b}{4} \cdot (1 - \nu^2) = M_d \cdot \frac{\pi}{4} \cdot (1 - \nu^2)$$

dove:

- ν è il coefficiente di Poisson, assunto pari a 0.5;
- alle prove penetrometriche presenti nei diversi tratti in esame nei tratti in cui risultati delle prove di carico su piastra in termini di modulo di deformazione M_d non risultavano realistici.

I principali parametri geotecnici utilizzati nel calcolo sono riportati nella tabella seguente.

Tabella 13-4 - Parametri geotecnici principali utilizzati nel calcolo

Materiale	E [MPa]
Bonifica	30.0 ÷ 75.0
Terreno di sottofondo	da M_d pozzetti esplorativi (vedi Tabella 13-5 e Tabella 13-6)

Per ciascun tratto di strada precedentemente definito sono stati individuati i pozzetti di riferimento.

Le tabelle seguenti riassumono le indagini di riferimento ed i principali parametri geotecnici utilizzati nel calcolo per i singoli tratti analizzati indicati in Tabella 13-2 e Tabella 13-3.

Tabella 13-5 - Terreno di sottofondo – Profilo NORD – Parametri geotecnici principali utilizzati nel calcolo

Tratto	Campagna indagini	Indagini (Pozzetti e CPT)	Progr pk	Prof. prova da p.c. [m]	Δp [MPa]	M_d [MPa]	E_{PLT} [MPa]	E_{PLT} ASSUNTO [MPa]
1	Definitivo (2010)	PZ-ML1	5164.11	0.50	0.15-0.20	17.24	10.16	10.16
2	Definitivo (2010)	PZ-ML1	5164.11	0.50	0.15-0.20	17.24	10.16	10.16
3	Definitivo (2010)	PZ-ML1	5164.11	0.50	0.15-0.20	17.24	10.16	10.16
4	Definitivo (2010)	PZ-ML5	8117.87	0.50	0.15-0.20	10.79	6.36	6.36
5	Definitivo (2010)	PZ-ML5	8117.87	0.50	0.15-0.20	10.79	6.36	6.36
6	Definitivo (2010)	PZ-ML5	8117.87	0.50	0.15-0.20	10.79	6.36	6.36
7	TEEM (2009)	L5-PZ7	9500.00	0.50	0.15-0.20	5.48	3.23	3.23
8	TEEM (2009)	L5-PZ8	10520.27	0.50	0.15-0.20	6.90	4.06	4.06
9	TEEM (2009)	L5-PZ3	11104.47	0.50	0.15-0.20	10.28	6.06	6.06
10	Definitivo (2010)	PZ-ML7	12644.73	0.45	0.05-0.15	7.69	4.53	4.53
11	Definitivo (2010)	PZ-ML8	13800.00	0.45	0.15-0.20	23.08	13.60	13.60
12	Definitivo (2010)	PZ-ML8	13800.00	0.45	0.15-0.20	23.08	13.60	13.60
13	Definitivo (2010)	PZ-ML9	14700.00	0.45	0.15-0.20	45.45 ¹	17.67	17.67
14	Definitivo (2010)	PZ-ML12	17719.67	0.55	0.15-0.20	5.08	2.99	2.99
15	Definitivo (2010)	PZ-ML13	19212.68	0.80	0.05-0.15	6.65	3.92	3.92
16	Definitivo (2010)	PZ-ML13	19212.68	0.80	0.15-0.20	5.17	24.54	15.00
	Cepav 1 (1992)	AP117 AP024	19937.00 20057.00				15.00	
17	Definitivo (2010)	PZ-ML15	20539.79	0.90	0.15-0.20	13.04	7.68	7.68
18	Definitivo (2010)	PZ-ML16	21250.00	0.50	0.05-0.15	11.86	6.99	6.99
19	Definitivo (2010)	PZ-ML16	21250.00	0.50	0.15-0.20	9.74	5.74	5.74

¹ Poiché la prova di carico su piastra eseguita in corrispondenza del pozzetto PZML9 ha fornito valori molto alti cautelativamente si è considerato il valore di $M_d = 30.00$ MPa.

Tabella 13-6 - Terreno di sottofondo – Profilo SUD – Parametri geotecnici principali utilizzati nel calcolo

Tratto	Campagna indagini	Indagini (Pozzetti e CPT)	Progr pk	Prof. prova da p.c. [m]	Δp [MPa]	M_d [MPa]	E_{PLT} [MPa]	E_{PLT} ASSUNTO [MPa]
1	Definitivo (2010)	PZ-ML1	5164.11	0.50	0.15-0.20	17.24	10.16	10.16
2	Definitivo (2010)	PZ-ML1	5164.11	0.50	0.15-0.20	17.24	10.16	10.16
3	Definitivo (2010)	PZ-ML1	5164.11	0.50	0.15-0.20	17.24	10.16	10.16
4	Definitivo (2010)	PZ-ML5	8117.87	0.50	0.15-0.20	10.79	6.36	6.36
5	Definitivo (2010)	PZ-ML5	8117.87	0.50	0.15-0.20	10.79	6.36	6.36
6	Definitivo (2010)	PZ-ML5	8117.87	0.50	0.15-0.20	10.79	6.36	6.36
7	TEEM (2009)	L5-PZ7	9500.00	0.50	0.05-0.15	6.07	3.57	3.57
8	TEEM (2009)	L5-PZ8	10520.27	0.50	0.05-0.15	7.92	4.66	4.66
9	TEEM (2009)	L5-PZ3	11104.47	0.50	0.15-0.20	10.28	6.06	6.06
10	Definitivo (2010)	PZ-ML7	12644.73	0.45	0.05-0.15	7.69	4.53	4.53
11	Definitivo (2010)	PZ-ML8	13800.00	0.45	0.15-0.20	23.08	13.6	13.60
12	Definitivo (2010)	PZ-ML8	13800.00	0.45	0.15-0.20	23.08	13.60	13.60
13	Definitivo (2010)	PZ-ML9	14700.00	0.45	0.15-0.20	45.45 ¹	17.67	17.67
14	Definitivo (2010)	PZ-ML12	17719.67	0.55	0.15-0.20	5.08	2.99	2.99
15	Definitivo (2010)	PZ-ML13	19212.68	0.80	0.15-0.20	5.17	3.05	3.05
16	Definitivo (2010)	PZ-ML13	19212.68	0.80	0.15-0.20	5.17	24.54	15.00
	Cepav 1 (1992)	AP117 AP024	19937.00 20057.00			15.00	15.00	
17	Definitivo (2010)	PZ-ML15	20539.79	0.90	0.15-0.20	13.04	7.68	7.68
18	Definitivo (2010)	PZ-ML16	21250.00	0.50	0.15-0.20	9.74	5.74	5.74
19	Definitivo (2010)	PZ-ML16	21250.00	0.50	0.15-0.20	9.74	5.74	5.74

¹ Poiché la prova di carico su piastra eseguita in corrispondenza del pozzetto PZML9 ha fornito valori molto alti cautelativamente si è considerato il valore di $M_d = 30.00$ MPa.

13.4 Effetti della variazione dello spessore di bonifica e del relativo modulo elastico

Al variare dello spessore di bonifica "s" e del relativo modulo elastico (da 30.0 MPa a 75.0 MPa) sono state ricavate le curve corrispondenti al valore del modulo su piastra equivalente M_d misurato all'estradosso della bonifica, ovvero al piano di posa del rilevato, definite secondo il criterio di Burmister illustrato nel paragrafo 13.1.

Nelle seguenti tabelle sono riassunti i risultati delle analisi condotte in termini di:

- spessore di strato di bonifica;
- modulo del materiale della bonifica $E'_{bonifica}$

da assumere al fine di raggiungere il livello prestazionale richiesto per il piano di posa del rilevato. Per ogni tratto è inoltre indicato il riferimento al grafico che mostra l'analisi condotta con il criterio di Burmister (vedi appendice 9).

A titolo d'esempio la figura seguente mostra l'analisi relativa al primo tratto di strada con riferimento al profilo Nord.

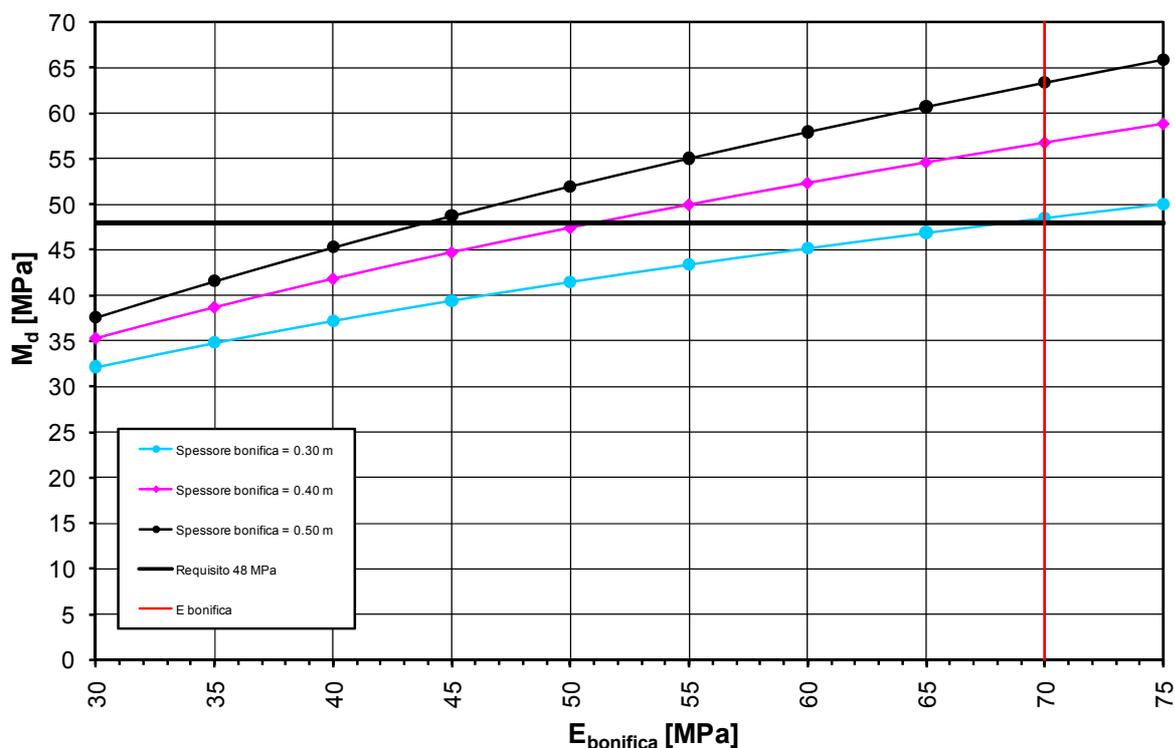


Figura 13-1 - Profilo Nord – Tratto 1 – Determinazione spessore di bonifica

Tabella 13-7 - Profilo NORD - Spessori di bonifica lungo il tracciato

Tratto	Progressive		Bonifica NORD		Analisi di Burmister (Appendice 9)
			Spessore [m]	E' bonifica [Mpa]	
1	pk _{iniziale} pk _{finale}	4 882.00 5 455.22	0.30	70.00	Grafico 1
2	pk _{iniziale} pk _{finale}	5 455.22 6 023.60	0.30	60.00	Grafico 2
3	pk _{iniziale} pk _{finale}	6 023.60 6 435.34	0.30	60.00	Grafico 3
4	pk _{iniziale} pk _{finale}	6 435.34 8 019.56	0.40	70.00	Grafico 4
5	pk _{iniziale} pk _{finale}	8 019.56 8 250.00	0.30	60.00	Grafico 5
6	pk _{iniziale} pk _{finale}	8 250.00 8 668.00	0.70	70.00	Grafico 6
7	pk _{iniziale} pk _{finale}	9 254.00 10 478.00	0.90	70.00	Grafico 7
8	pk _{iniziale} pk _{finale}	10 478.00 11 000.00	0.90	75.00	Grafico 8
9	pk _{iniziale} pk _{finale}	11 000.00 11 650.00	0.30	70.00	Grafico 9
10	pk _{iniziale} pk _{finale}	11 650.00 13 150.00	0.30	60.00	Grafico 10
11	pk _{iniziale} pk _{finale}	13 150.00 13 850.00	0.30	60.00	Grafico 11
12	pk _{iniziale} pk _{finale}	13 850.00 14 900.00	0.30	60.00	Grafico 12
13	pk _{iniziale} pk _{finale}	14 900.00 15 350.00	0.30	60.00	Grafico 13
14	pk _{iniziale} pk _{finale}	15 350.00 18 350.00	0.70	75.00	Grafico 14
15	pk _{iniziale} pk _{finale}	18 350.00 19 900.00	0.30	60.00	Grafico 15
16	pk _{iniziale} pk _{finale}	19 900.00 20 100.00	0.30	60.00	Grafico 16
17	pk _{iniziale} pk _{finale}	20 100.00 20 800.00	0.50	65.00	Grafico 17
18	pk _{iniziale} pk _{finale}	20 800.00 21 150.00	0.30	60.00	Grafico 18
19	pk _{iniziale} pk _{finale}	21 150.00 21 922.00	0.60	65.00	Grafico 19

Tabella 13-8 - Profilo SUD - Spessori di bonifica lungo il tracciato

Tratto	Progressive		Bonifica SUD		Analisi di Burmister (Appendice 9)
			Spessore [m]	E' bonifica [Mpa]	
1	pk _{iniziale} pk _{finale}	4 882.00 5 455.22	0.30	70.00	Grafico 1
2	pk _{iniziale} pk _{finale}	5 455.22 6 023.60	0.30	60.00	Grafico 2
3	pk _{iniziale} pk _{finale}	6 023.60 6 435.34	0.30	60.00	Grafico 3
4	pk _{iniziale} pk _{finale}	6 435.34 8 019.56	0.40	70.00	Grafico 4
5	pk _{iniziale} pk _{finale}	8 019.56 8 250.00	0.30	60.00	Grafico 5
6	pk _{iniziale} pk _{finale}	8 250.00 8 668.00	0.70	70.00	Grafico 6
7	pk _{iniziale} pk _{finale}	9 254.00 10 478.00	0.30	60.00	Grafico 20
8	pk _{iniziale} pk _{finale}	10 478.00 11 000.00	0.30	60.00	Grafico 21
9	pk _{iniziale} pk _{finale}	11 000.00 11 650.00	0.30	60.00	Grafico 22
10	pk _{iniziale} pk _{finale}	11 650.00 13 150.00	0.30	60.00	Grafico 10
11	pk _{iniziale} pk _{finale}	13 150.00 13 850.00	0.30	75.00	Grafico 23
12	pk _{iniziale} pk _{finale}	13 850.00 14 900.00	0.30	60.00	Grafico 12
13	pk _{iniziale} pk _{finale}	14 900.00 15 350.00	0.30	60.00	Grafico 13
14	pk _{iniziale} pk _{finale}	15 350.00 18 350.00	0.70	75.00	Grafico 14
15	pk _{iniziale} pk _{finale}	18 350.00 19 900.00	0.50	70.00	Grafico 24
16	pk _{iniziale} pk _{finale}	19 900.00 20 100.00	0.30	0.60	Grafico 16
17	pk _{iniziale} pk _{finale}	20 100.00 20 800.00	0.50	65.00	Grafico 17
18	pk _{iniziale} pk _{finale}	20 800.00 21 150.00	0.60	75.00	Grafico 25
19	pk _{iniziale} pk _{finale}	21 150.00 21 922.00	0.60	65.00	Grafico 19

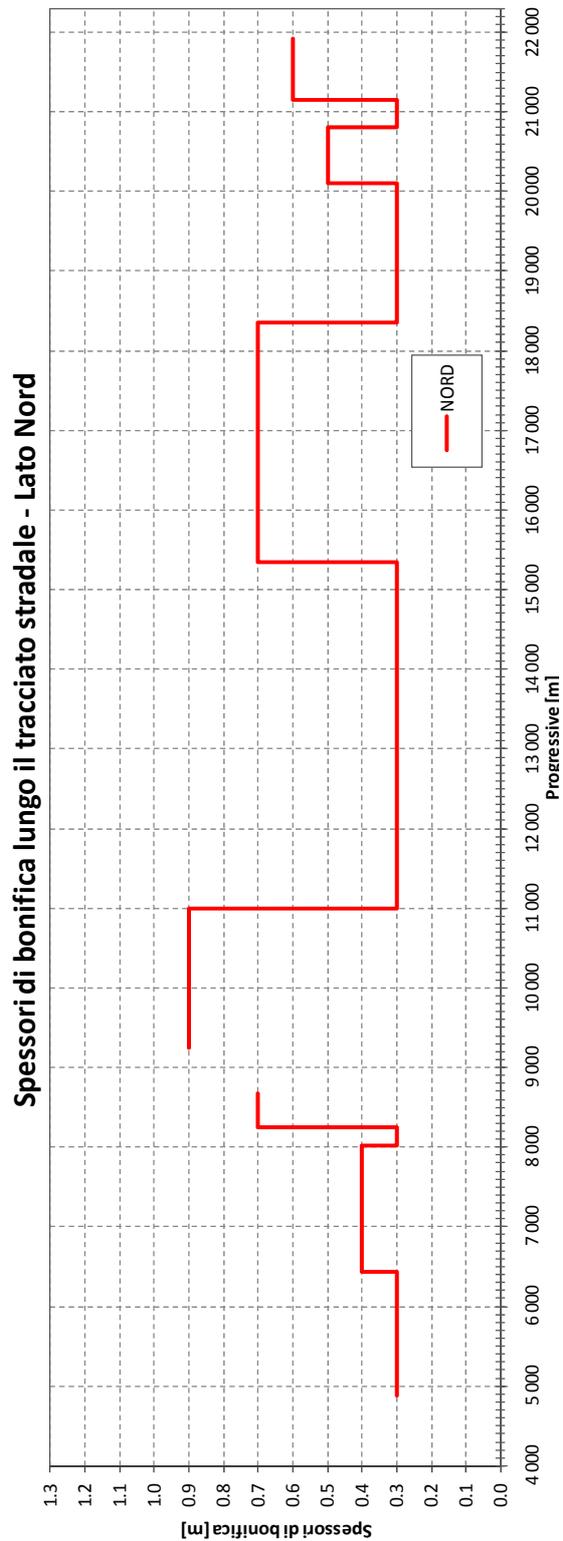


Figura 13-2 - Profilo Nord - Spessori di bonifica al variare della progressiva

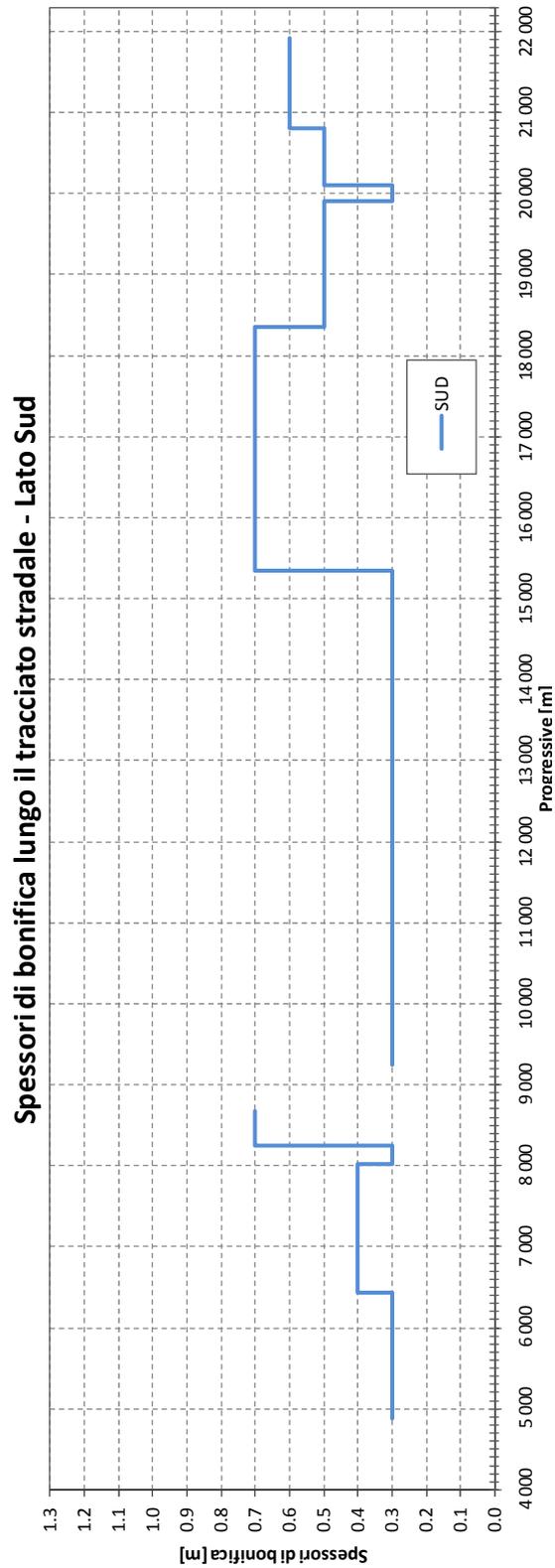


Figura 13-3 - Profilo Sud - Spessori di bonifica al variare della progressiva

In definitiva:

- il livello prestazionale richiesto per il piano di posa del rilevato è raggiunto lato nord nel 50.04% dei casi e lato sud nel 49.11% con uno spessore di bonifica $s = 0.30 \text{ m}$ e per valori di modulo elastico del materiale di bonifica compresi fra l'intervallo $E = 60.0 \div 75.0 \text{ MPa}$;
- il livello prestazionale richiesto per il piano di posa del rilevato è raggiunto lato nord nel 49.96% dei casi e lato sud nel 50.89% con uno spessore di bonifica compreso fra $s = 0.40 \div 0.90 \text{ m}$ per valori di modulo elastico del materiale di bonifica compresi fra l'intervallo $E = 60.0 \div 75.0 \text{ MPa}$.

I moduli elastici suddetti per il materiale di bonifica si ritengono propri ad esempio di terreno stabilizzato a calce o materiale da rilevato secondo C.S.A..

La tabella seguente mostra nel dettaglio la percentuale di tracciato lato NORD e lato SUD compreso fra la pk 4+882.00 e la pk 8+668.00 e fra la pk 9+254.00 e la pk 21+992.00 caratterizzato da un determinato spessore di bonifica.

Tabella 13-9 - Percentuali di tracciato caratterizzate da un determinato spessore di bonifica

s_{bonifica}	Profilo SUD		Profilo NORD	
	L_{SUD}	Percentuale	L_{NORD}	Percentuale
[m]	[m]	%	[m]	%
0.3	8079.78	49.11%	8233.78	50.04%
0.4	1 584.22	9.63%	1584.22	9.63%
0.5	2 250.00	13.67%	700.00	4.25%
0.6	1122.00	6.82%	772.00	4.69%
0.7	3418.00	20.77%	3418.00	20.77%
0.9	-	0.00%	1746.00	10.61%
Totale	16454.00	100.00%	16454.00	100.00%

14. RIUTILIZZO DEI MATERIALI DI SCAVO

L'ampliamento alla quarta corsia prevede lavorazioni quali:

- scavi per realizzazione opere d'arte;
- eventuale realizzazione di pali di fondazione;
- scavo di fossi di guardia;
- scoticoe scavi per bonifica del piano di posa dei rilevati;
- eventuale gradonatura del rilevato esistente per immersione rilevato di ampliamento;
- ...

che renderanno disponibili materiali di risulta.

14.1 Classificazione possibili materiali di scavo

Al fine di valutare i possibili impieghi dei materiali di scavo è stata effettuata la classifica secondo la norma CNR UNI 10006 dei campioni presenti entro una profondità di 5.0 m da piano campagna.

In particolare, tale classificazione è stata effettuata per i campioni appartenenti alle unità litostratigrafiche B1, B2, C1 e D (vedi capitolo 5).

Per quanto concerne l'unità A, definita come argilla limosa/limo argilloso, il gruppo di appartenenza è ipotizzabile in genere come A6 ed A7.

Tabella 14-1: Classificazione campioni unità B1, B2, C1 e D.

Campagna indagine	Sondaggio	Nome campione	Prof. Campione [m]	Zona omogenea	Unità	Classificazione UNI CNR 10006
CEPAV UNO	AS111	1CS	2.73	ZO7	B1	A1-a
CEPAV UNO	AS112	1CS	2.73	ZO7	B1	A2-4
CEPAV UNO	AS113	1CS	3.23	ZO7	B1	A1-b
Definitivo (2010)	ML13	Cr1	3.23	ZO7	B1	A4
Definitivo (2010)	PZ-ML13	Cr1	0.80	ZO7	B1	A2-4
Definitivo (2010)	PZ-ML15	Cr1	0.45	ZO7	B1	A4
Definitivo (2010)	PZ-ML15	Cr2	0.95	ZO7	B1	A6
TEM (2009)	13-L5	CR1	3.60	ZO2	B2	A4

Campagna indagine	Sondaggio	Nome campione	Prof. Campione [m]	Zona omogenea	Unità	Classificazione UNI CNR 10006
TEM (2009)	16-L5	CR1	2.10	ZO2	B2	A6
TEM (2009)	9-L5	CR1	3.90	ZO2	B2	A2-4
Definitivo (2010)	PZ-ML6	Cr1	1.70	ZO2	B2	A4
Definitivo (2010)	PZML7	Cr1	0.45	ZO3	B2	A6
Definitivo (2010)	PZML7	Cr2	0.90	ZO3	B2	A4
CEPAV UNO	AS203	1CS	2.73	ZO4	B2	A2-4
CEPAV UNO	AS007	1CS	2.73	ZO6	B2	A1-b
CEPAV UNO	AS107	1CS	2.73	ZO6	B2	A6
Definitivo (2010)	ML3	Cr1	1.73	ZO1	C1	A1 a
Definitivo (2010)	ML3	Cr2	4.73	ZO1	C1	A1 a
Definitivo (2010)	PZ-ML1	Cr1	0.50	ZO1	C1	A4
Definitivo (2010)	PZ-ML3	Cr1	0.50	ZO1	C1	A2-4
Definitivo (2010)	PZ-ML5	Cr1	0.60	ZO1	C1	A4
TEM (2009)	12-L5	CR1	4.10	ZO2	C1	A2-4
TEM (2009)	20-L5	CR1	2.90	ZO2	C1	A4
Definitivo (2010)	ML8	Cr1	1.73	ZO3	C1	A2-4
CEPAV UNO	AS005	1CS	2.73	ZO4	C1	A4
Definitivo (2010)	ML10	Cr1	1.73	ZO4	C1	A1-b
Definitivo (2010)	ML10	Cr2	4.73	ZO4	C1	A1-b
Definitivo (2010)	ML9	Cr1	3.23	ZO4	C1	A2-4
Definitivo (2010)	PZ-ML7	C1	0.45	ZO4	C1	A6
Definitivo (2010)	PZ-ML7	C2	0.90	ZO4	C1	A4
Definitivo (2010)	PZ-ML8	Cr1	0.50	ZO4	C1	A6
Definitivo (2010)	PZ-ML9	C1	0.45	ZO4	C1	A1-a
CEPAV UNO	AS106	1CS	2.73	ZO5	C1	A4
Definitivo (2010)	ML11	Cr2	4.73	ZO5	C1	A4
Definitivo (2010)	PZ-ML12	C1	0.55	ZO6	C1	A4
Definitivo (2010)	PZ-ML12	C2	1.00	ZO6	C1	A1-a
Definitivo (2010)	ML14	Cr1	3.23	ZO7	C1	A4
Definitivo (2010)	PZ-ML14	Cr1	0.50	ZO7	C1	A2-4
Definitivo (2010)	PZ-ML16	Cr2	1.00	ZO7	C1	A2-4
Definitivo (2010)	ML7	Cr1	3.23	ZO3	D	A1-a
Definitivo (2010)	ML8	Cr2	4.73	ZO3	D	A1-a
CEPAV UNO	AS204	1CS	2.73	ZO4	D	A2-4

In sostanza:

- unità B1: presenta una classificazione compresa fra il gruppo A1-a ed il gruppo A6; la maggioranza dei campioni rientra nelle terre ghiaio-sabbiose;
- unità B2: presenta una classificazione compresa fra il gruppo A1-b ed il gruppo A6; la maggioranza dei campioni rientra nelle terre limo-argillose;
- unità C1: presenta una classificazione compresa fra il gruppo A1-a ed il gruppo A6; la maggioranza dei campioni rientra nelle terre ghiaio-sabbiose (gruppi da A1-a a A2-4); in minor quantità sono presenti campioni appartenenti alle terre limo-argillose – gruppo A4 e solo saltuariamente al gruppo A6;
- unità D: presenta una classificazione compresa fra il gruppo A1-a e A2-4, ovvero tali materiali rientrano nelle terre ghiaio-sabbiose.

14.2 Indicazioni sul possibile riutilizzo dei materiali di scavo

Nel seguito vengono fornite indicazioni di carattere generale sulla possibilità di riutilizzo in cantiere dei materiali di scavo, a seconda delle caratteristiche geotecniche degli stessi e della classifica riportata al paragrafo precedente.

- **Terreno vegetale/agrario.**

Il terreno vegetale/agrario di risulta deriva principalmente dalle operazioni di:

- scotico/bonifica del piano di posa dei rilevati;
- rimozione coltre vegetale dalla scarpata del rilevato esistente.

Tale materiale può essere riutilizzato, se conforme al Capitolato Speciale d'Appalto, per la costituzione della coltre vegetale delle scarpate del rilevato di ampliamento o di eventuali opere di mitigazione ambientale (dune antirumore, terre rinforzate,...).

- **Materiale di risulta appartenente alla unità litostratigrafica A – Argilla limosa e limo argilloso.**

Tale materiale di risulta può essere impiegato sostanzialmente:

- per rinterri a tergo di opere di sostegno, se consentito dal CSA;
- per l'impermeabilizzazione di canali e fossi di guardia;

- per la realizzazione dei piani di posa dei rilevati (strato di bonifica) o di strati di rilevato previa idonea stabilizzazione a calce secondo il CSA.

Nel caso di impiego della stabilizzazione a calce dovranno essere condotte idonee indagini di laboratorio volte a:

- verificare l'idoneità del terreno ad essere stabilizzato a calce secondo il CSA;
- determinare la miscela terreno + calce idonea al soddisfacimento dei livelli prestazionali.

- ***Materiale di risulta appartenente alla unità litostratigrafica B1 – Limo sabbioso e sabbia limosa – comportamento prevalentemente incoerente.***

Tale materiale di risulta presenta comportamento prevalentemente incoerente (zona omogenea 7) e può essere impiegato sostanzialmente:

- per rinterri a tergo di opere di sostegno, se consentito dal CSA;
- per la realizzazione dei piani di posa dei rilevati (strato di bonifica) o di strati di rilevato tal quale o previa idonea stabilizzazione; date le caratteristiche geotecniche dello stesso è ipotizzabile una stabilizzazione a cemento o binaria calce+cemento.

Nel caso di impiego della tecnica della stabilizzazione delle terre dovranno essere condotte idonee indagini di laboratorio volte a:

- verificare il legante idoneo per la stabilizzazione del terreno secondo il CSA;
- determinare la miscela terreno + legante idonea al soddisfacimento dei livelli prestazionali richiesti.

- ***Materiale di risulta appartenente alla unità litostratigrafica B2 – Limo sabbioso e sabbia limosa – comportamento prevalentemente coesivo.***

Tale materiale di risulta presenta comportamento prevalentemente coesivo (zona omogenea da 1 a 6) e può essere impiegato sostanzialmente:

- per rinterri a tergo di opere di sostegno, se consentito dal CSA;
- per la realizzazione dei piani di posa dei rilevati (strato di bonifica) o di strati di rilevato in genere previa idonea stabilizzazione; date le caratteristiche geotecniche dello stesso è ipotizzabile una stabilizzazione a calce o binaria calce+cemento.

Nel caso di impiego della tecnica della stabilizzazione delle terre dovranno essere condotte idonee indagini di laboratorio volte a:

- verificare il legante idoneo per la stabilizzazione del terreno;
- determinare la miscela terreno + legante idonea al soddisfacimento dei livelli prestazionali richiesti.

- ***Materiale di risulta appartenente all'unità litostratigrafiche C1 – Sabbia da fine a media mediamente addensata.***

I materiali appartenenti a tale unità litostratigrafica possono essere impiegati per:

- per rinterri a tergo di opere di sostegno;
- per la realizzazione dei piani di posa dei rilevati (strato di bonifica) o di strati di rilevato.

In genere tali materiali appaiono in natura già rispondenti a quanto usualmente richiesto per le applicazioni suddette.

Localmente potrebbe essere necessario procedere alla stabilizzazione presumibilmente a cemento del materiale.

- ***Materiale di risulta appartenente all'unità litostratigrafiche D – Ghiaia sabbiosa e sabbia con ghiaia.***

I materiali appartenenti a tale unità litostratigrafica possono essere impiegati per:

- per rinterri a tergo di opere di sostegno;
- per la realizzazione dei piani di posa dei rilevati (strato di bonifica) o di strati di rilevato.

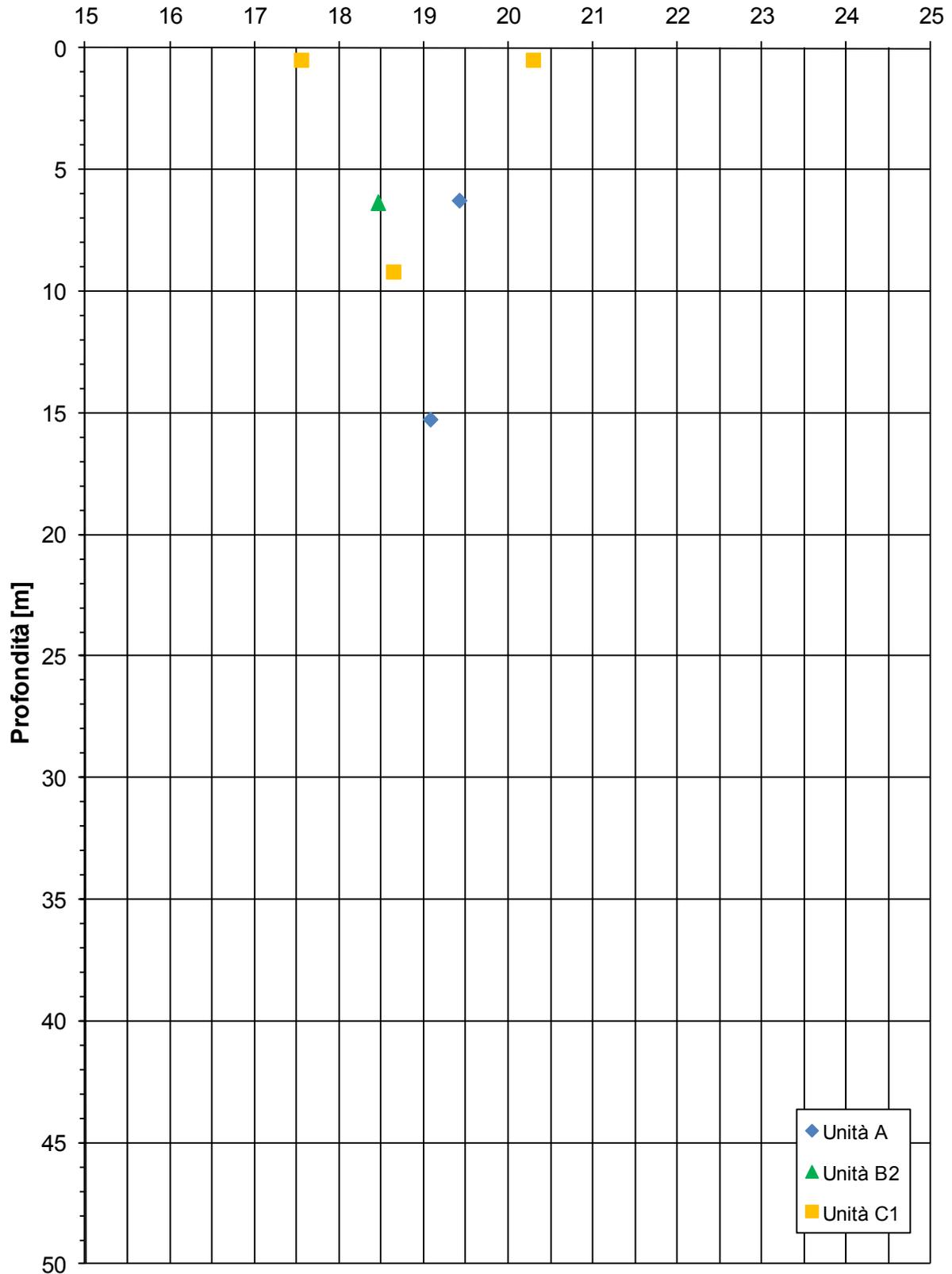
In genere tali materiali appaiono in natura già rispondenti a quanto usualmente richiesto per le applicazioni suddette.

APPENDICE 1:

ZONA OMOGENEA 1 – Caratteristiche fisiche, di deformabilità e di resistenza al taglio.

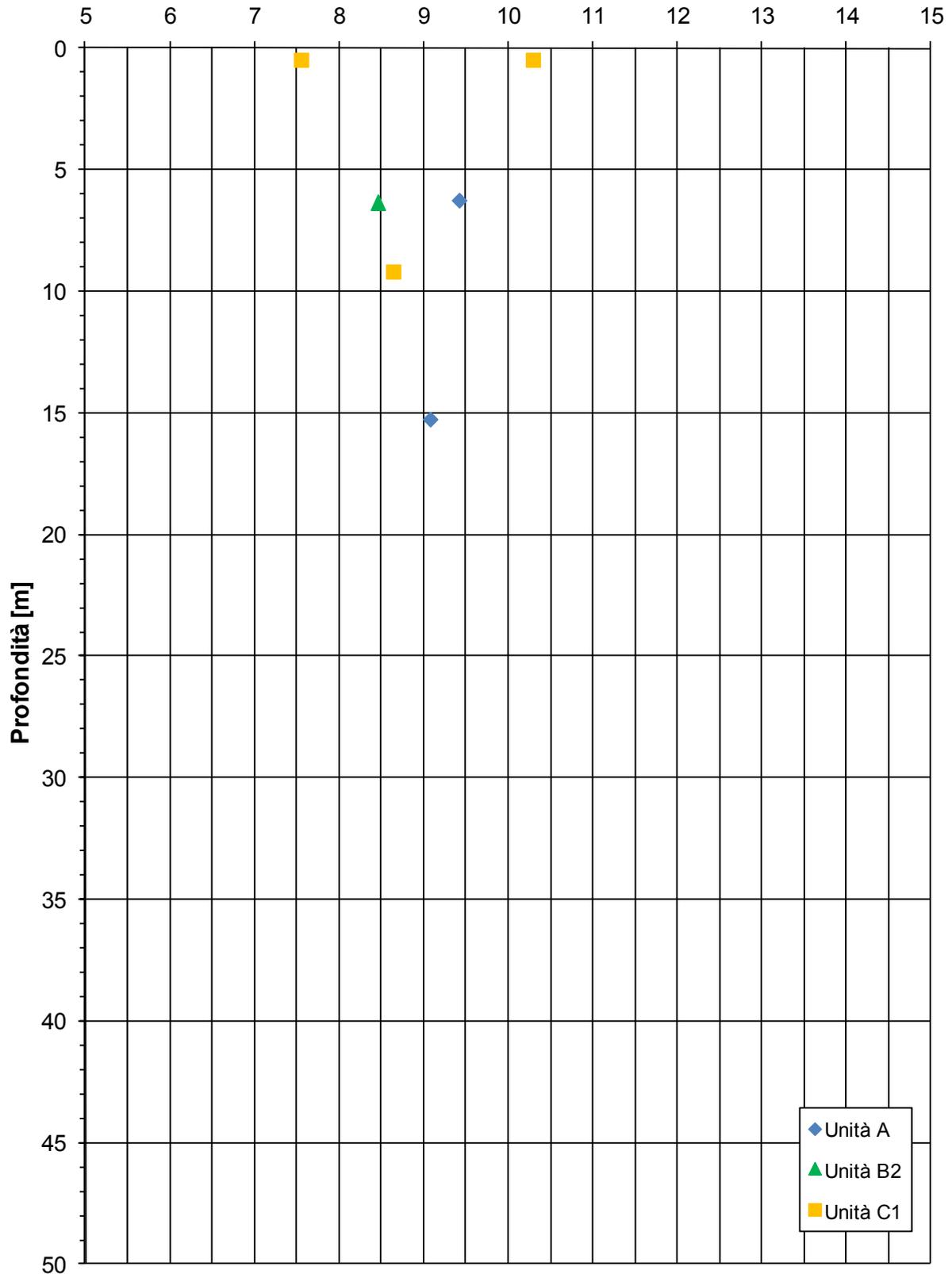
ZONA OMOGENEA 1

Peso di volume naturale - γ [kN/m³]



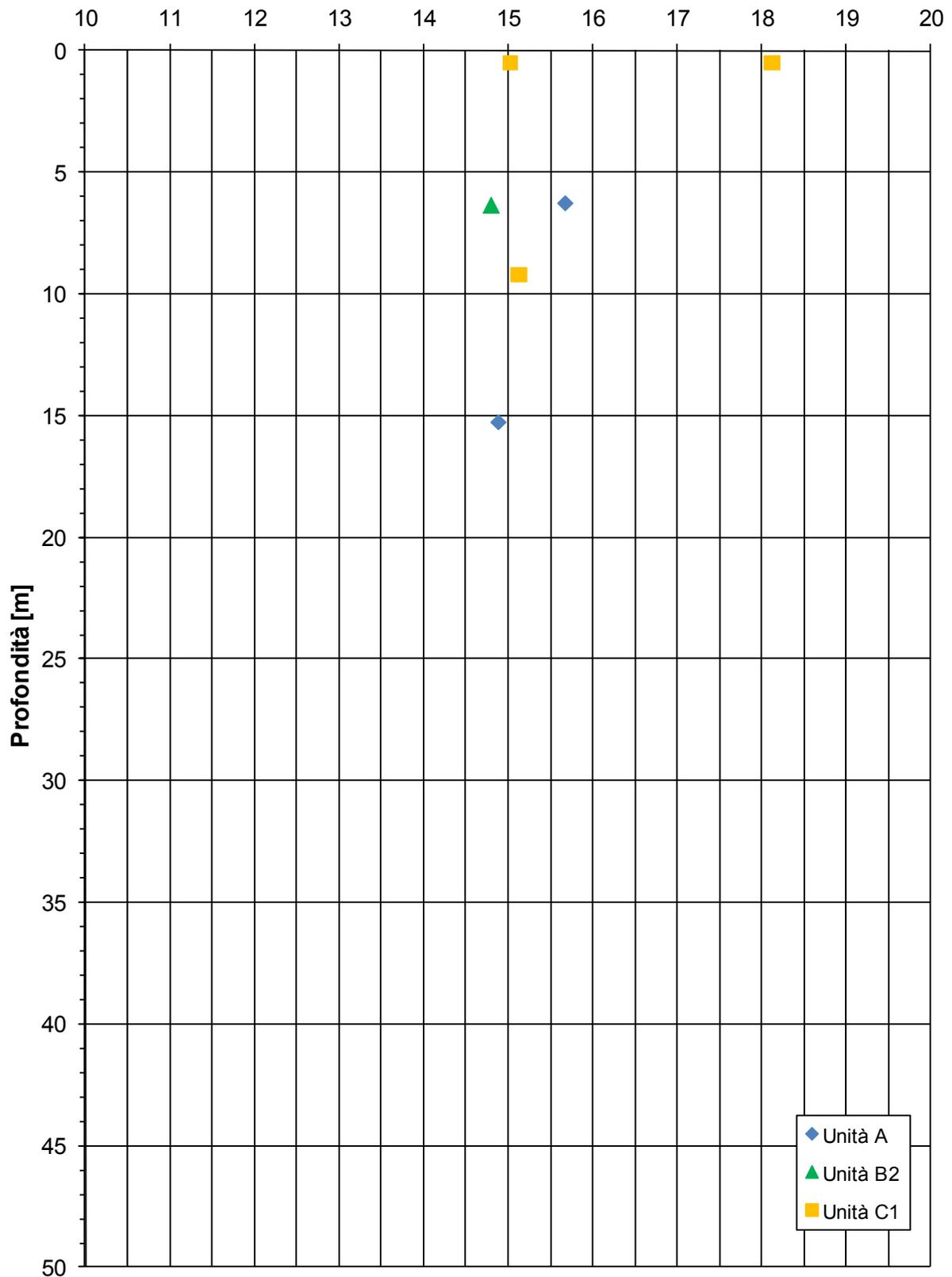
ZONA OMOGENEA 1

Peso di volume immerso- γ '[kN/m³]



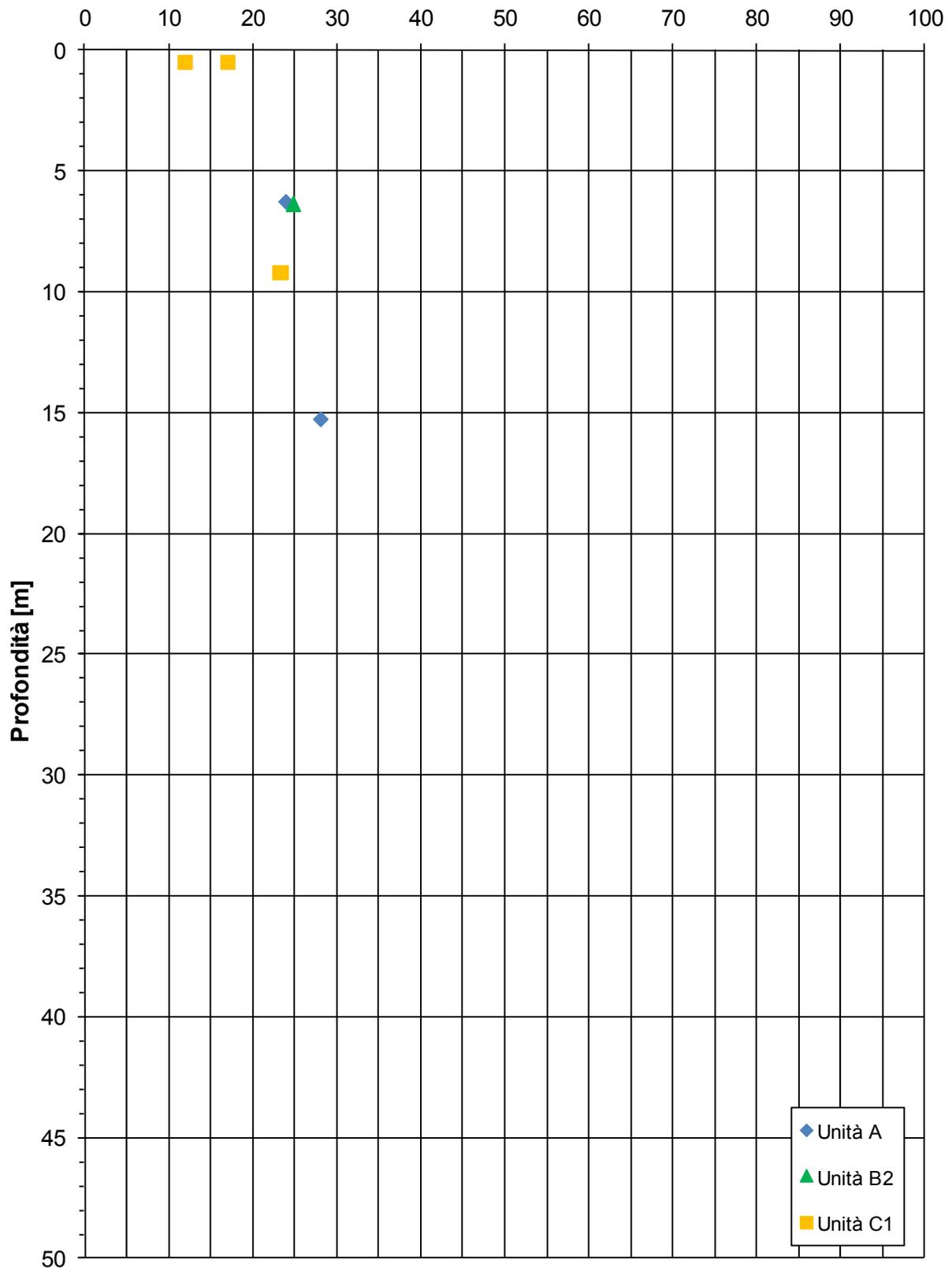
ZONA OMOGENEA 1

Peso di volume secco - γ_d [kN/m³]



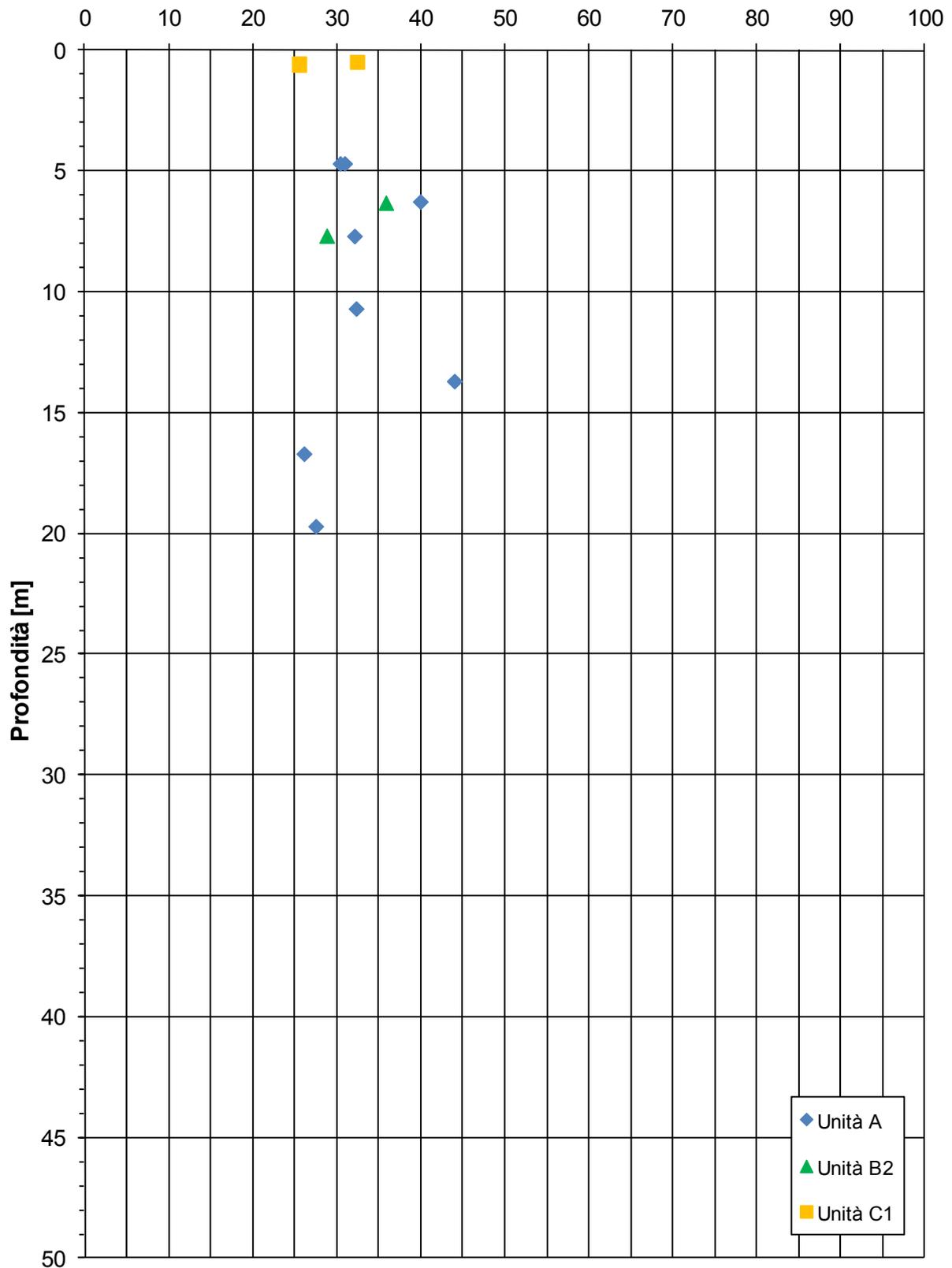
ZONA OMOGENEA 1

Contenuto naturale d'acqua - w [%]



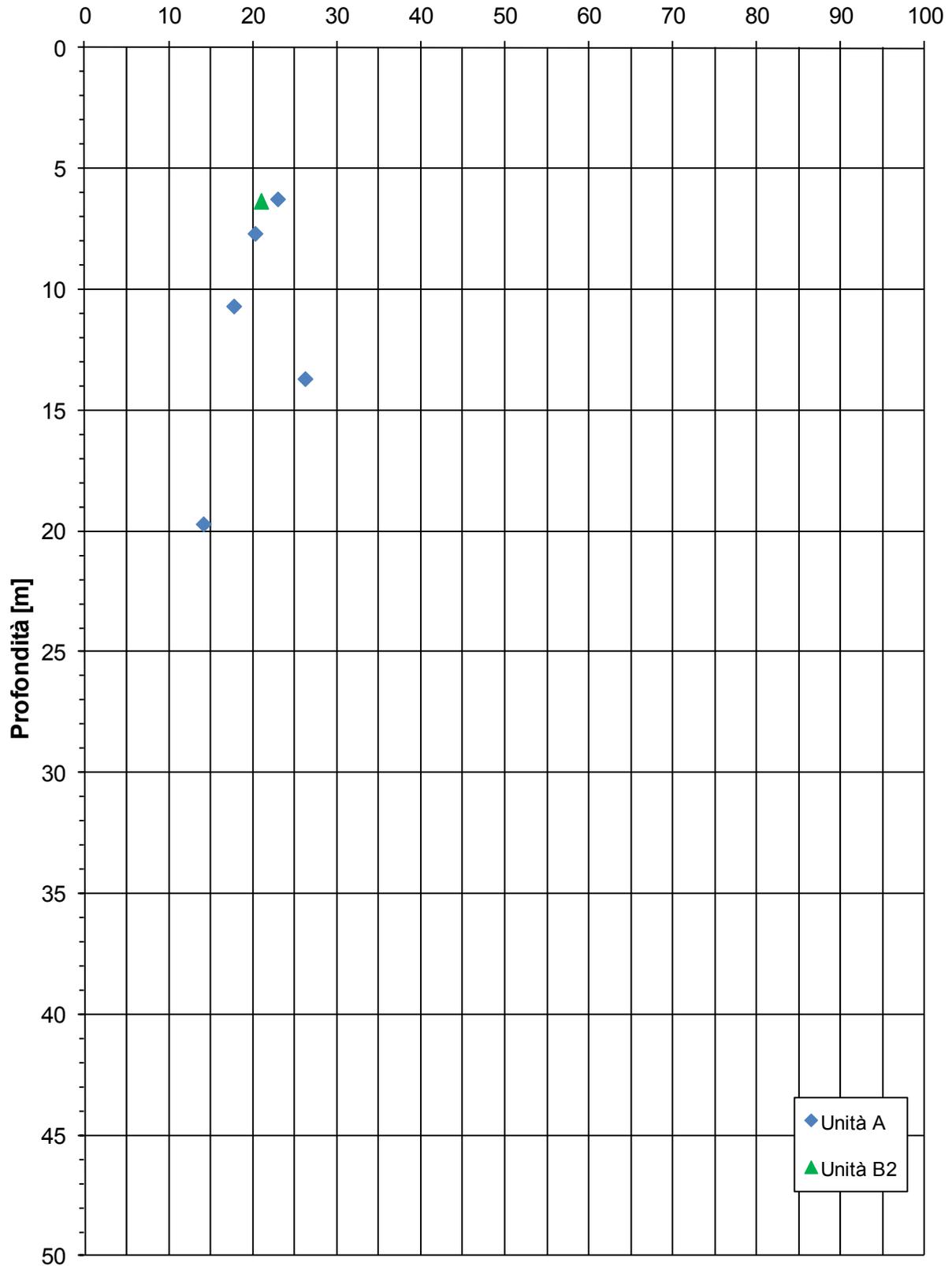
ZONA OMOGENEA 1

Limite liquido - LL[%]



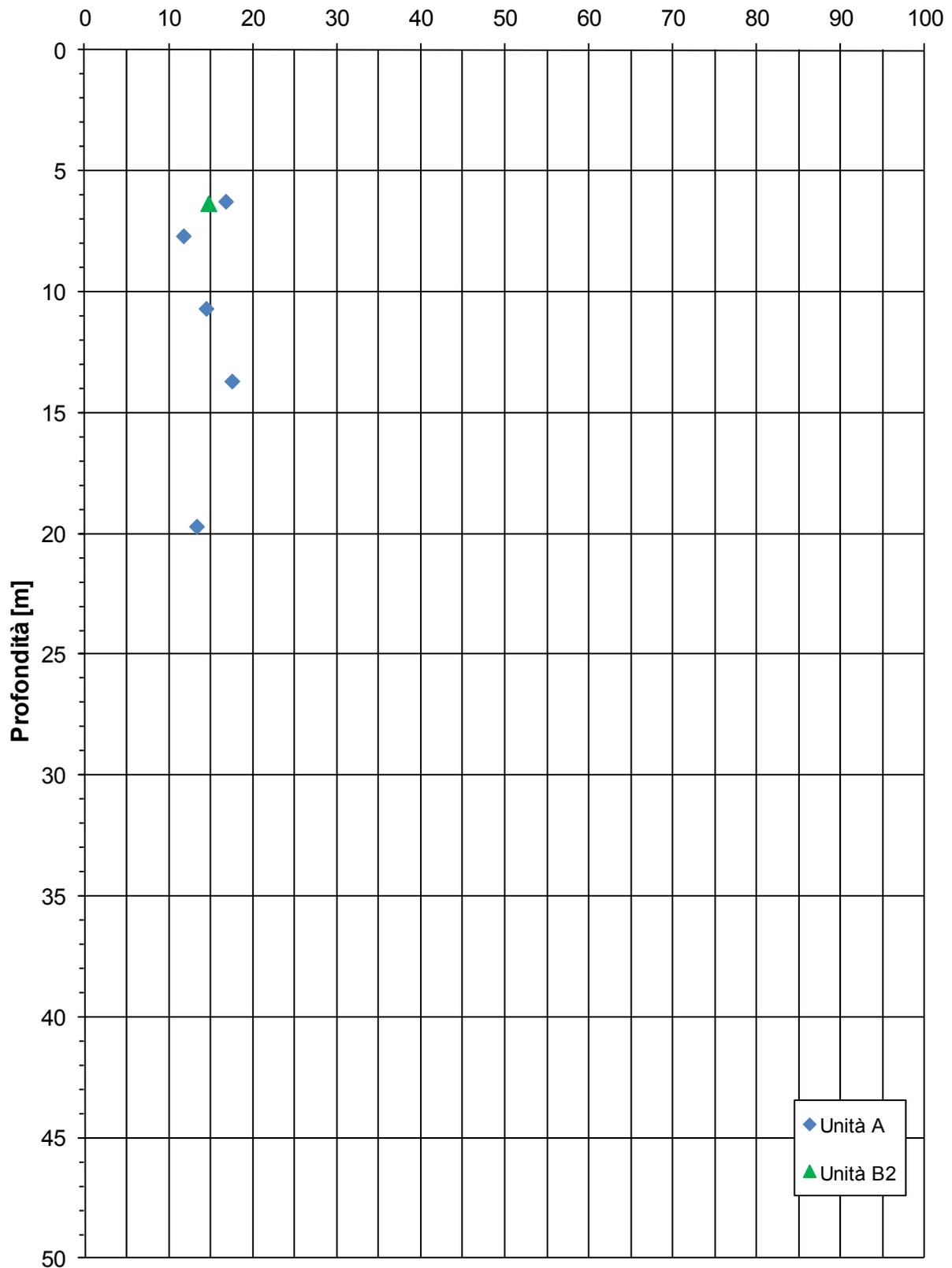
ZONA OMOGENEA 1

Limite plastico - LP[%]



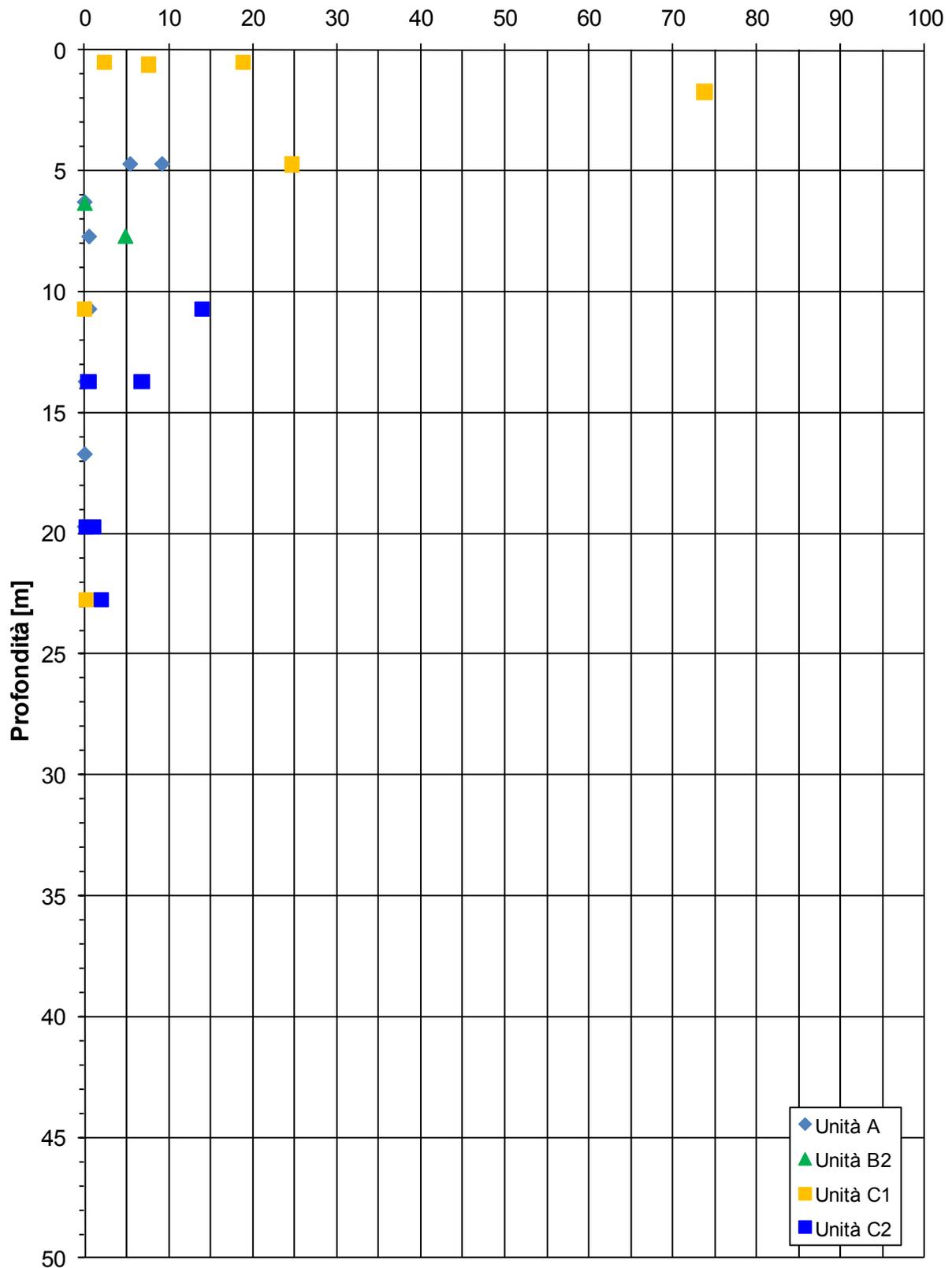
ZONA OMOGENEA 1

Indice plastico - IP[%]



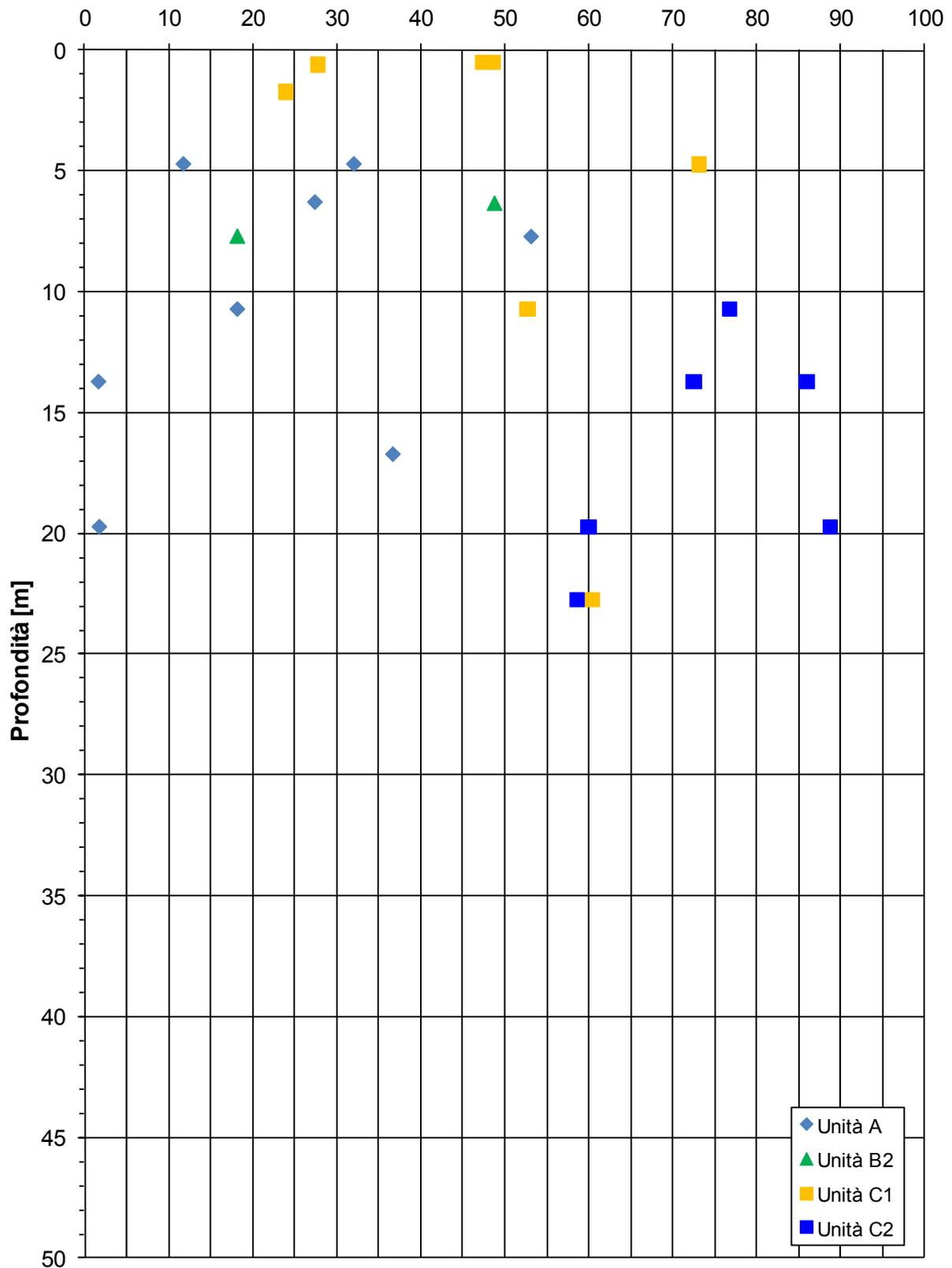
ZONA OMOGENEA 1

Contenuto in ghiaia (AGI 1990) [%]



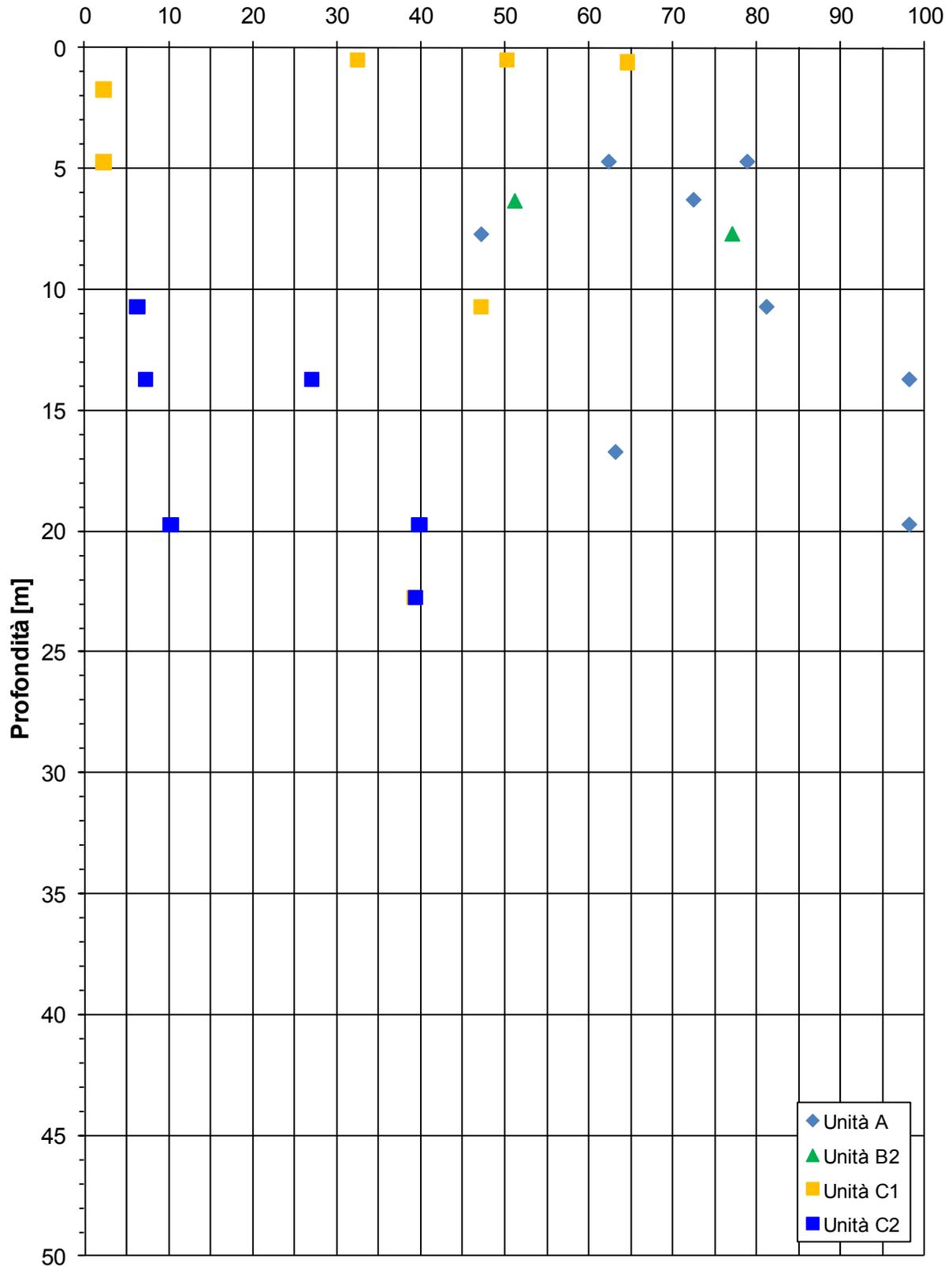
ZONA OMOGENEA 1

Contenuto in sabbia (AGI 1990) [%]

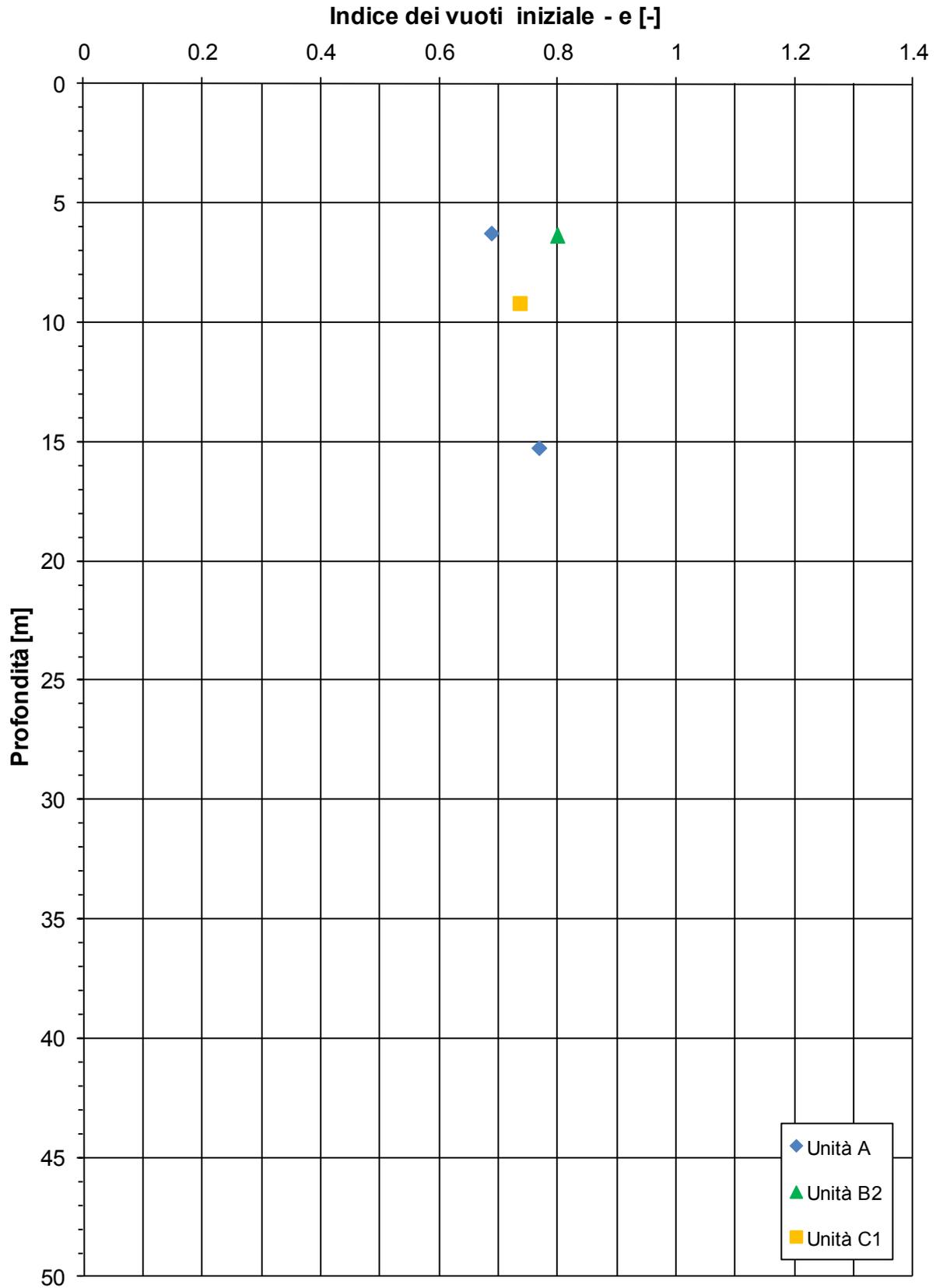


ZONA OMOGENEA 1

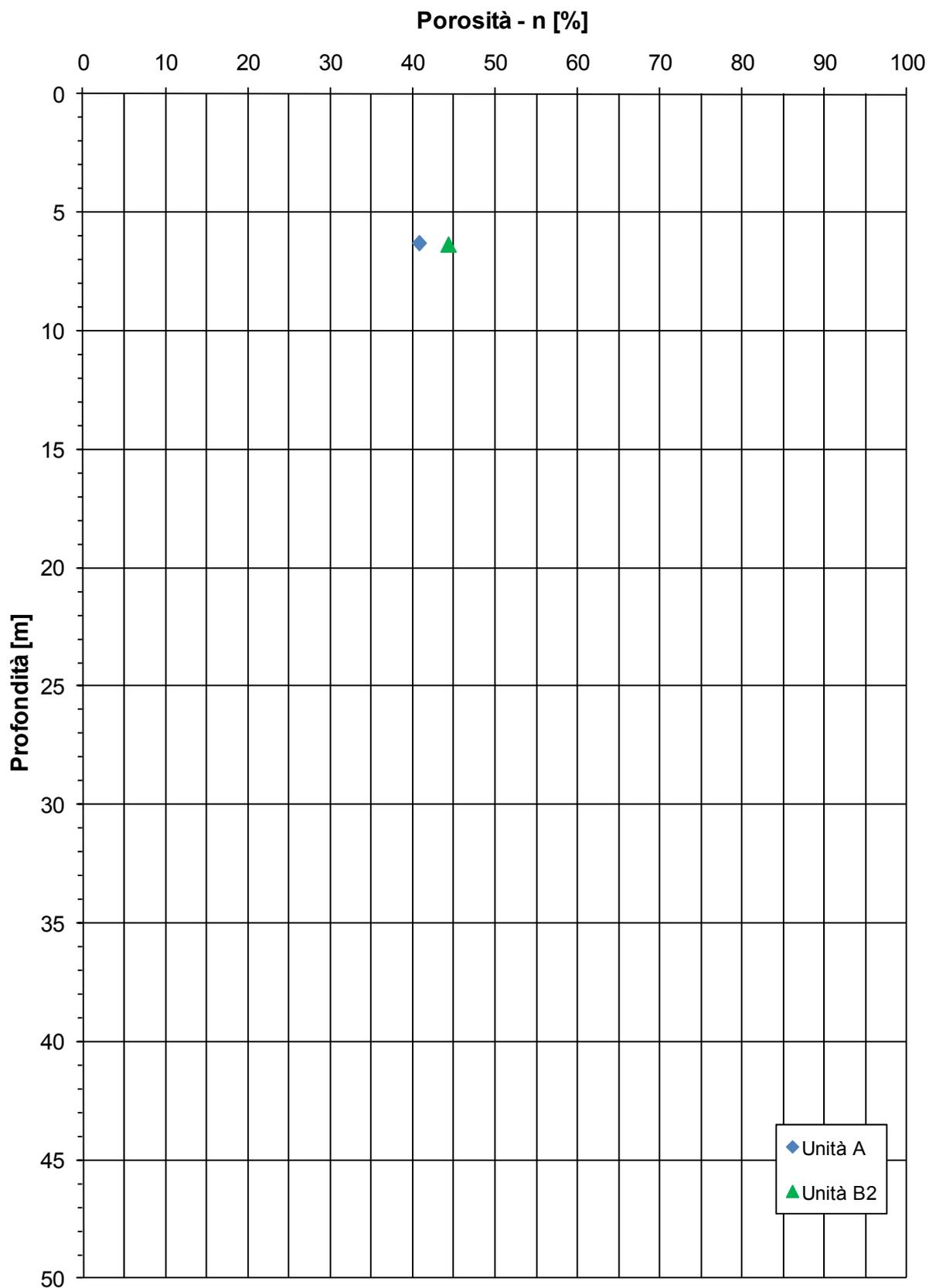
Contenuto in limo e argilla (AGI 1990) [%]



ZONA OMOGENEA 1

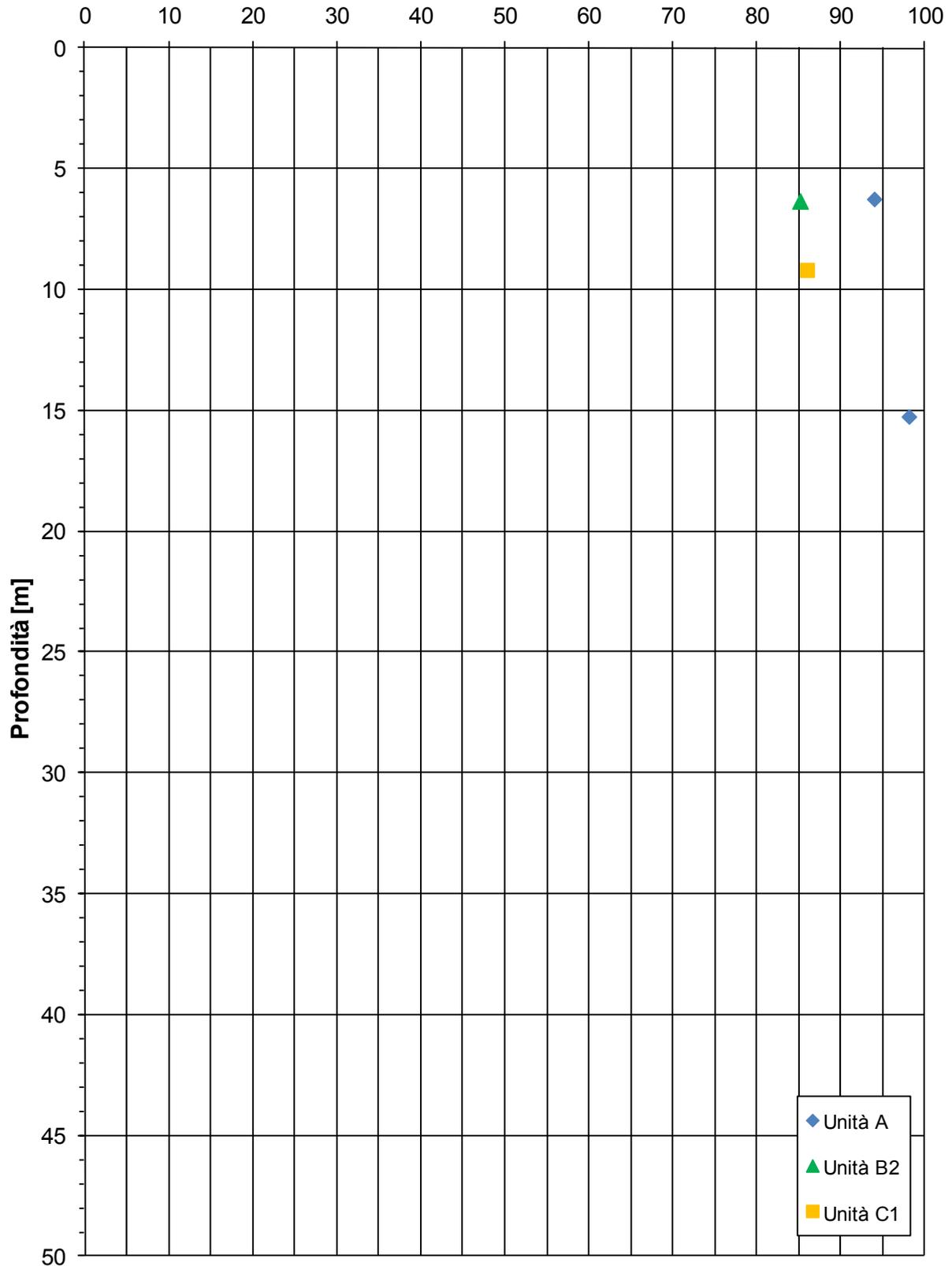


ZONA OMOGENEA 1

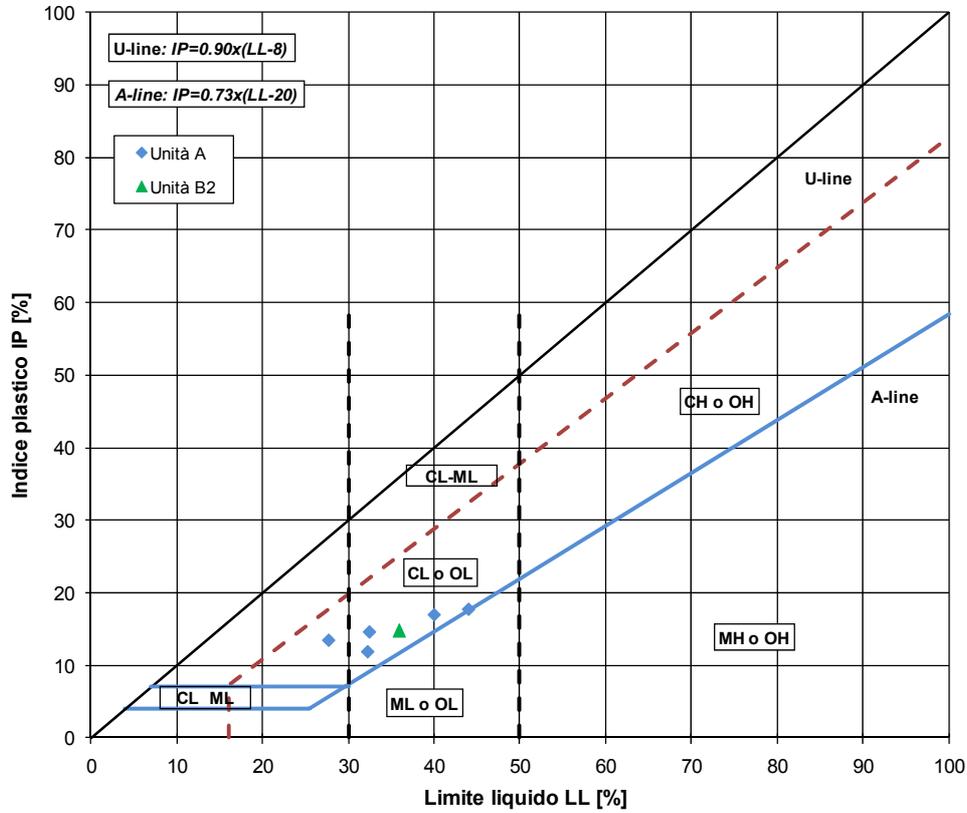


ZONA OMOGENEA 1

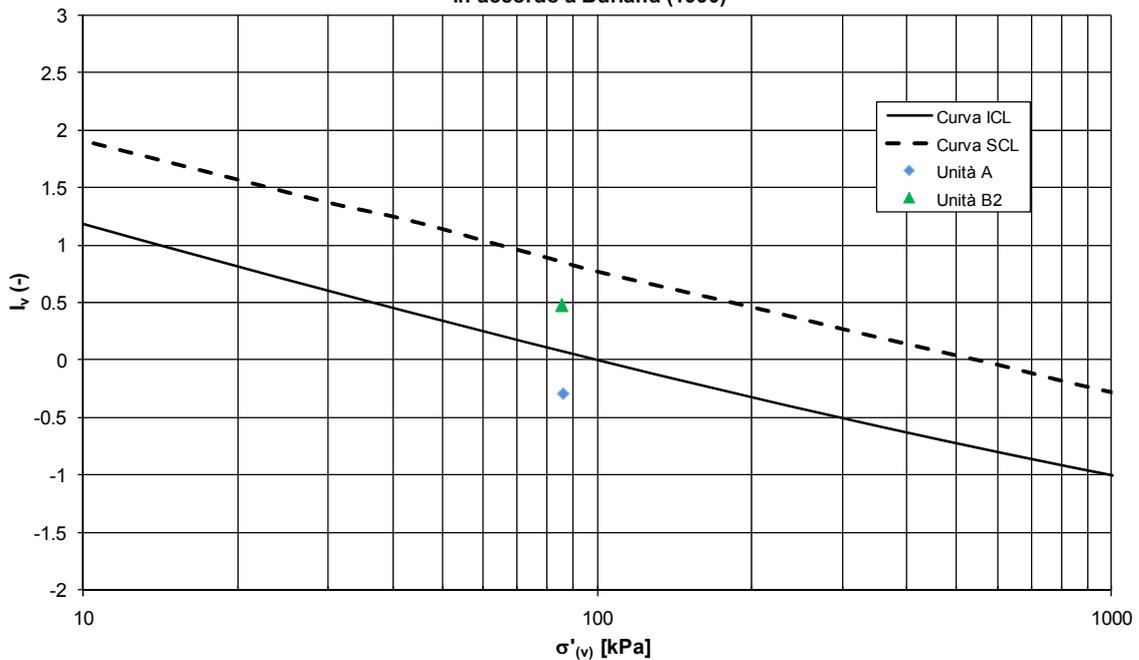
Grado di saturazione - [%]



ZONA OMOGENEA 1
Carta di plasticità Sistema Unificato USCS

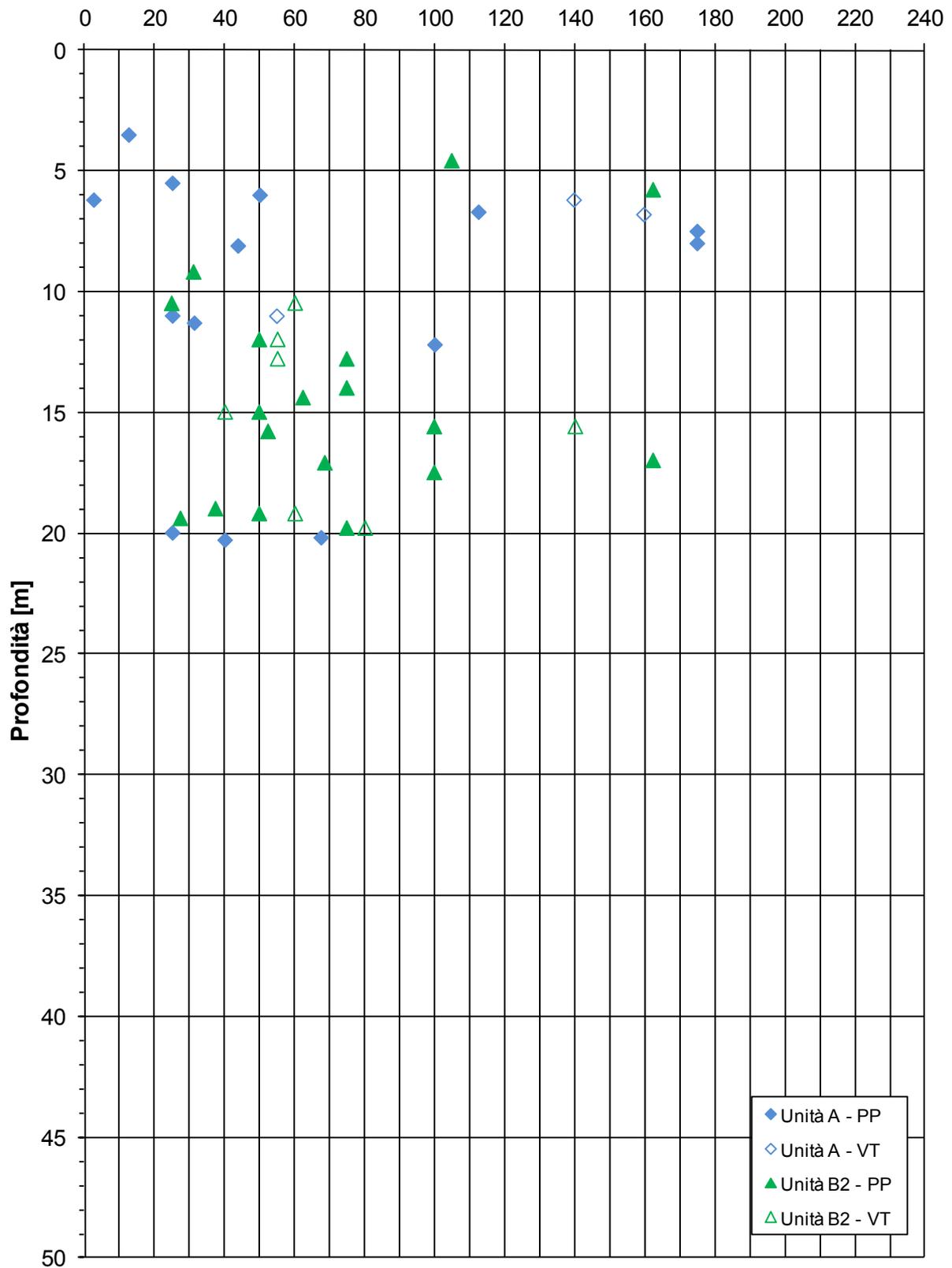


ZONA OMOGENEA 1
Linea di compressibilità intrinseca ed indice dei vuoti iniziale normalizzato in accordo a Burland (1990)



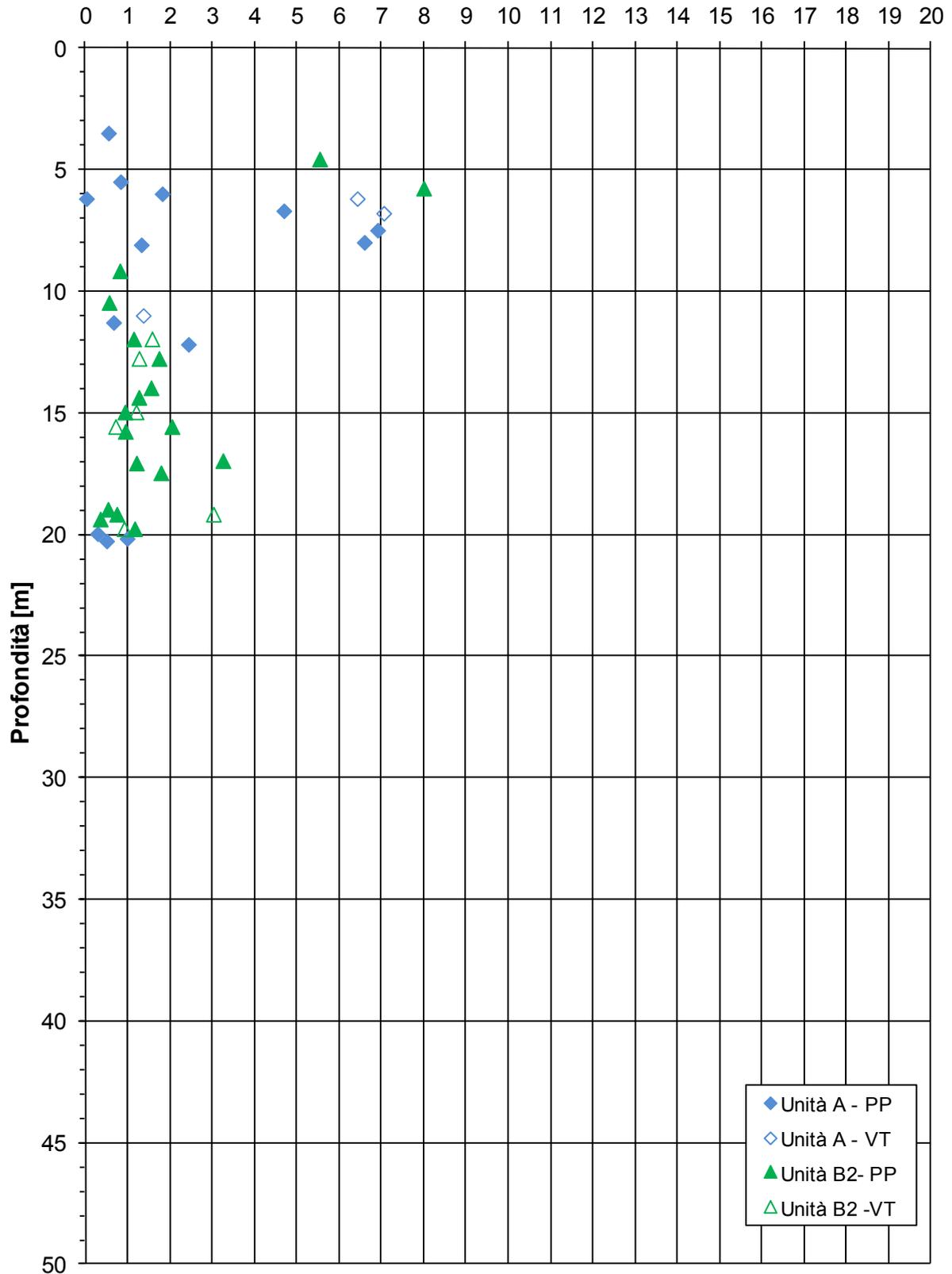
ZONA OMOGENEA 1 - Indagini in sito

Coesione non drenata - C_u [kPa]

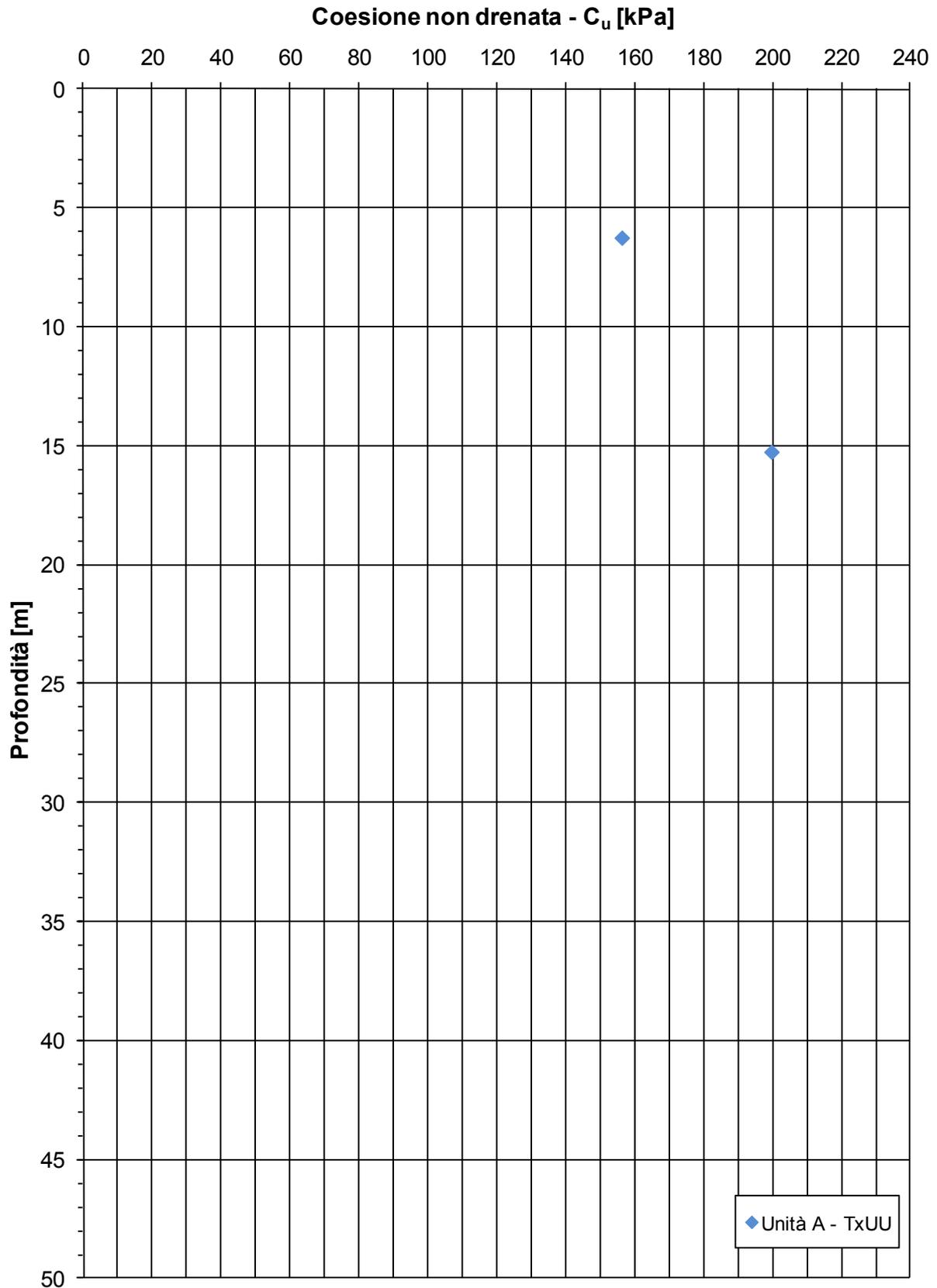


ZONA OMOGENEA 1- Indagini in sito

Grado di sovraconsolidazione - OCR [-]

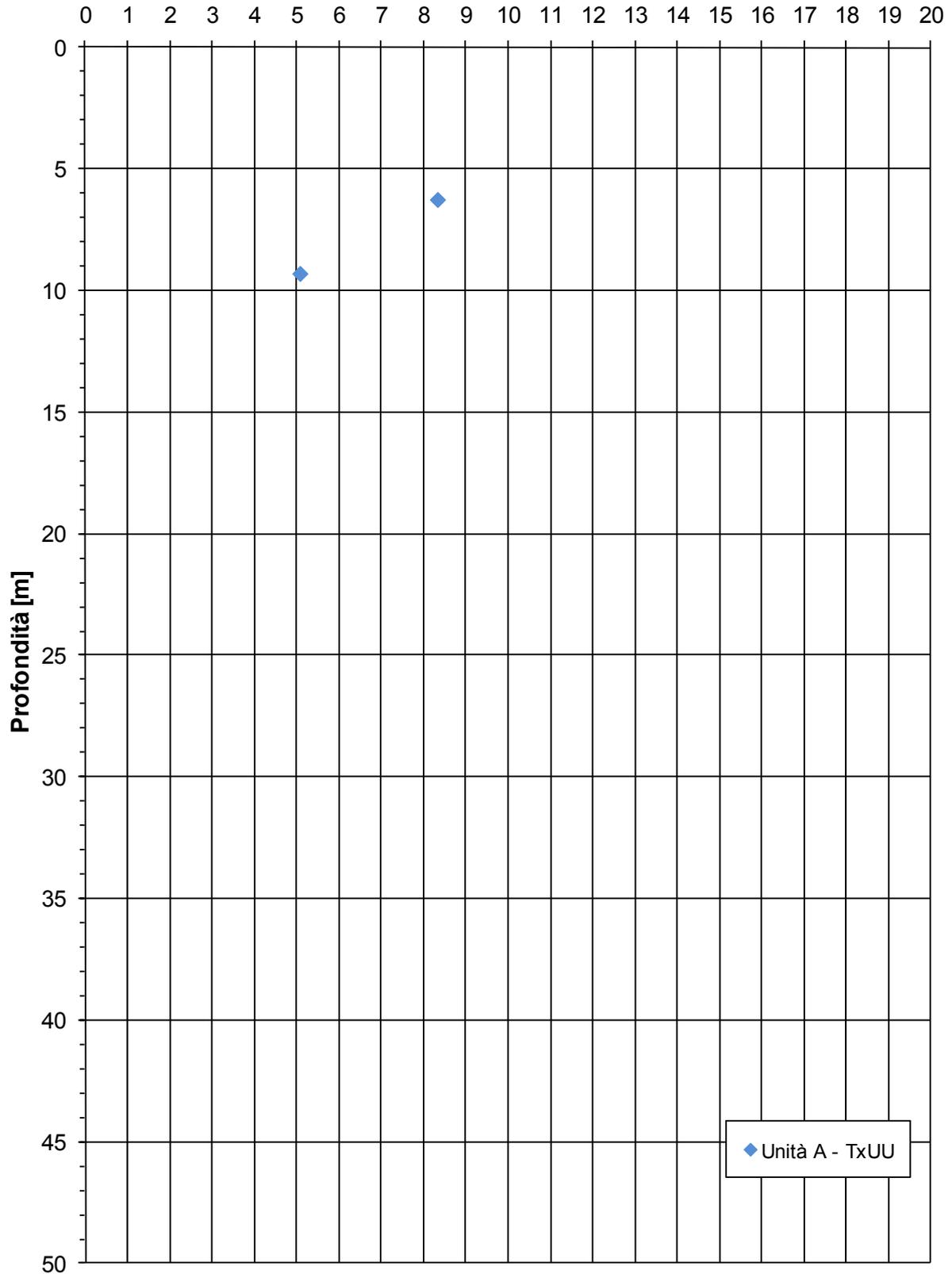


ZONA OMOGENEA 1 - Indagini in laboratorio

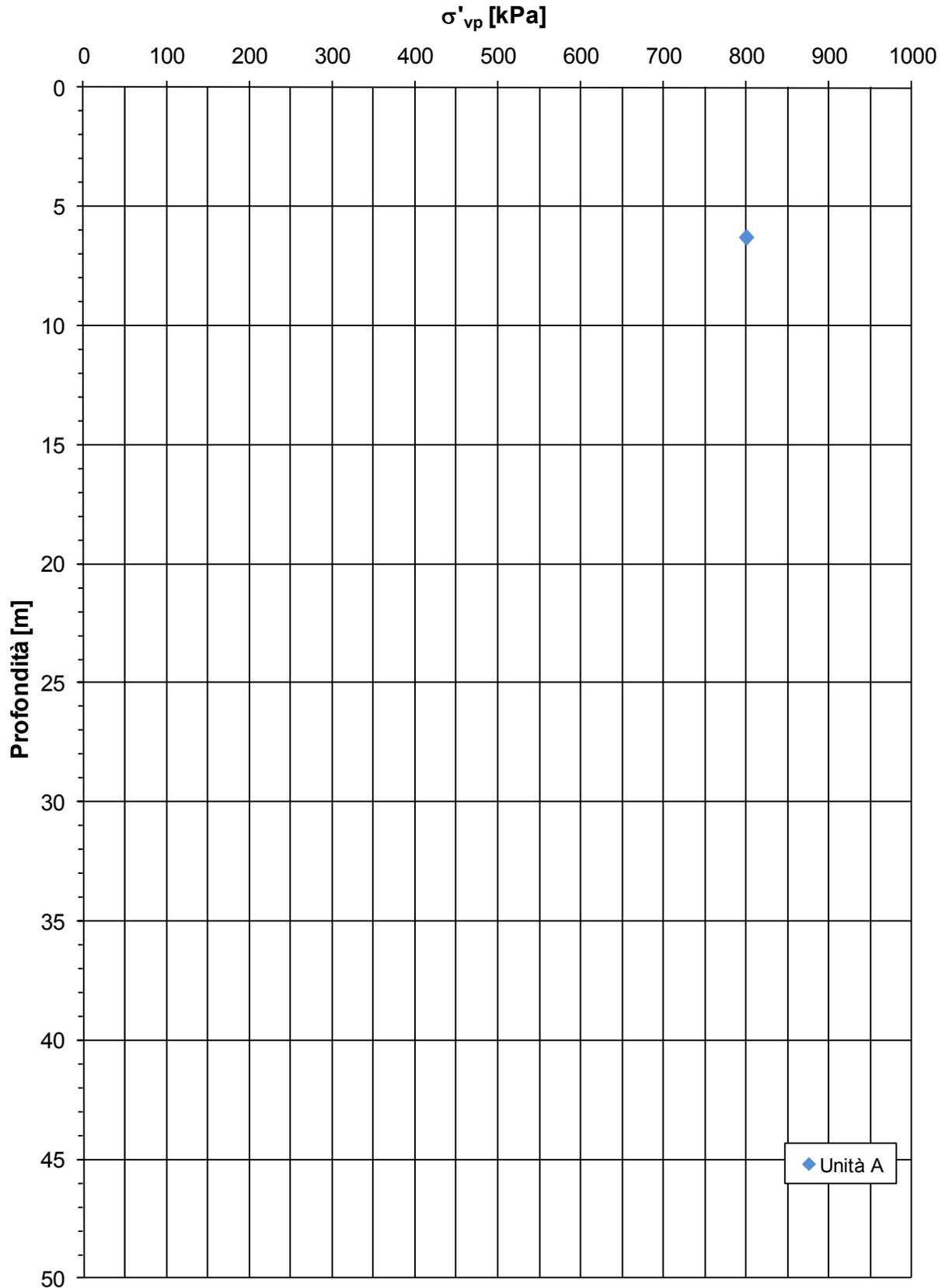


ZONA OMOGENEA 1 - Indagini in laboratorio

Grado di sovraconsolidazione - OCR [-]

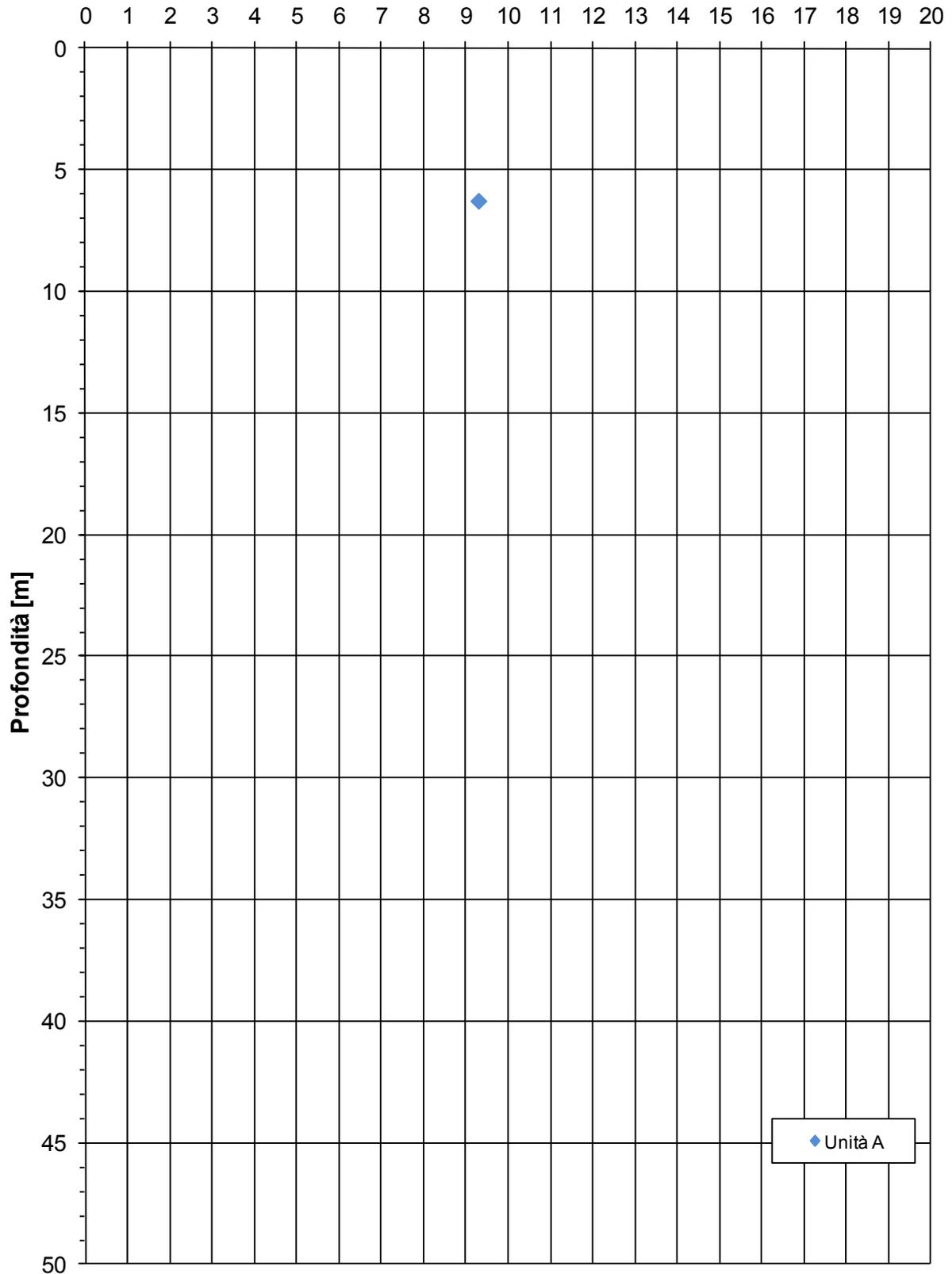


ZONA OMOGENEA 1 - Indagini laboratorio (Edometriche)

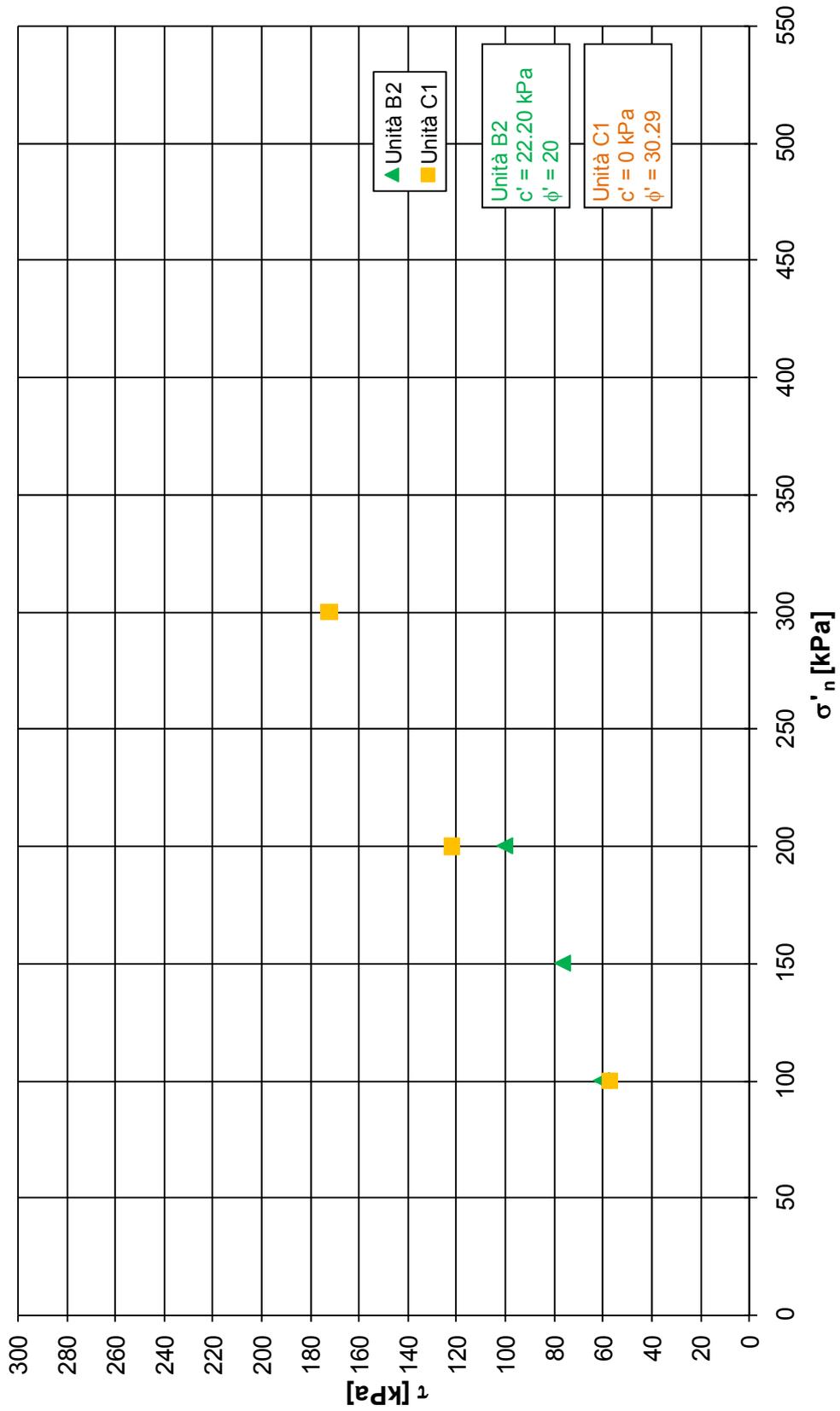


ZONA OMOGENEA 1 - Indagini laboratorio (Edometriche)

Grado di sovraconsolidazione - OCR [-]

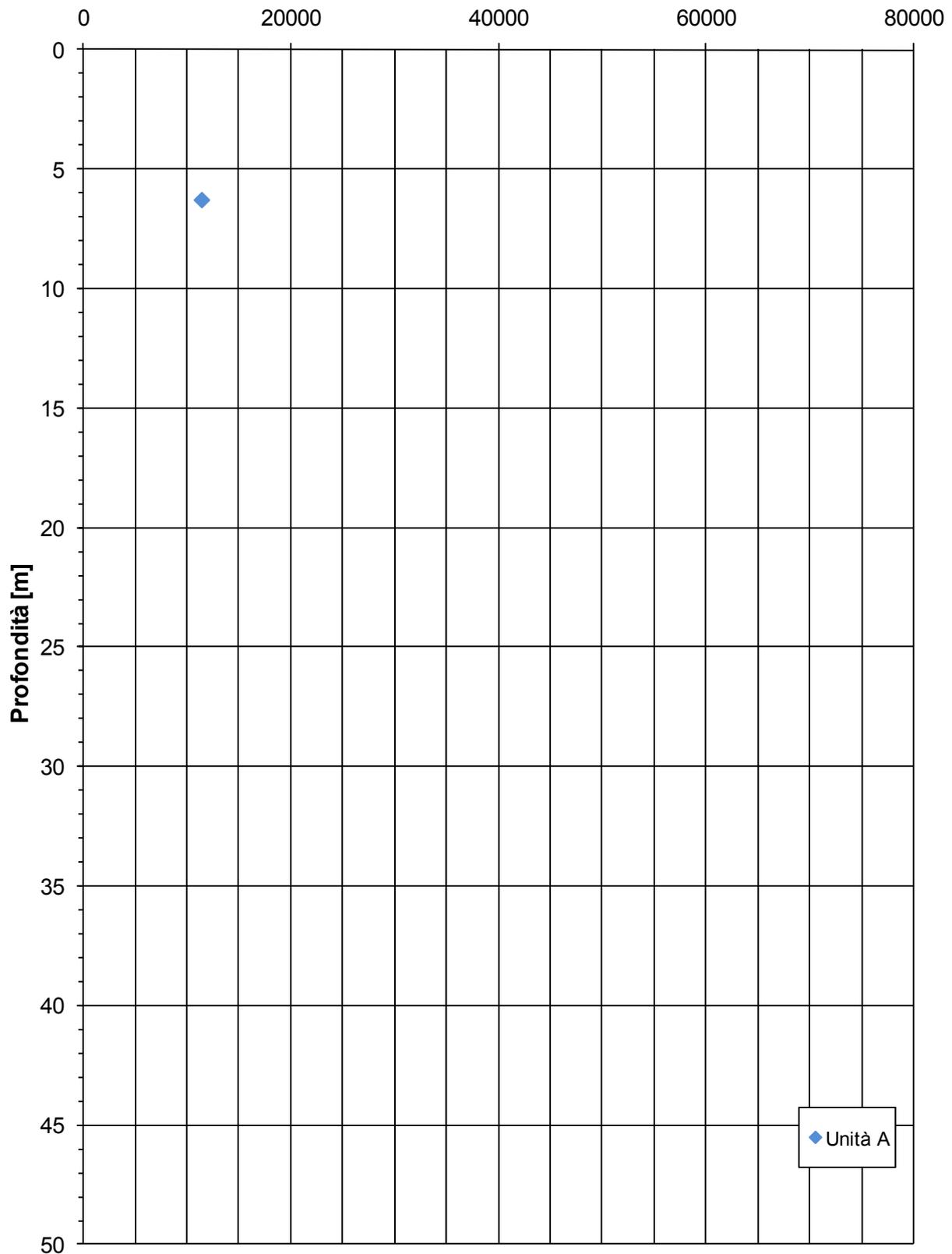


ZONA OMOGENEA 1 - Indagini laboratorio (TD)



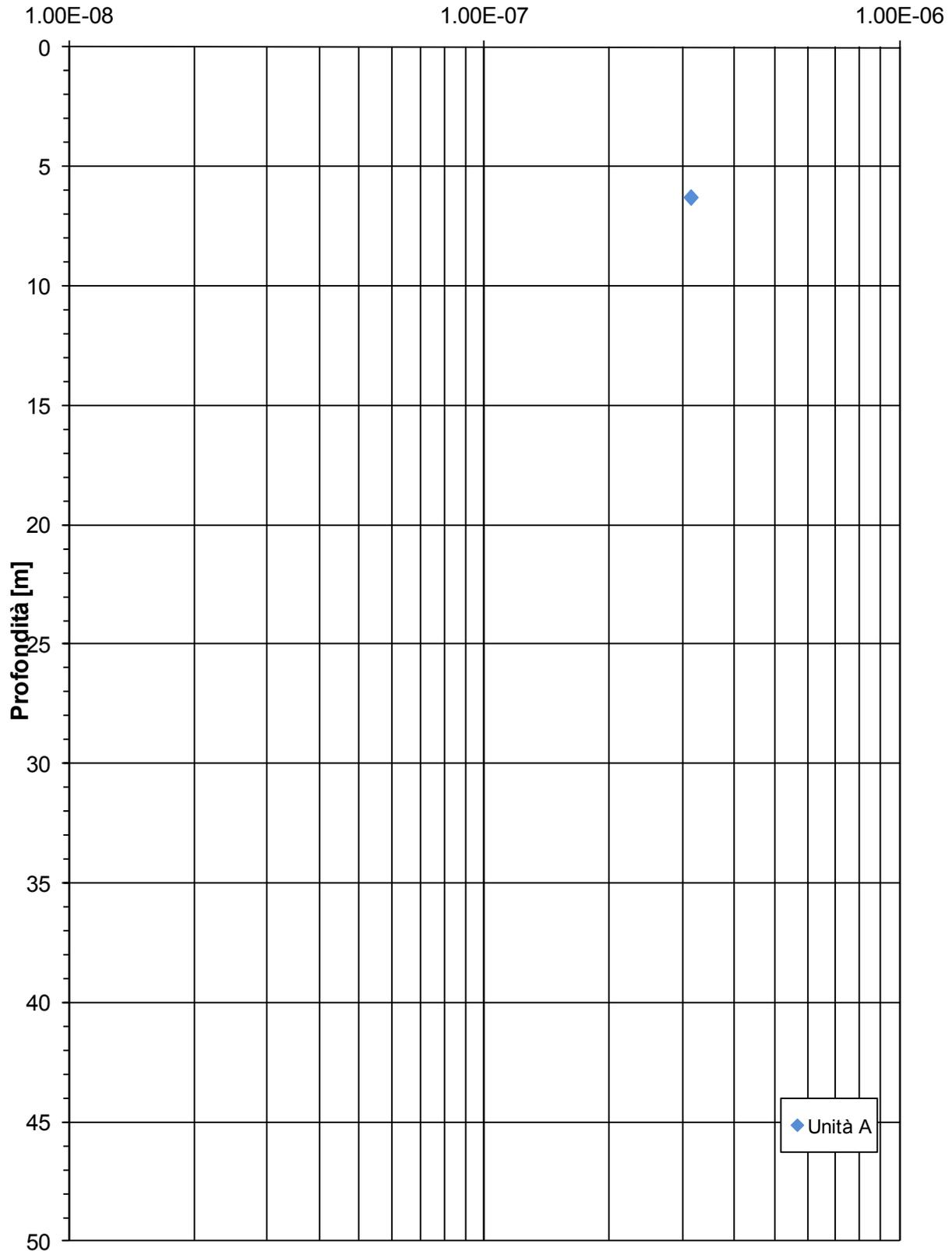
ZONA OMOGENEA 1 - Indagini laboratorio (Edometriche)

Modulo edometrico - M [kPa]



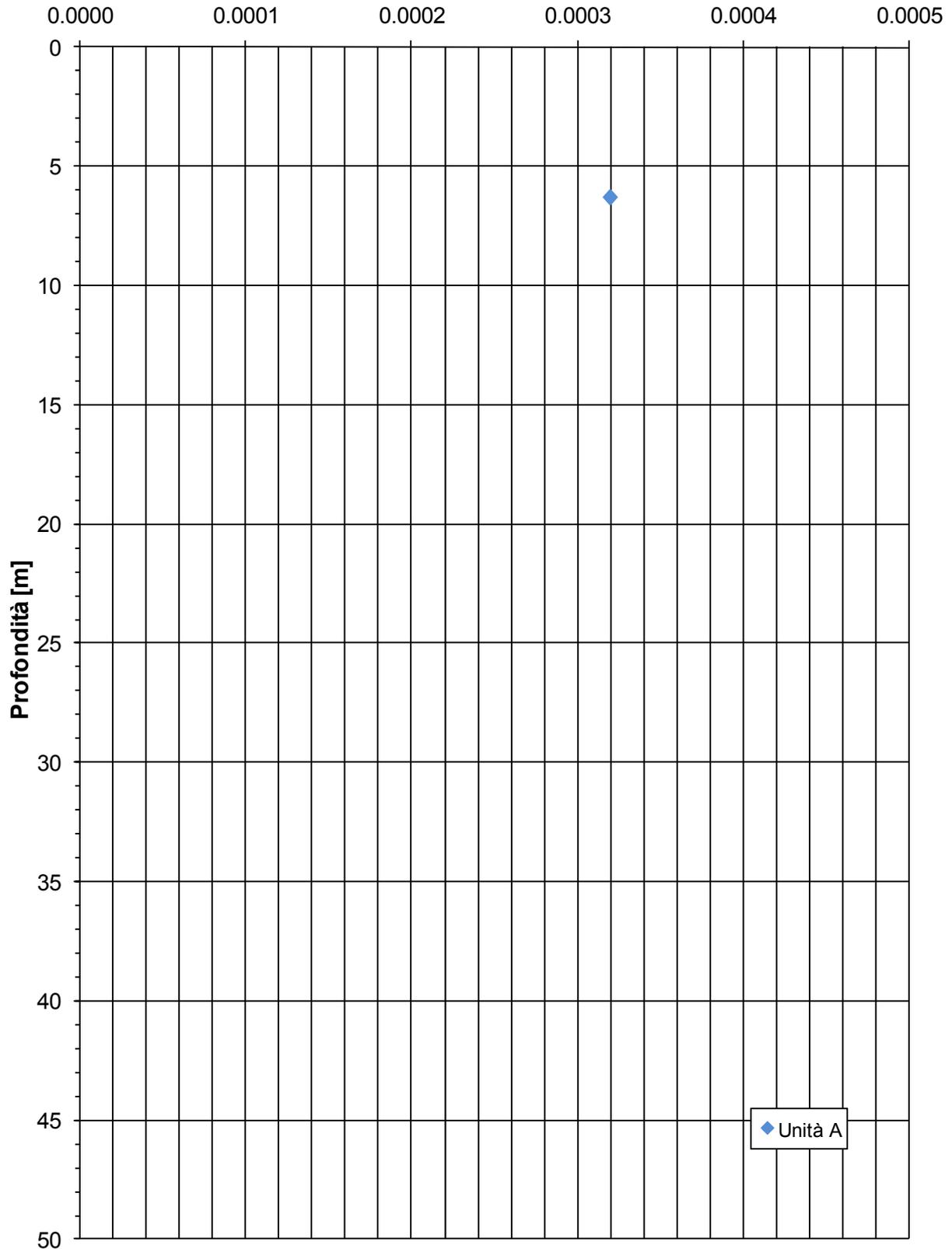
ZONA OMOGENEA 1 - Indagini laboratorio (Edometriche)

Coefficiente di consolidazione primaria - C_v [m^2/s]



ZONA OMOGENEA 1 - Indagini laboratorio (Edometriche)

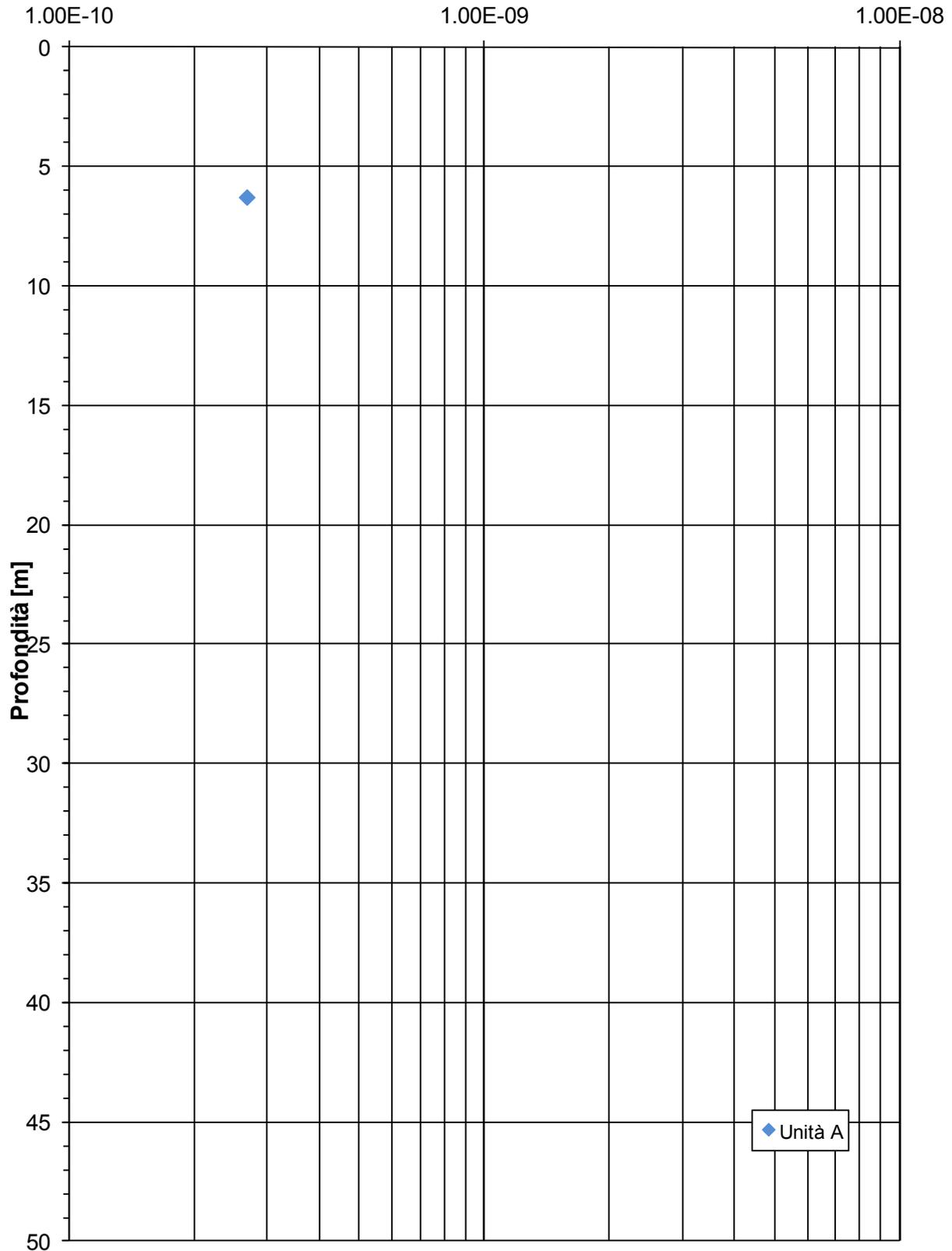
Coefficiente di consolidazione secondaria - $C_{\alpha\varepsilon}$ [-]



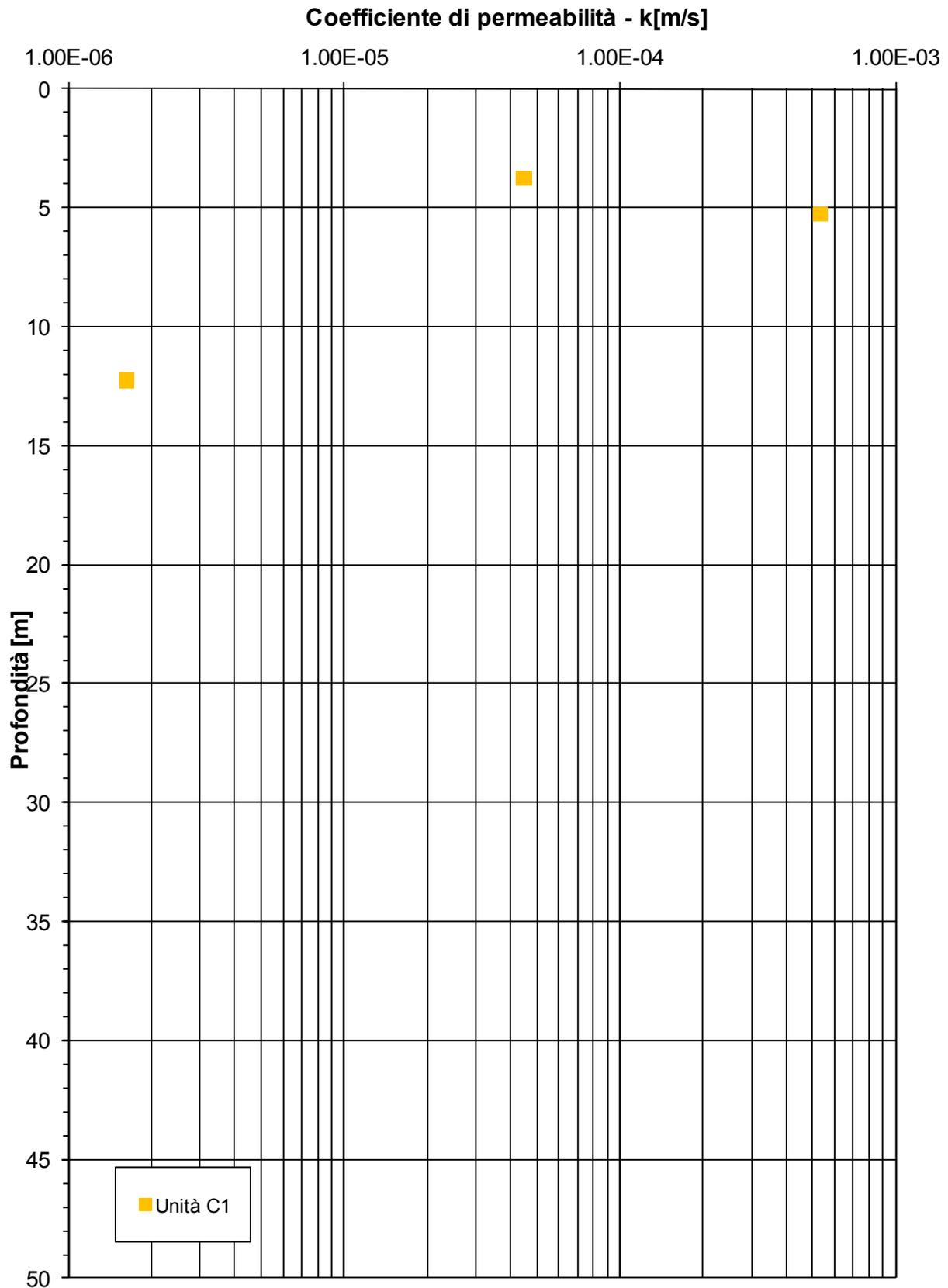
◆ Unità A

ZONA OMOGENEA 1 - Indagini laboratorio (Edometriche)

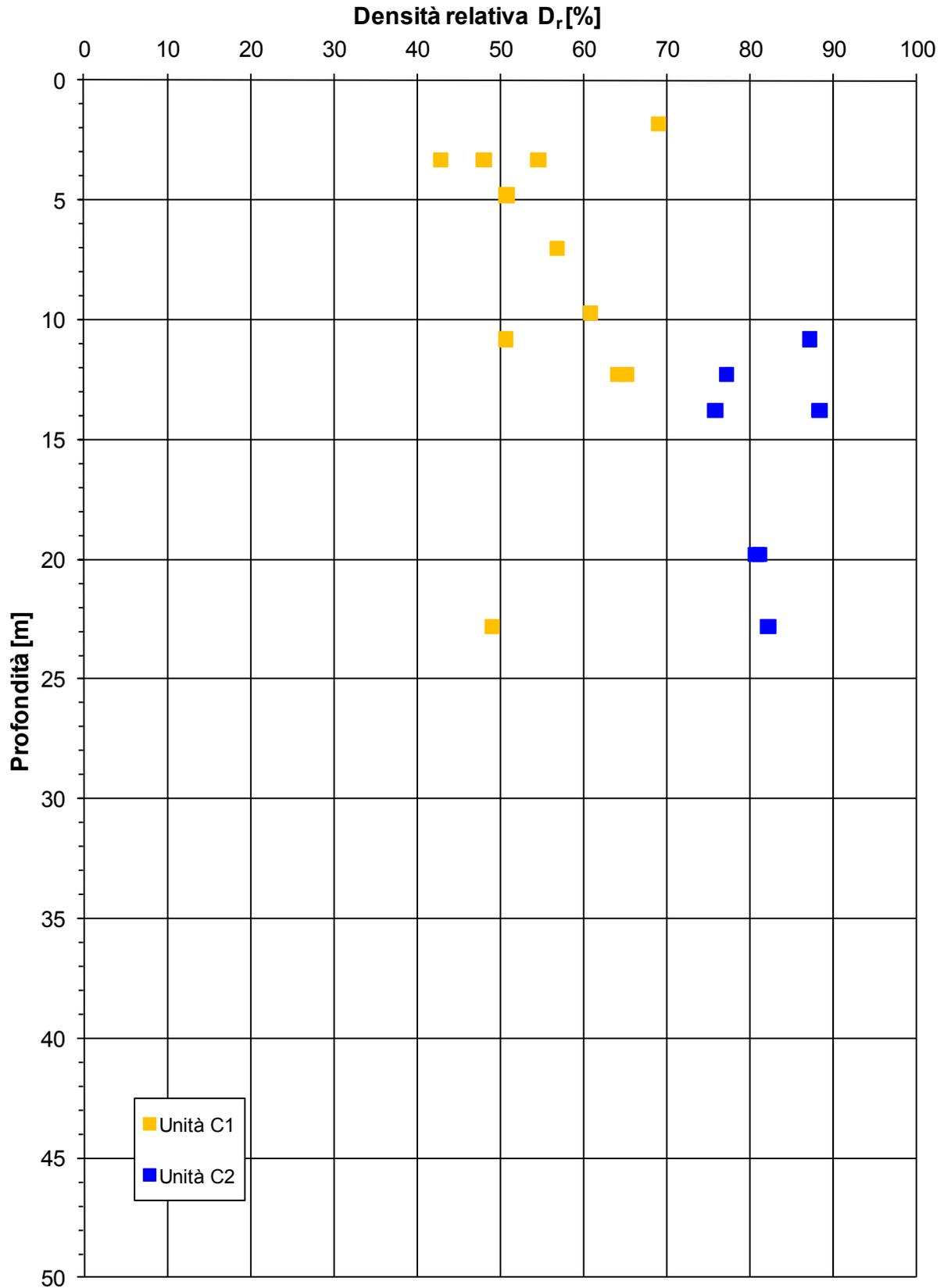
Coefficiente di permeabilità da correlazioni empiriche - k [m/s]



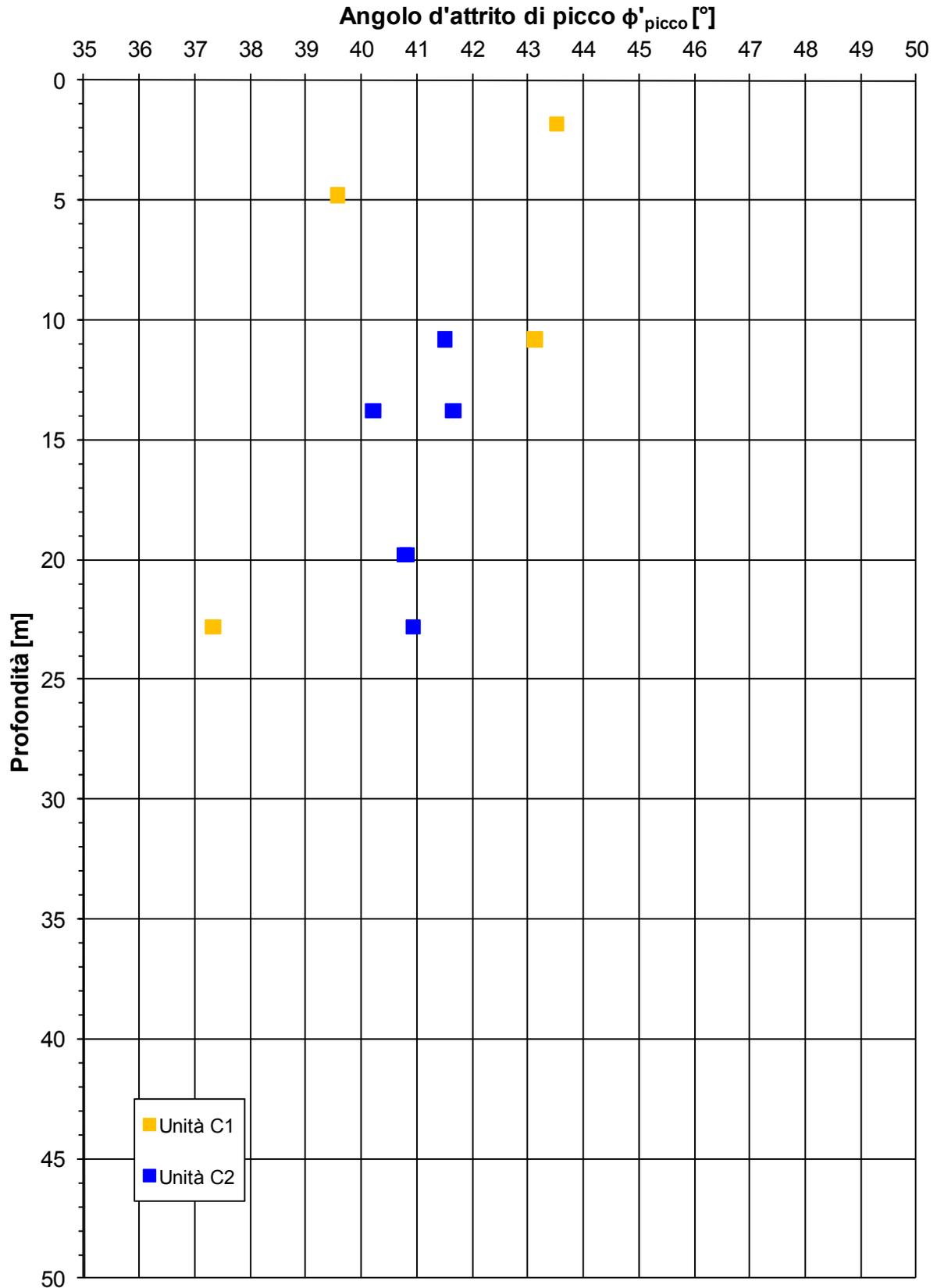
ZONA OMOGENEA 1 - Indagini in sito (Prove Lefranc)



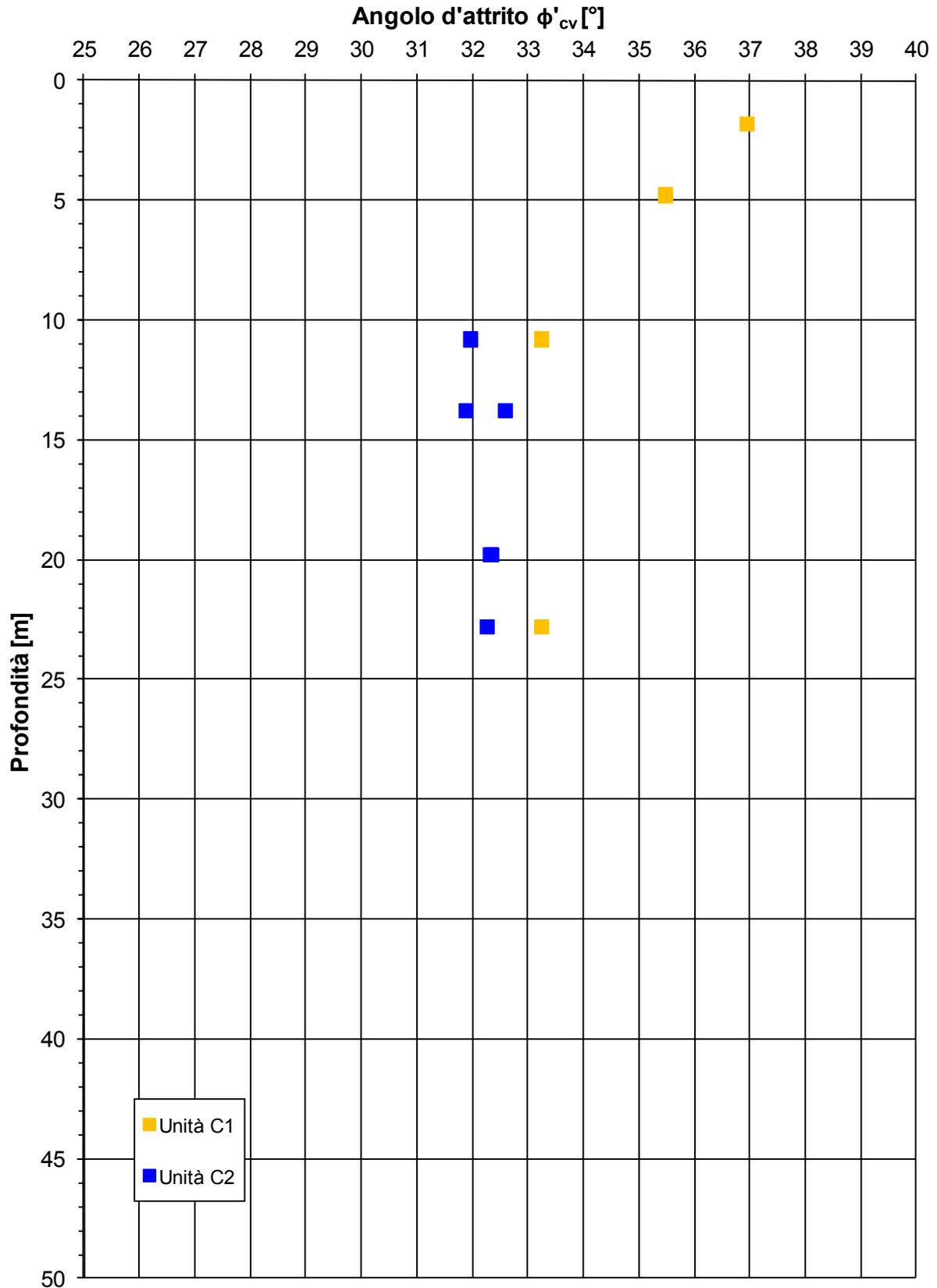
ZONA OMOGENEA 1 - Indagini in sito (SPT)



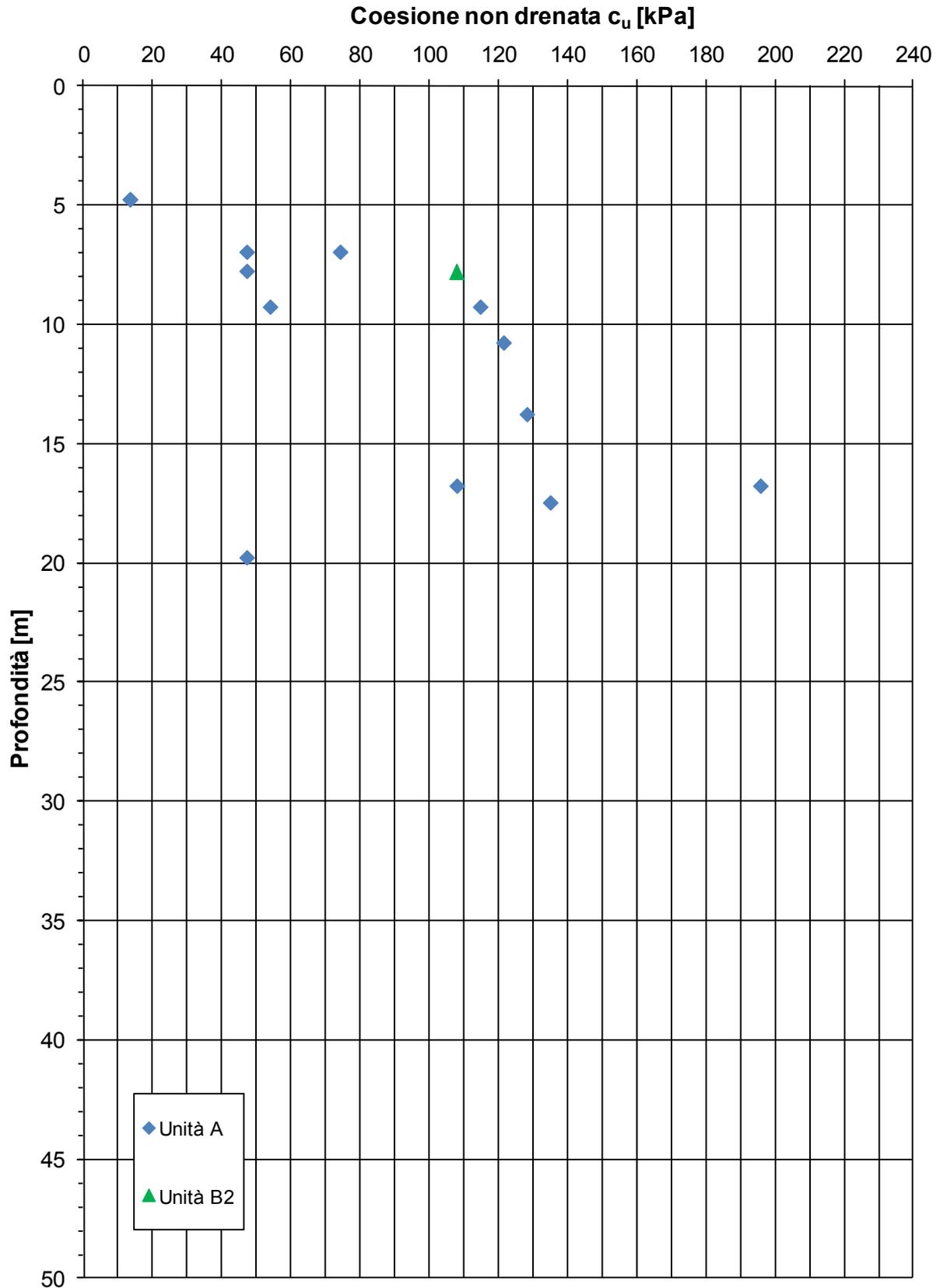
ZONA OMOGENEA 1 - Indagini in sito (SPT)



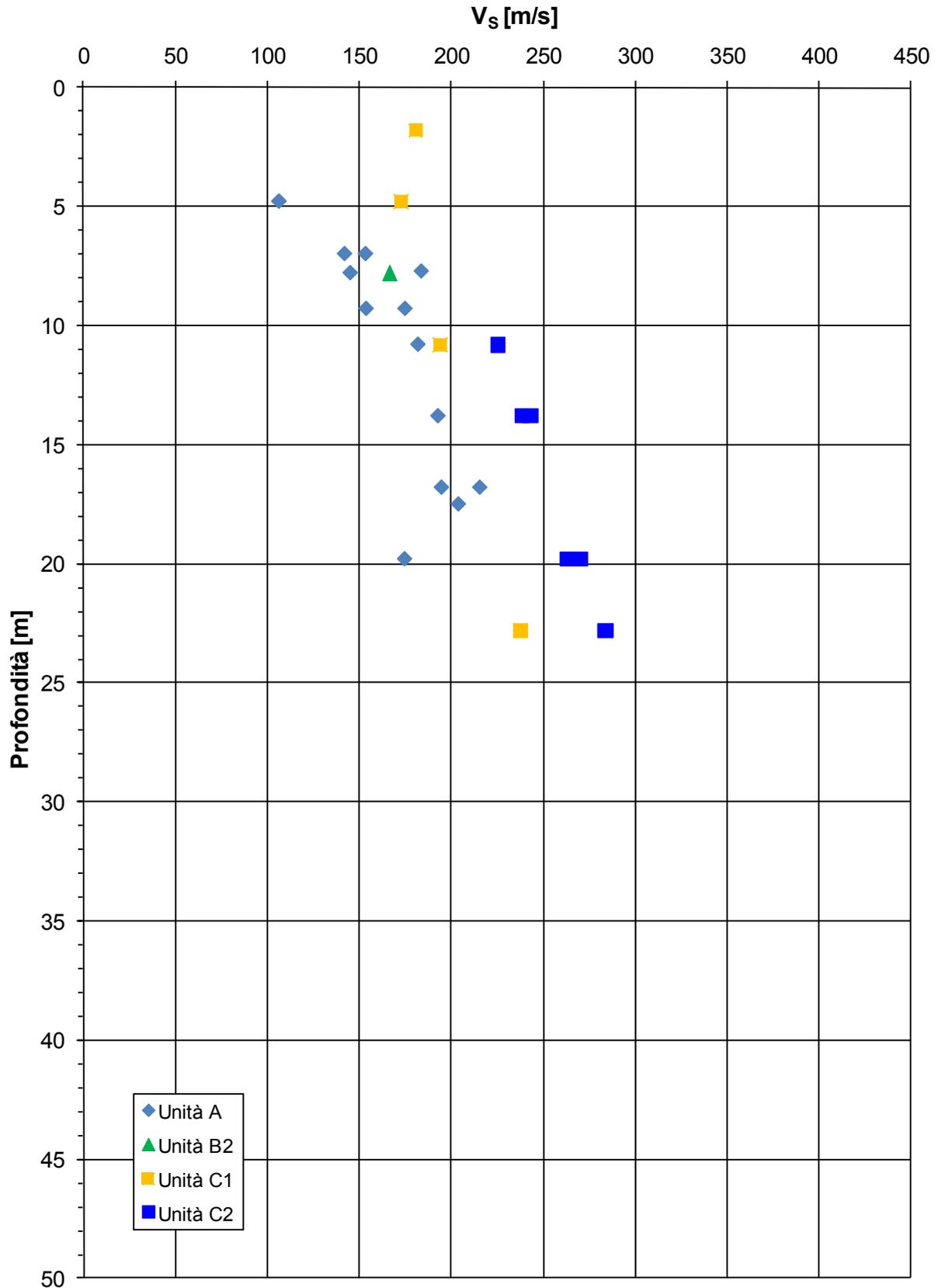
ZONA OMOGENEA 1 - Indagini in sito (SPT)



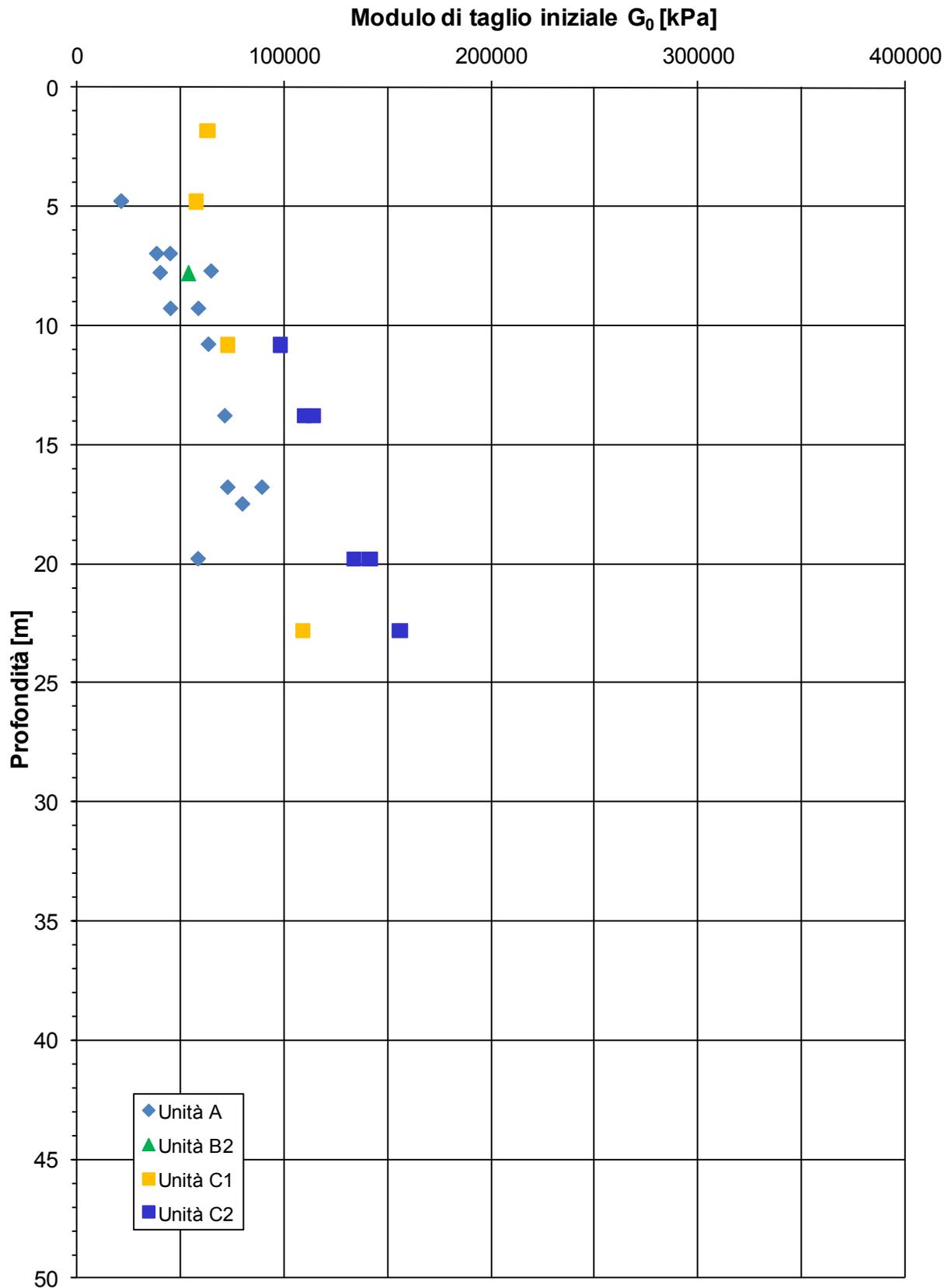
ZONA OMOGENEA 1 - Indagini in sito (SPT)



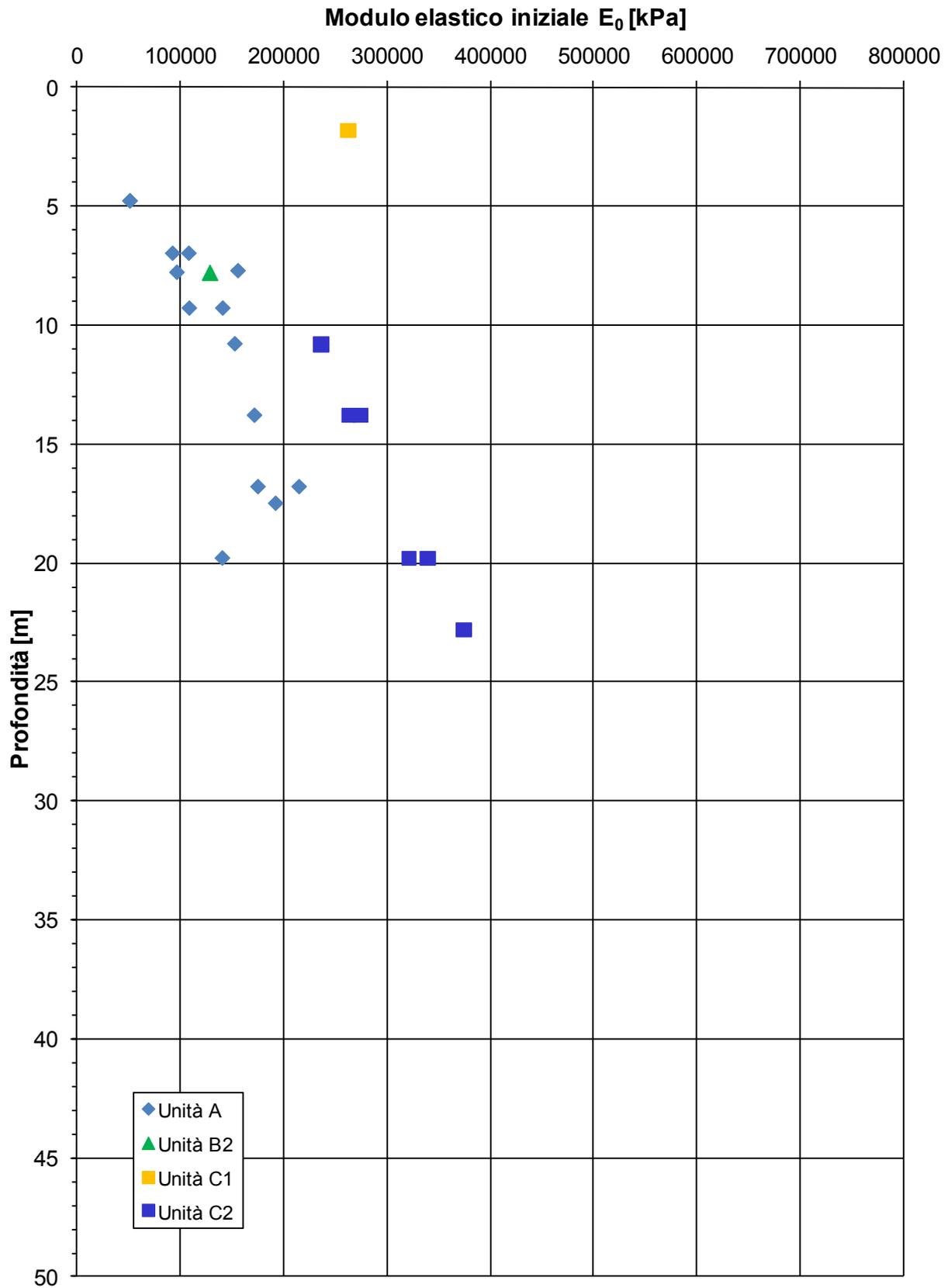
ZONA OMOGENEA 1 - Indagini in sito (SPT)



ZONA OMOGENEA 1 - Indagini in sito (SPT)



ZONA OMOGENEA 1 - Indagini in sito (SPT)

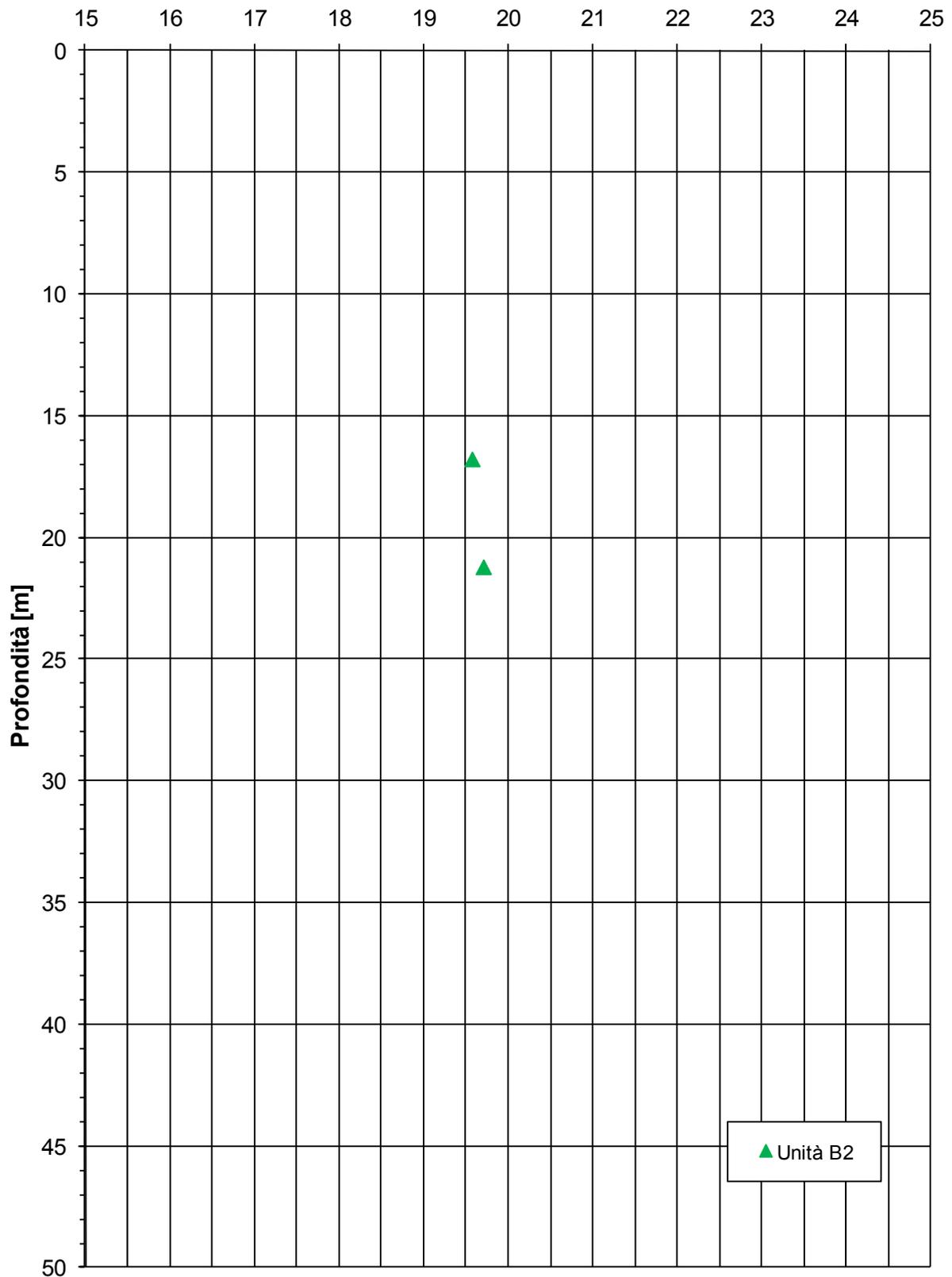


APPENDICE 2:

ZONA OMOGENEA 2 – Caratteristiche fisiche, di deformabilità e di resistenza al taglio.

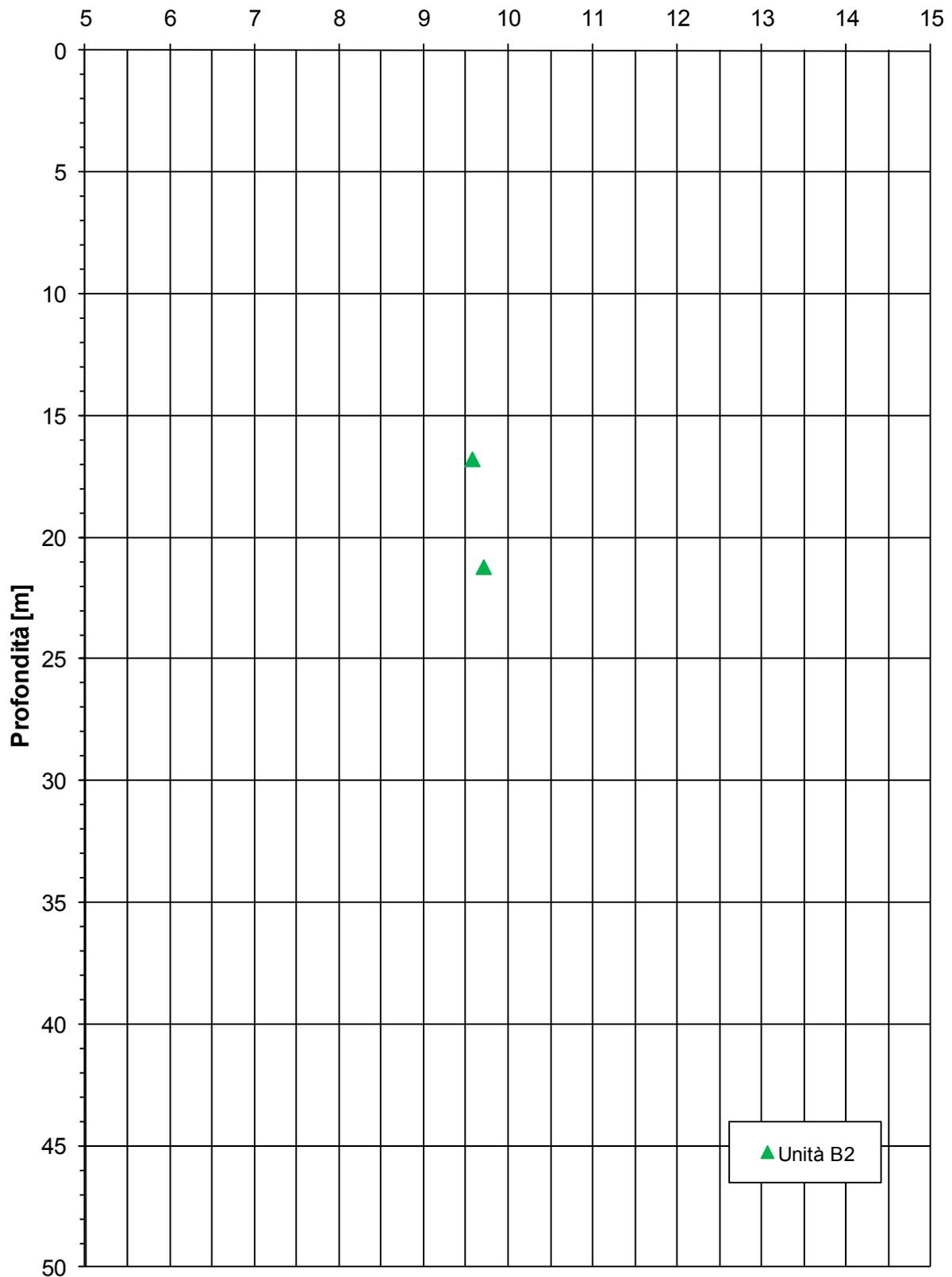
ZONA OMOGENEA 2

Peso di volume naturale - γ [kN/m³]



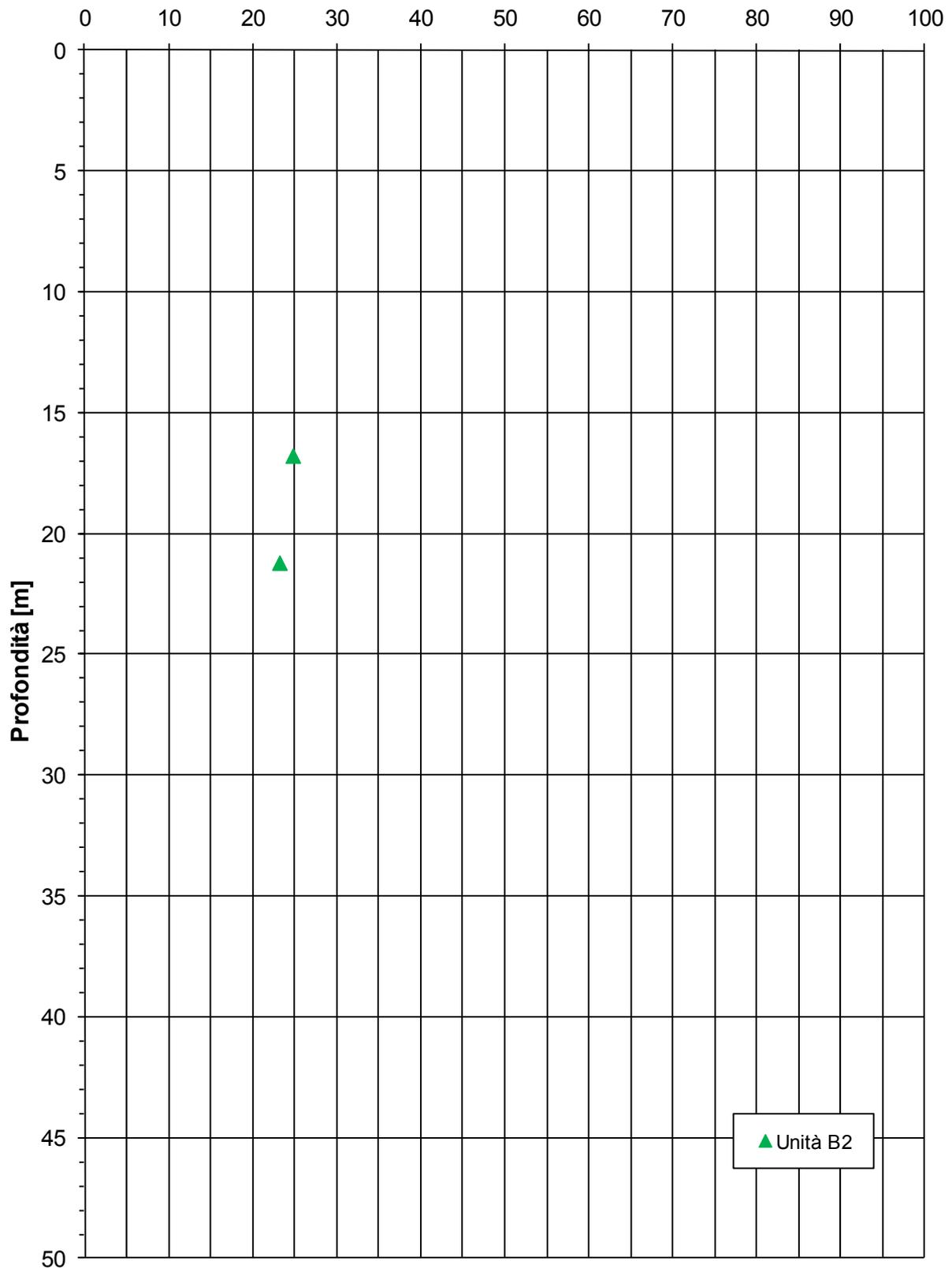
ZONA OMOGENEA 2

Peso di volume immerso- γ '[kN/m³]



ZONA OMOGENEA 2

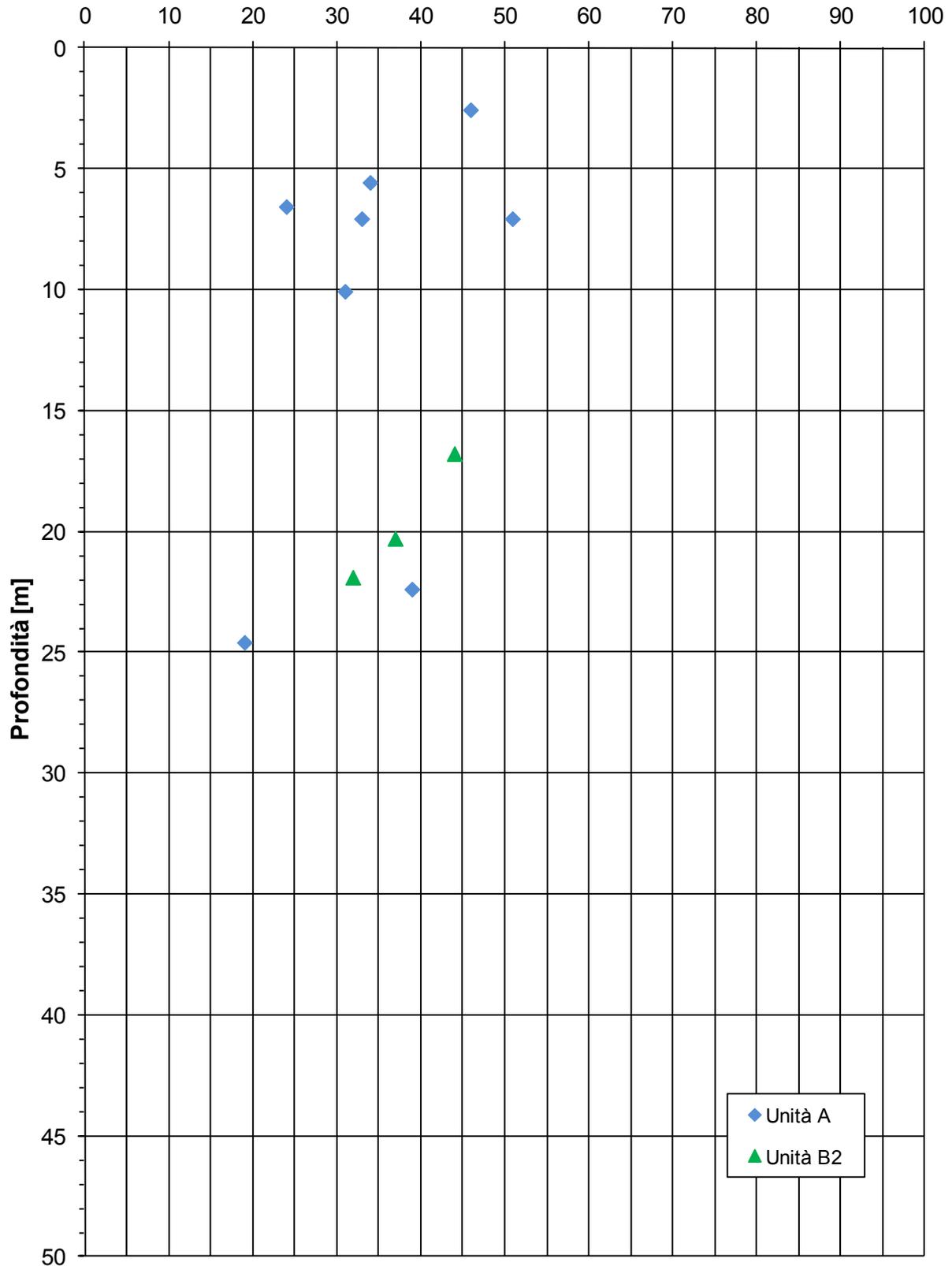
Contenuto naturale d'acqua - w [%]



▲ Unità B2

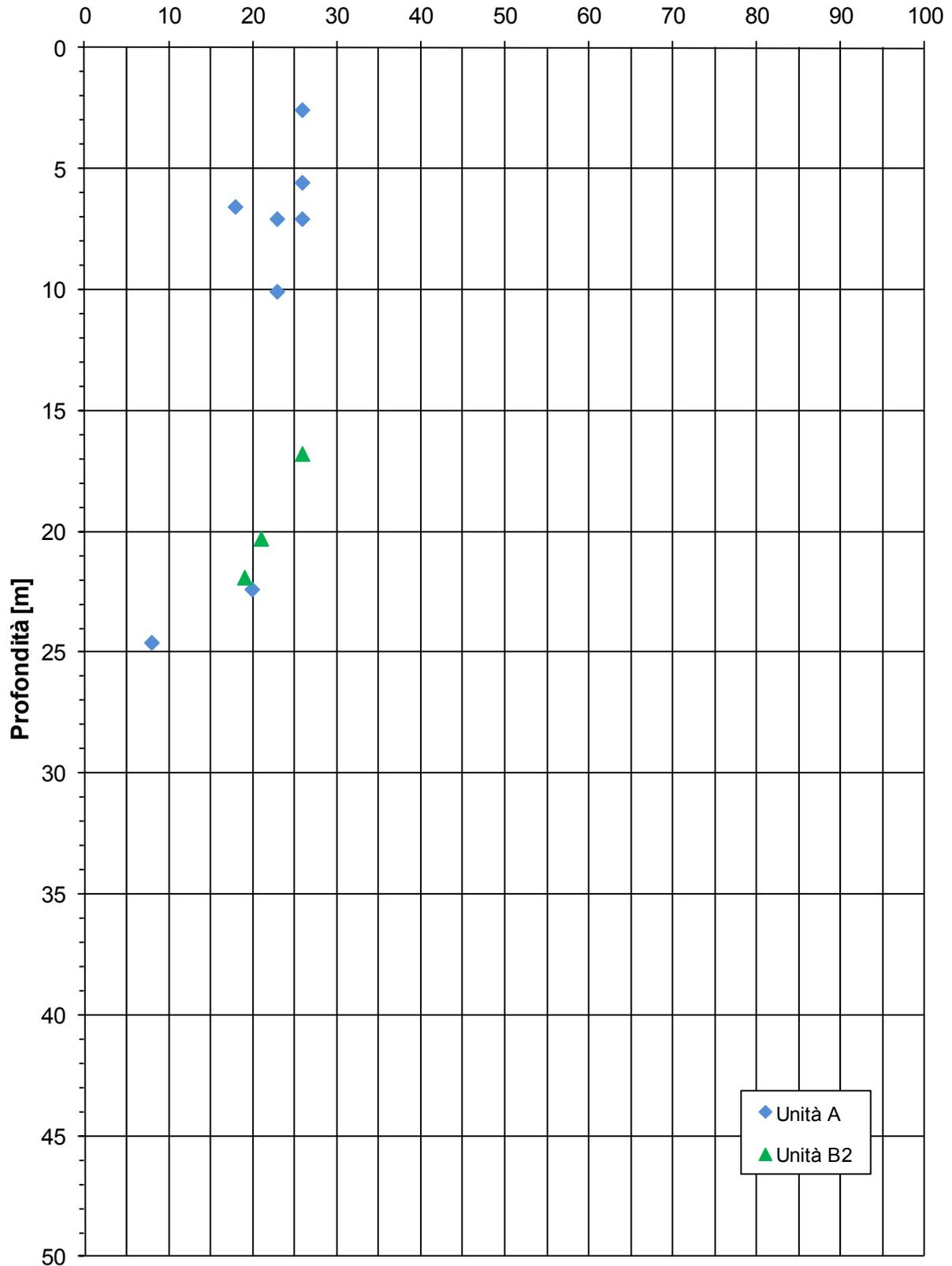
ZONA OMOGENEA 2

Limite liquido - LL[%]



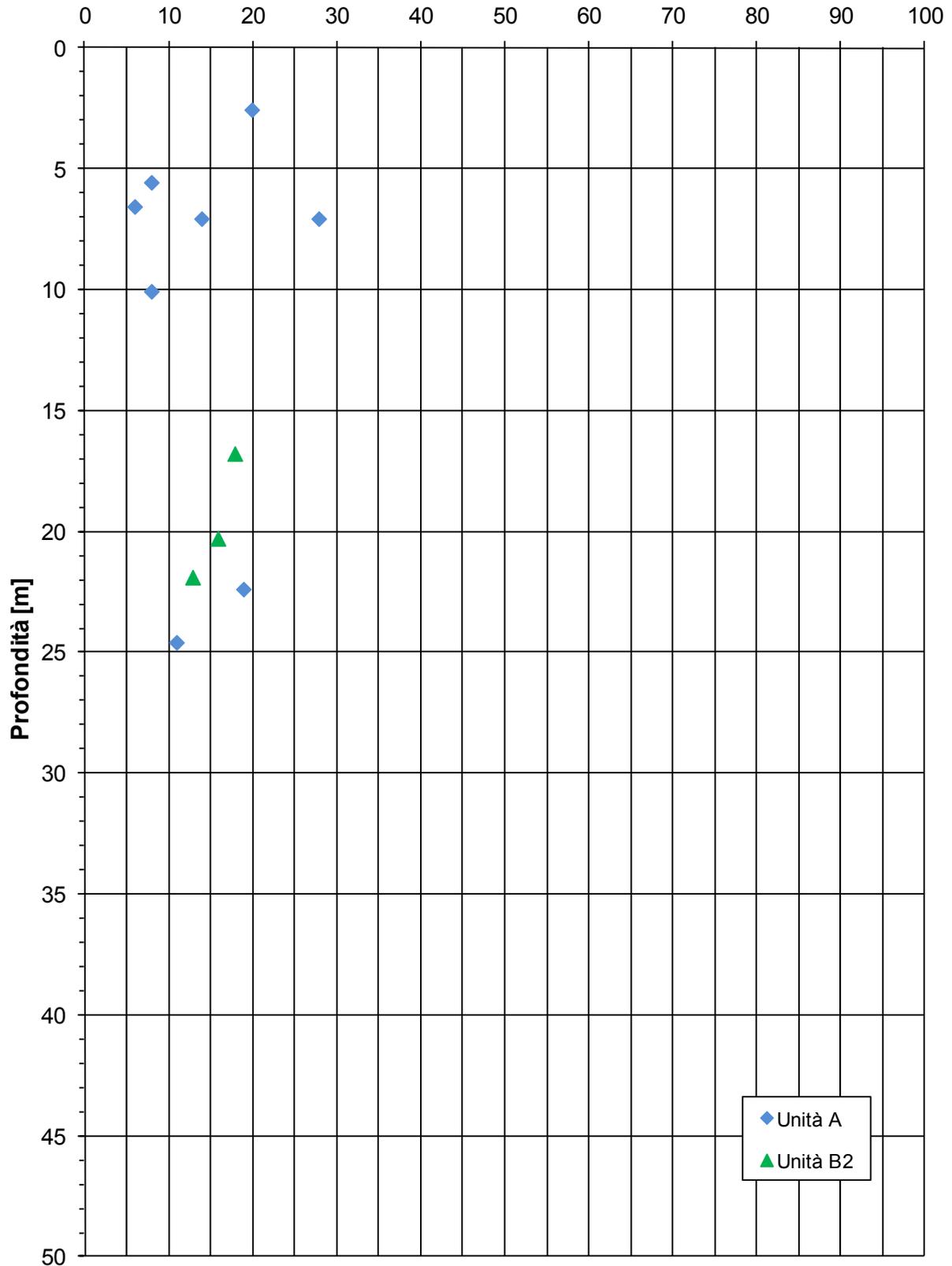
ZONA OMOGENEA 2

Limite plastico - LP[%]



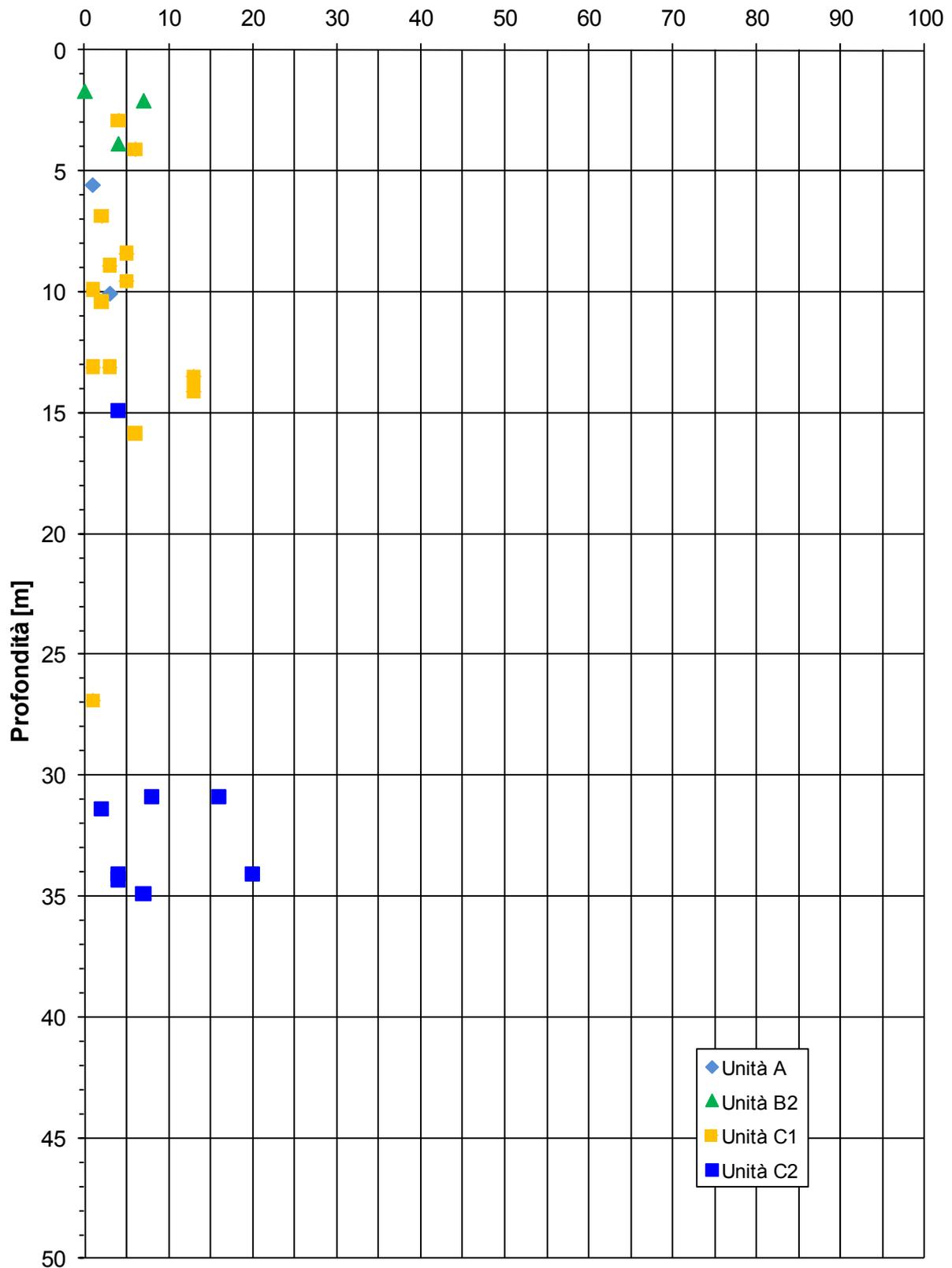
ZONA OMOGENEA 2

Indice plastico - IP[%]



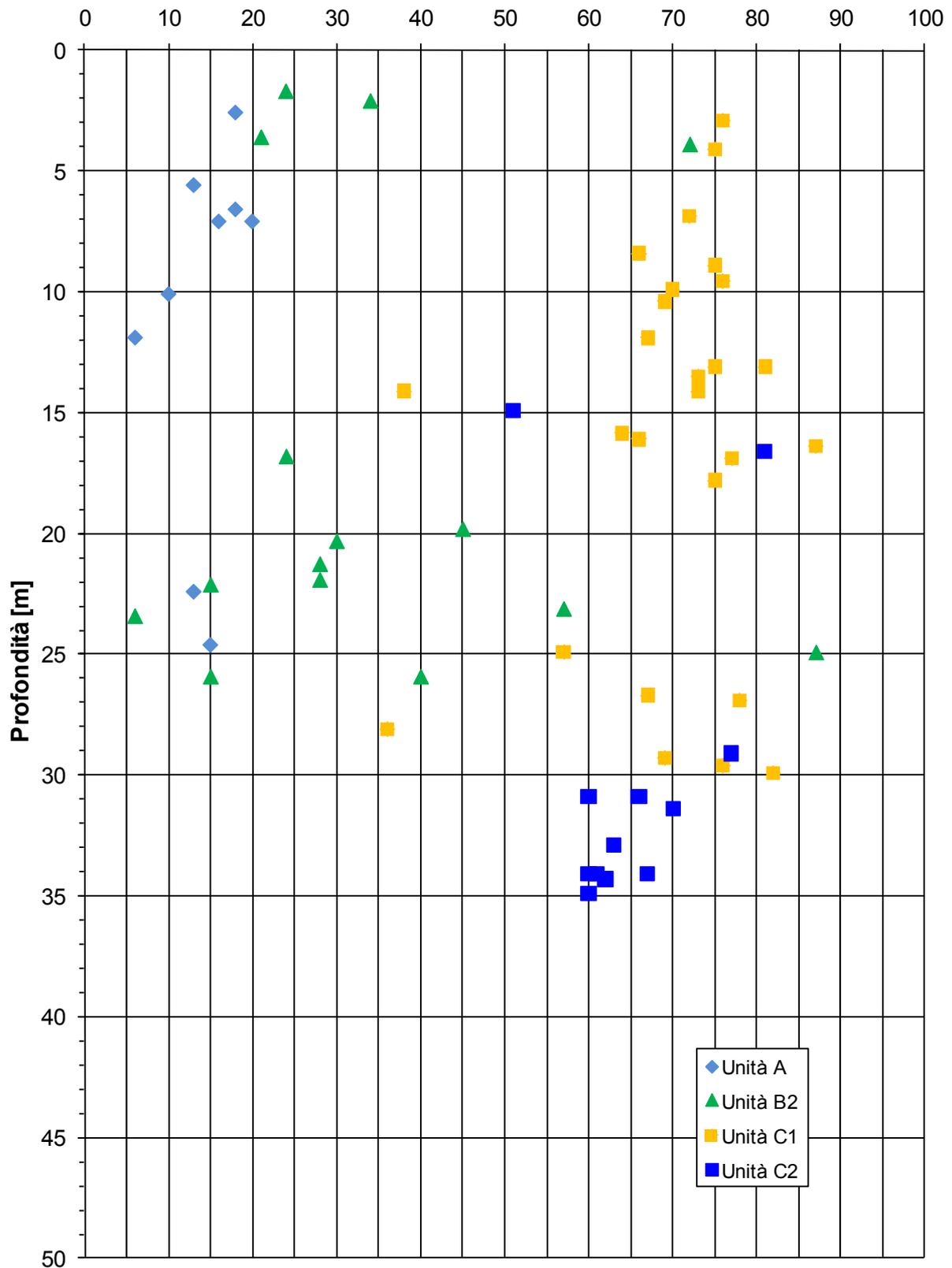
ZONA OMOGENEA 2

Contenuto in ghiaia (AGI 1990) [%]



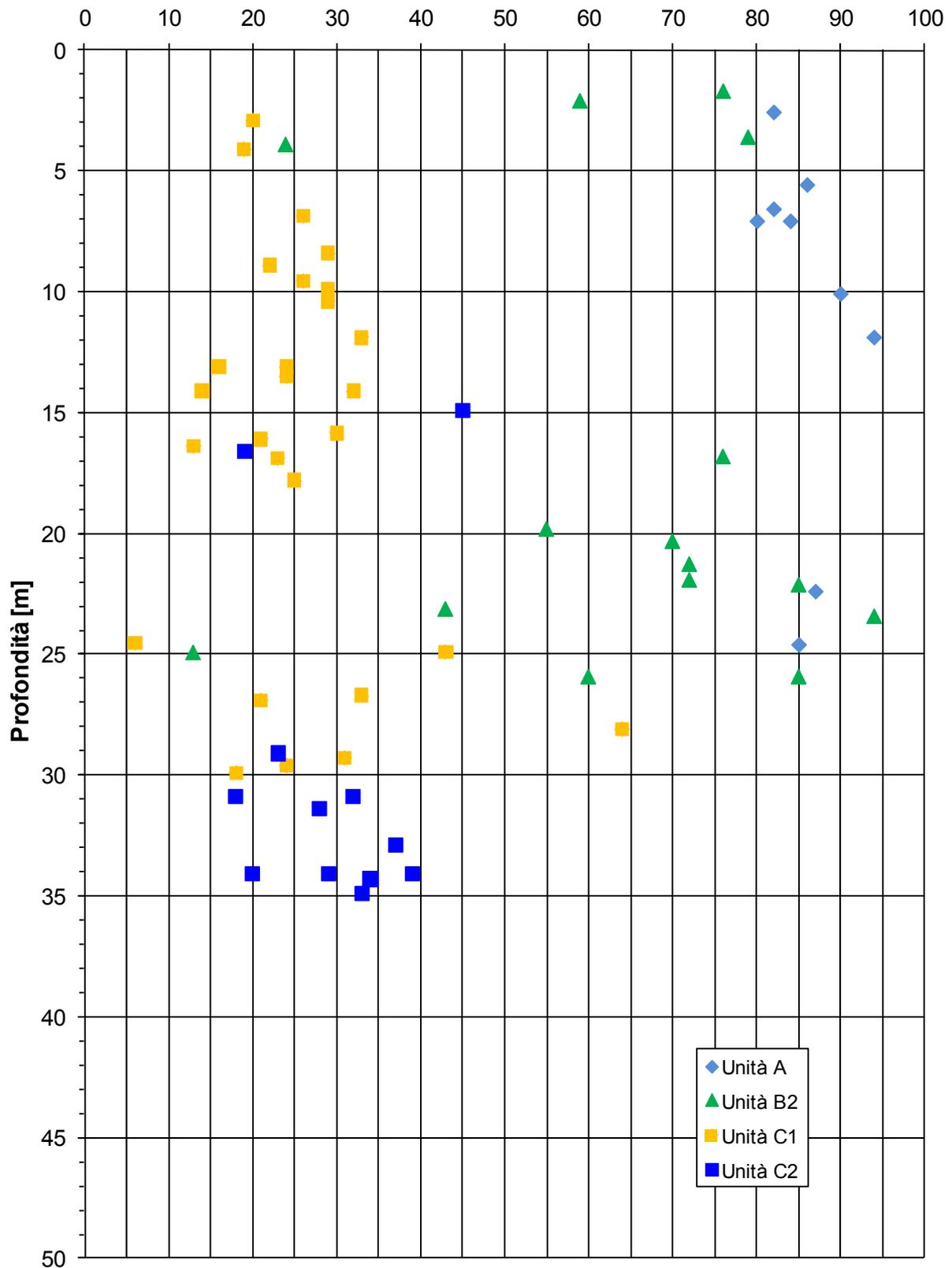
ZONA OMOGENEA 2

Contenuto in sabbia (AGI 1990) [%]



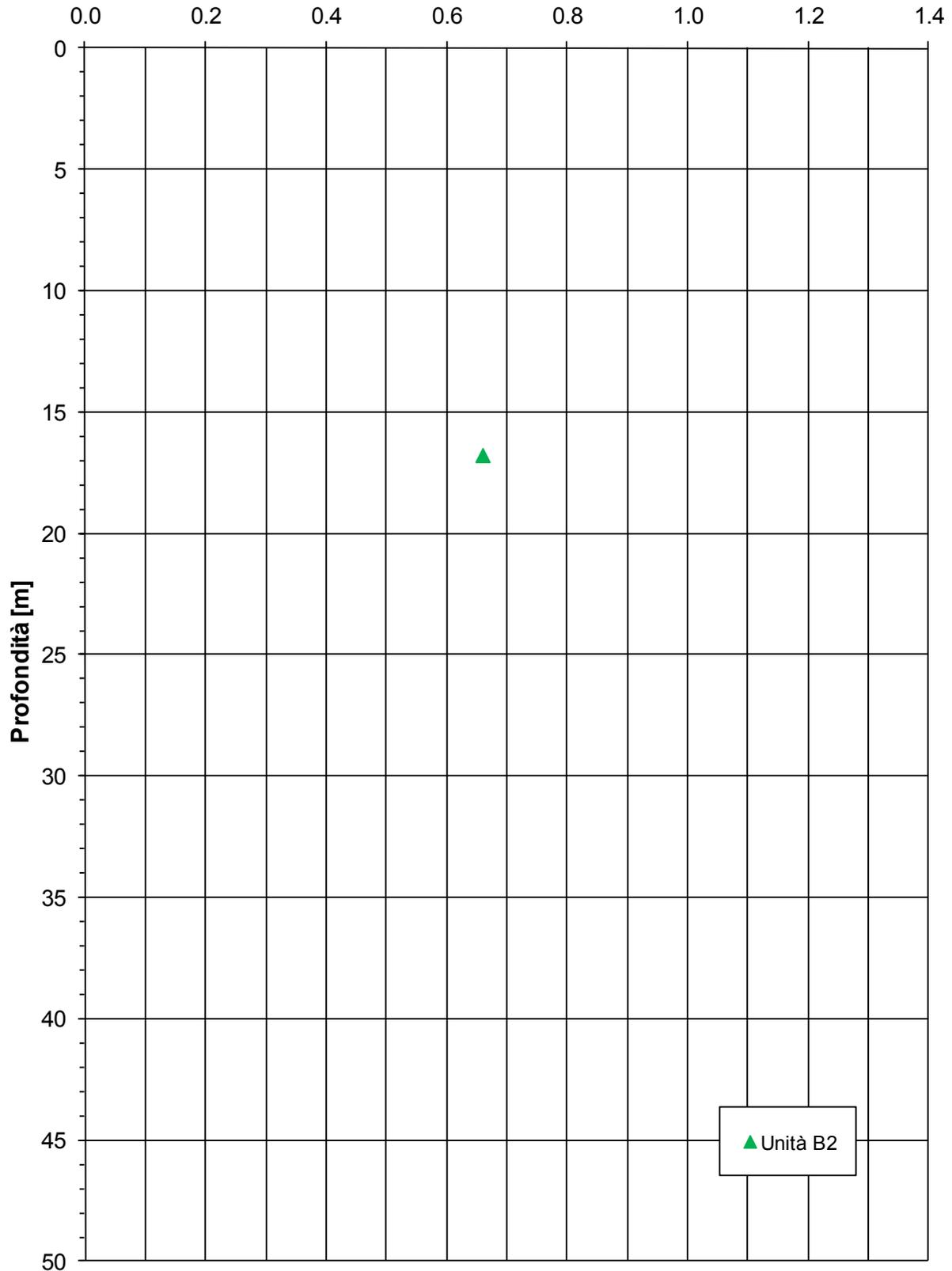
ZONA OMOGENEA 2

Contenuto in limo e argilla (AGI 1990) [%]

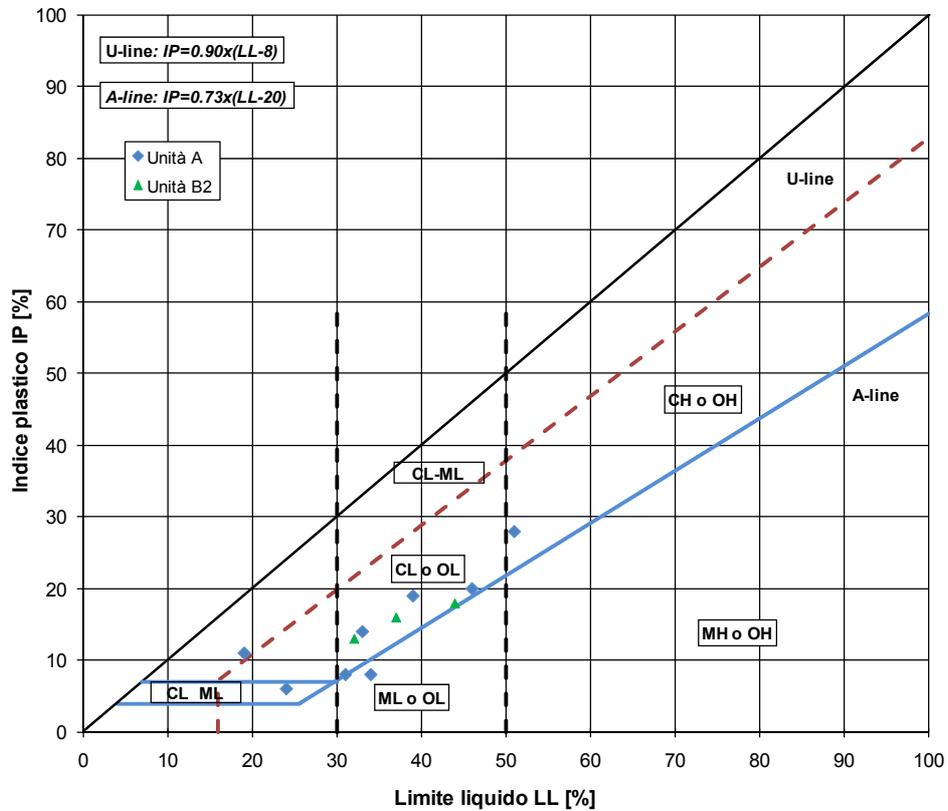


ZONA OMOGENEA 2

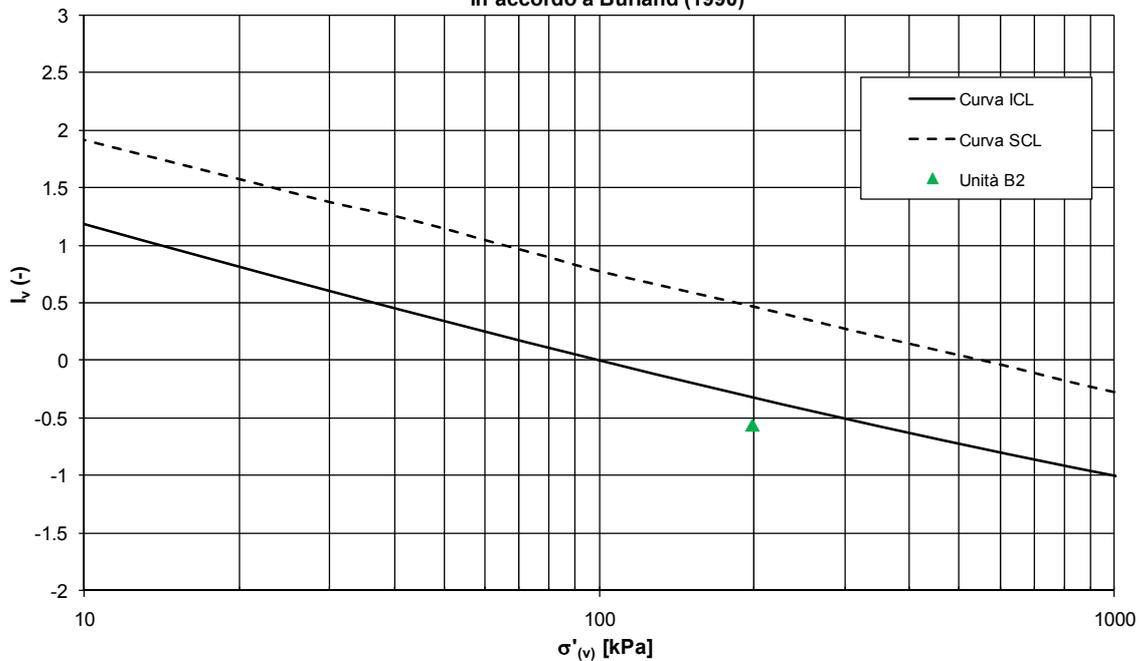
Indice dei vuoti - e [-]



ZONA OMOGENEA 2
Carta di plasticità Sistema Unificato USCS

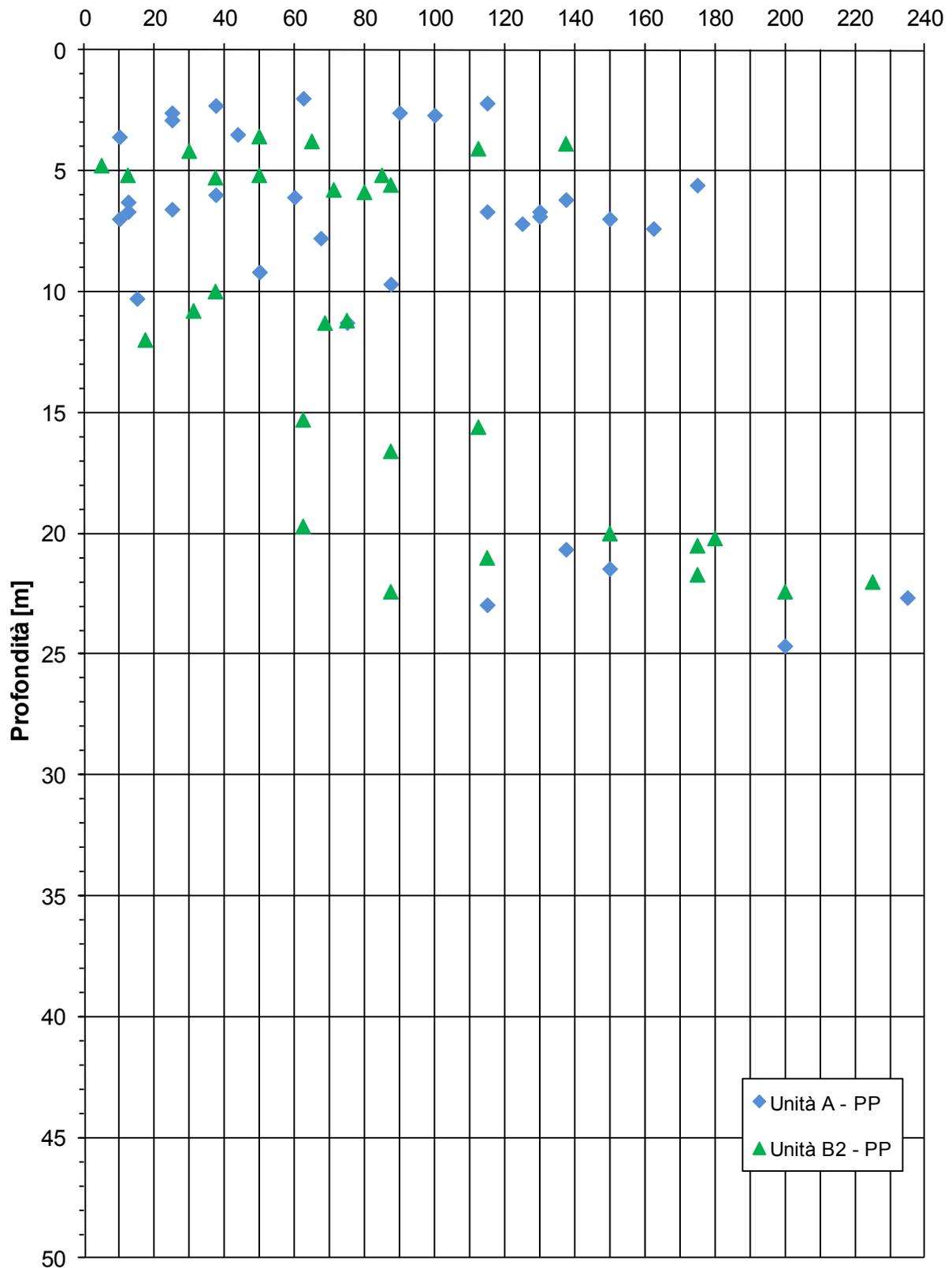


ZONA OMOGENEA 2
Linea di compressibilità intrinseca ed indice dei vuoti iniziale normalizzato
in accordo a Burland (1990)



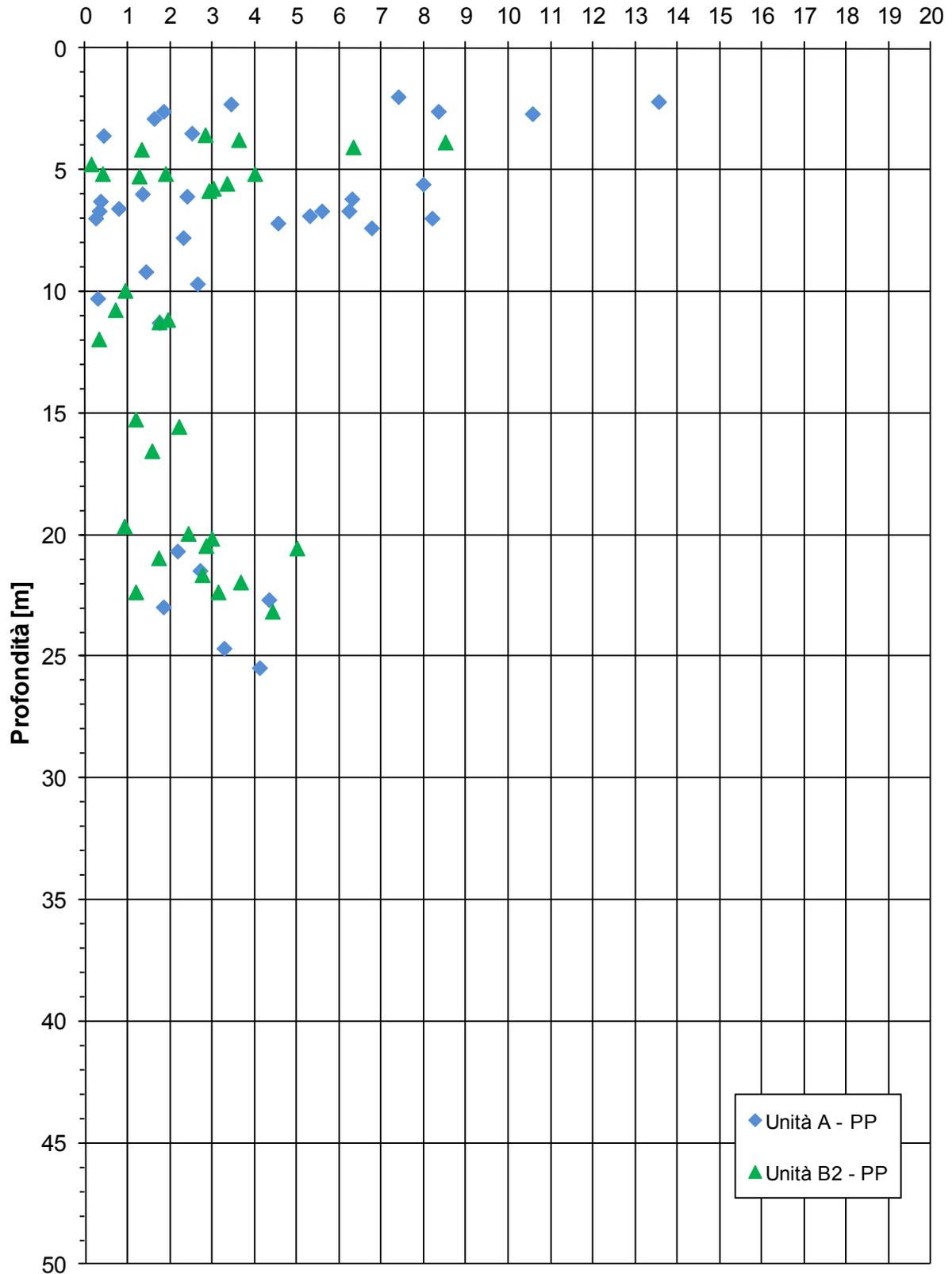
ZONA OMOGENEA 2 - Indagini in sito

Coesione non drenata - C_u [kPa]



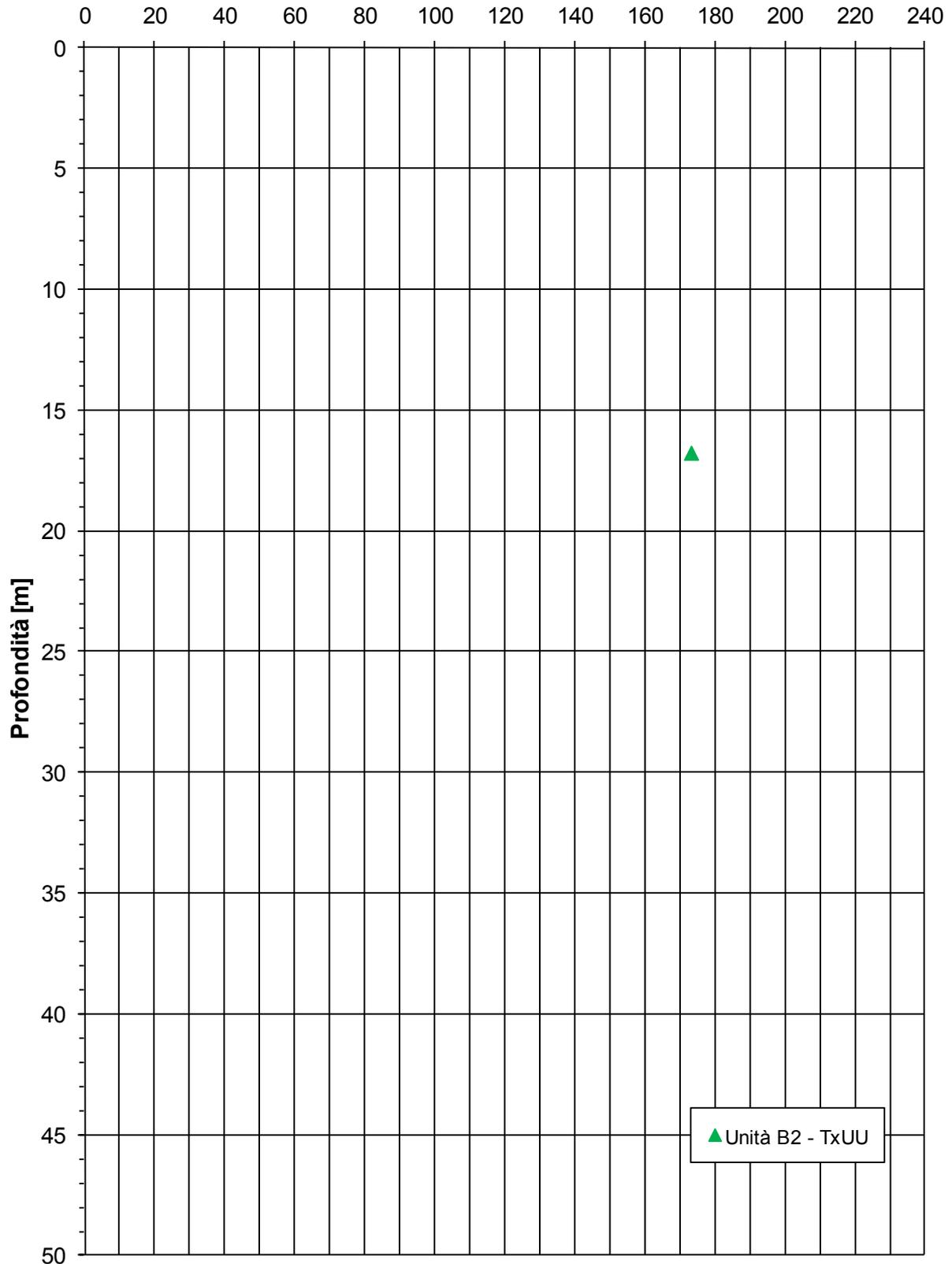
ZONA OMOGENEA 2 - Indagini in sito

Grado di sovraconsolidazione - OCR [-]



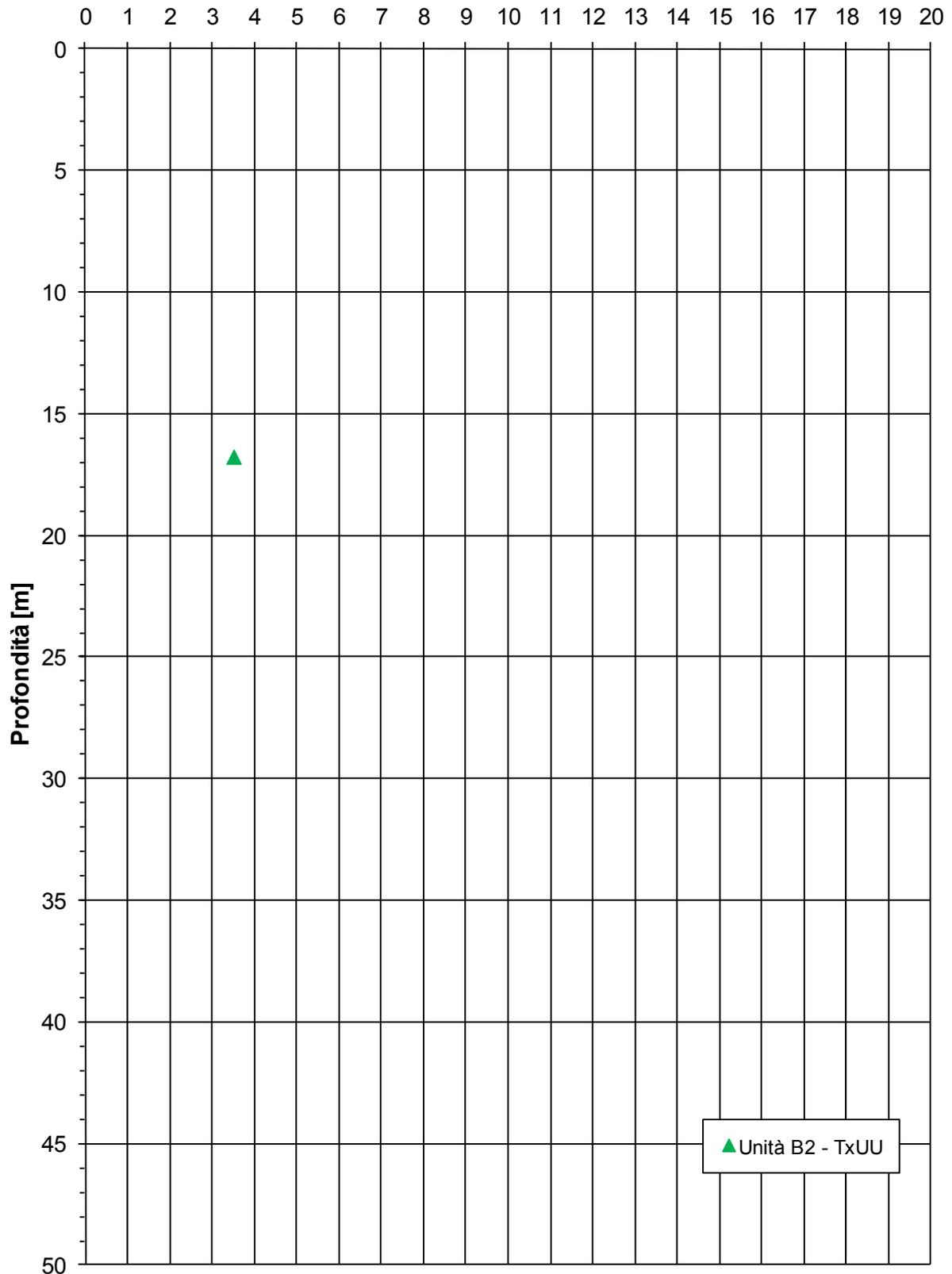
ZONA OMOGENEA 2 - Indagini in laboratorio

Coesione non drenata - C_u [kPa]

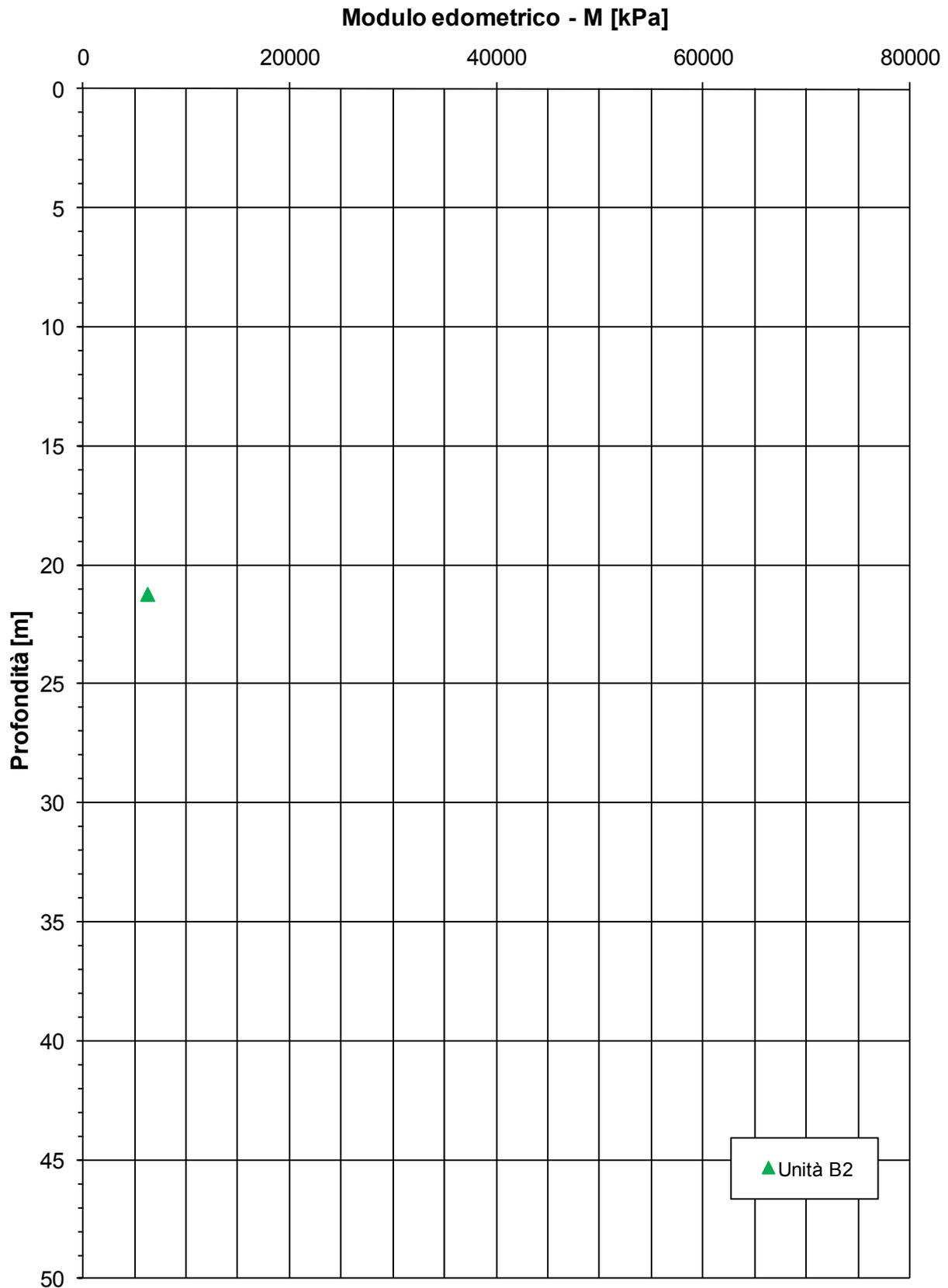


ZONA OMOGENEA 2 - Indagini in laboratorio

Grado di sovraconsolidazione - OCR [-]

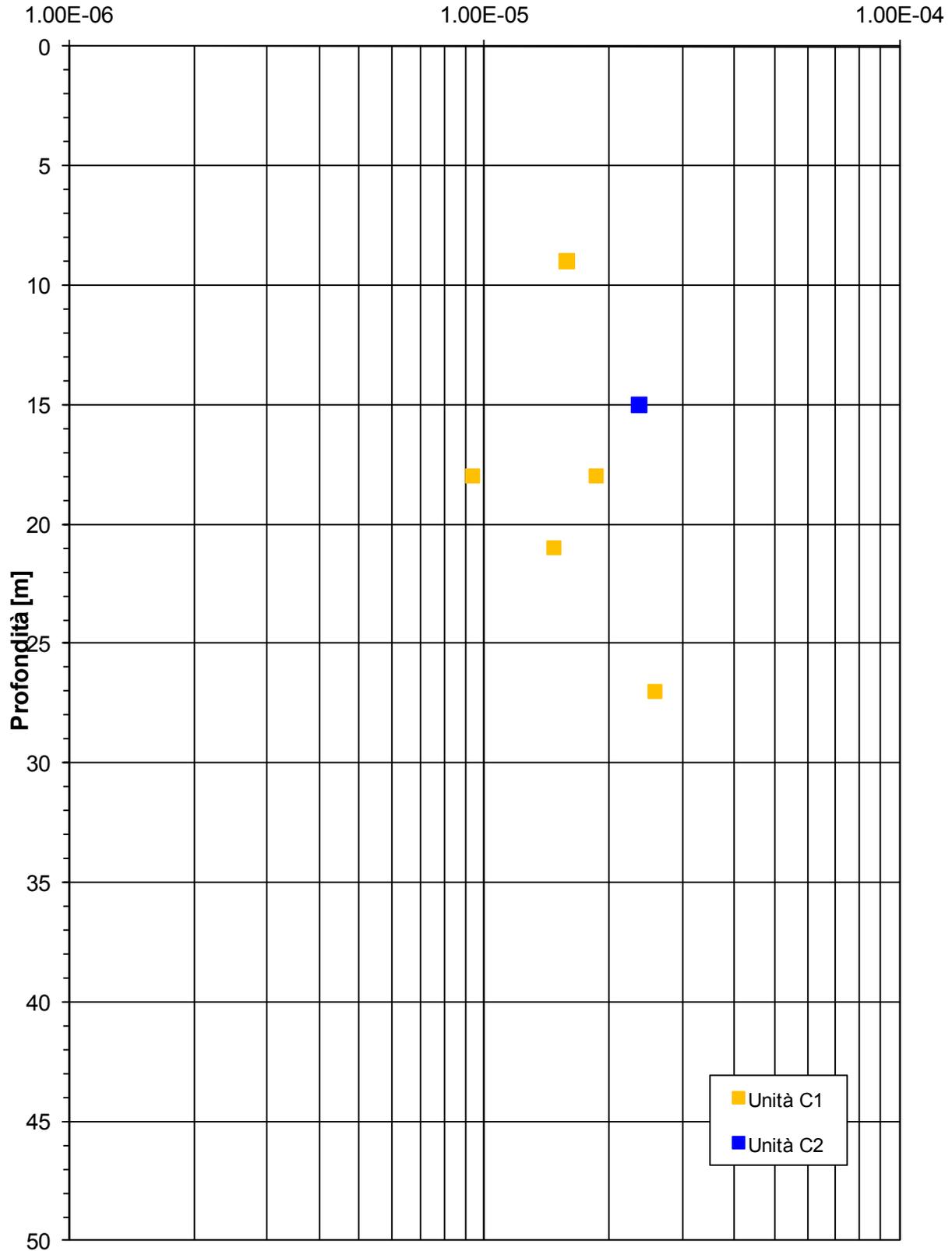


ZONA OMOGENEA 2 - Indagini laboratorio (Edometriche)

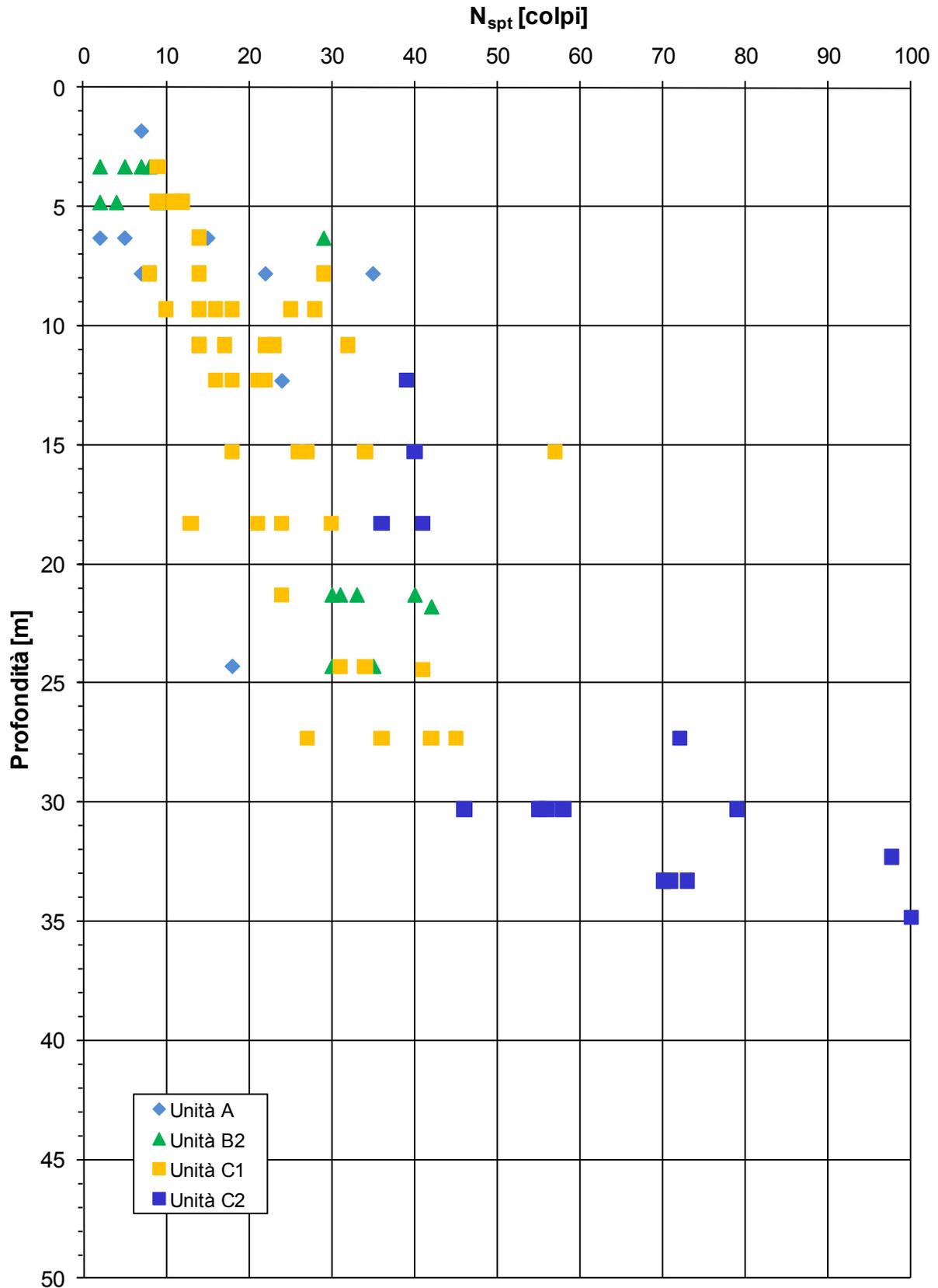


ZONA OMOGENEA 2 - Indagini di laboratorio (Prove Lefranc)

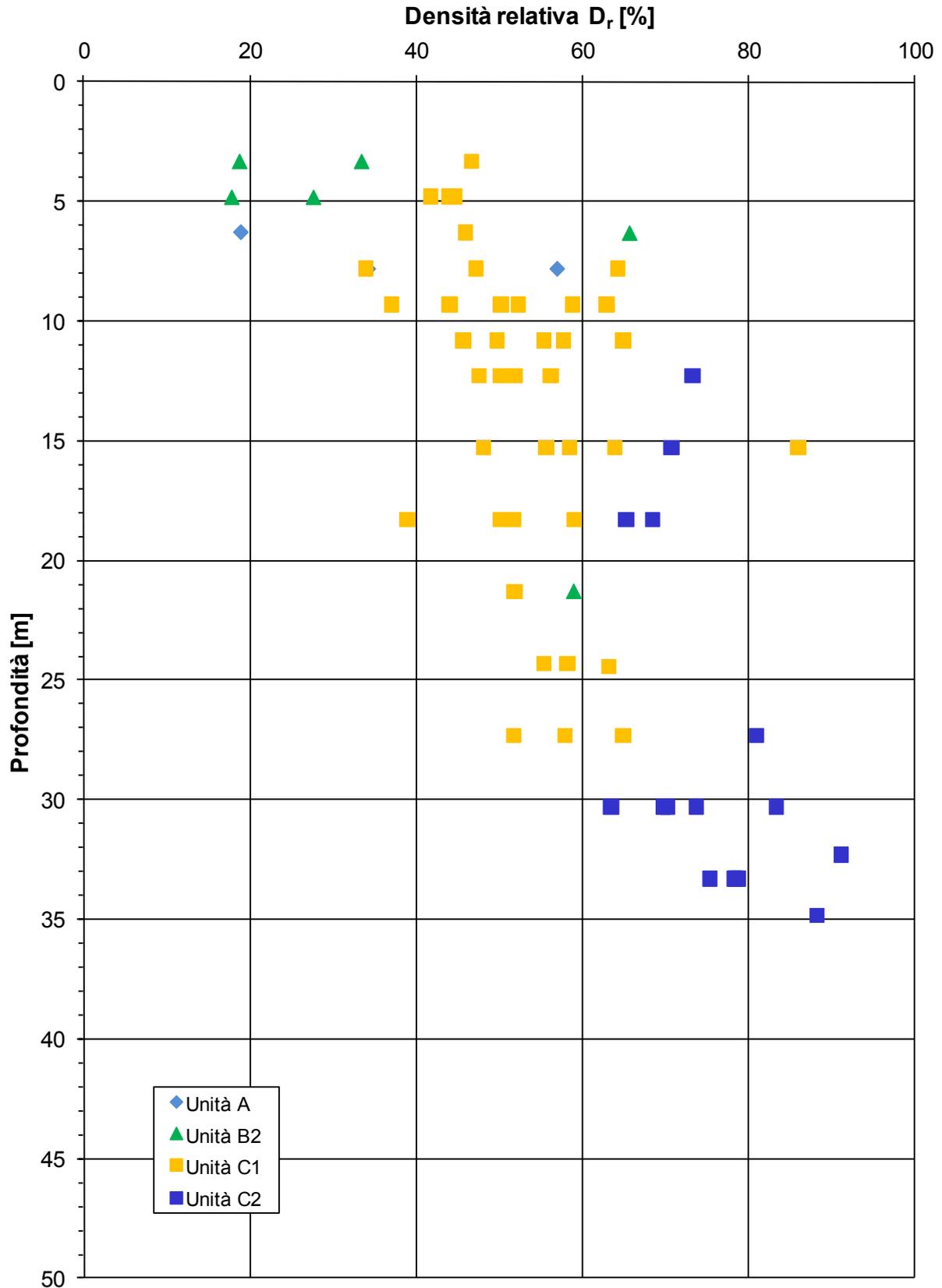
Coefficiente di permeabilità - k[m/s]



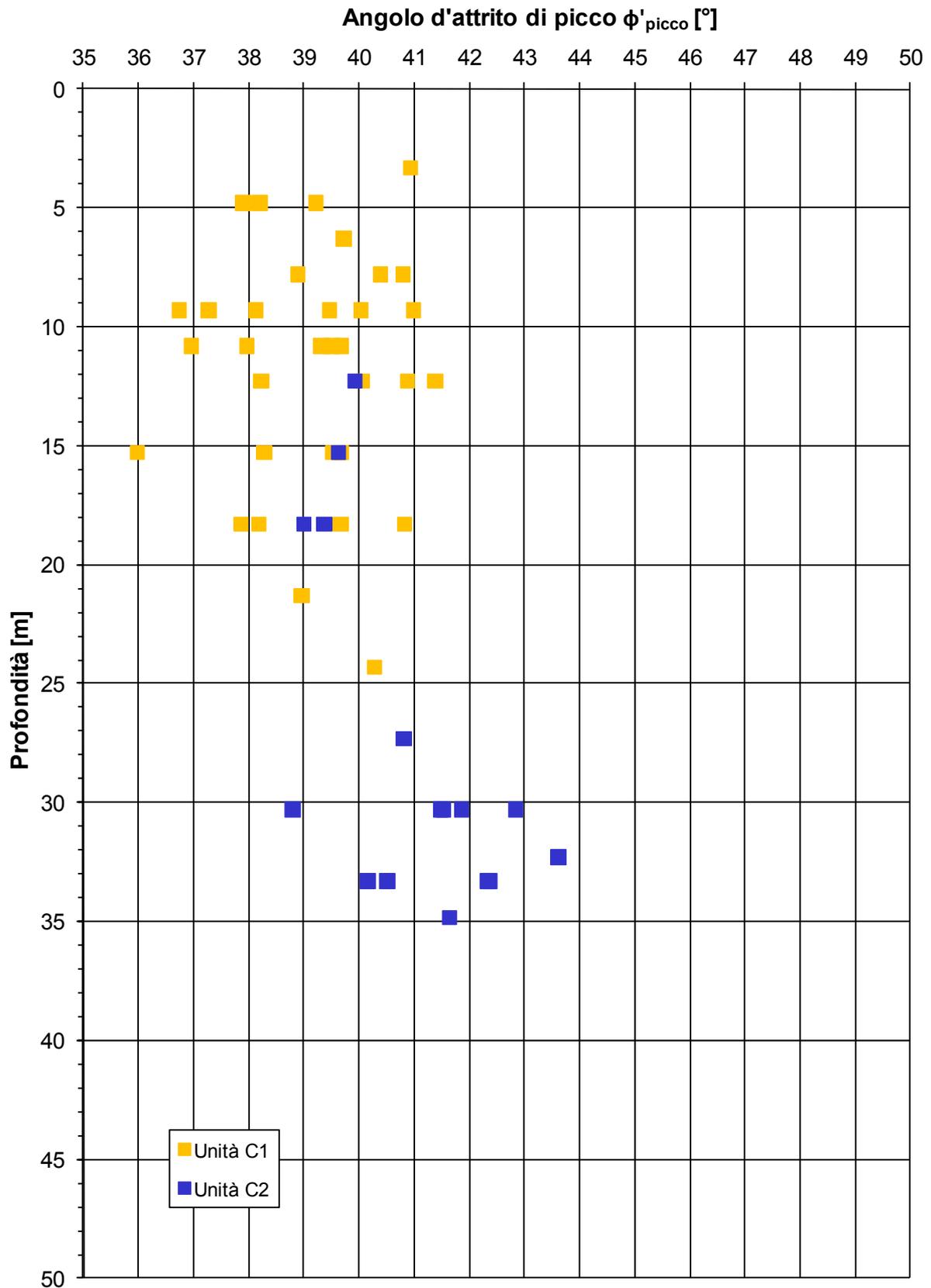
ZONA OMOGENEA 2 - Indagini in sito (SPT)



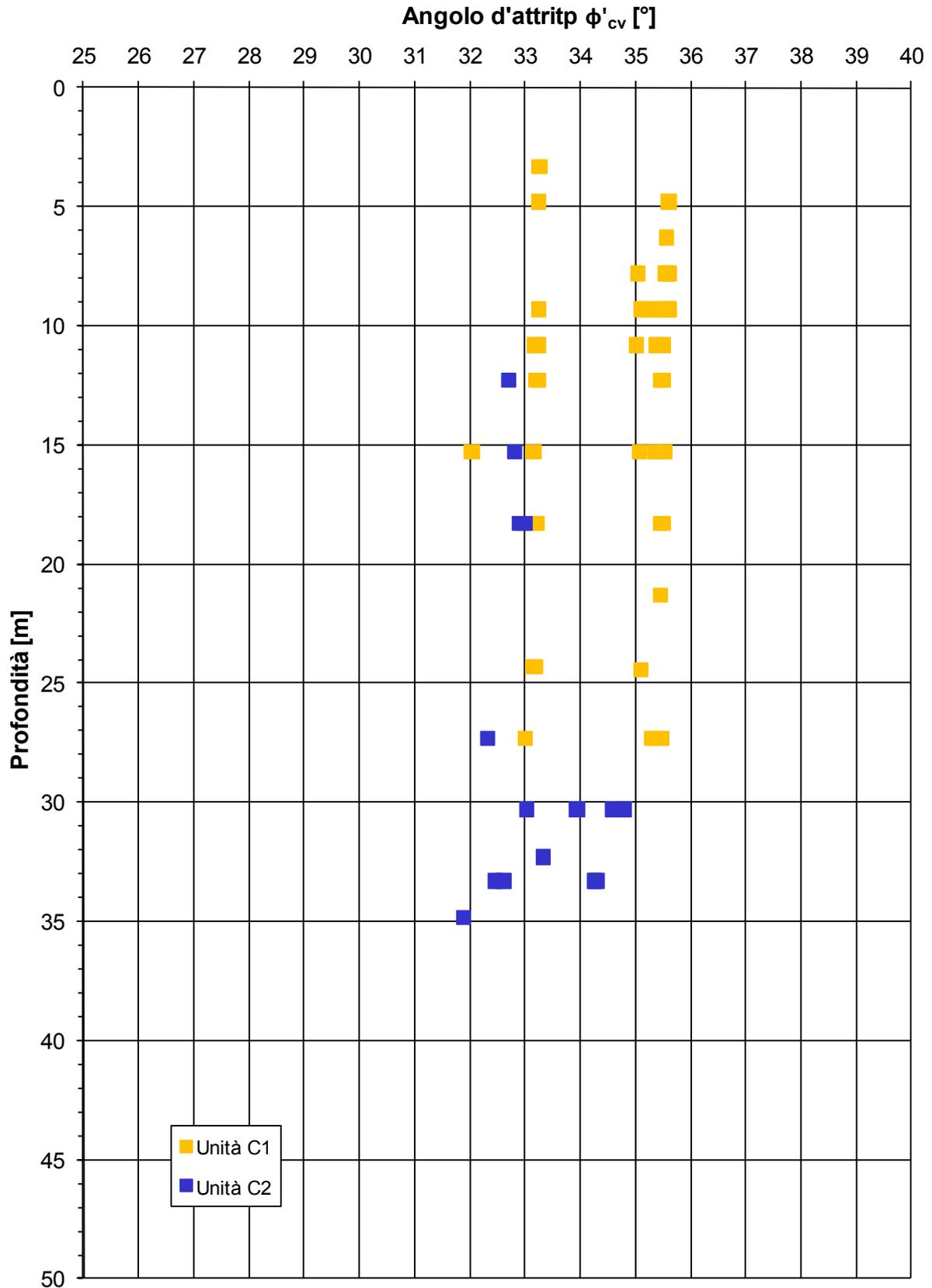
ZONA OMOGENEA 2 - Indagini in sito (SPT)



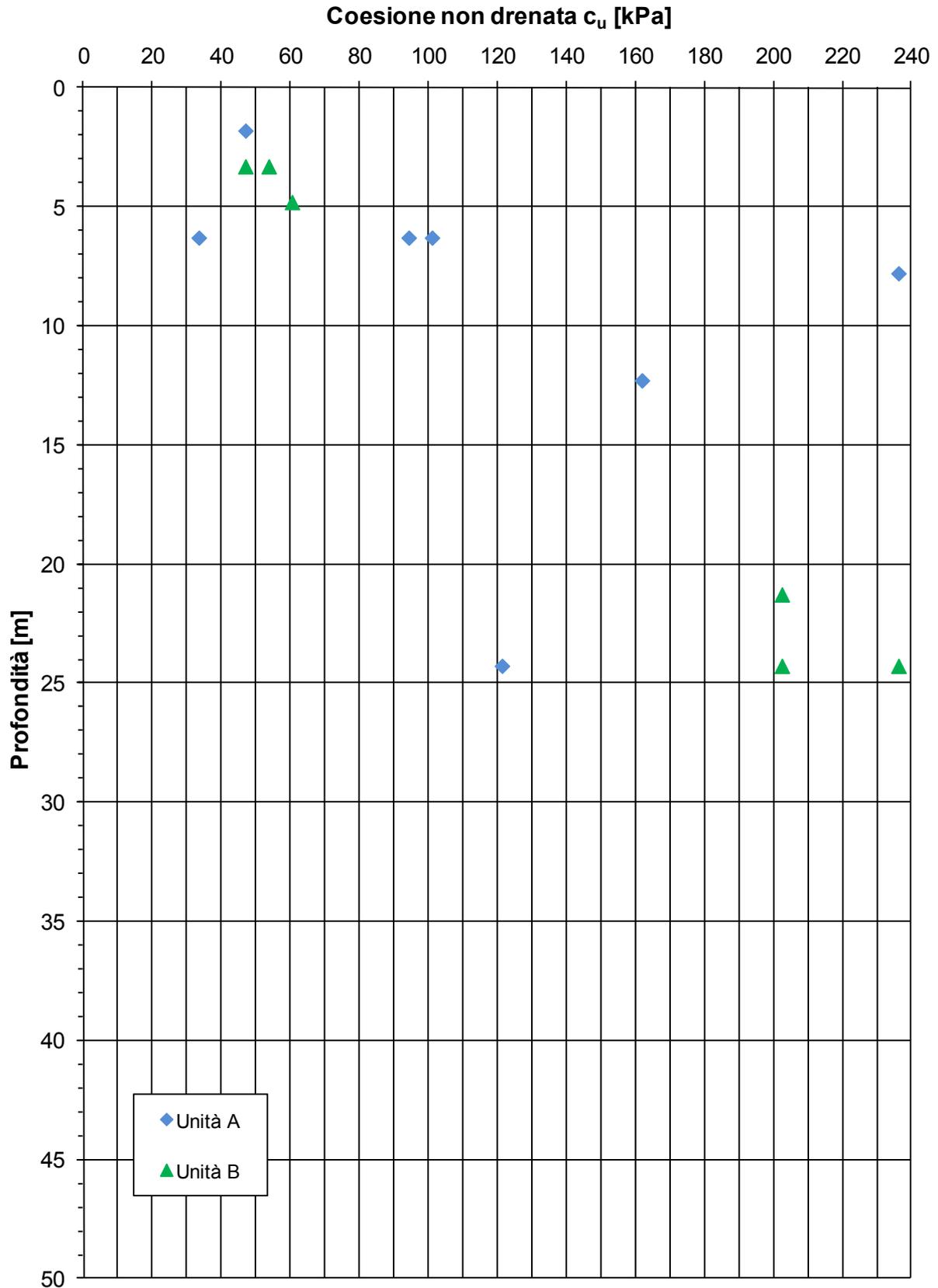
ZONA OMOGENEA 2 - Indagini in sito (SPT)



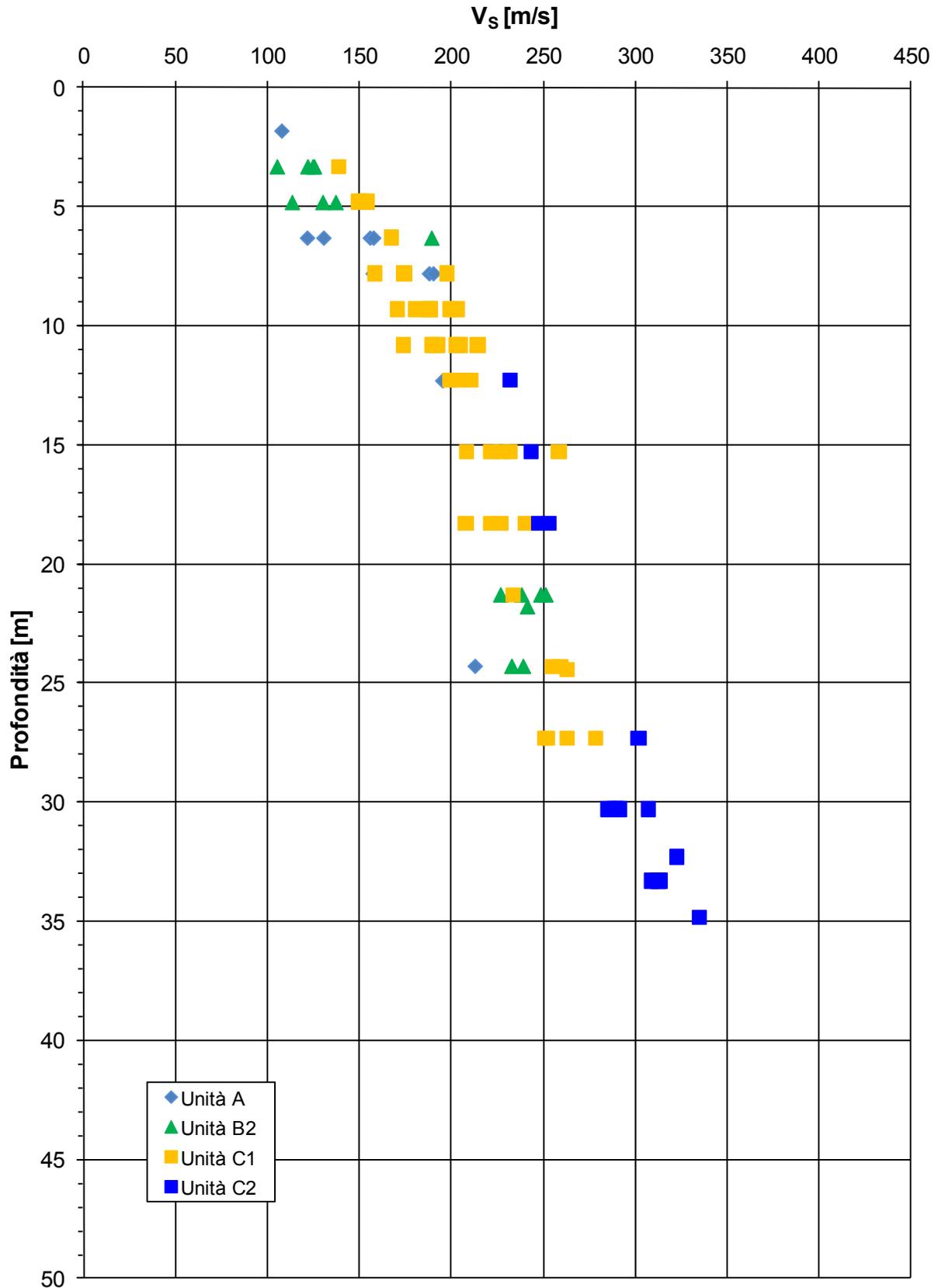
ZONA OMOGENEA 2 - Indagini in sito (SPT)



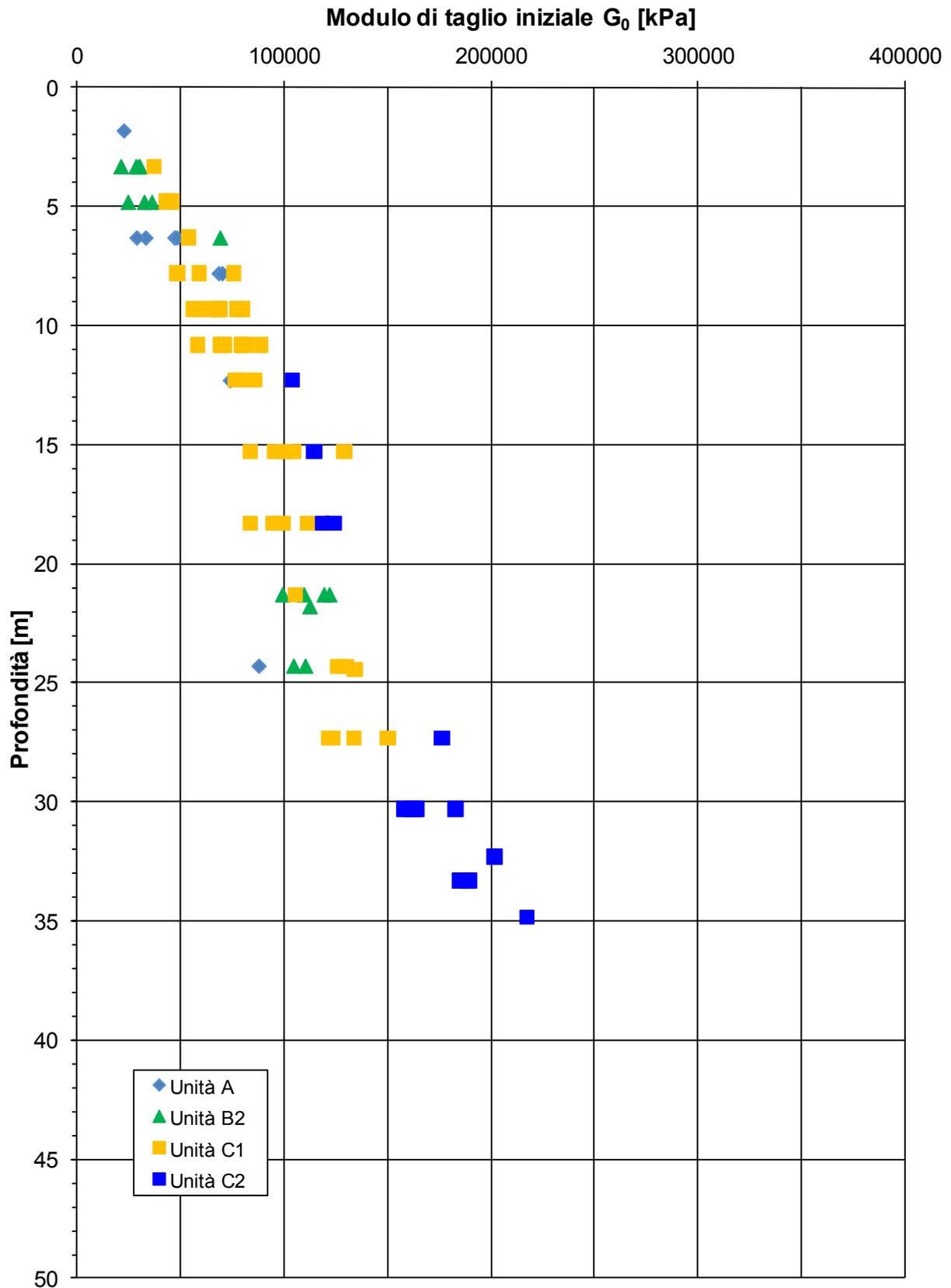
ZONA OMOGENEA 2 - Indagini in sito (SPT)



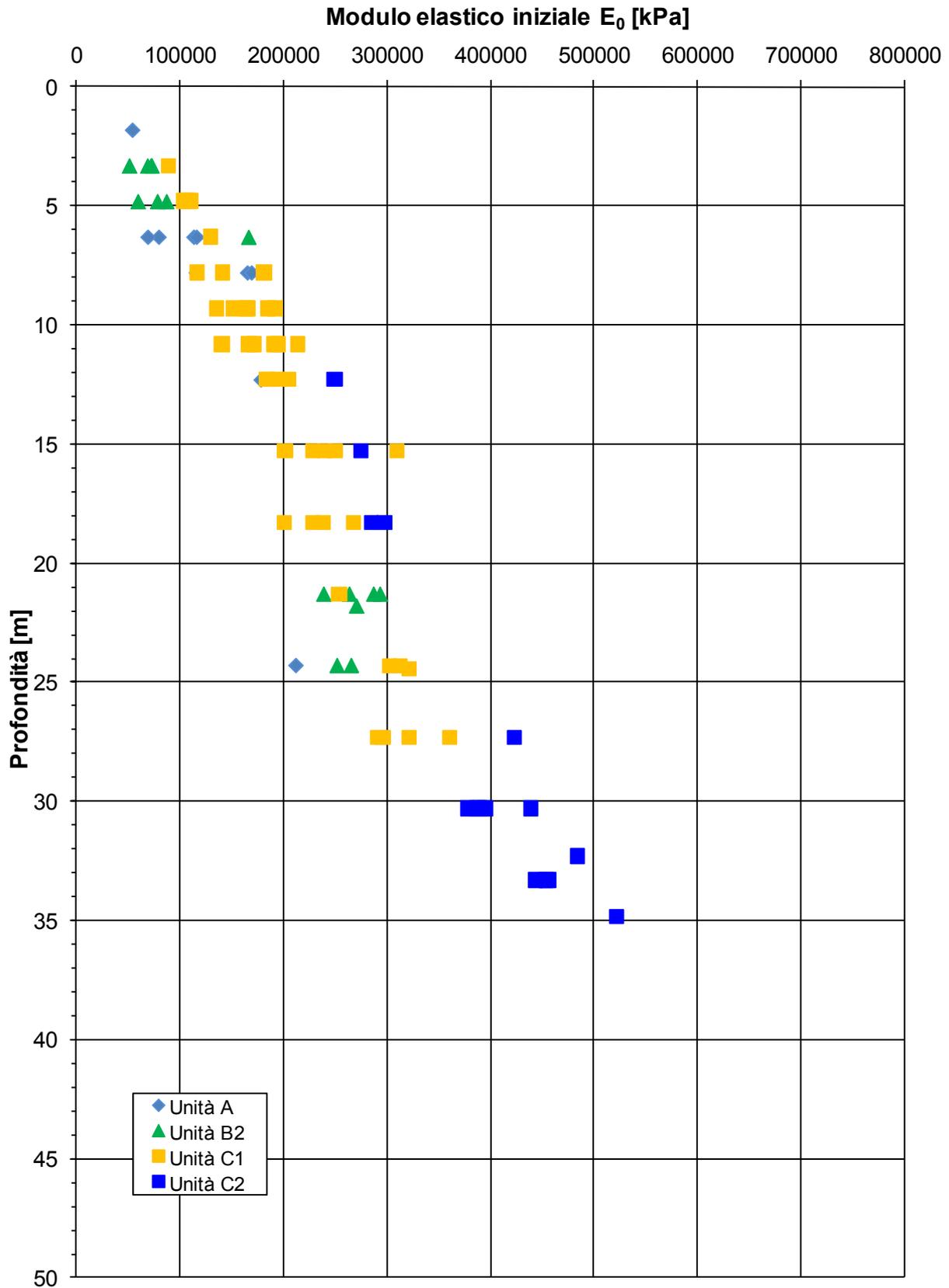
ZONA OMOGENEA 2 - Indagini in sito (SPT)



ZONA OMOGENEA 2 - Indagini in sito (SPT)



ZONA OMOGENEA 2 - Indagini in sito (SPT)

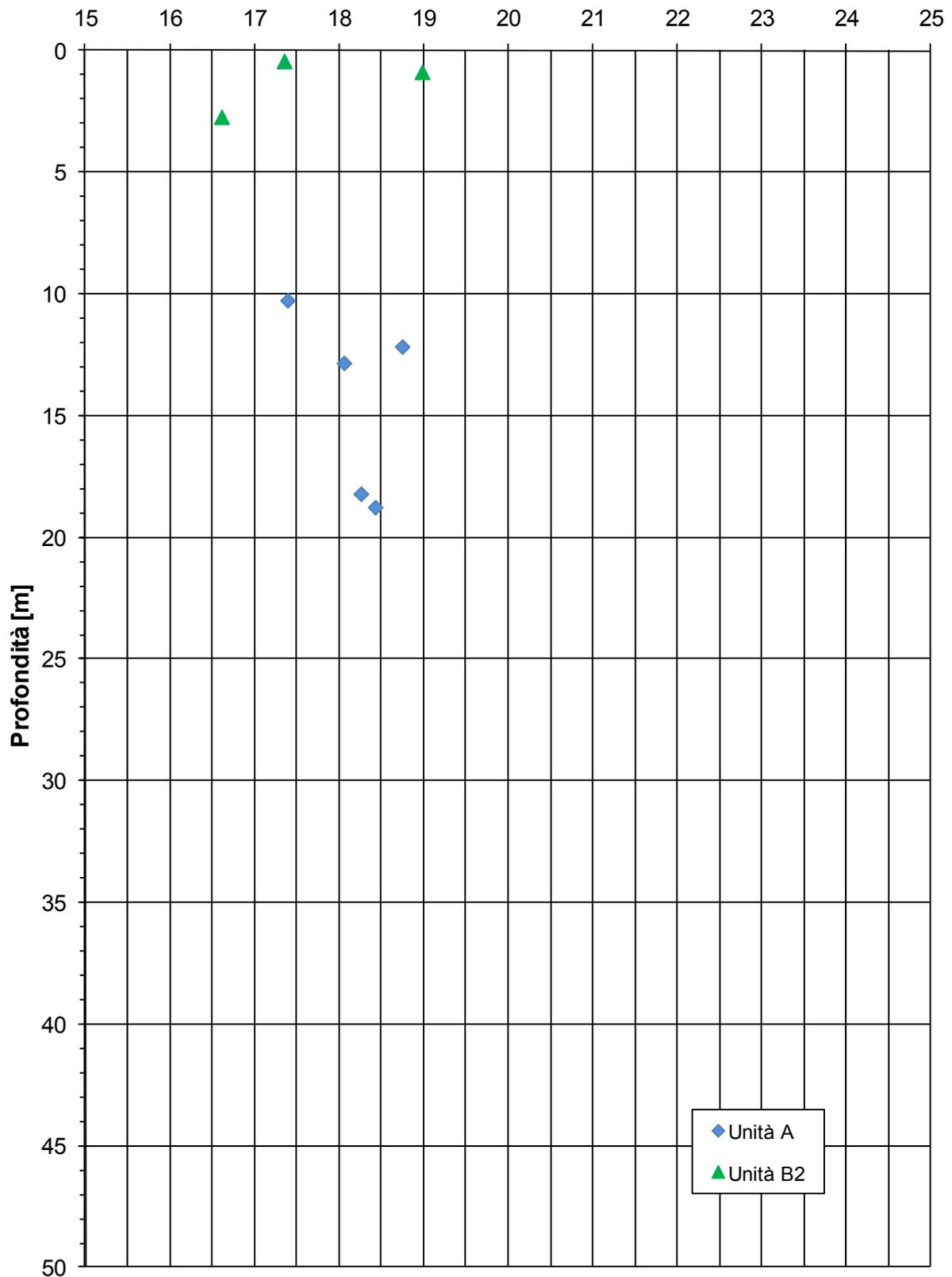


APPENDICE 3:

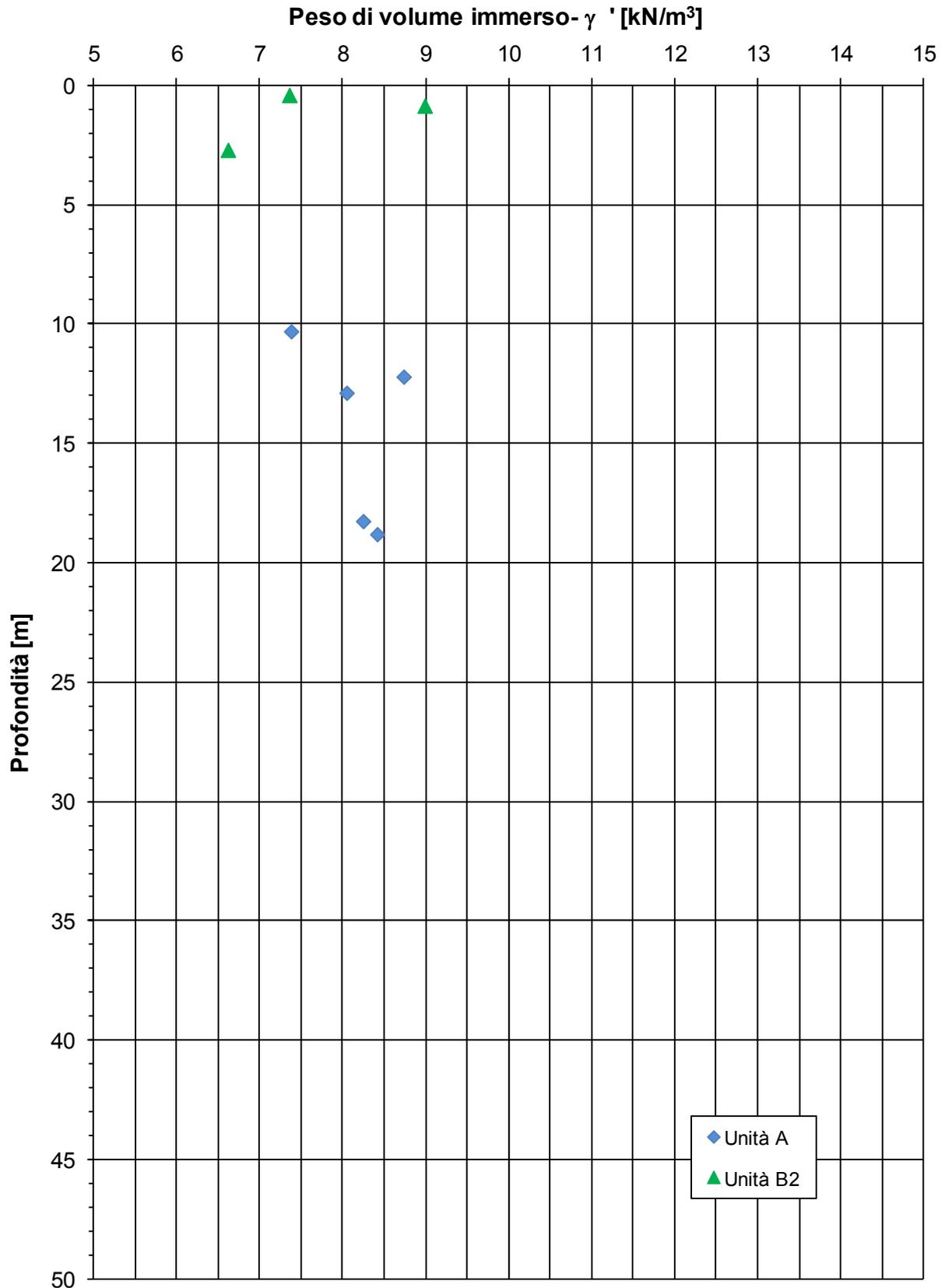
ZONA OMOGENEA 3 – Caratteristiche fisiche, di deformabilità e di resistenza al taglio.

ZONA OMOGENEA 3

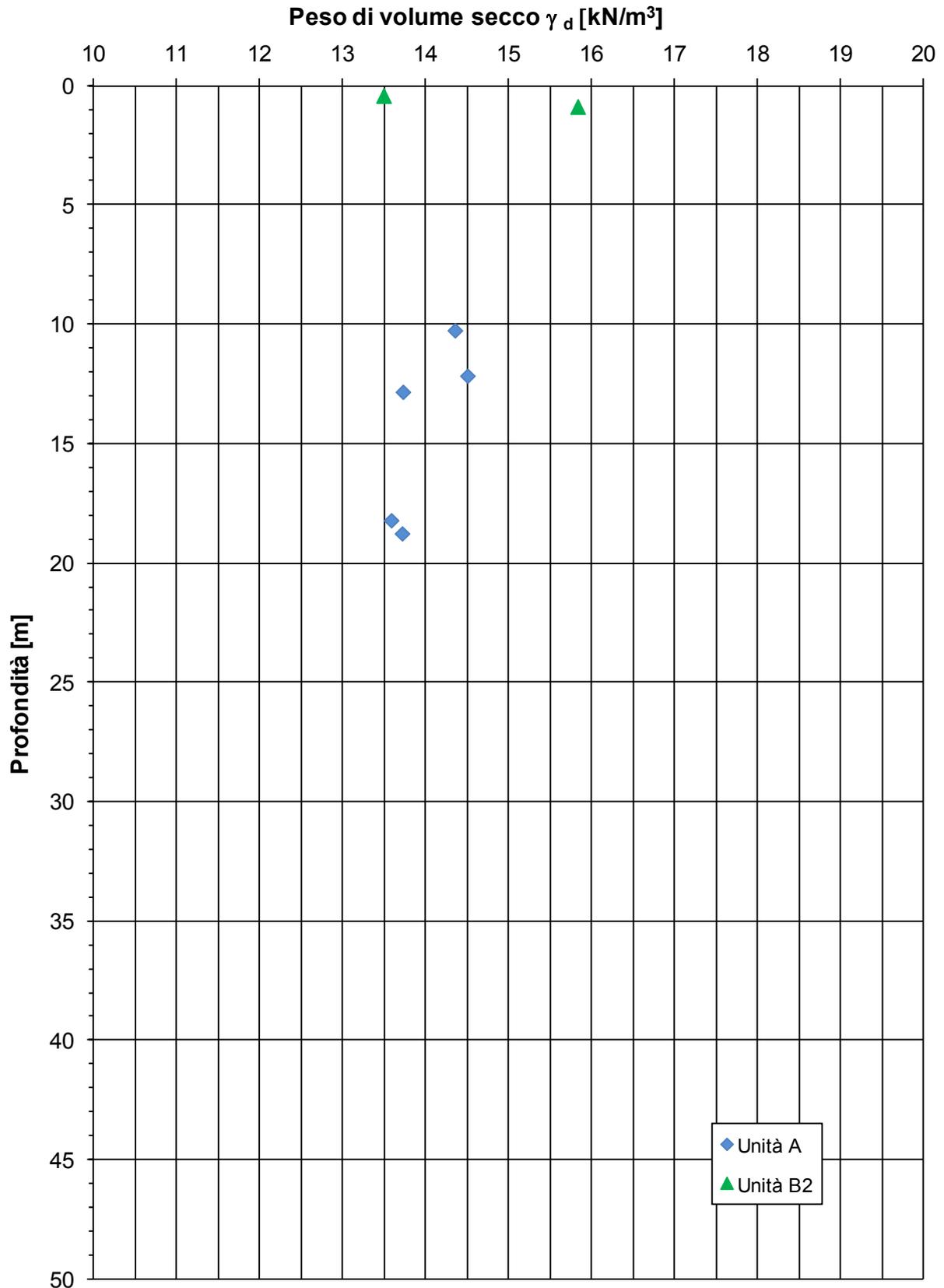
Peso di volume naturale - γ [kN/m³]



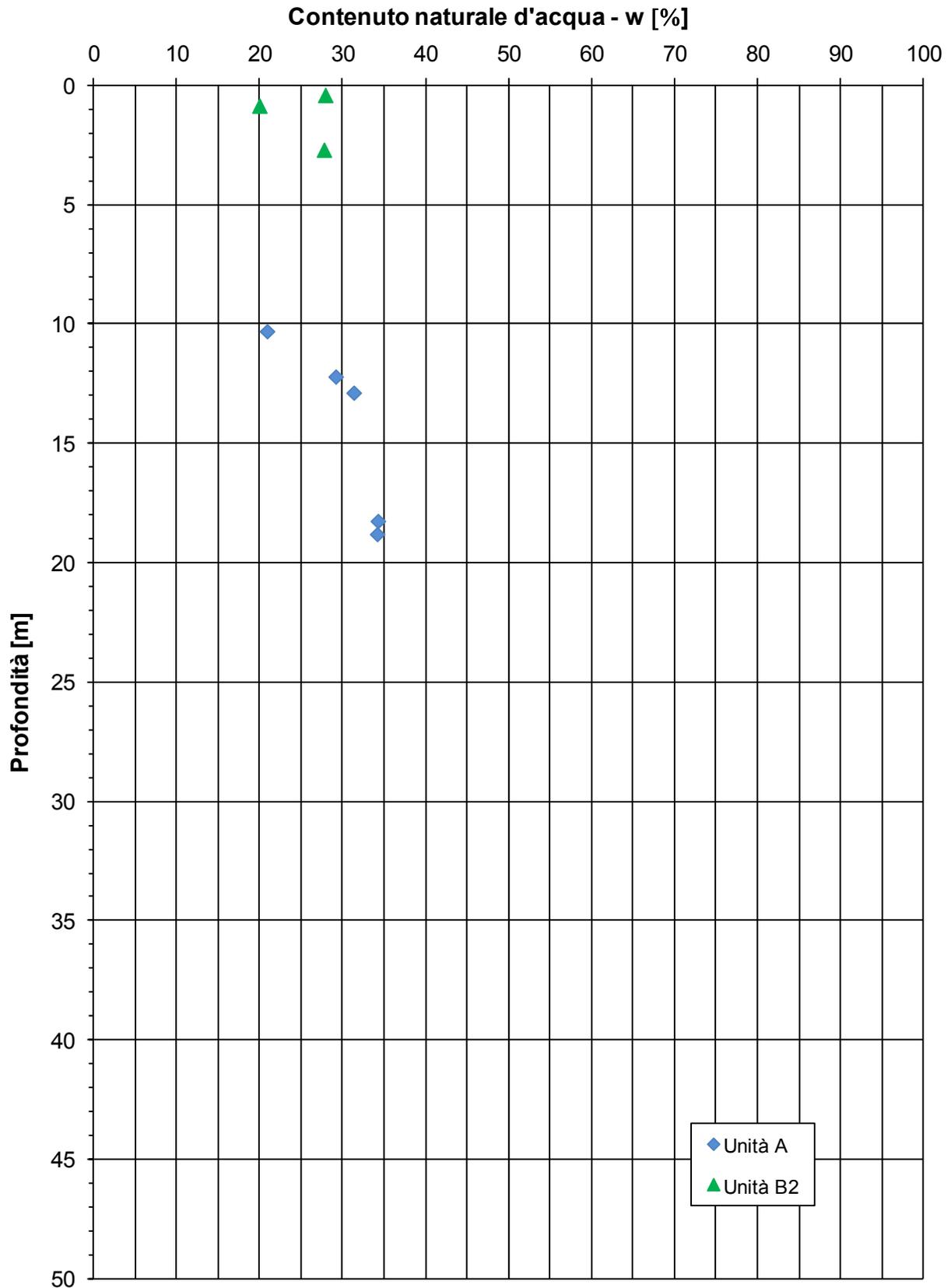
ZONA OMOGENEA 3



ZONA OMOGENEA 3

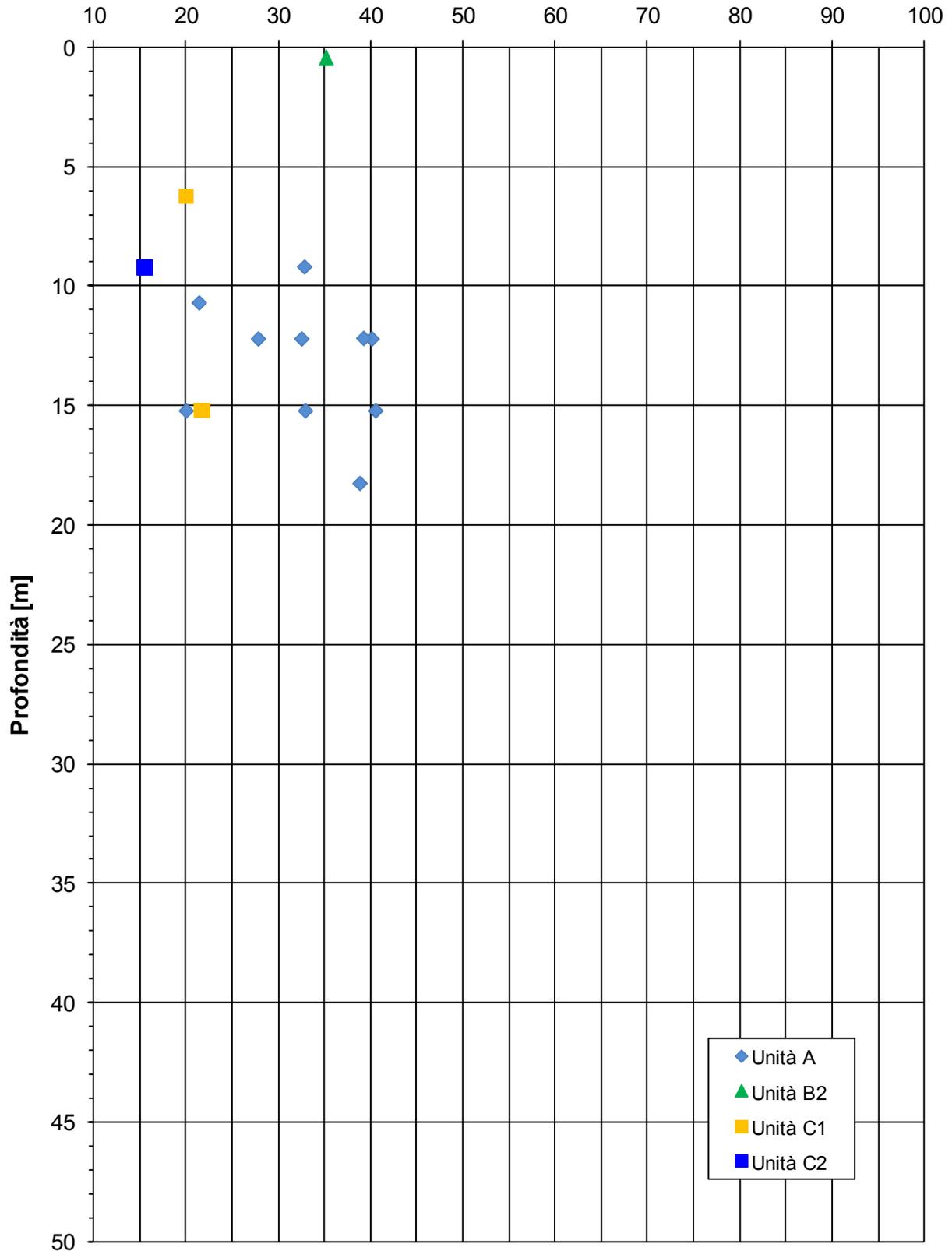


ZONA OMOGENEA 3



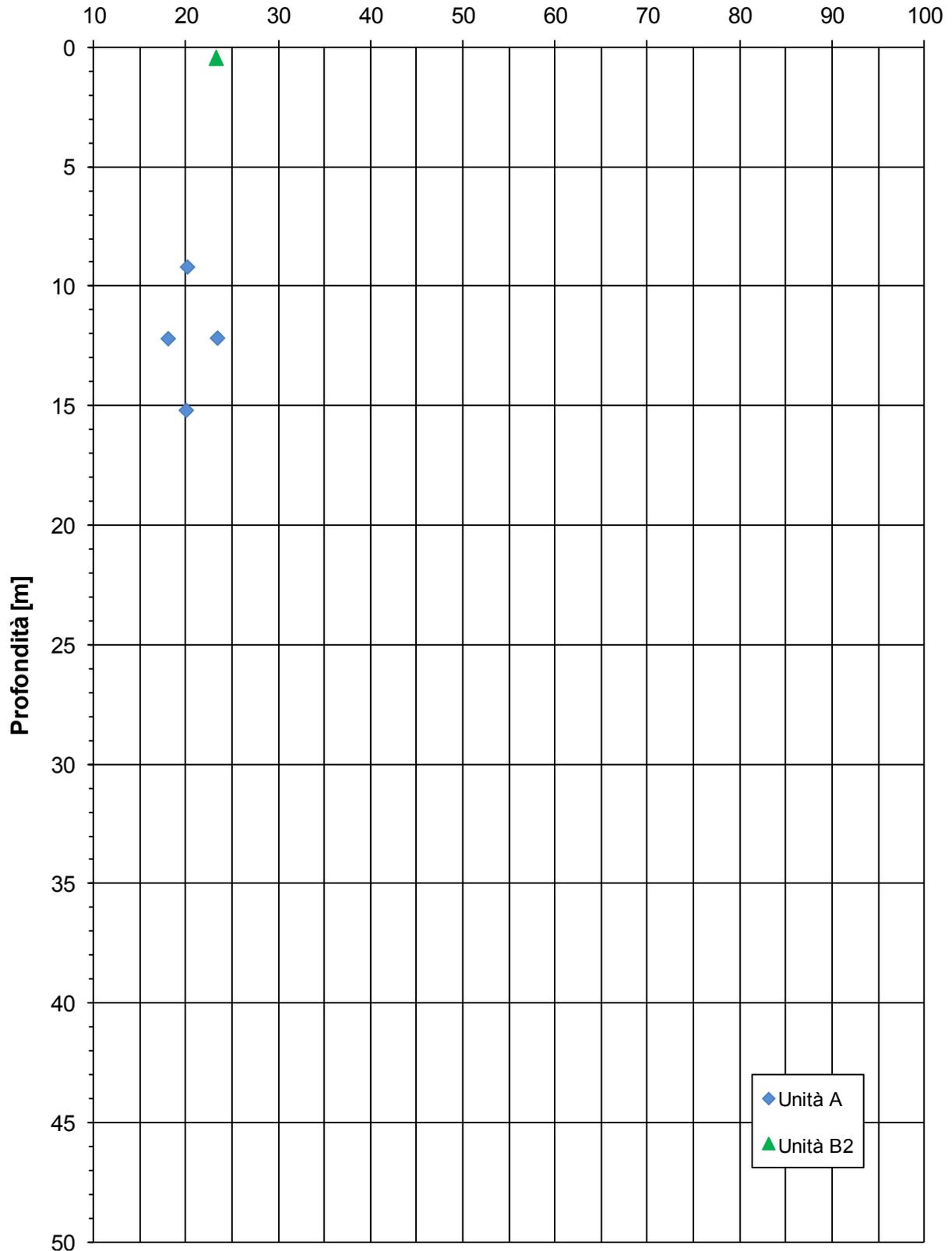
ZONA OMOGENEA 3

Limite liquido - LL [%]

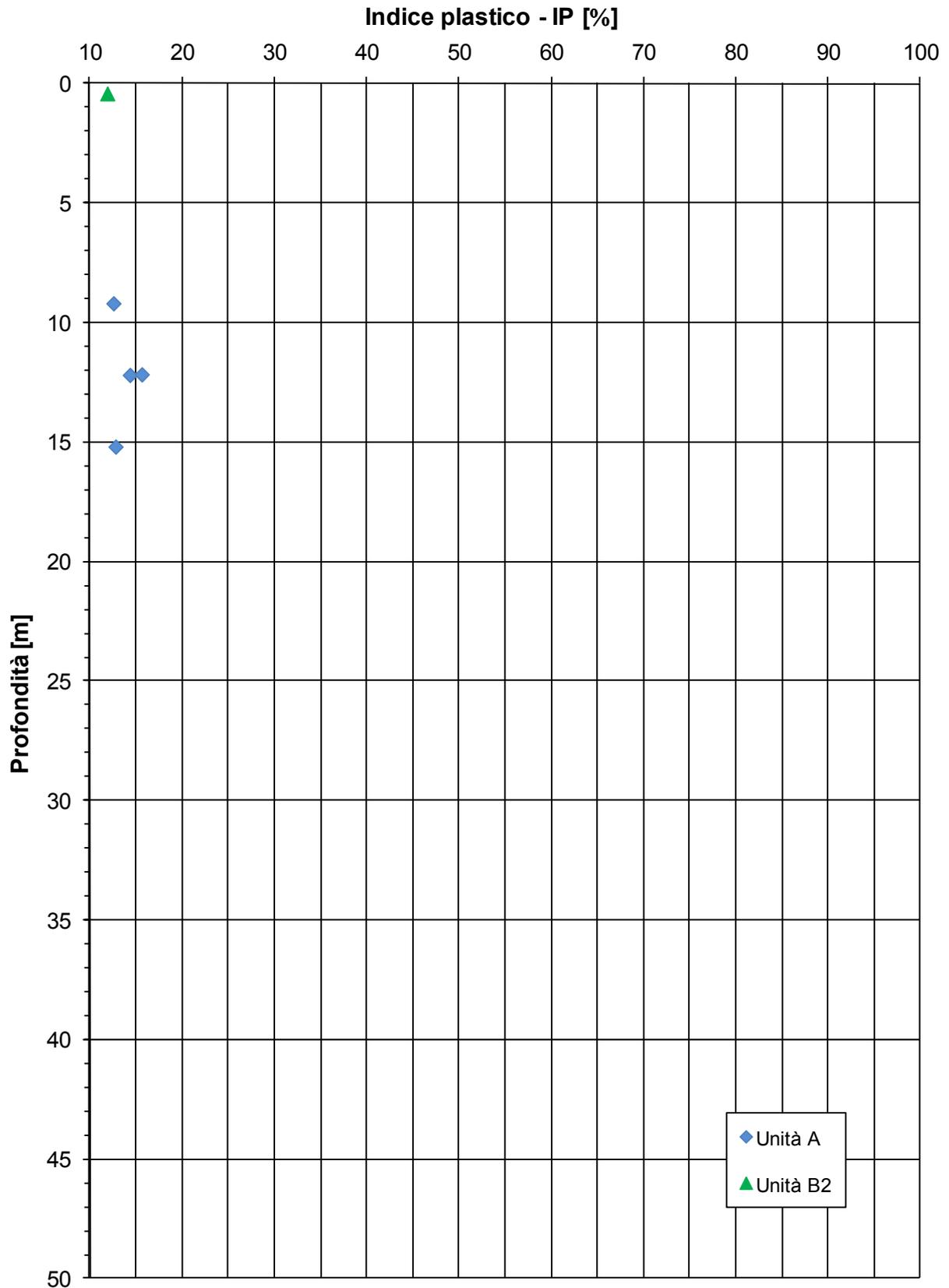


ZONA OMOGENEA 3

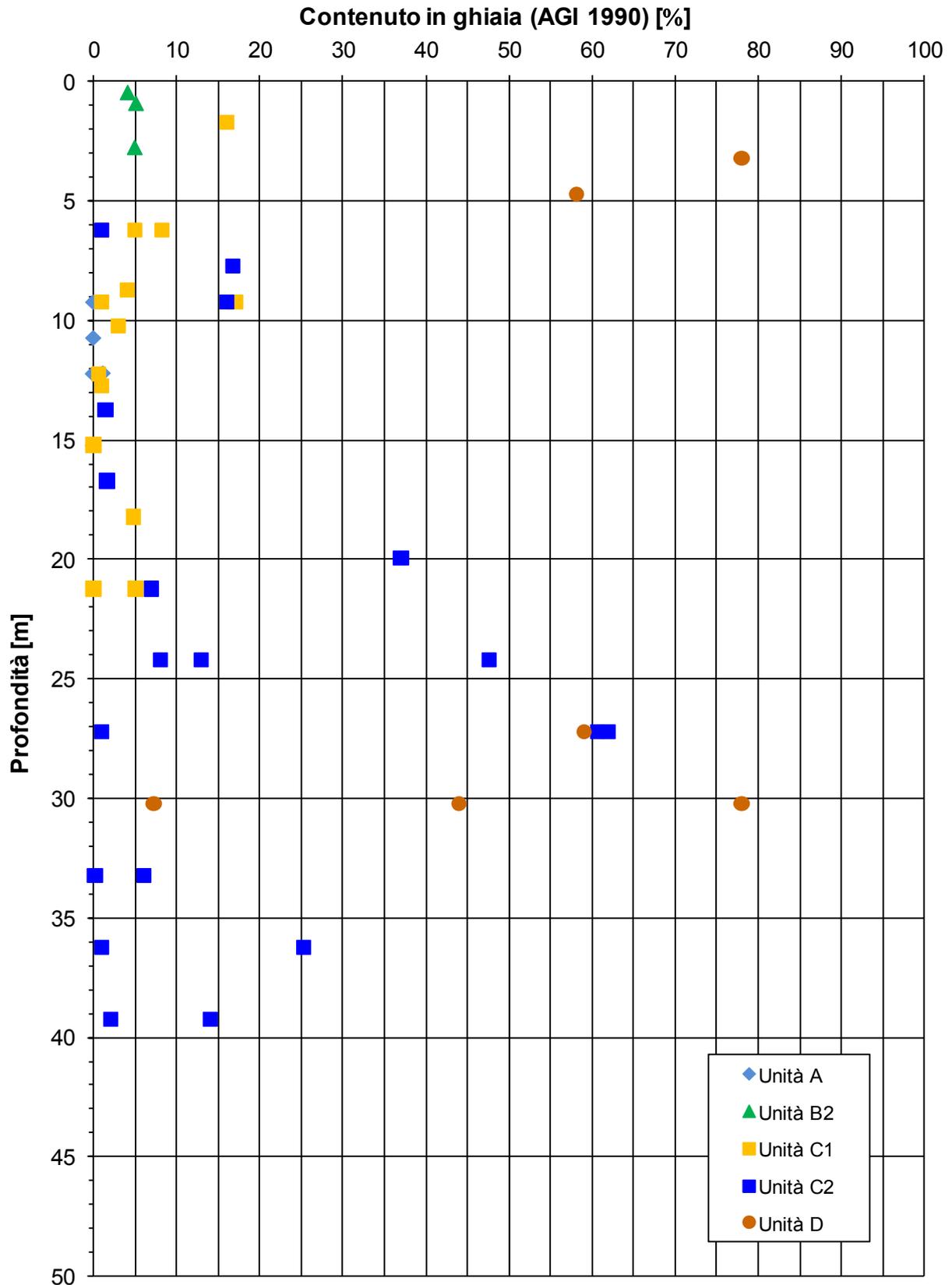
Limite plastico - LP [%]



ZONA OMOGENEA 3

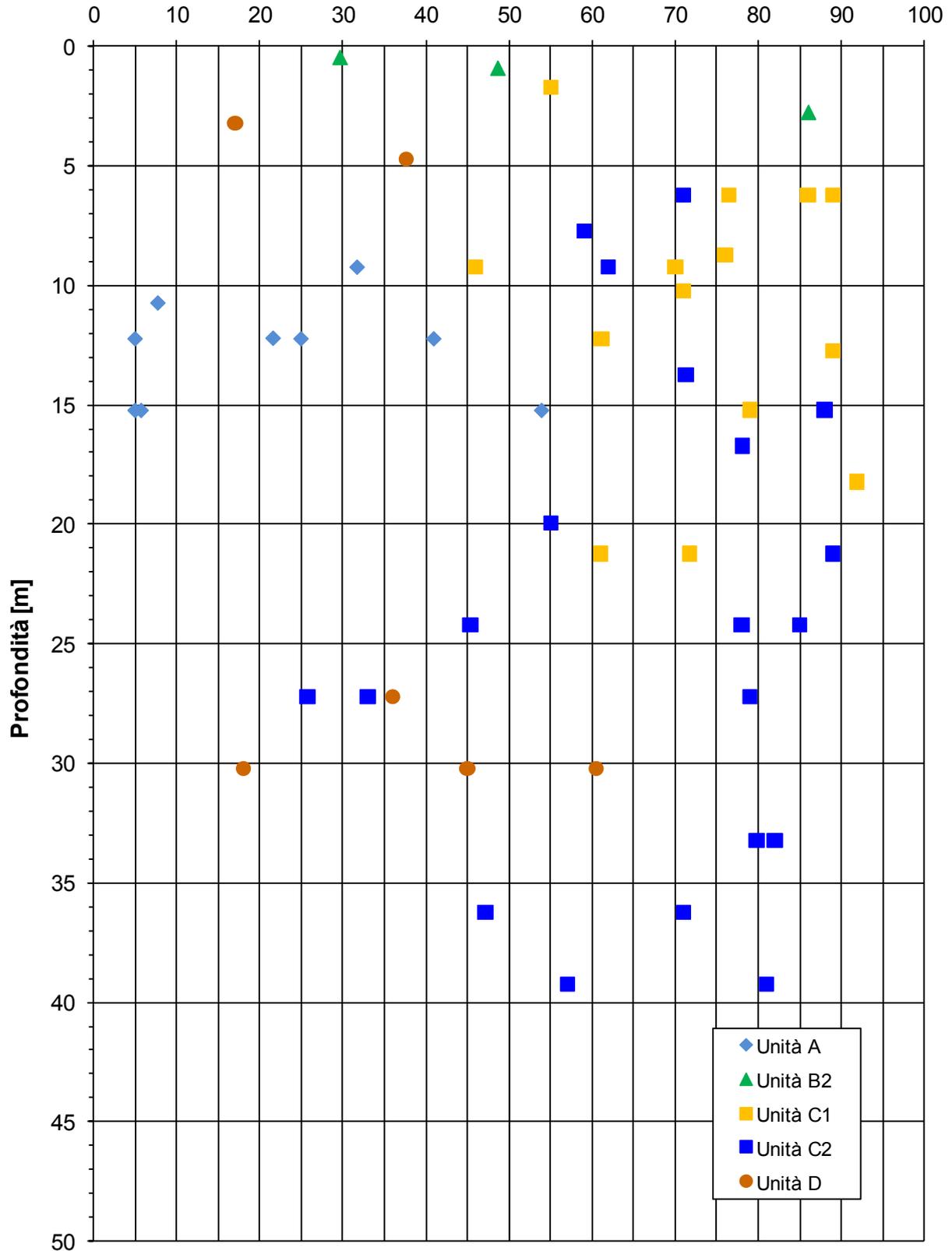


ZONA OMOGENEA 3



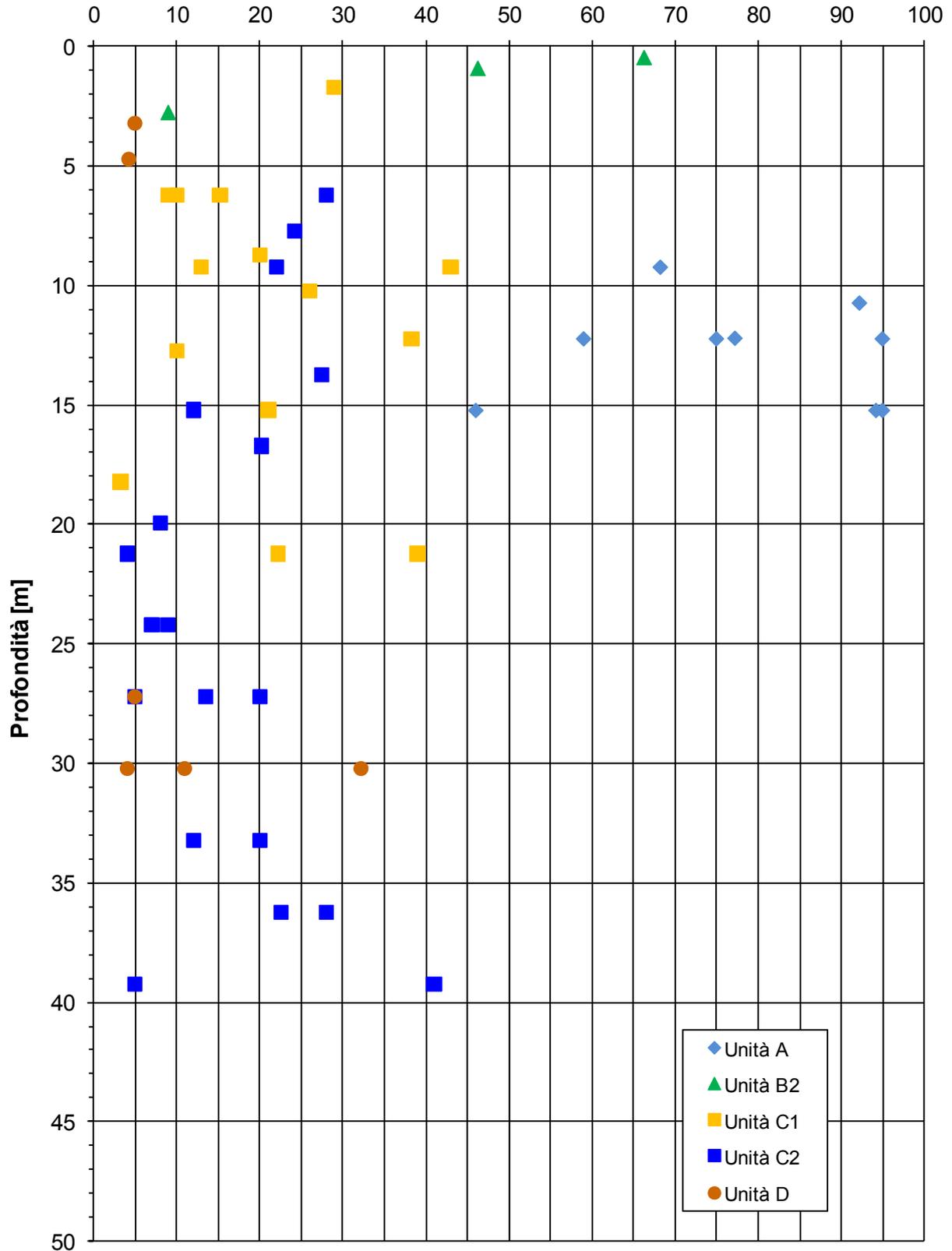
ZONA OMOGENEA 3

Contenuto in sabbia (AGI 1990) [%]

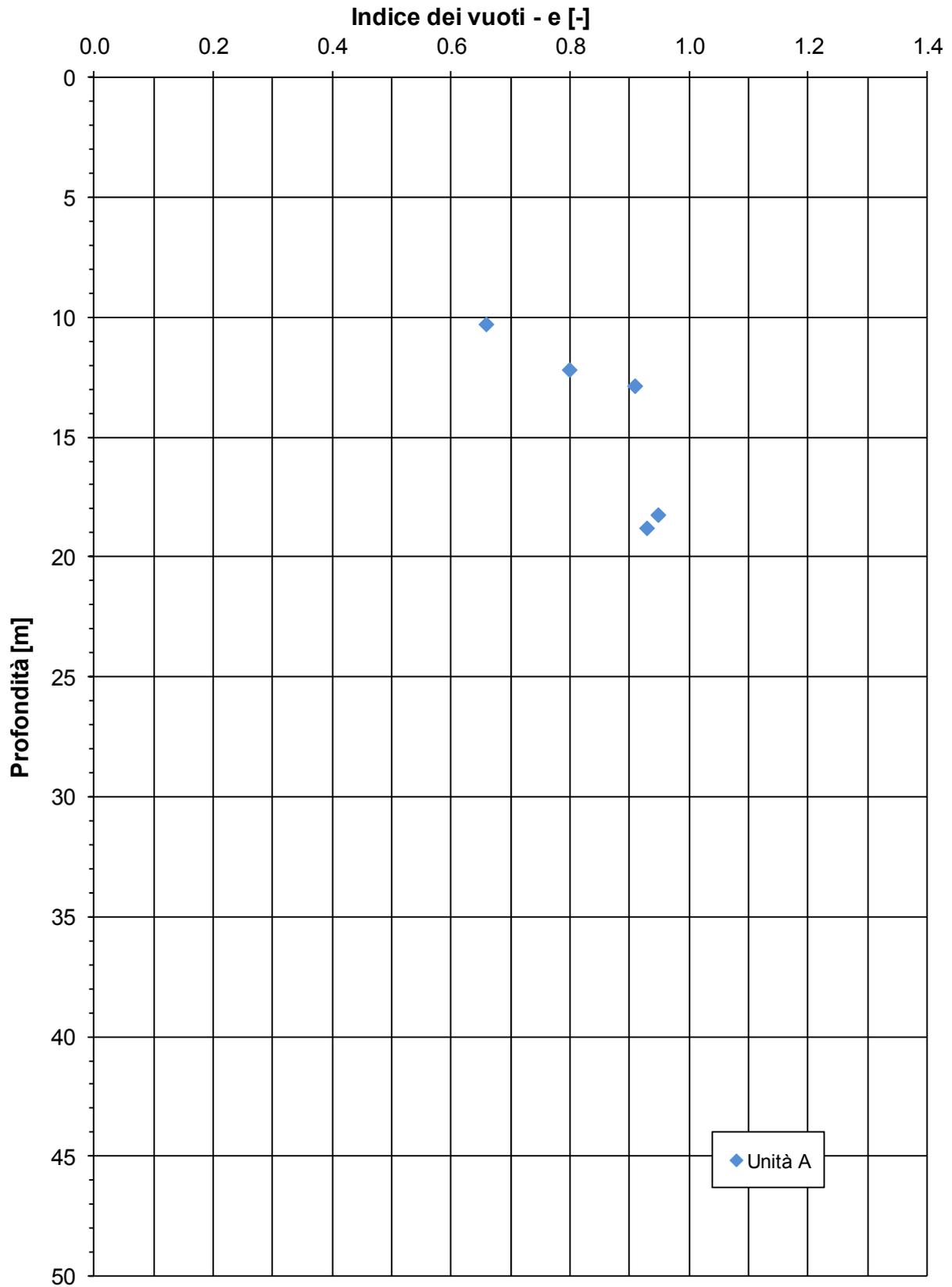


ZONA OMOGENEA 3

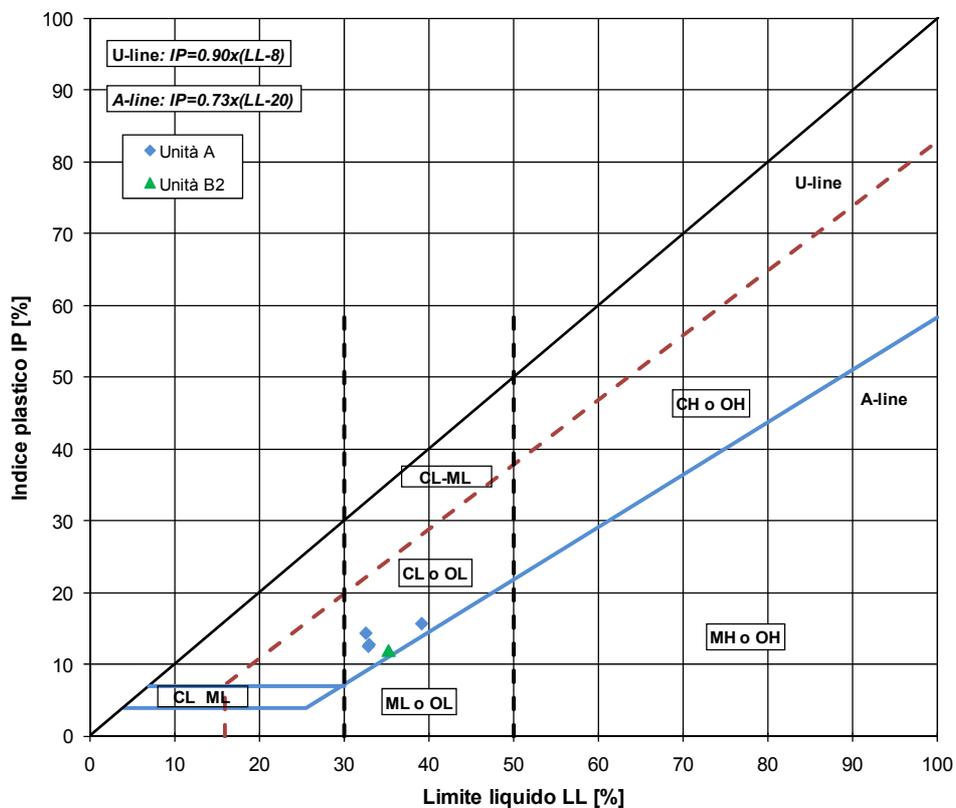
Contenuto in limo e argilla (AGI 1990) [%]



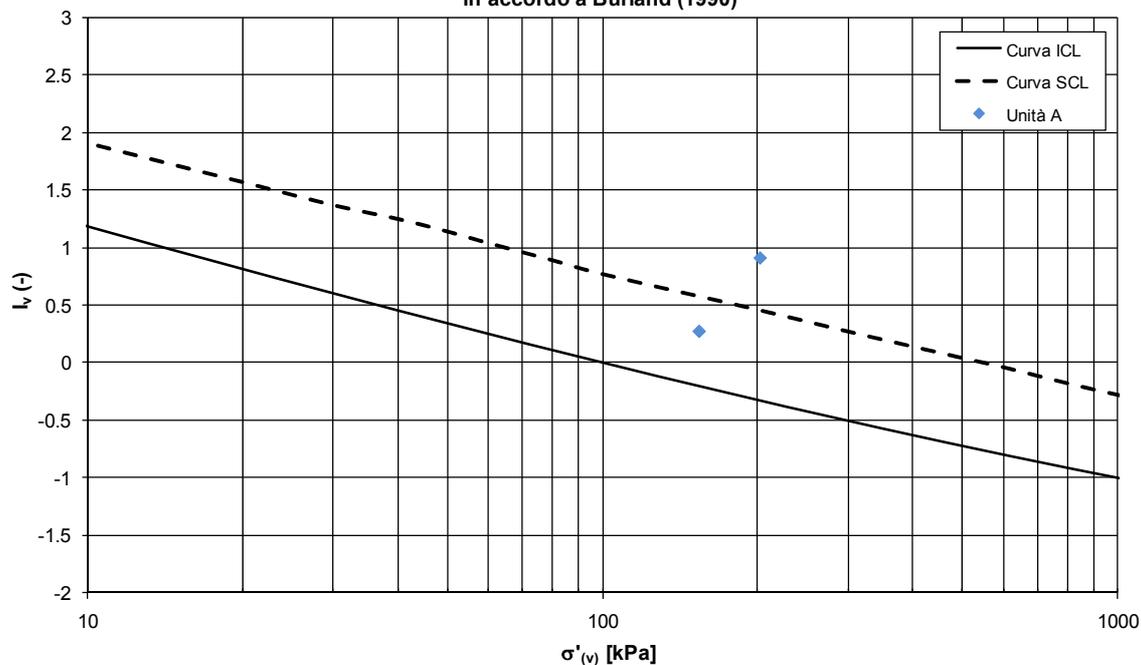
ZONA OMOGENEA 3



ZONA OMOGENEA 3
Carta di plasticità Sistema Unificato USCS

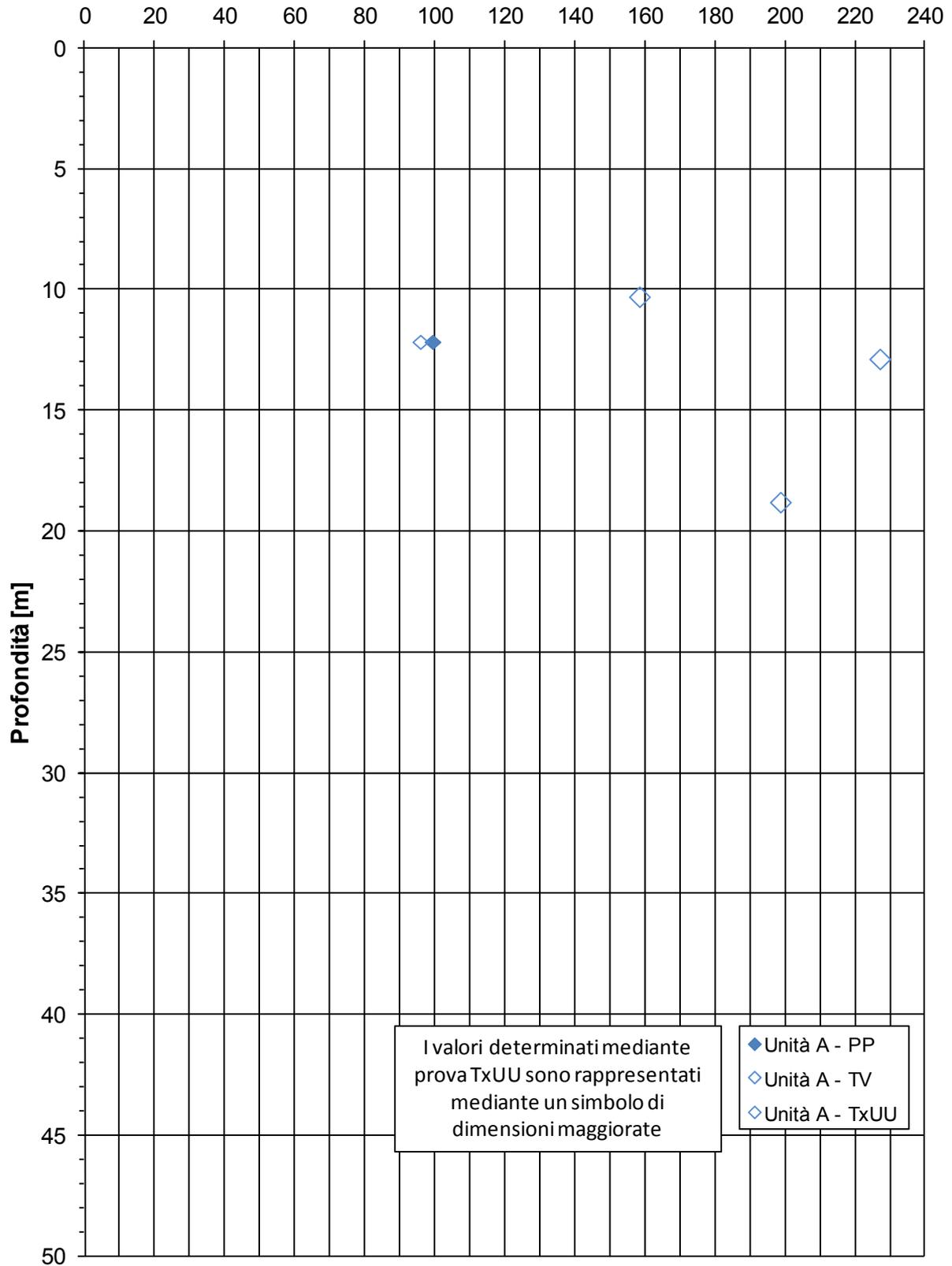


ZONA OMOGENEA 3
Linea di compressibilità intrinseca ed indice dei vuoti iniziale normalizzato
in accordo a Burland (1990)



ZONA OMOGENEA 3 - Indagini in laboratorio

Coesione non drenata - C_u [kPa]

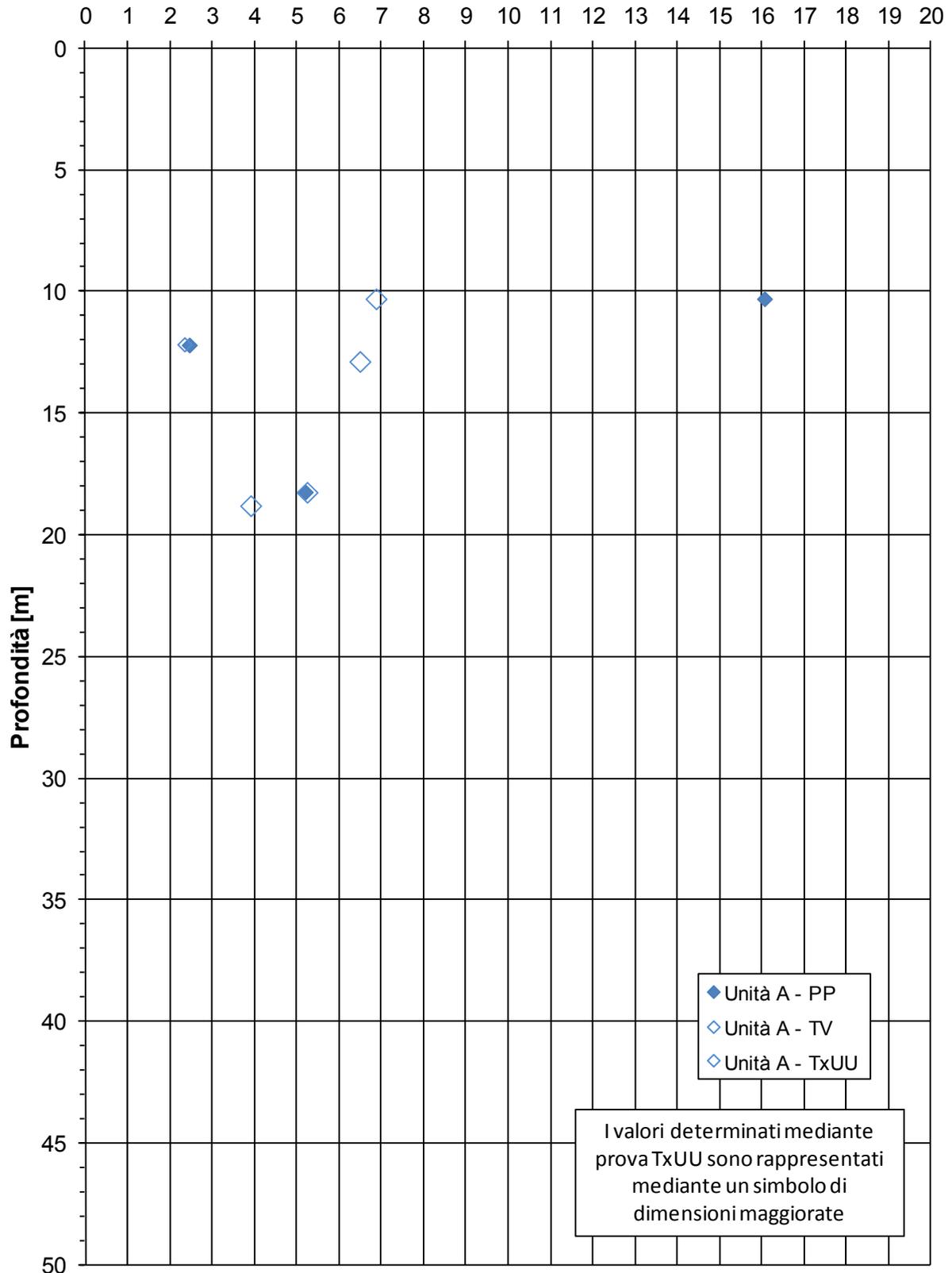


I valori determinati mediante prova TxUU sono rappresentati mediante un simbolo di dimensioni maggiorate

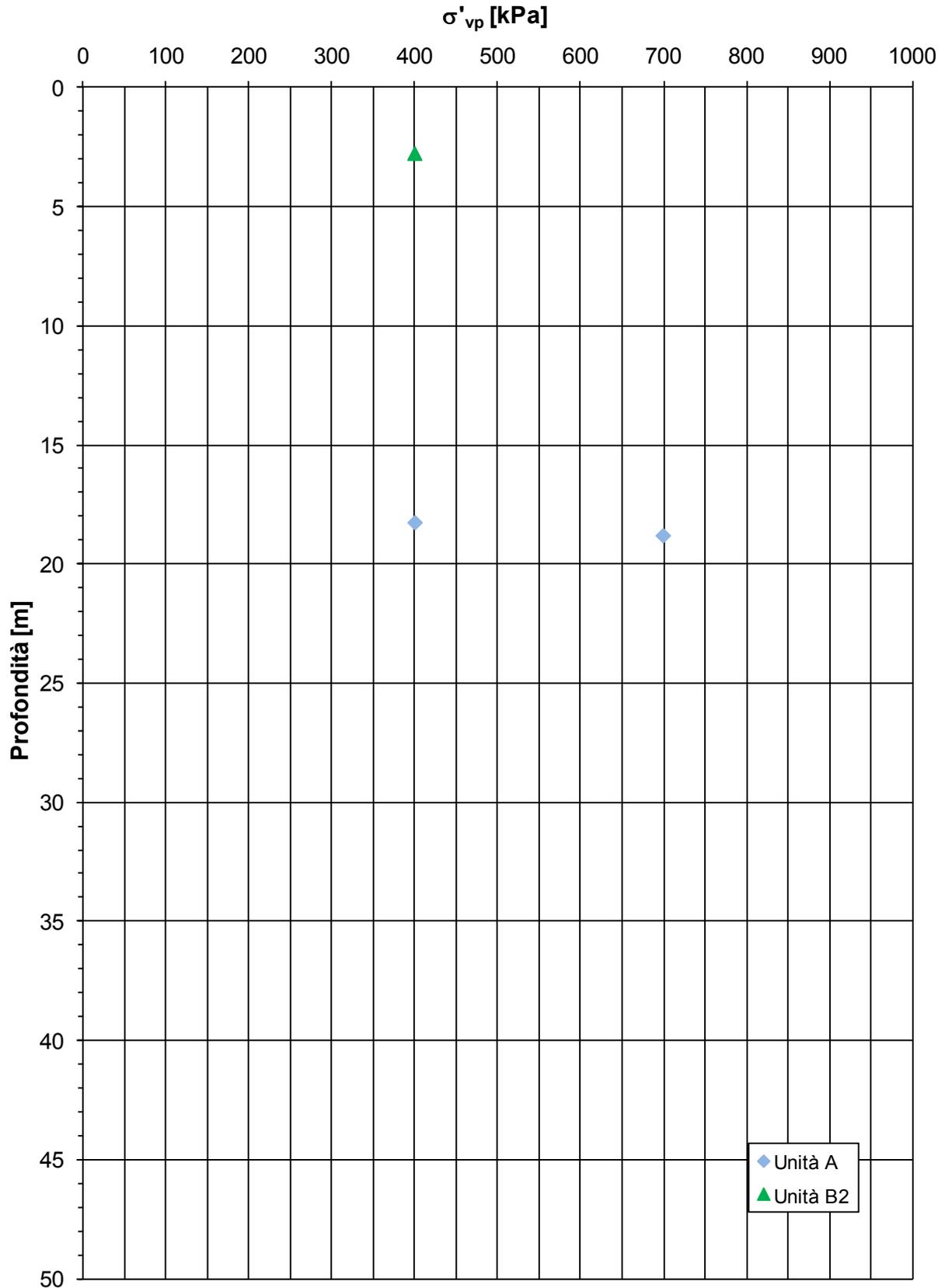
- ◆ Unità A - PP
- ◇ Unità A - TV
- ◇ Unità A - TxUU

ZONA OMOGENEA 3 - Indagini in laboratorio

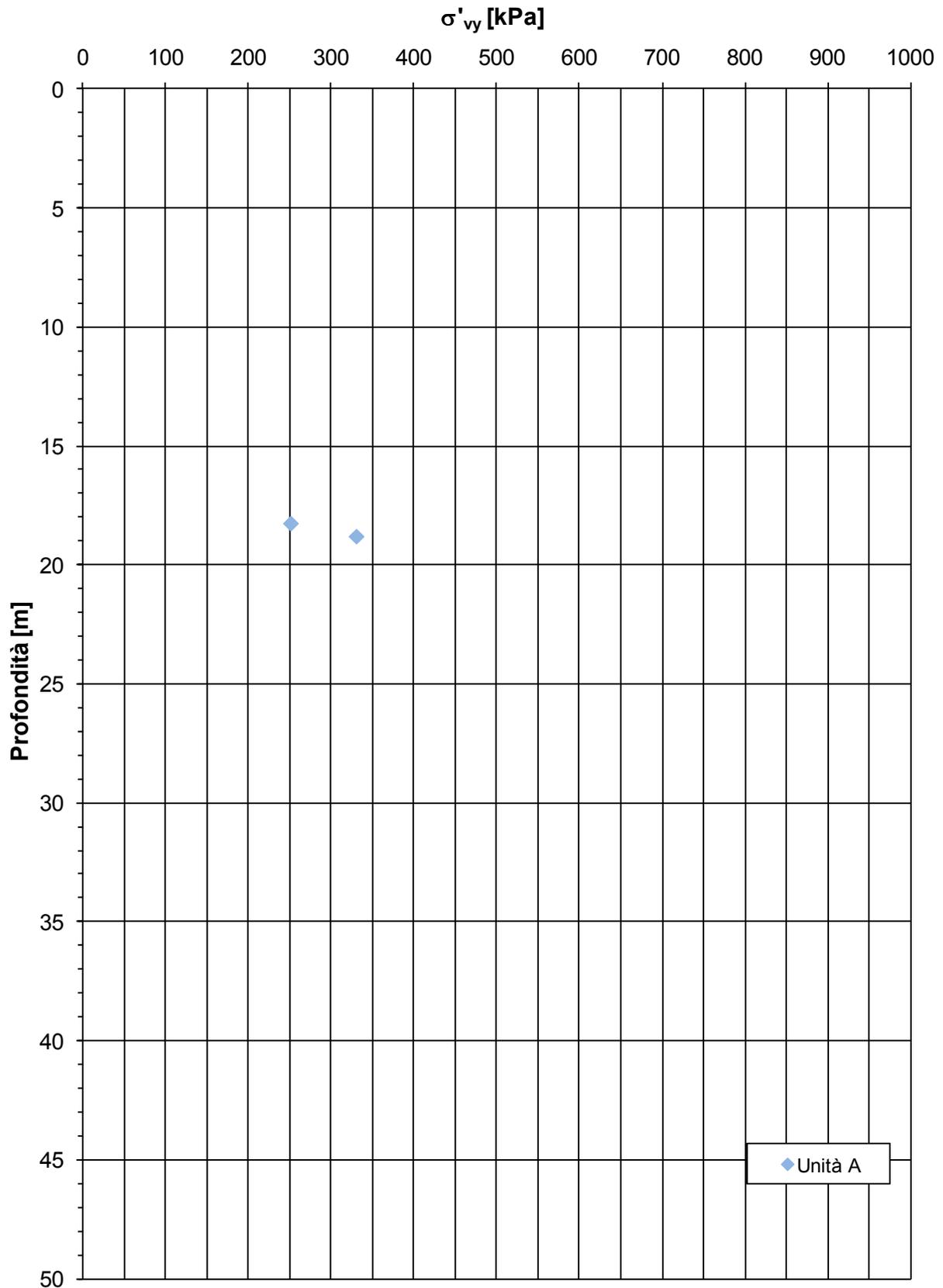
Grado di sovraconsolidazione - OCR [-]



ZONA OMOGENEA 3 - Indagini laboratorio (Edometriche)

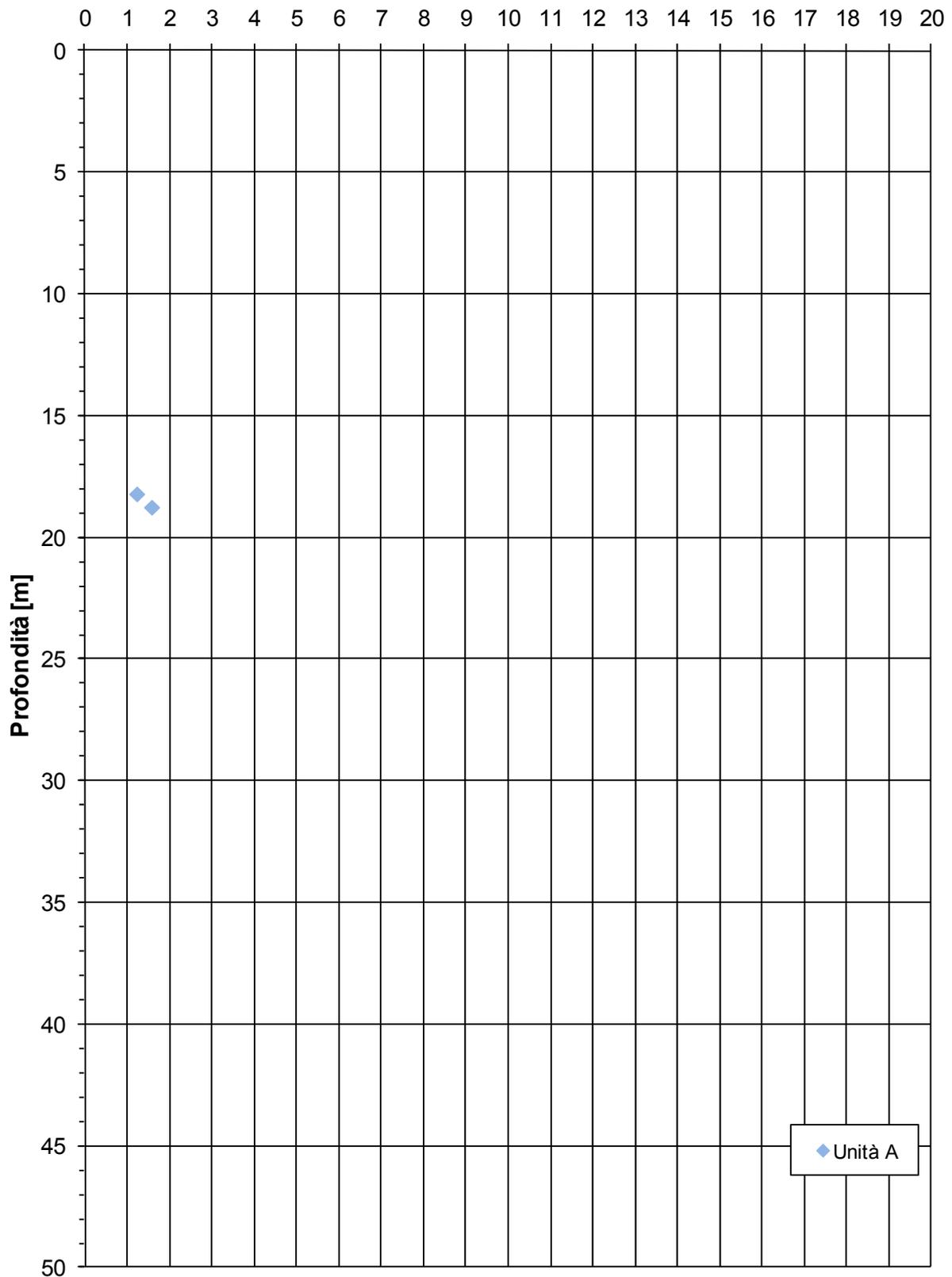


ZONA OMOGENEA 3 - Indagini laboratorio (Edometriche)

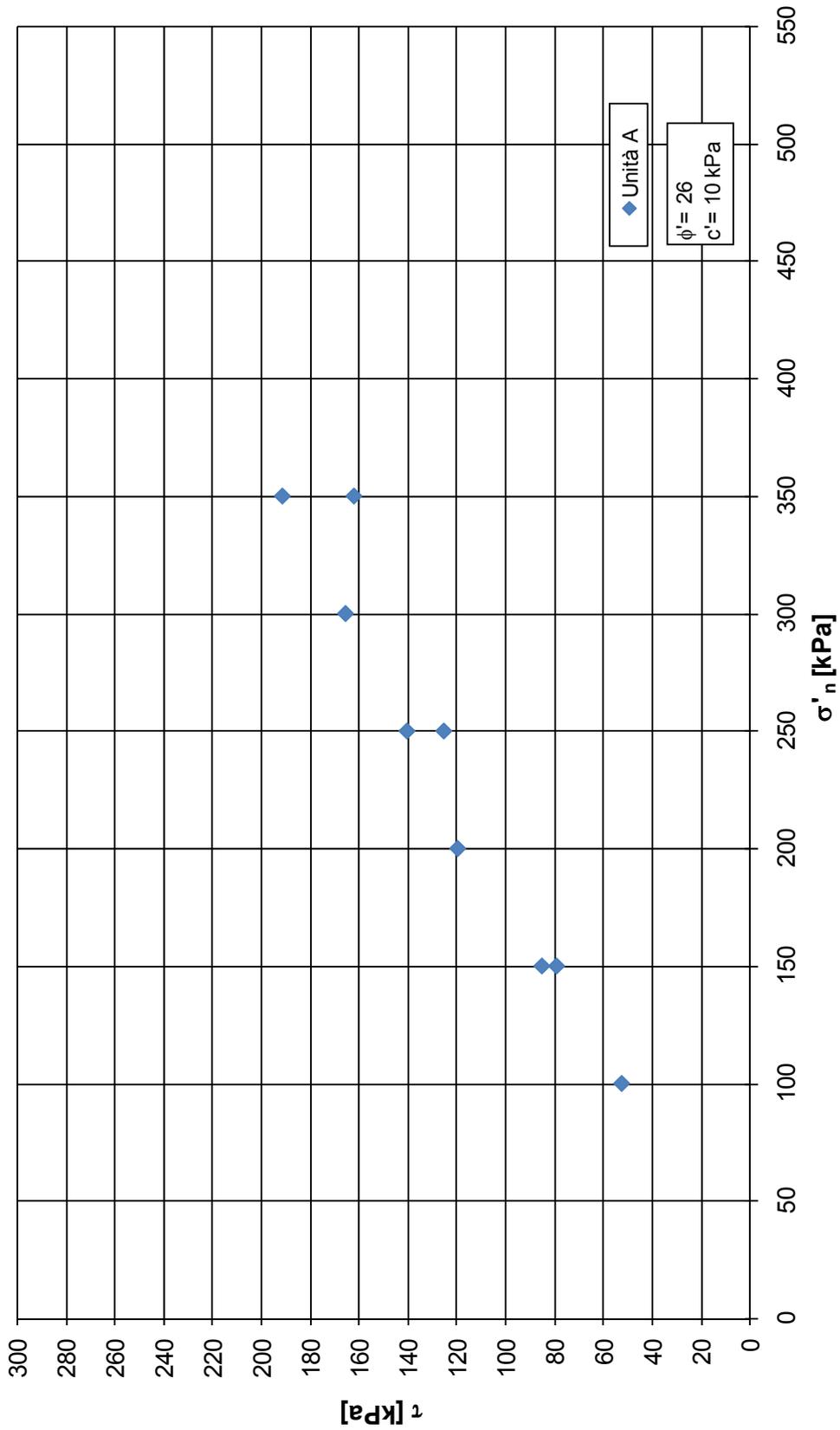


ZONA OMOGENEA 3 - Indagini laboratorio (Edometriche)

Grado di sovraconsolidazione - OCR* [-]

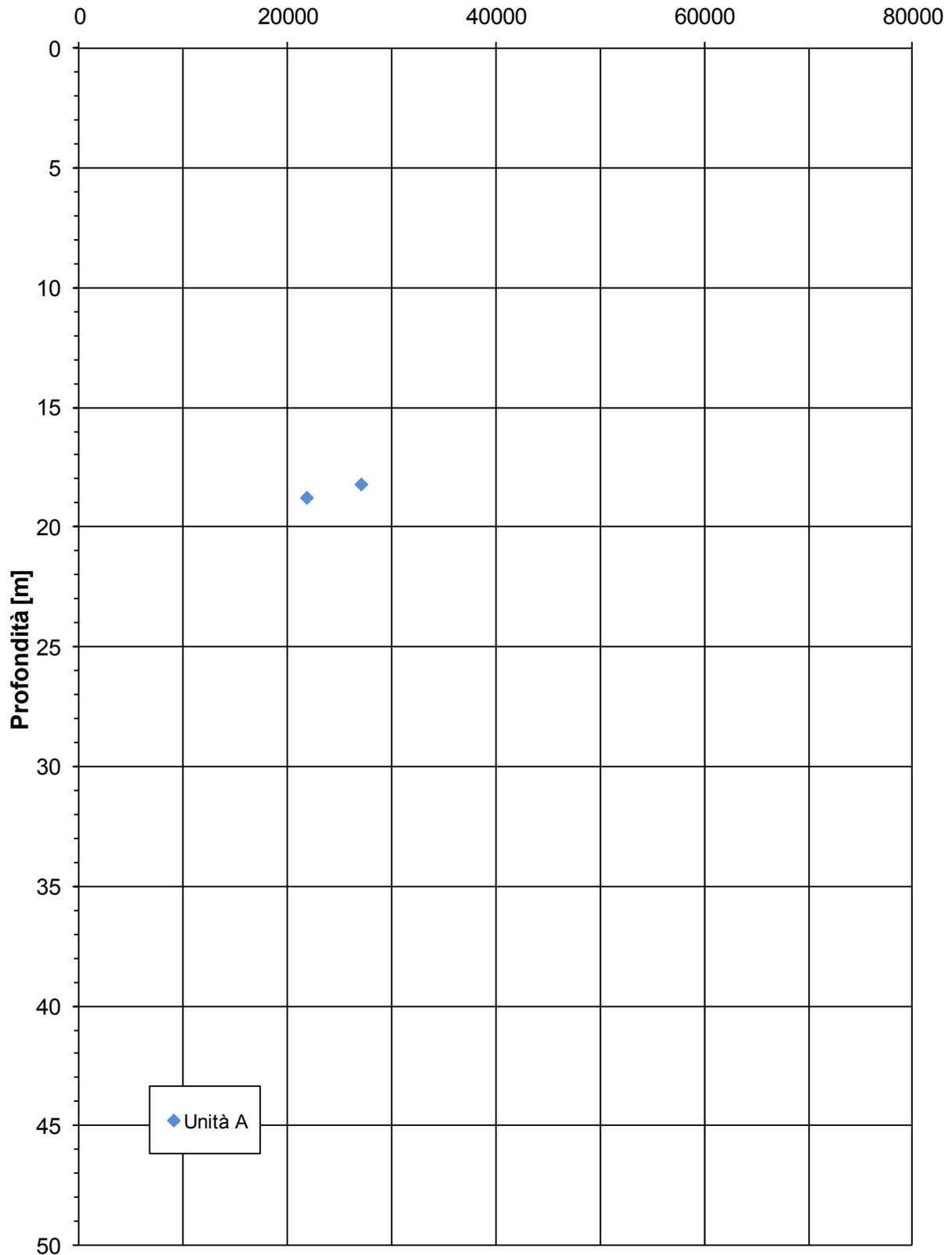


ZONA OMOGENEA 3 - Indagini laboratorio (TD)



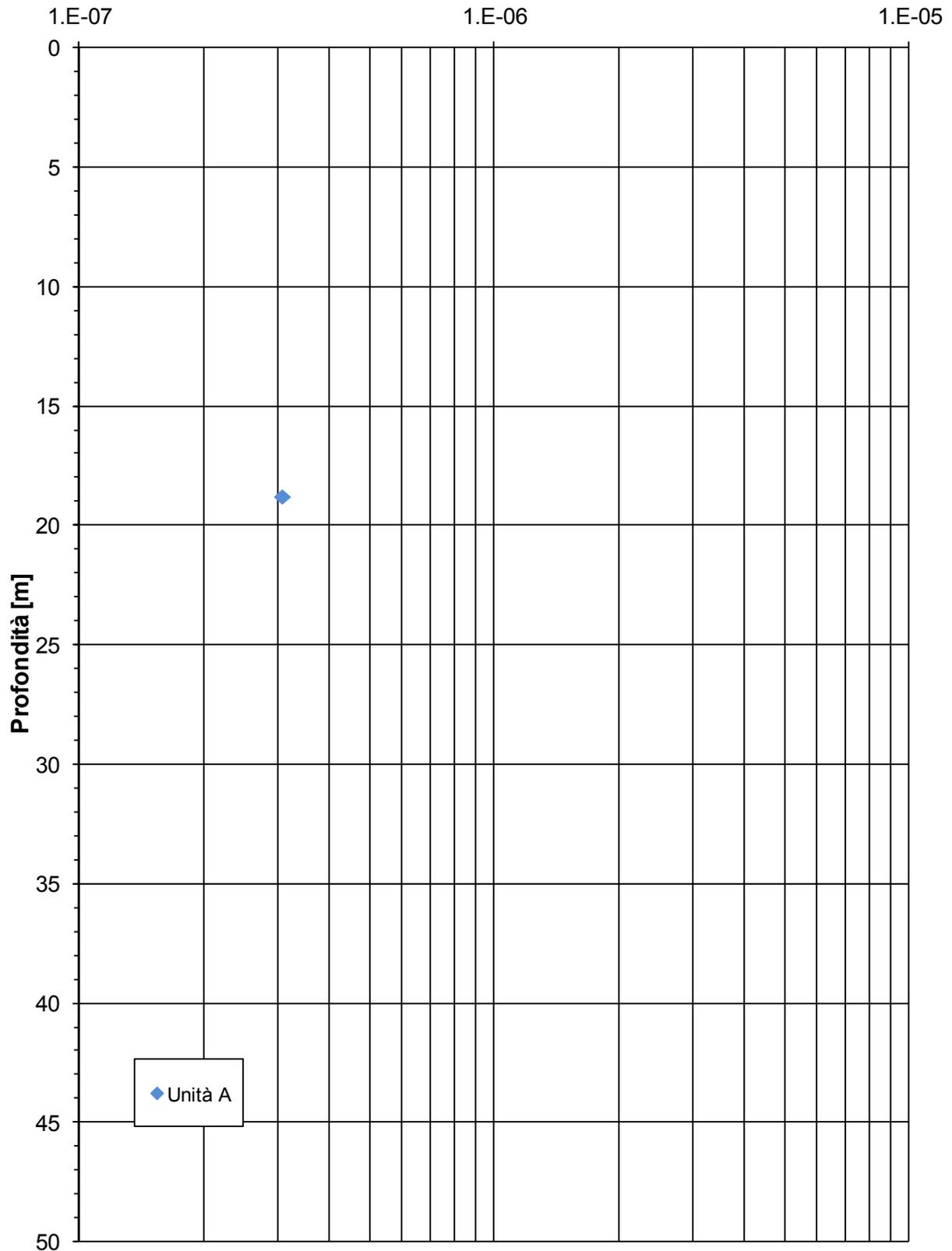
ZONA OMOGENEA 3 - Indagini laboratorio (Edometriche)

Modulo edometrico - M [kPa]



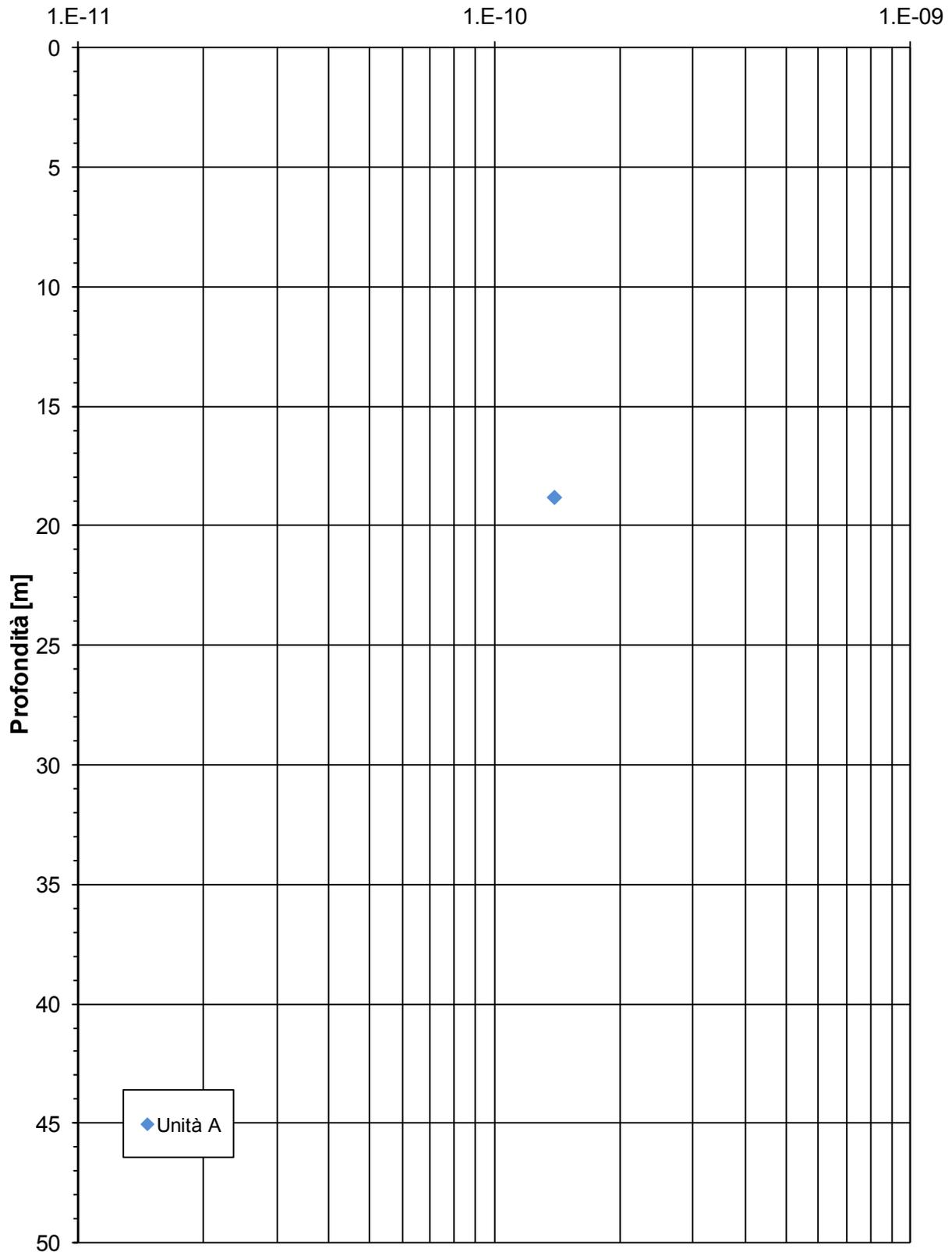
ZONA OMOGENEA 3 - Indagini laboratorio (Edometriche)

Coefficiente di consolidazione primaria - c_v [m²/s]



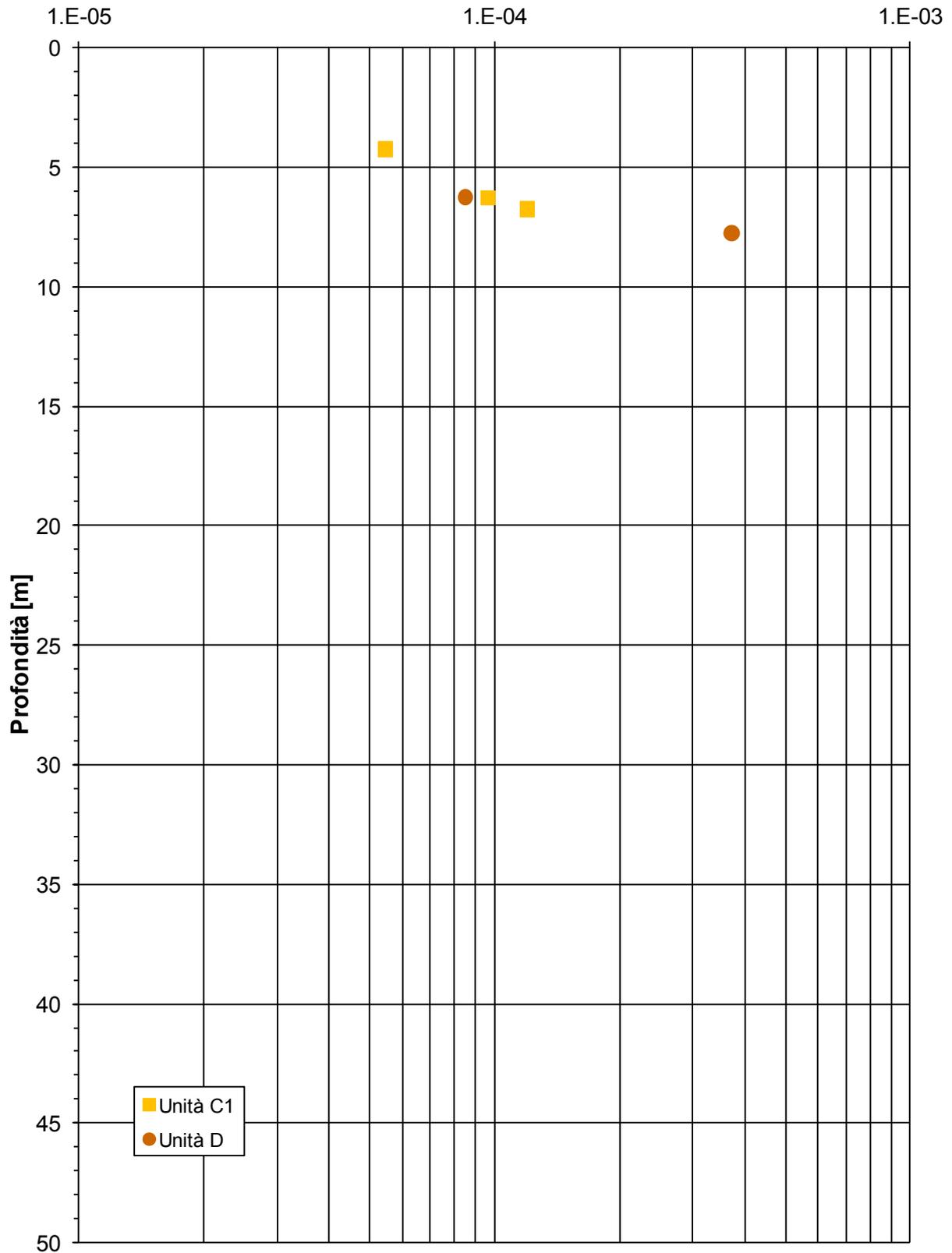
ZONA OMOGENEA 3 - Indagini laboratorio (Edometriche)

Coefficiente di permeabilità da correlazioni empiriche - k [m/s]

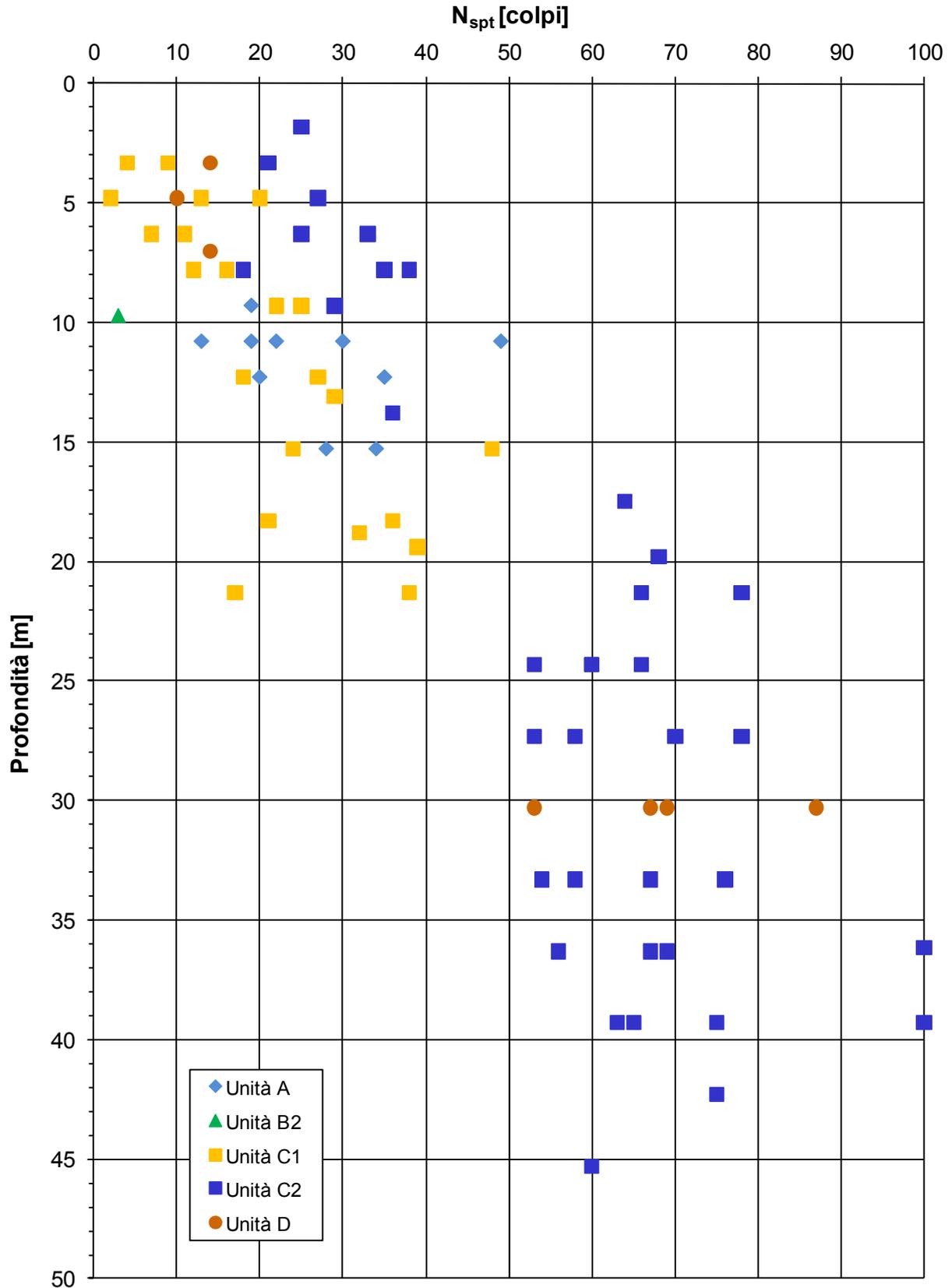


ZONA OMOGENEA 3 - Indagini in sito (Prove Lefranc)

Coefficiente di permeabilità - k [m/s]

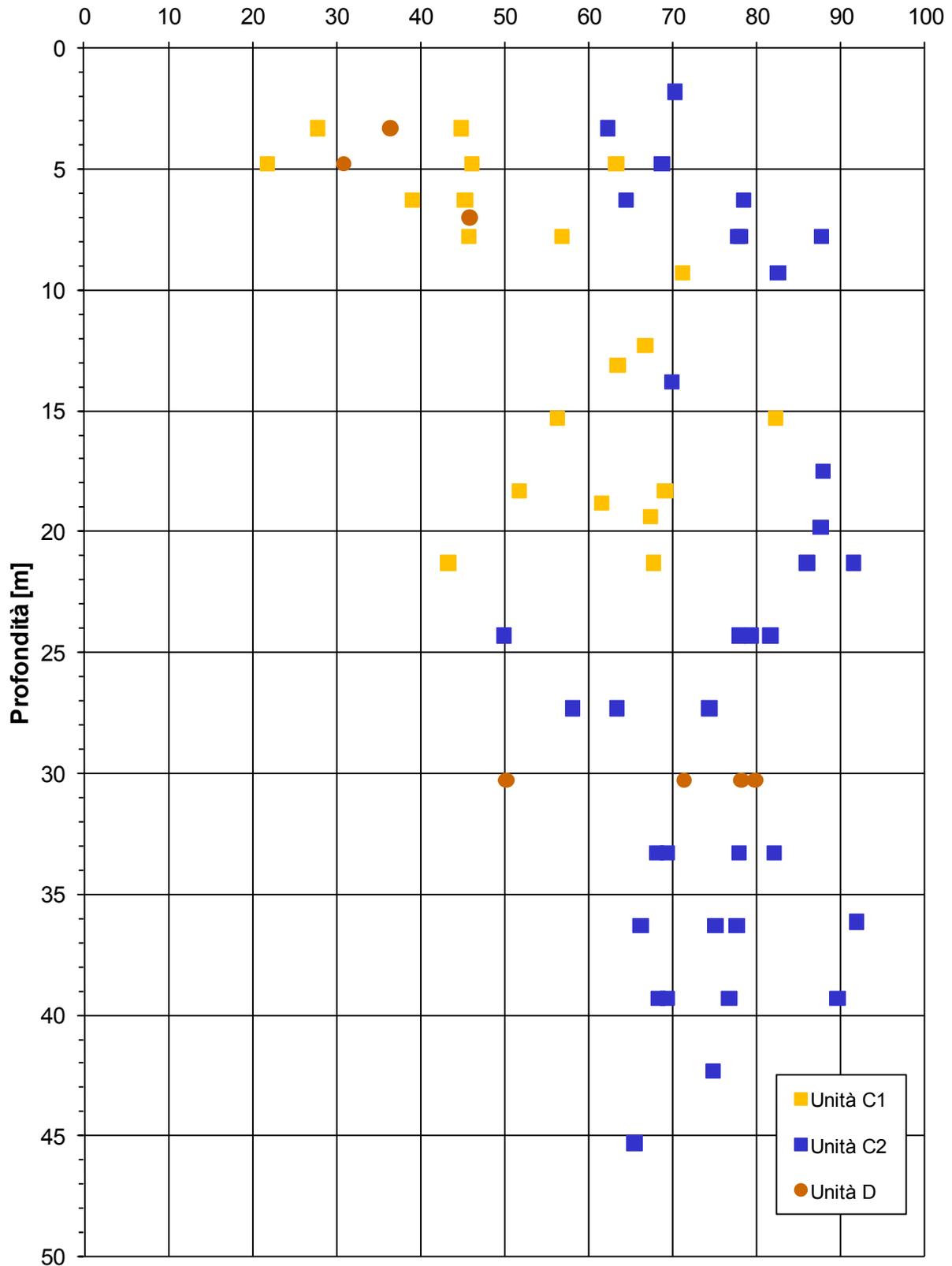


ZONA OMOGENEA 3 - Indagini in sito (SPT)

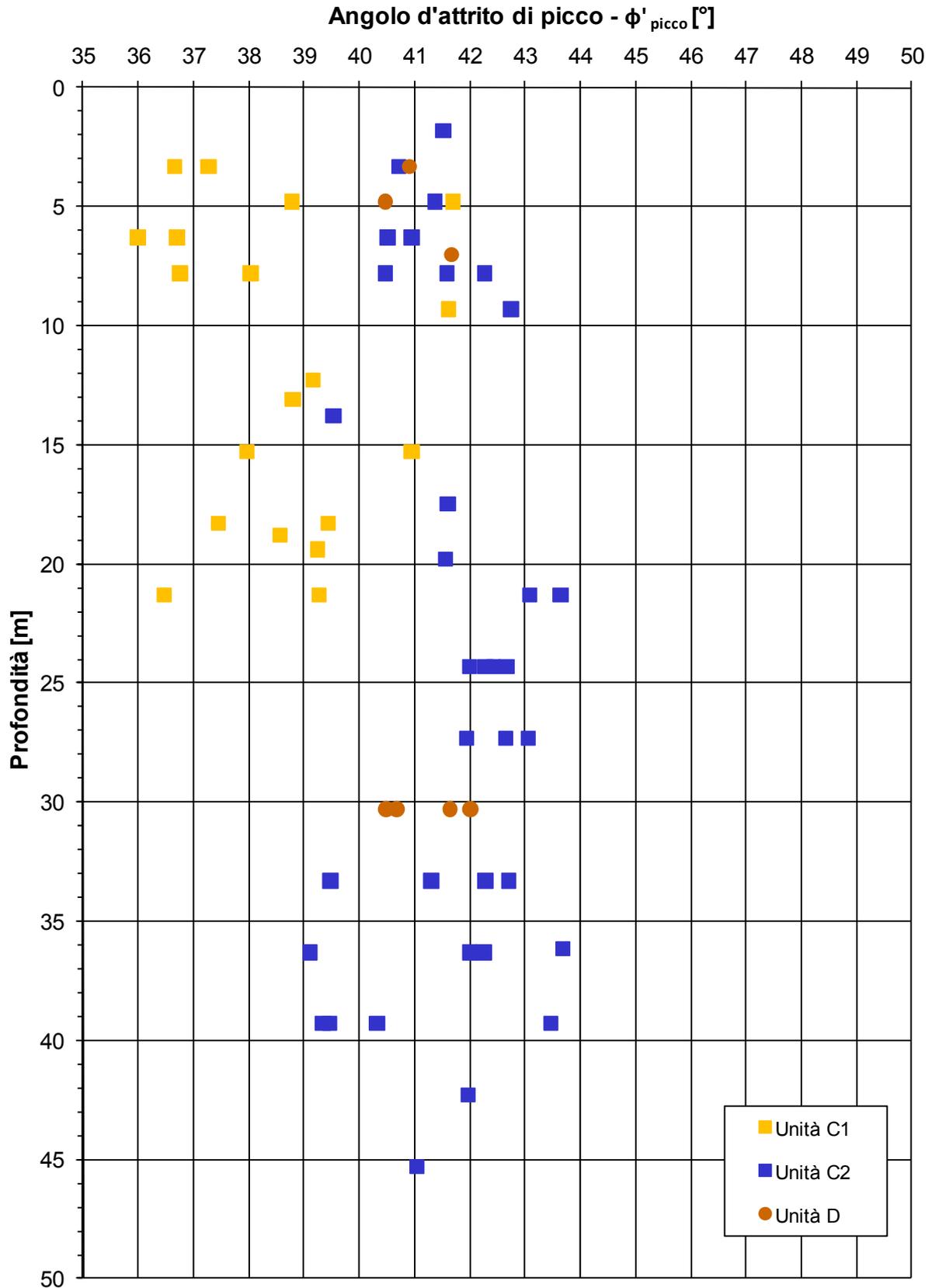


ZONA OMOGENEA 3 - Indagini in sito (SPT)

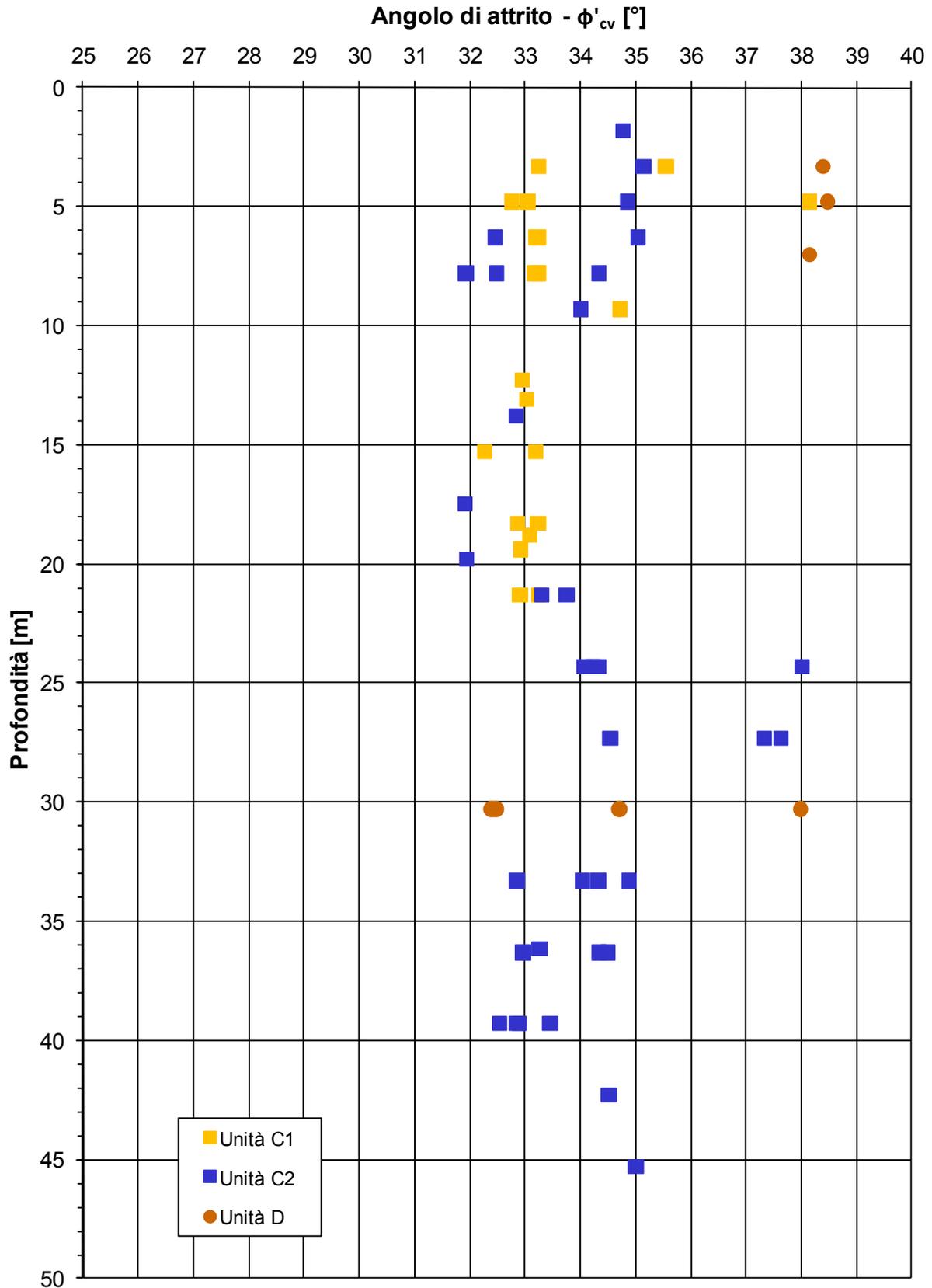
Densità relativa D_r [%]



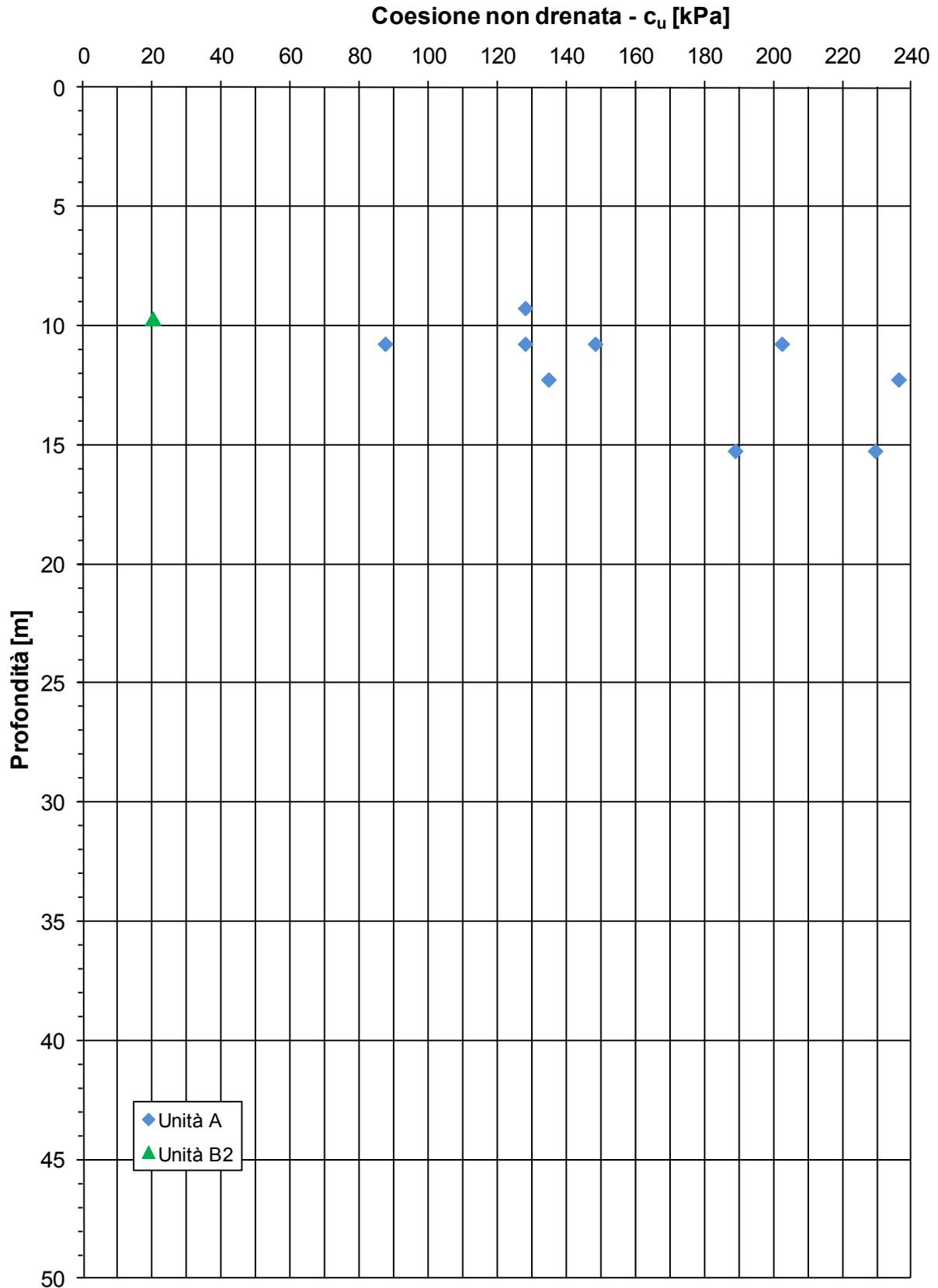
ZONA OMOGENEA 3 - Indagini in sito (SPT)



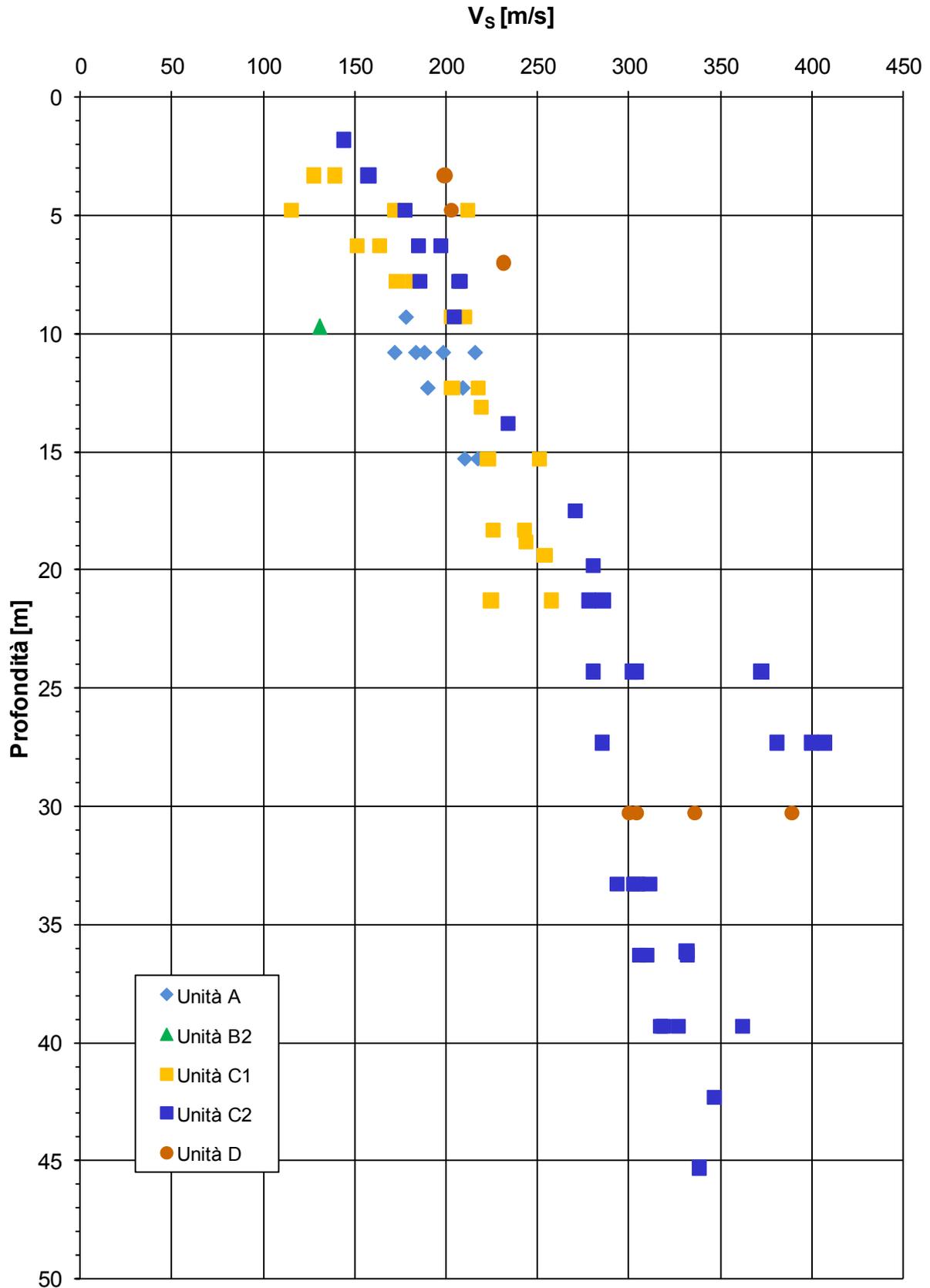
ZONA OMOGENEA 3 - Indagini in sito (SPT)



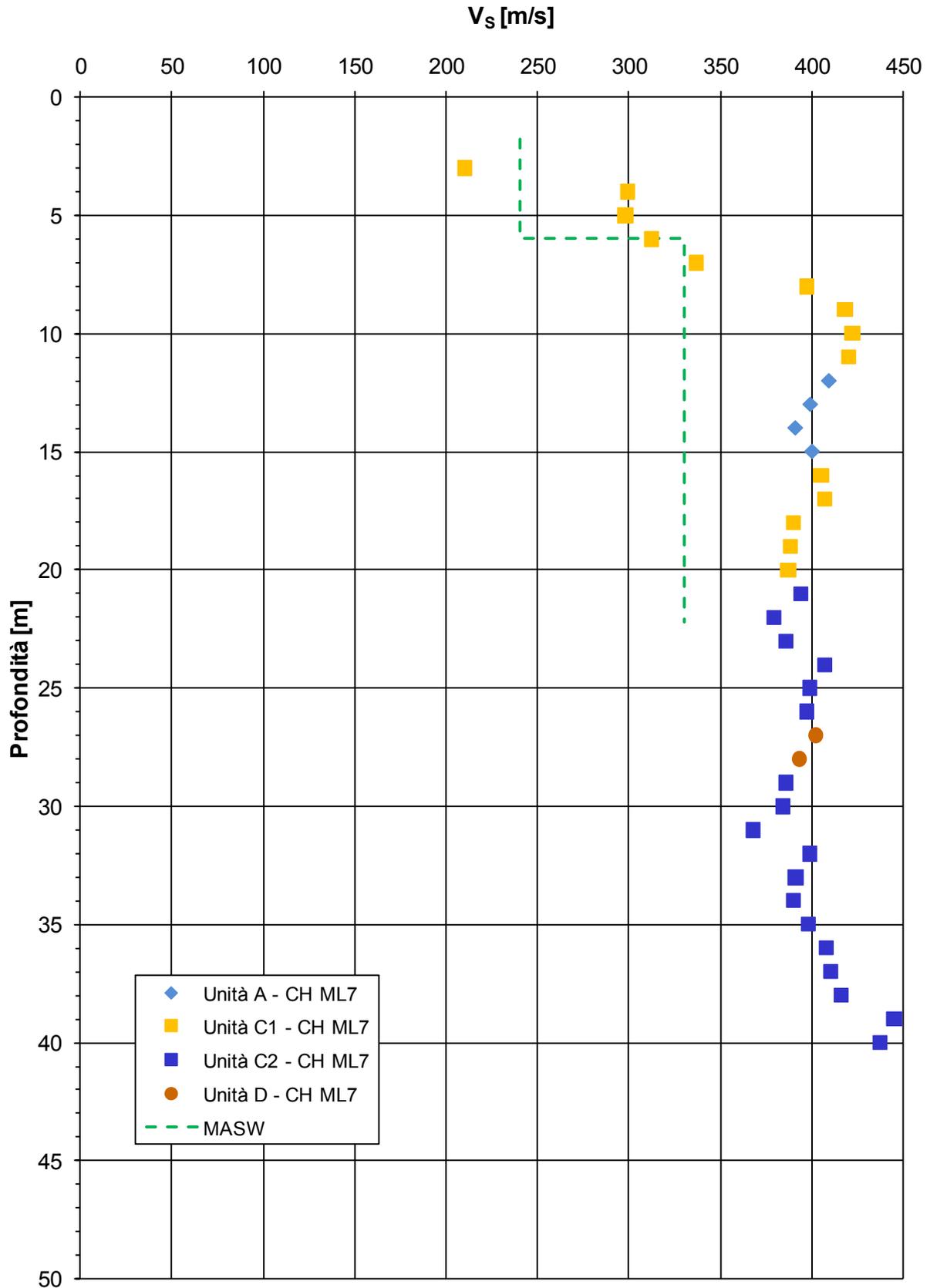
ZONA OMOGENEA 3 - Indagini in sito (SPT)



ZONA OMOGENEA 3 - Indagini in sito (SPT)

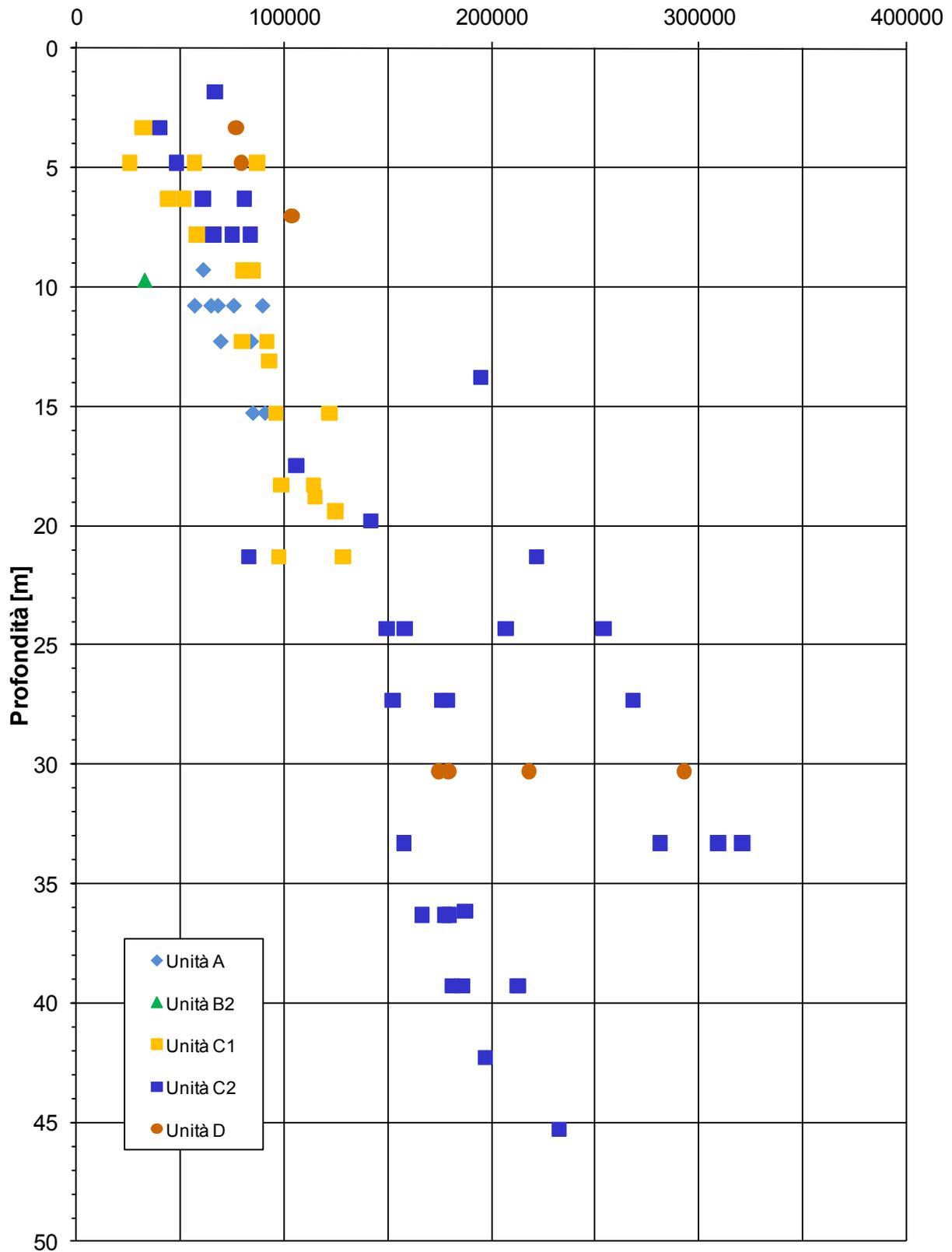


ZONA OMOGENEA 3 - Indagini in sito (CH-ML7 - MASW)



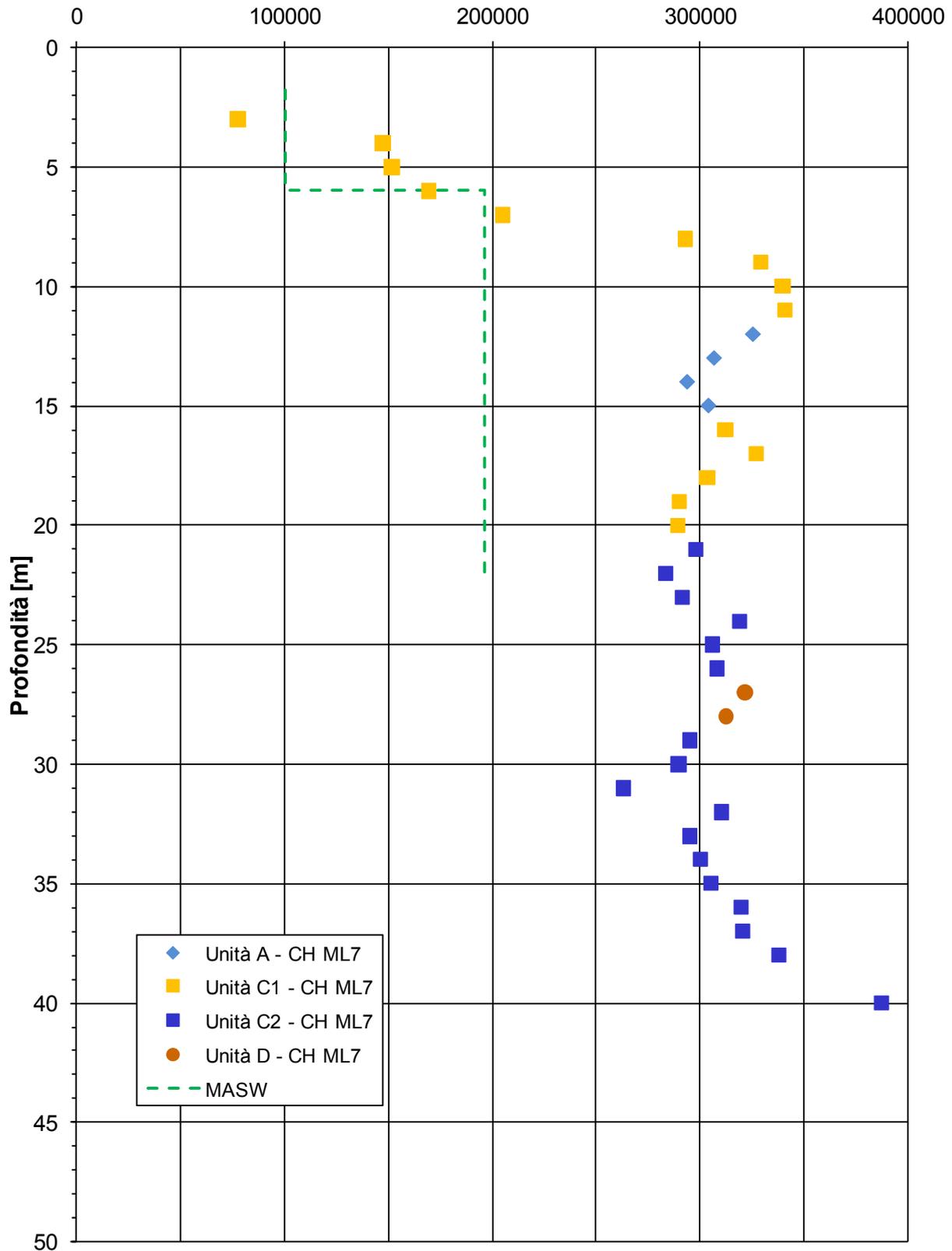
ZONA OMOGENEA 3 - Indagini in sito (SPT)

Modulo di taglio iniziale G_0 [kPa]

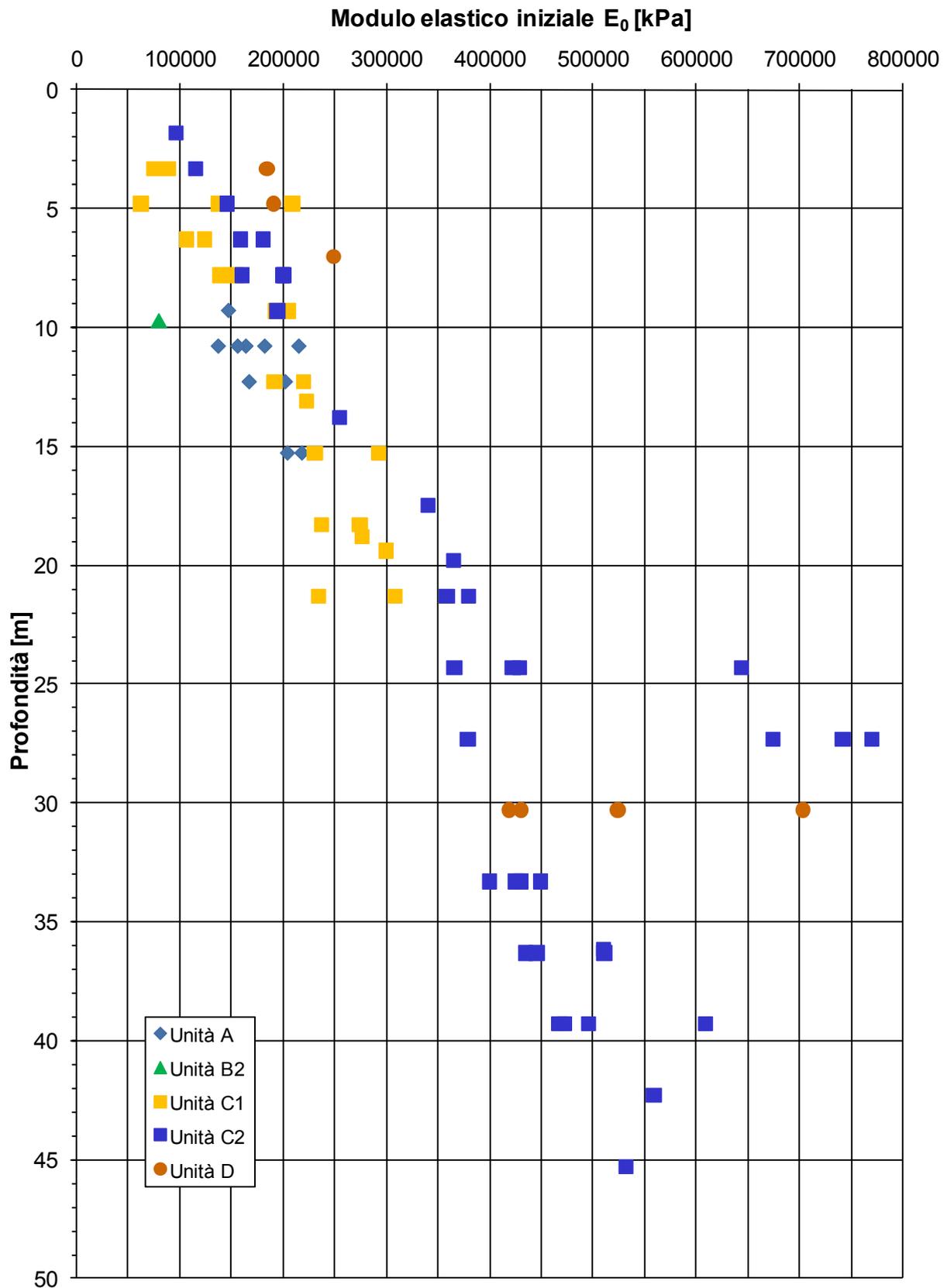


ZONA OMOGENEA 3 - Indagini in sito (CH-ML7 - MASW)

Modulo di taglio iniziale G_0 [kPa]



ZONA OMOGENEA 3 - Indagini in sito (SPT)

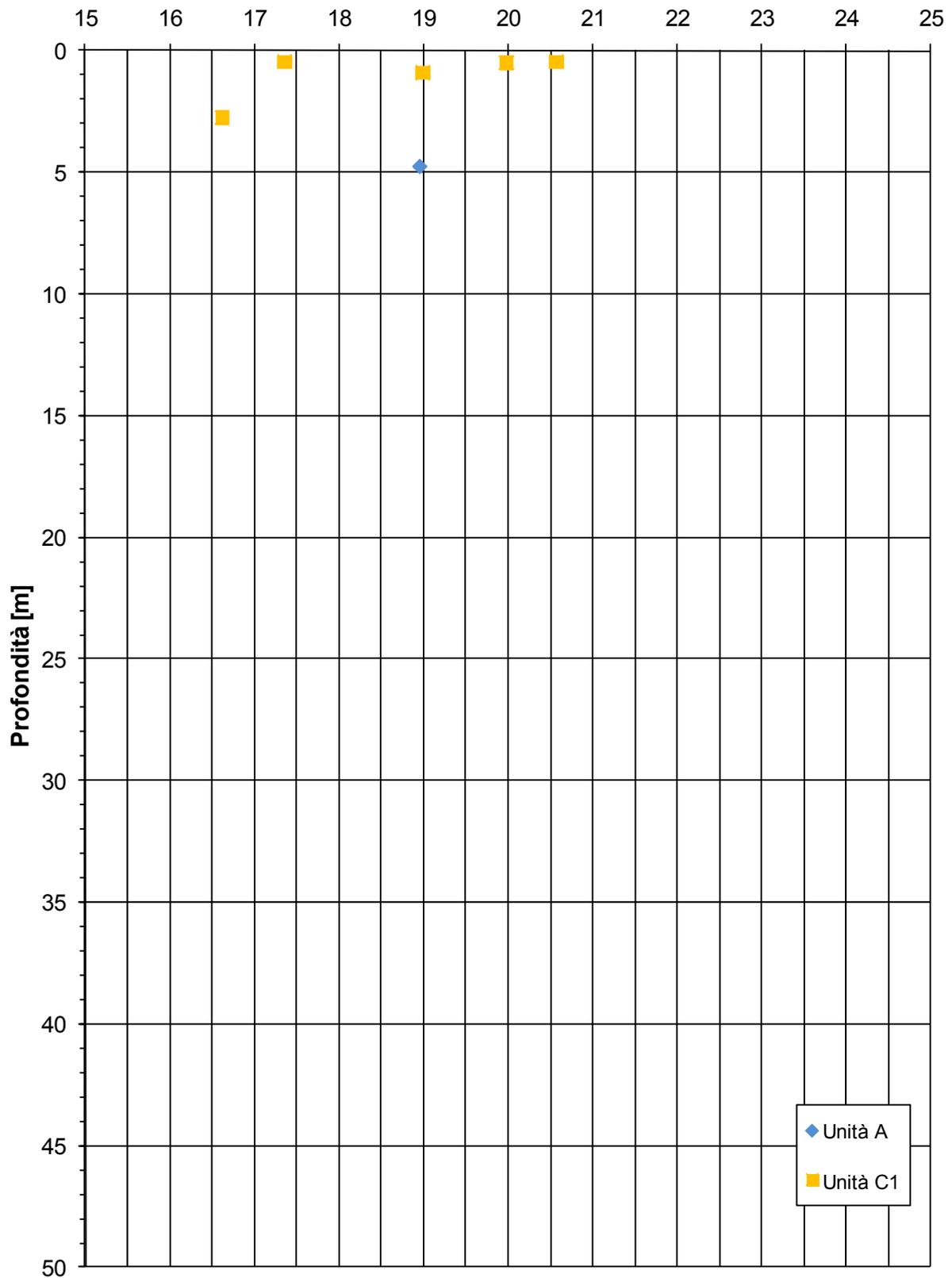


APPENDICE 4:

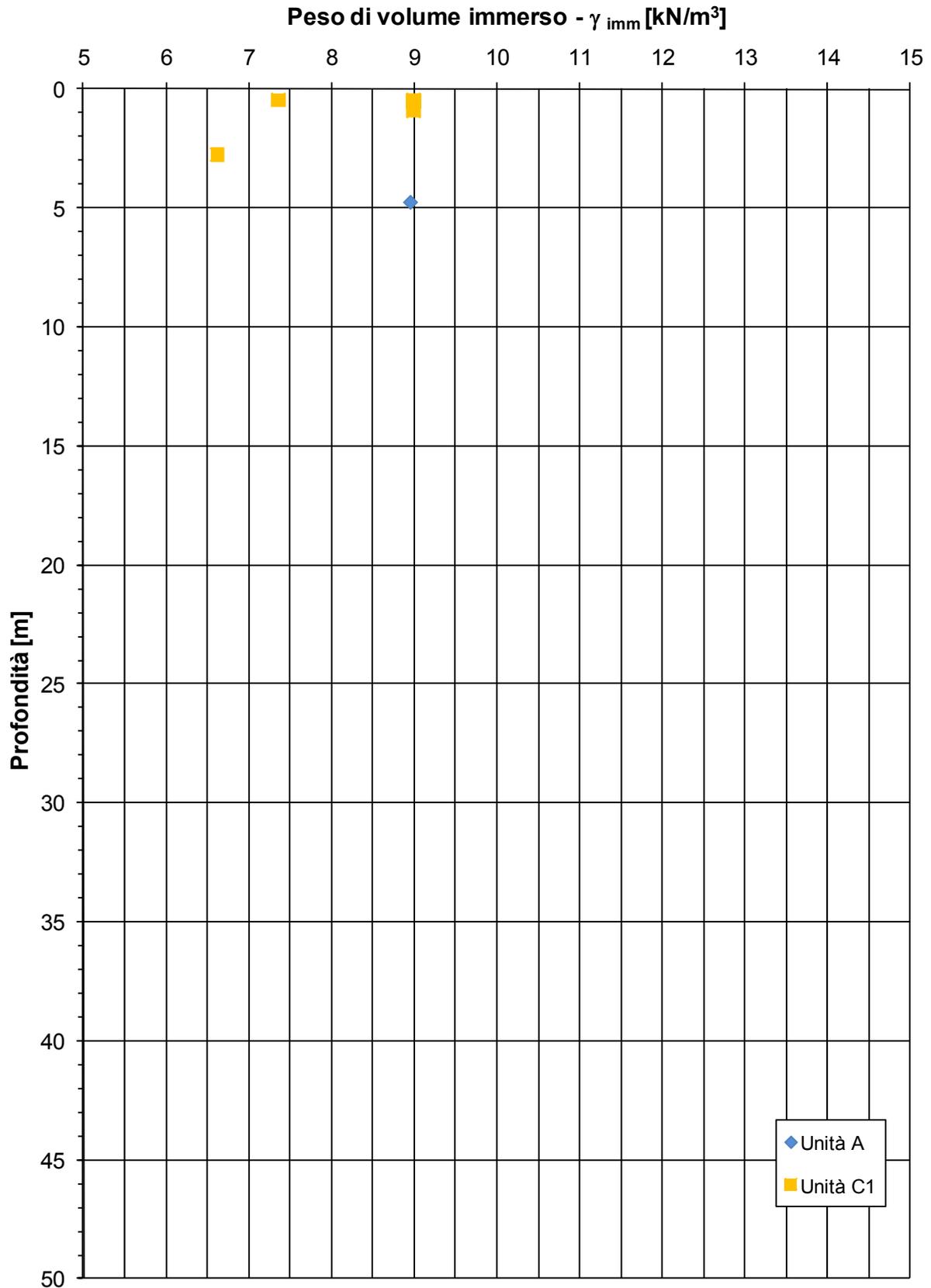
ZONA OMOGENEA 4 – Caratteristiche fisiche, di deformabilità e di resistenza al taglio.

ZONA OMOGENEA 4

Peso di volume naturale - γ [kN/m³]

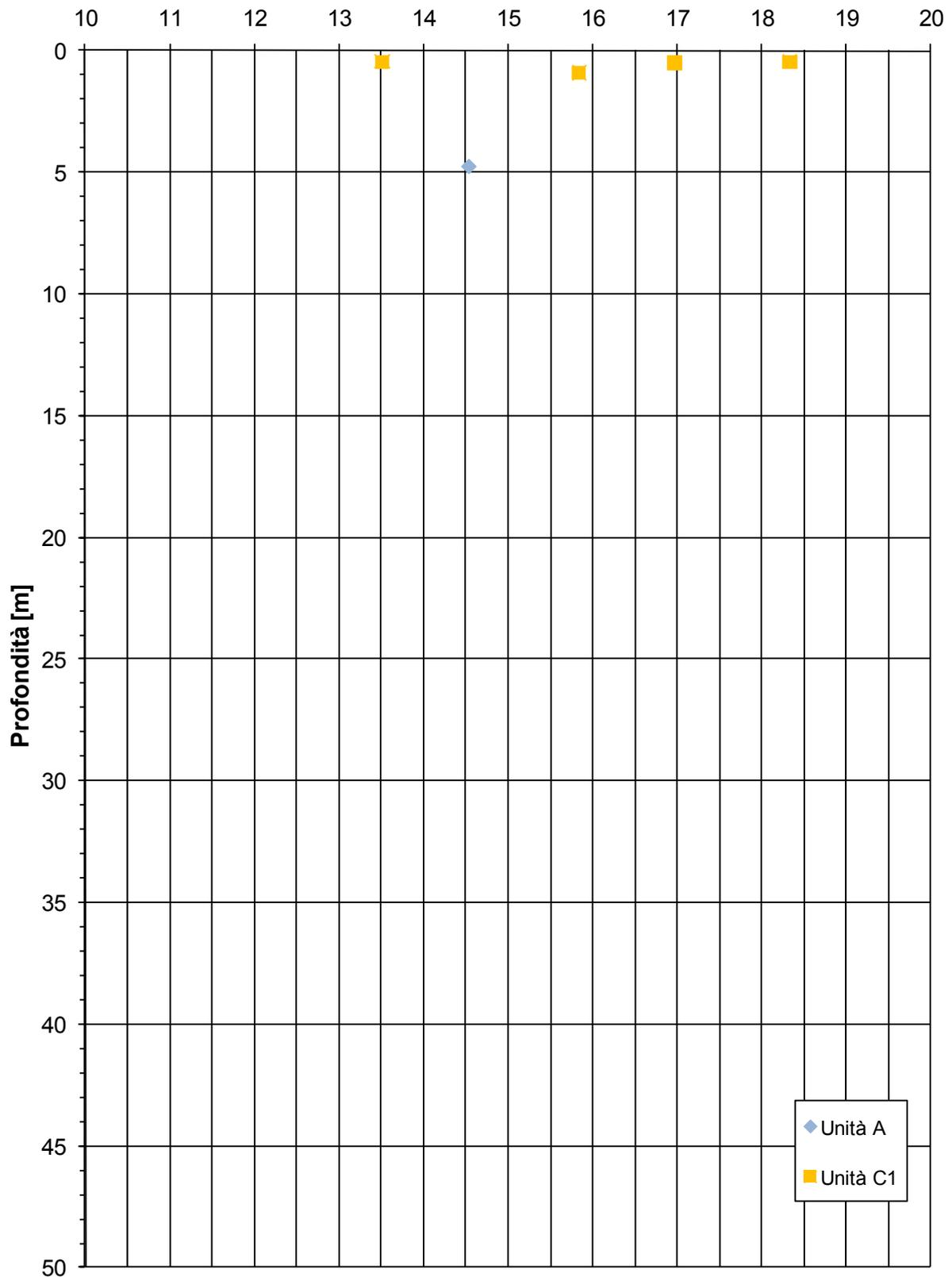


ZONA OMOGENEA 4



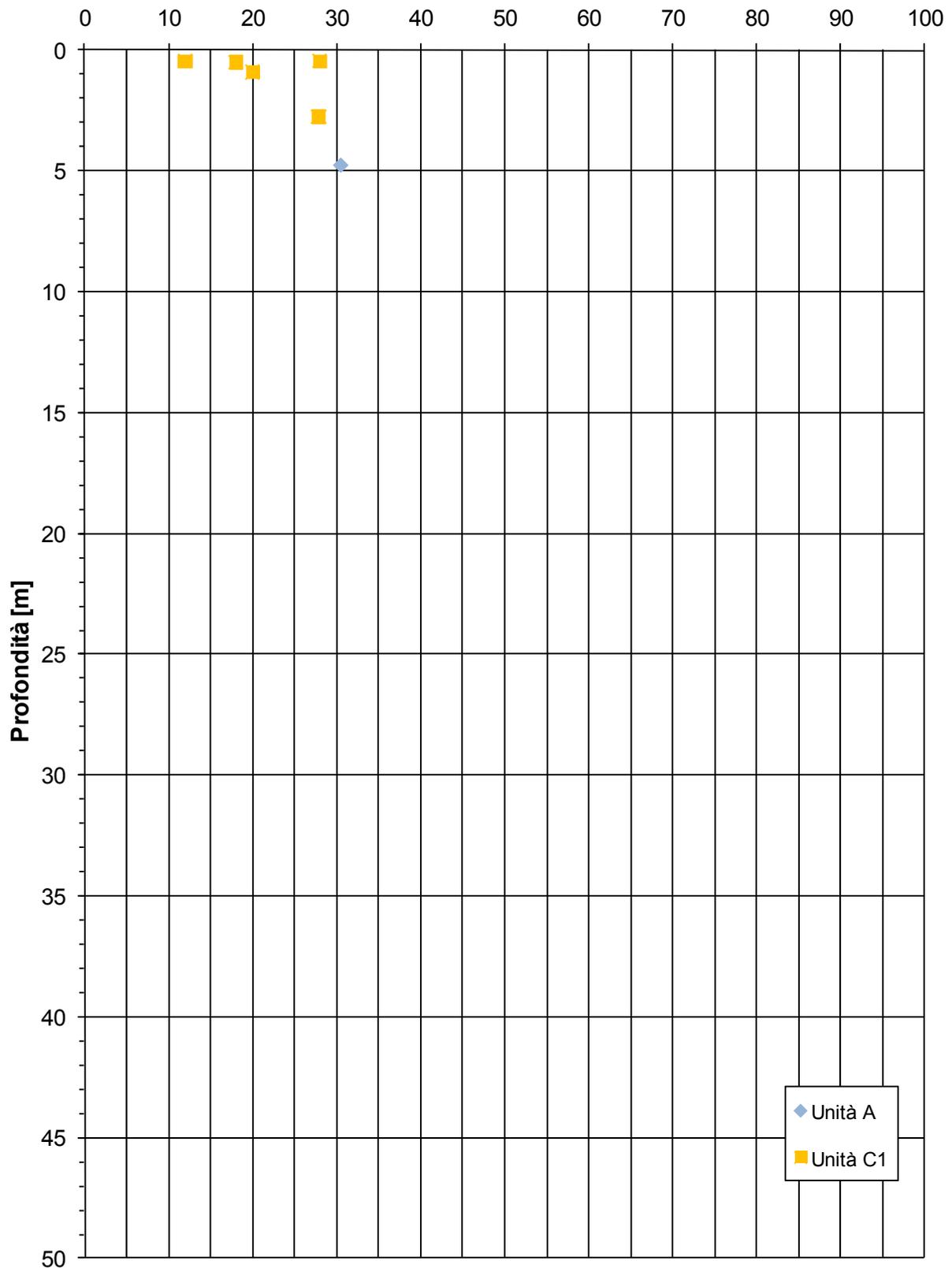
ZONA OMOGENEA 4

Peso di volume secco - γ_d [kN/m³]



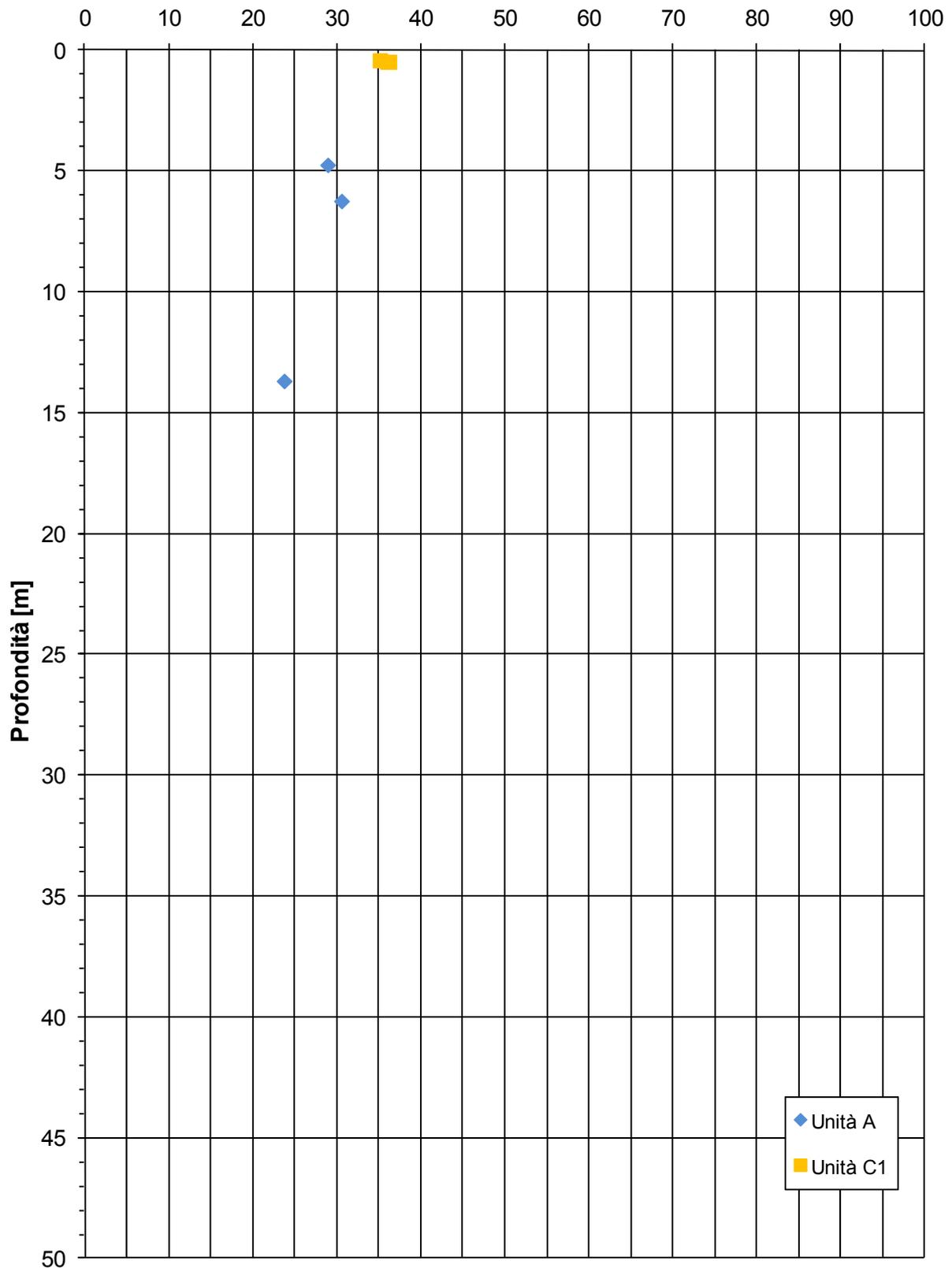
ZONA OMOGENEA 4

Contenuto naturale d'acqua - w [%]



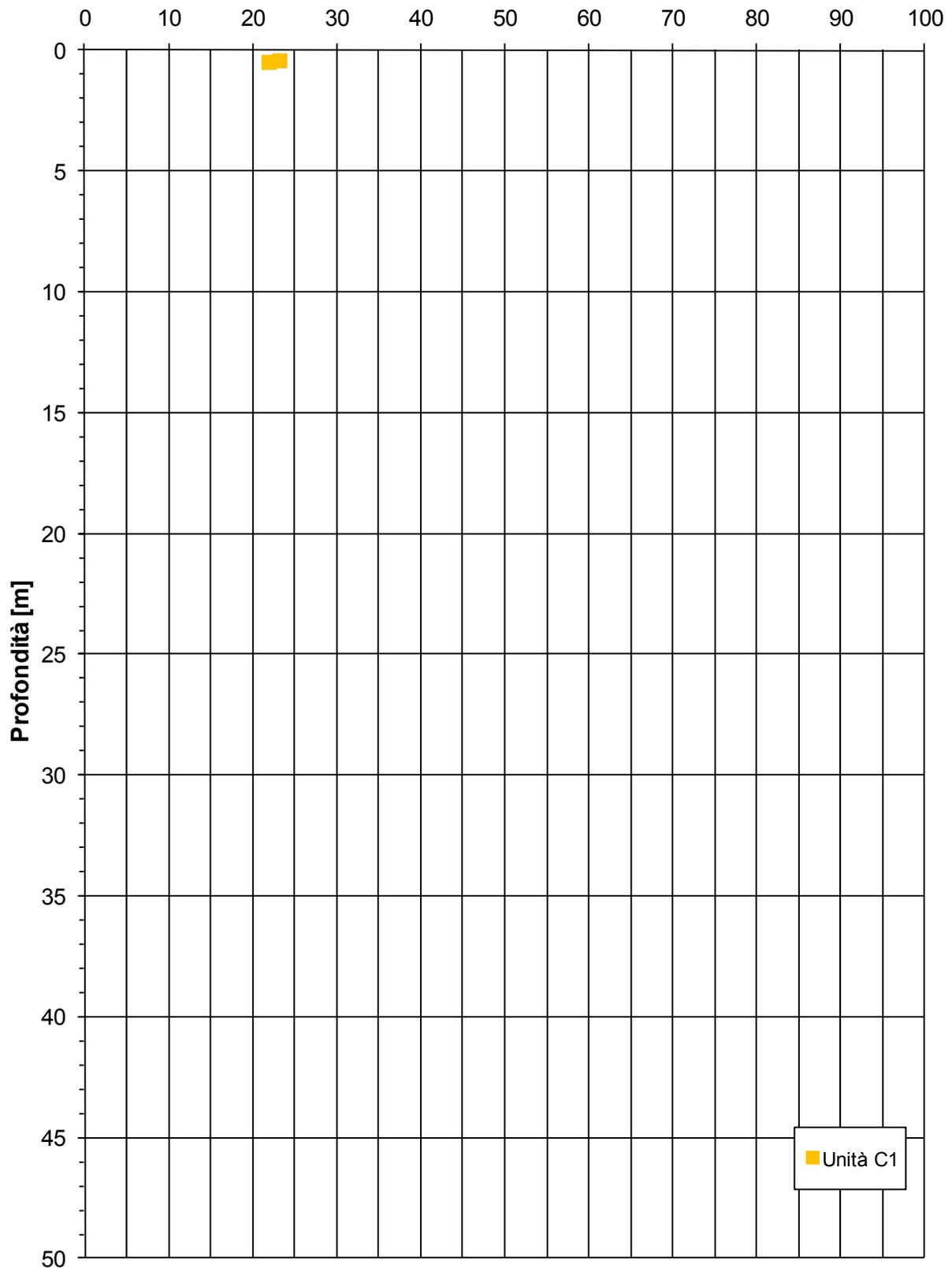
ZONA OMOGENEA 4

Limite liquido - LL [%]



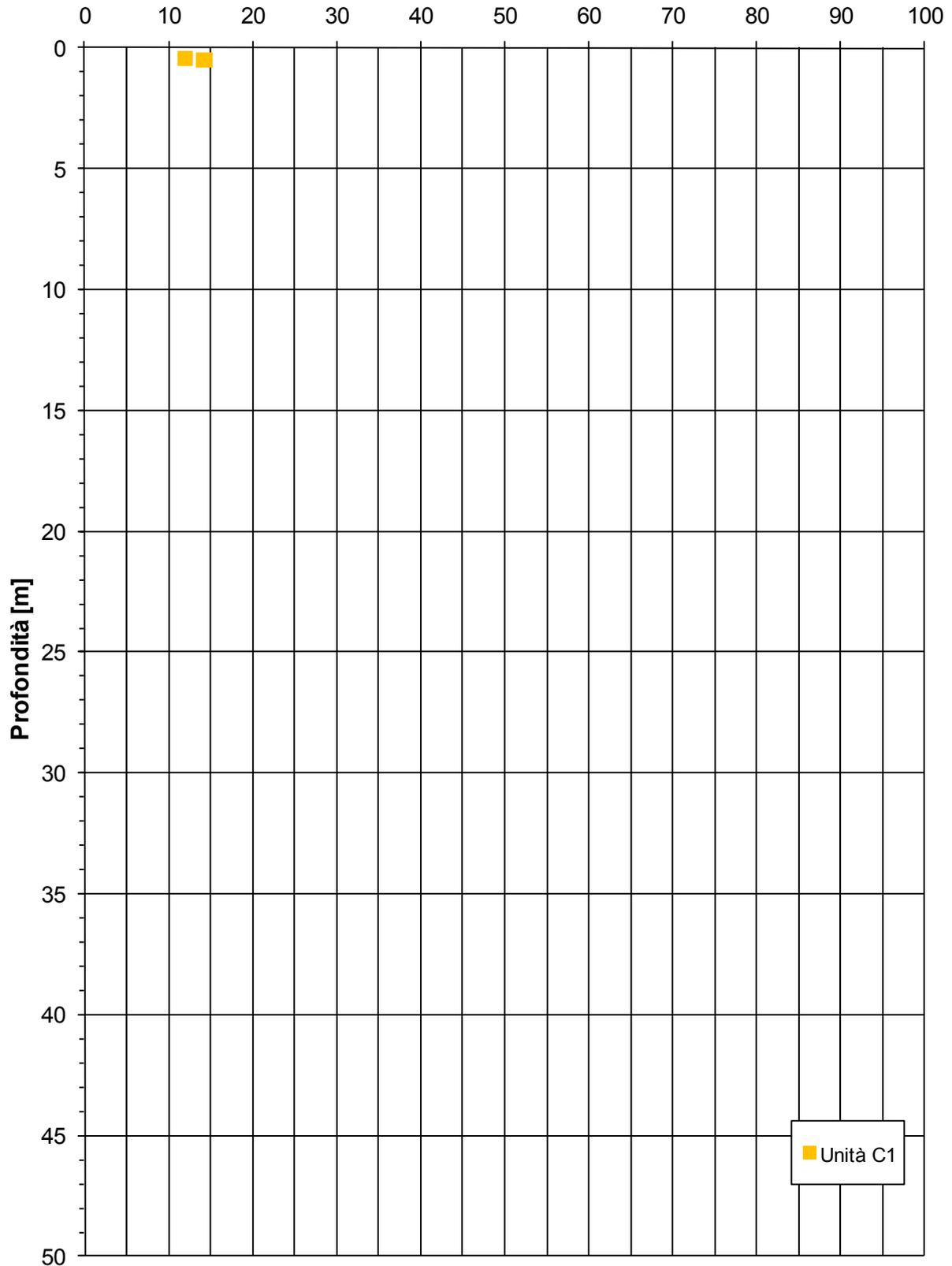
ZONA OMOGENEA 4

Limite plastico - LP [%]



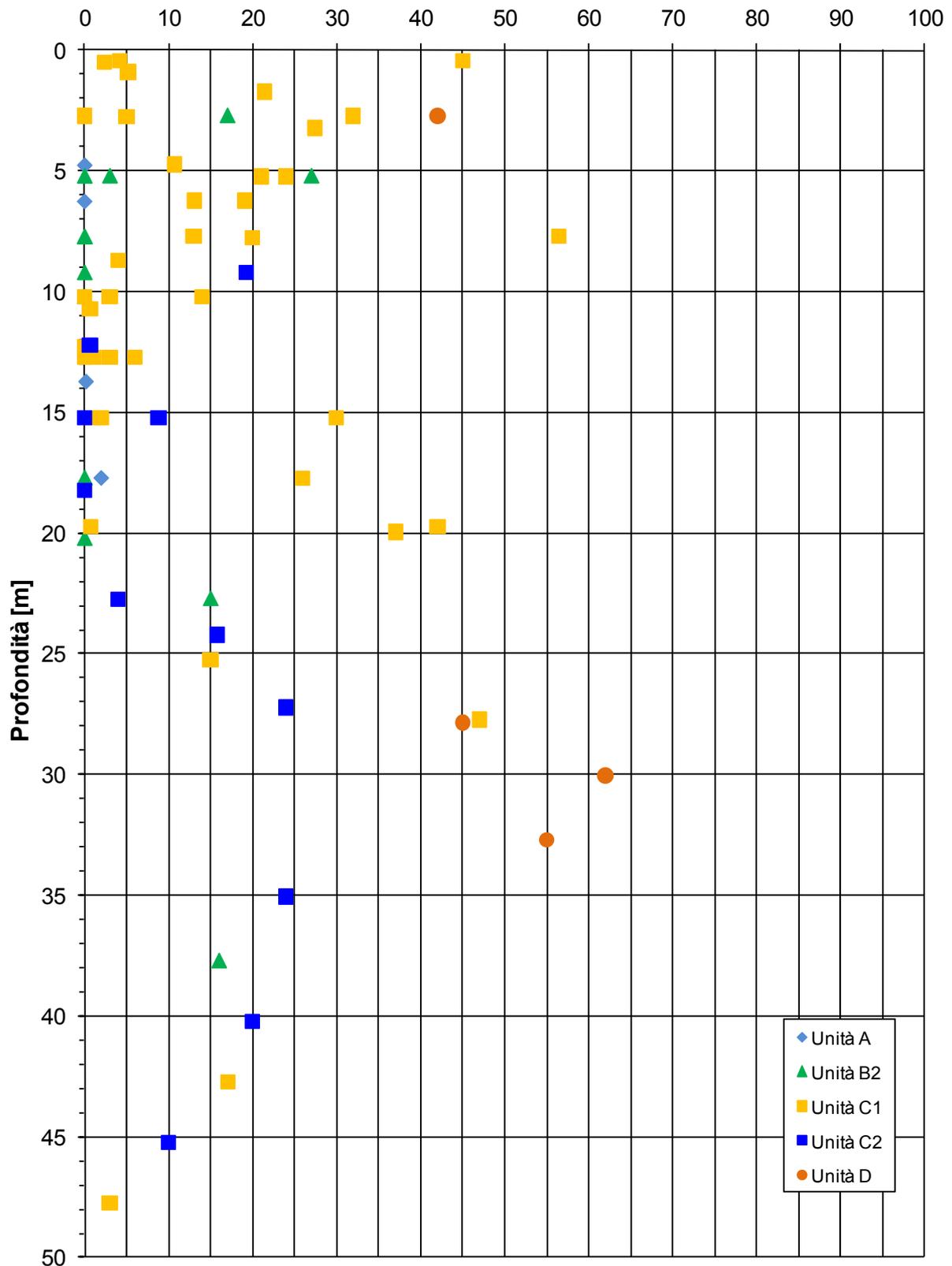
ZONA OMOGENEA 4

Indice plastico - IP [%]



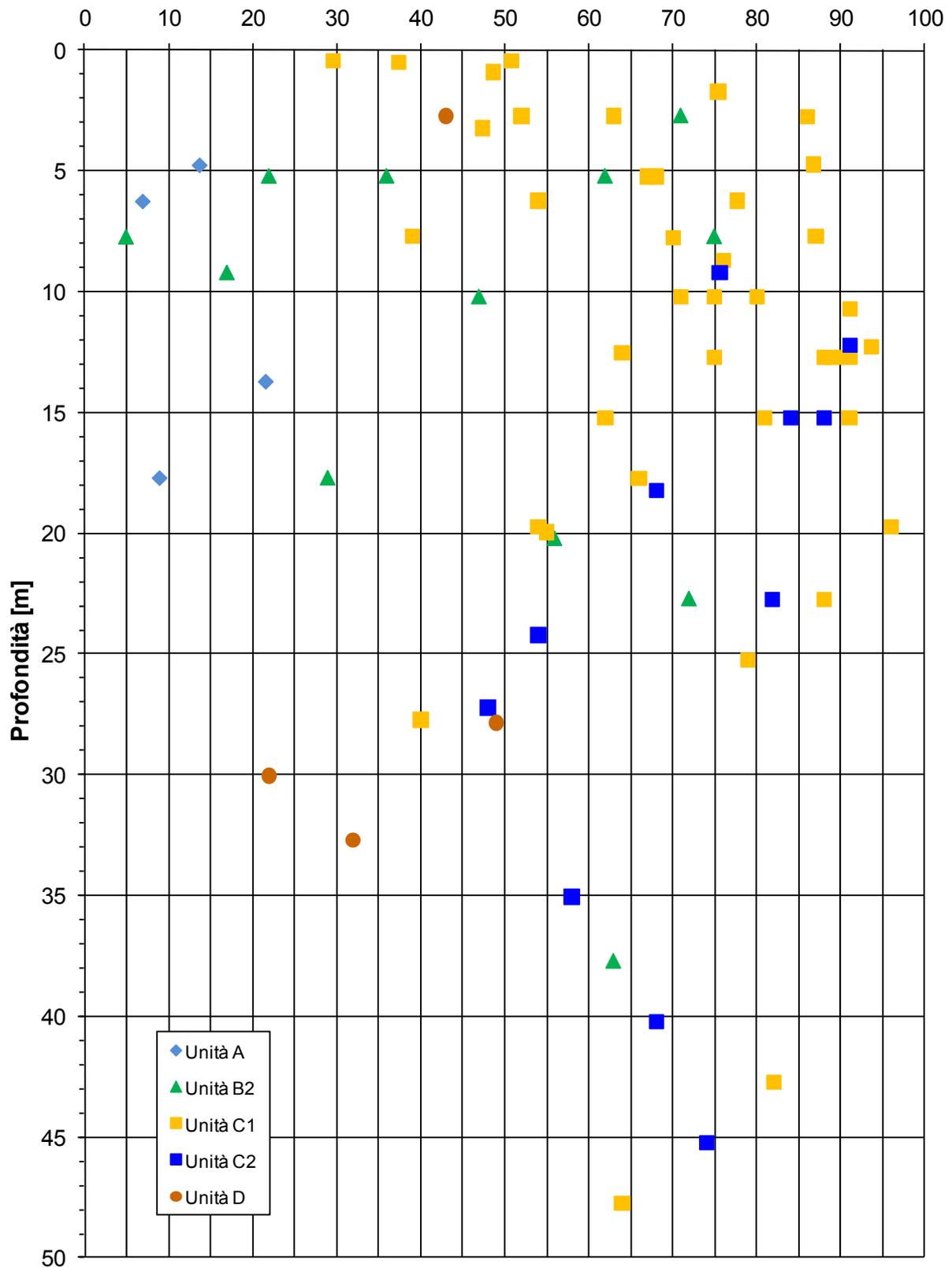
ZONA OMOGENEA 4

Contenuto in ghiaia (AGI 1990) [%]



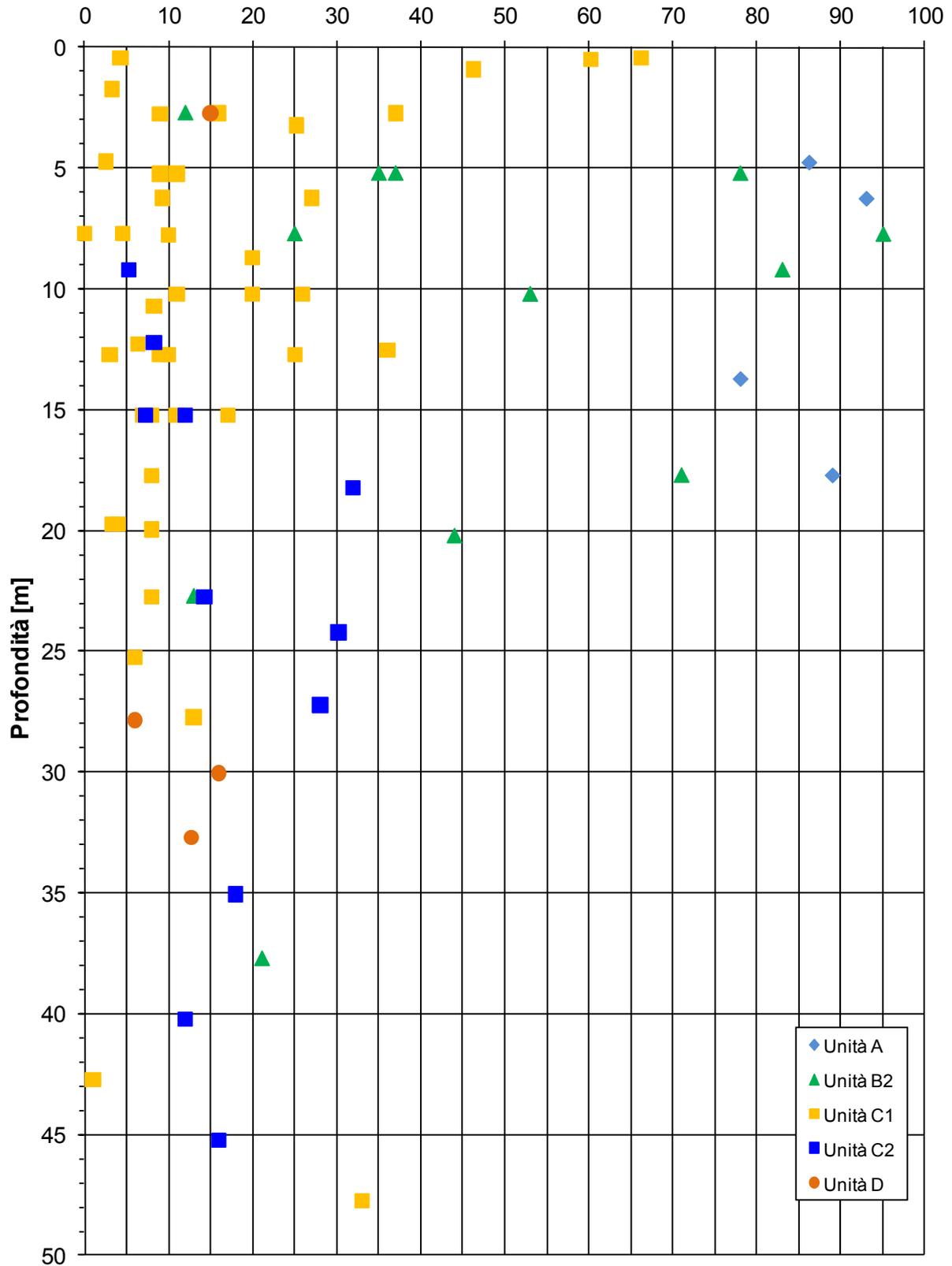
ZONA OMOGENEA 4

Contenuto in sabbia (AGI 1990) [%]



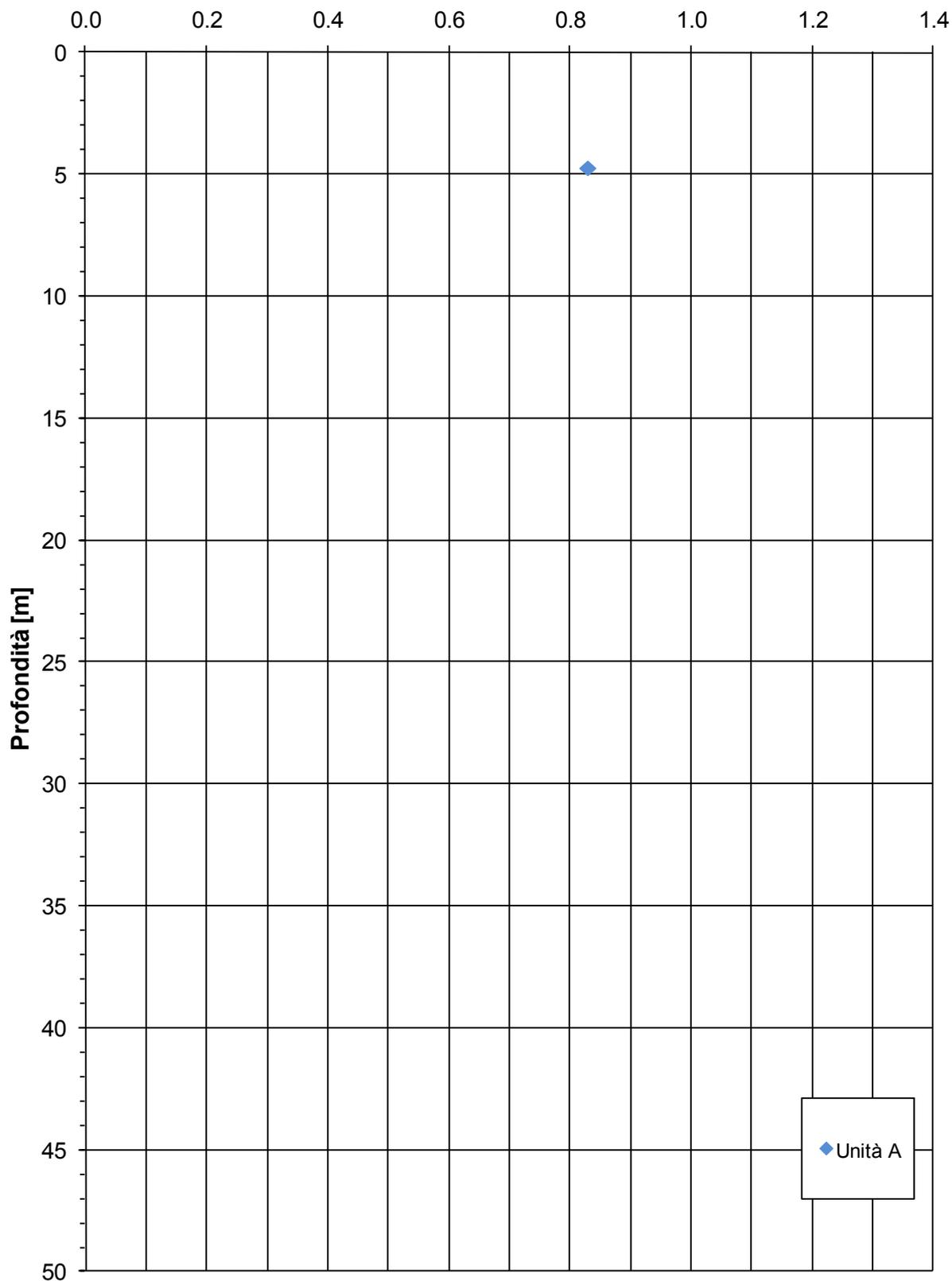
ZONA OMOGENEA 4

Contenuto in limo e argilla (AGI 1990) [%]



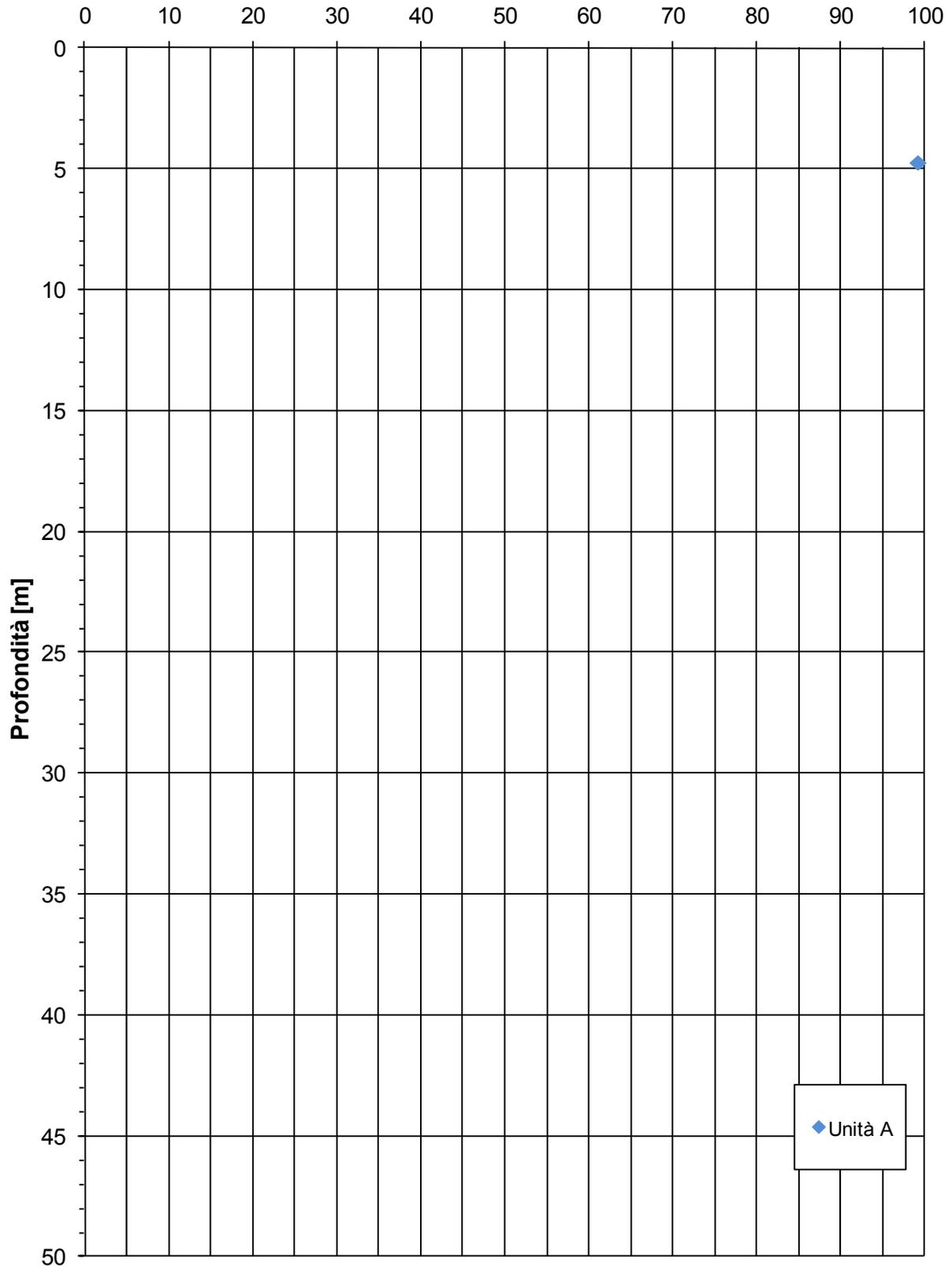
ZONA OMOGENEA 4

Indice dei vuoti e[-]

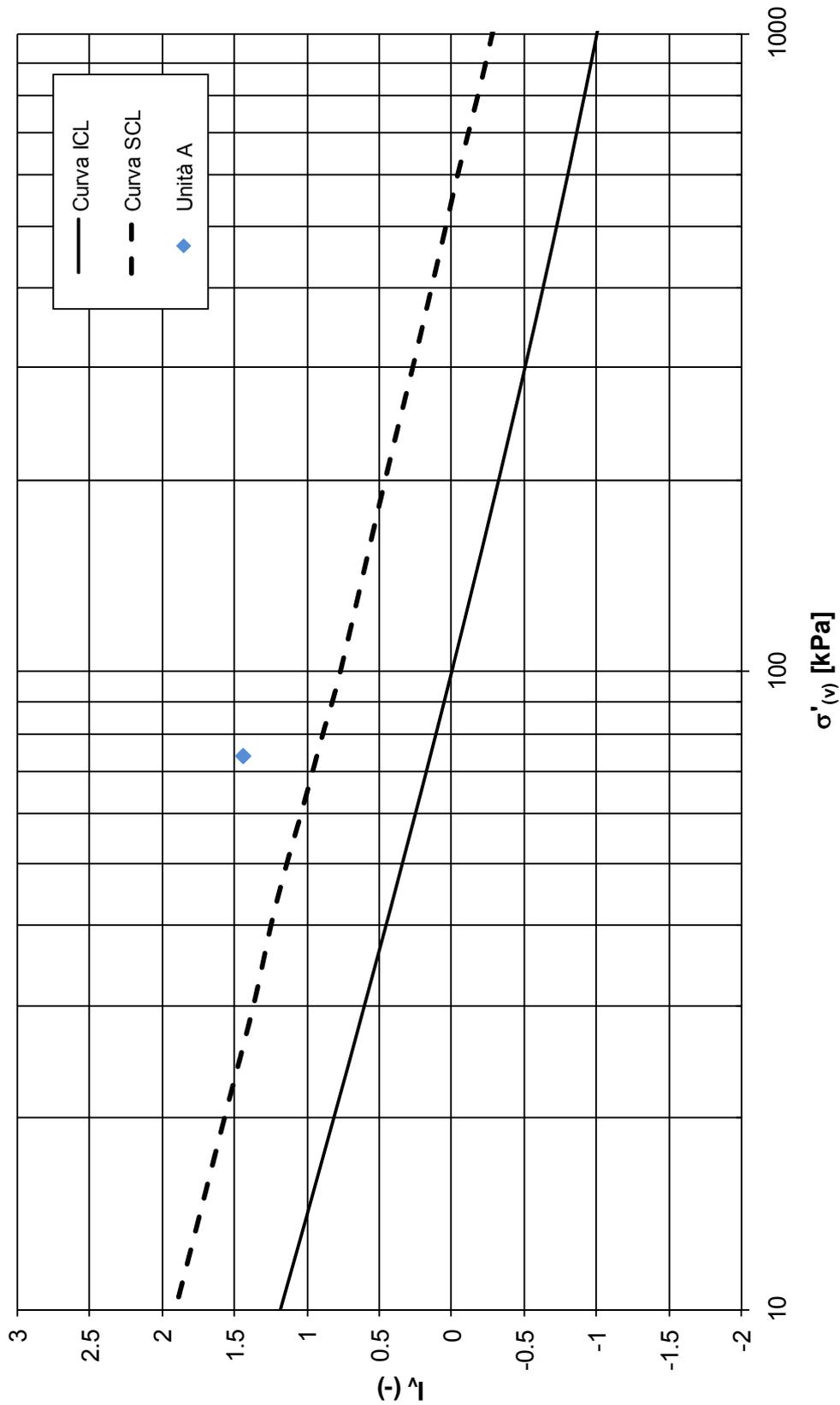


ZONA OMOGENEA 4

Grado di saturazione - S_r [%]

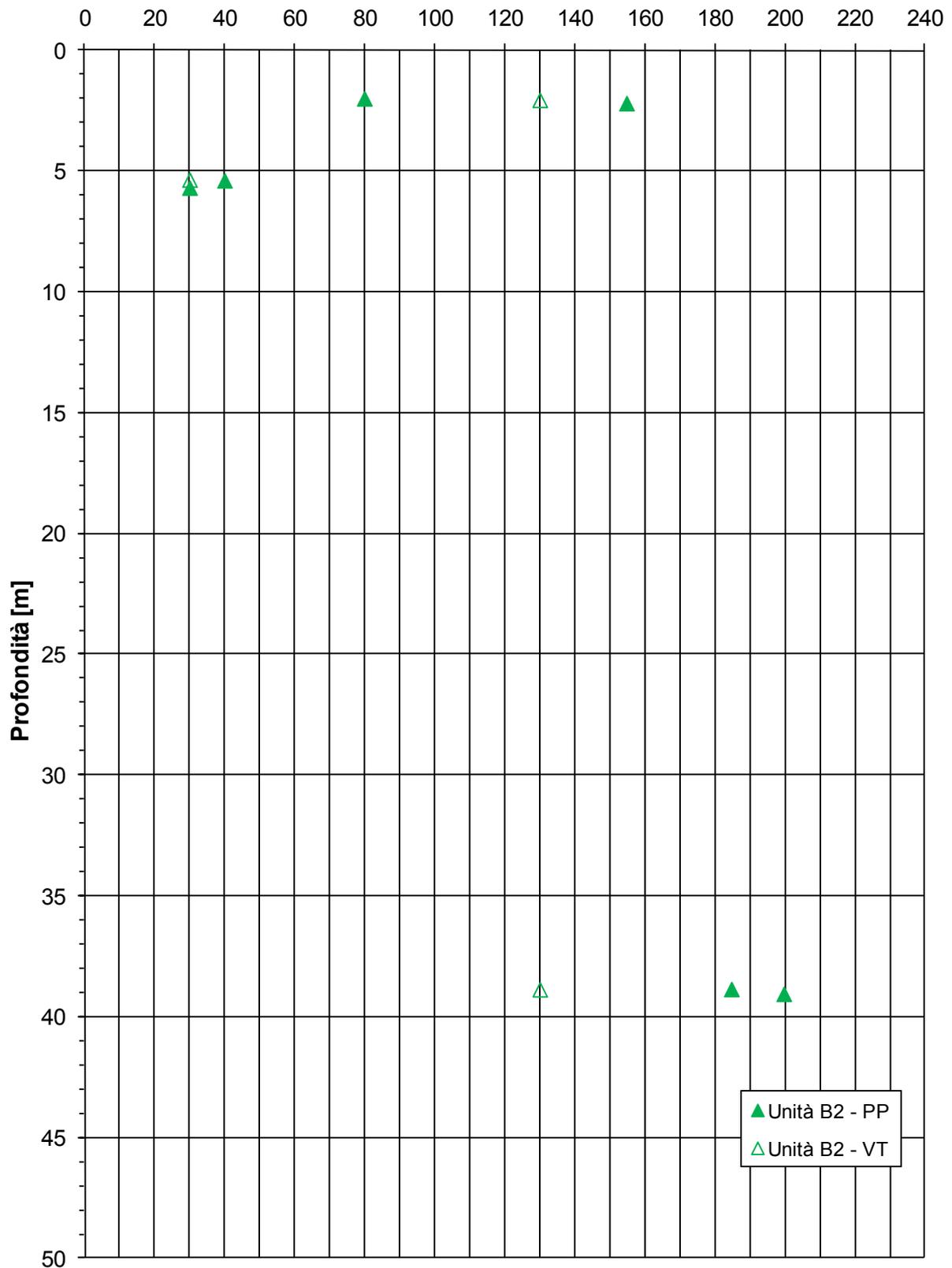


ZONA OMOGENEA 4
Linea di compressibilità intrinseca ed indice dei vuoti iniziale normalizzato
in accordo a Burland (1990)



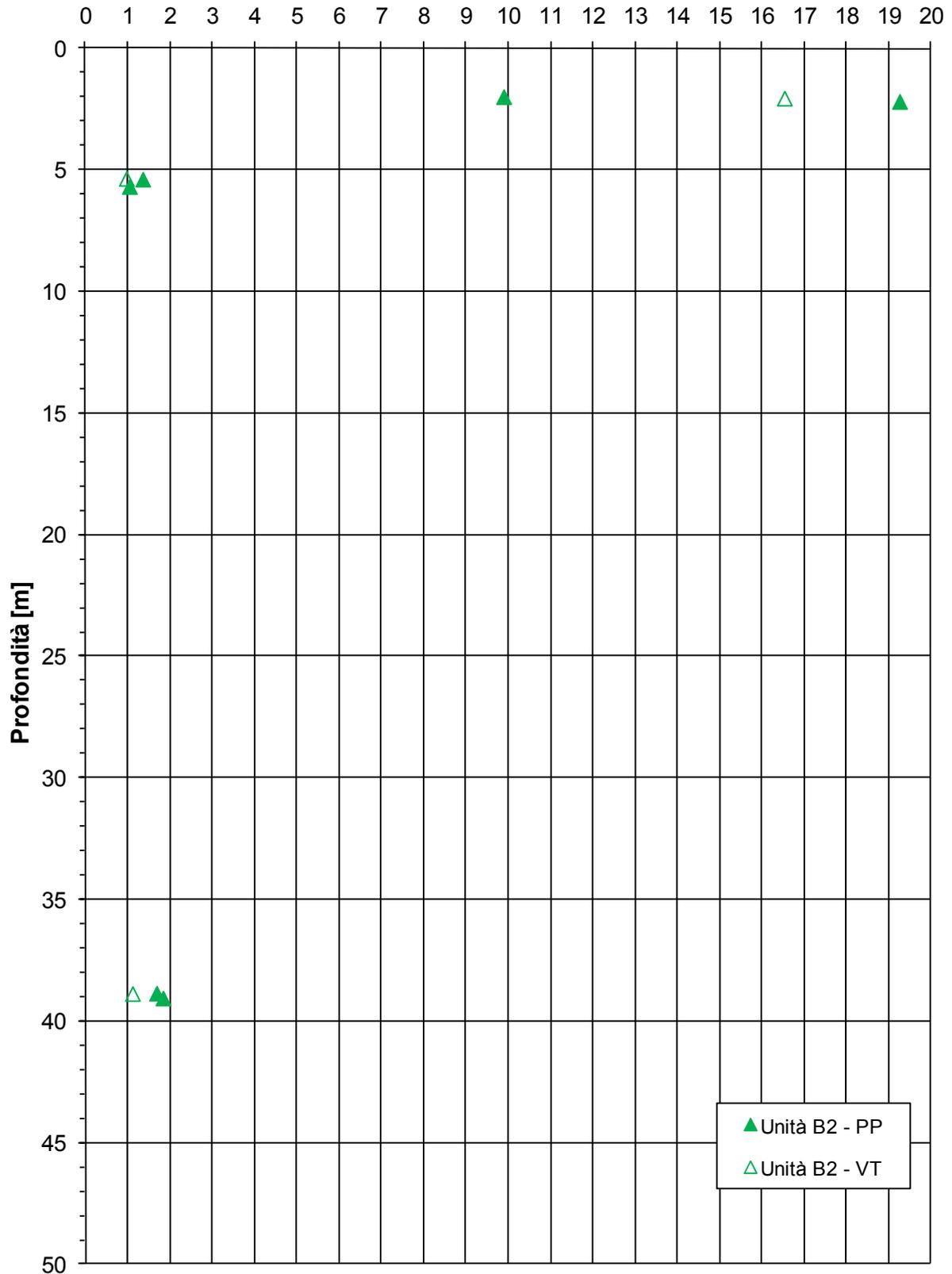
ZONA OMOGENEA 4 - Indagini in sito

Coesione non drenata - C_u [kPa]



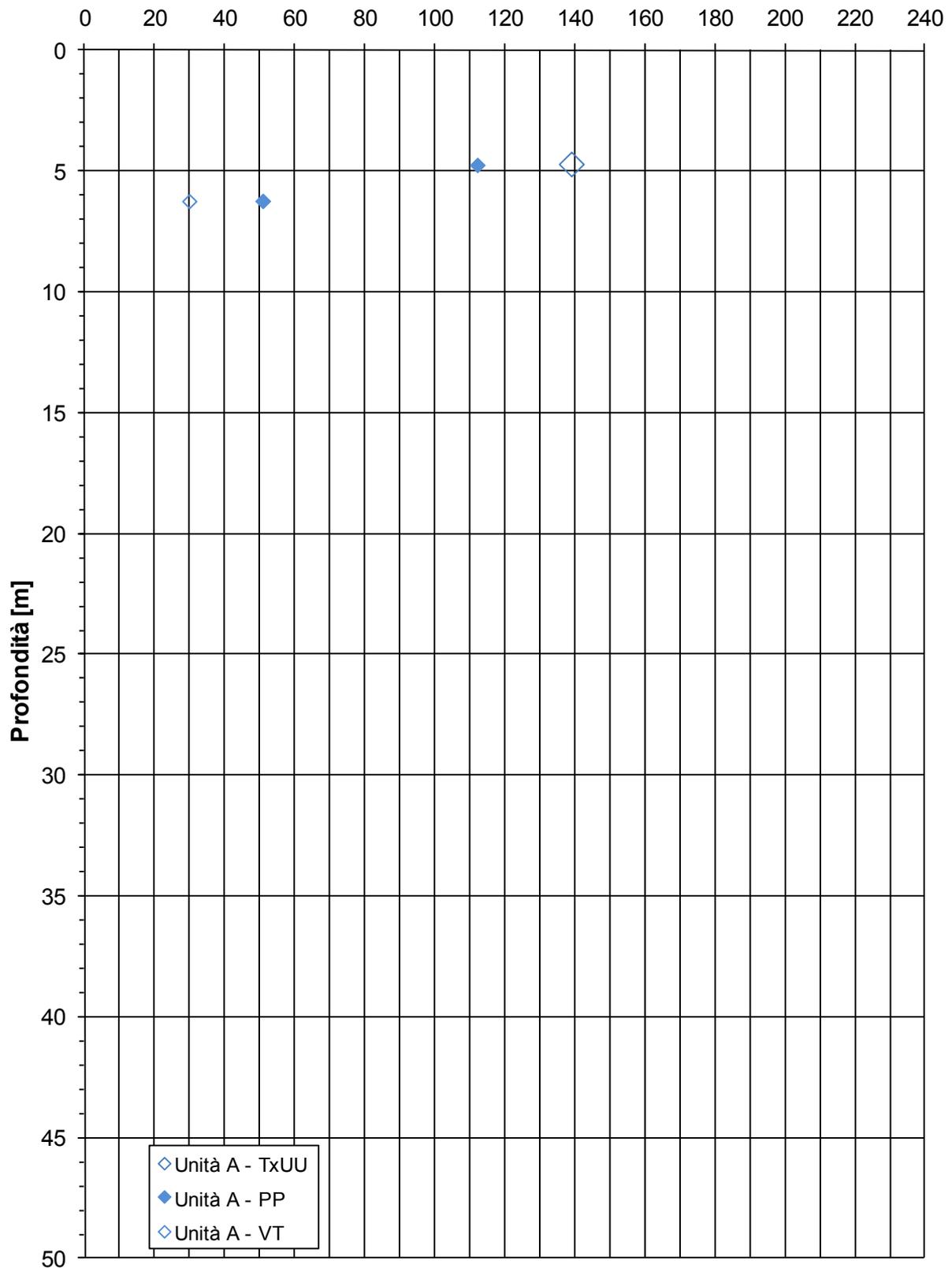
ZONA OMOGENEA 4 - Indagini in sito

Grado di sovraconsolidazione - OCR [-]

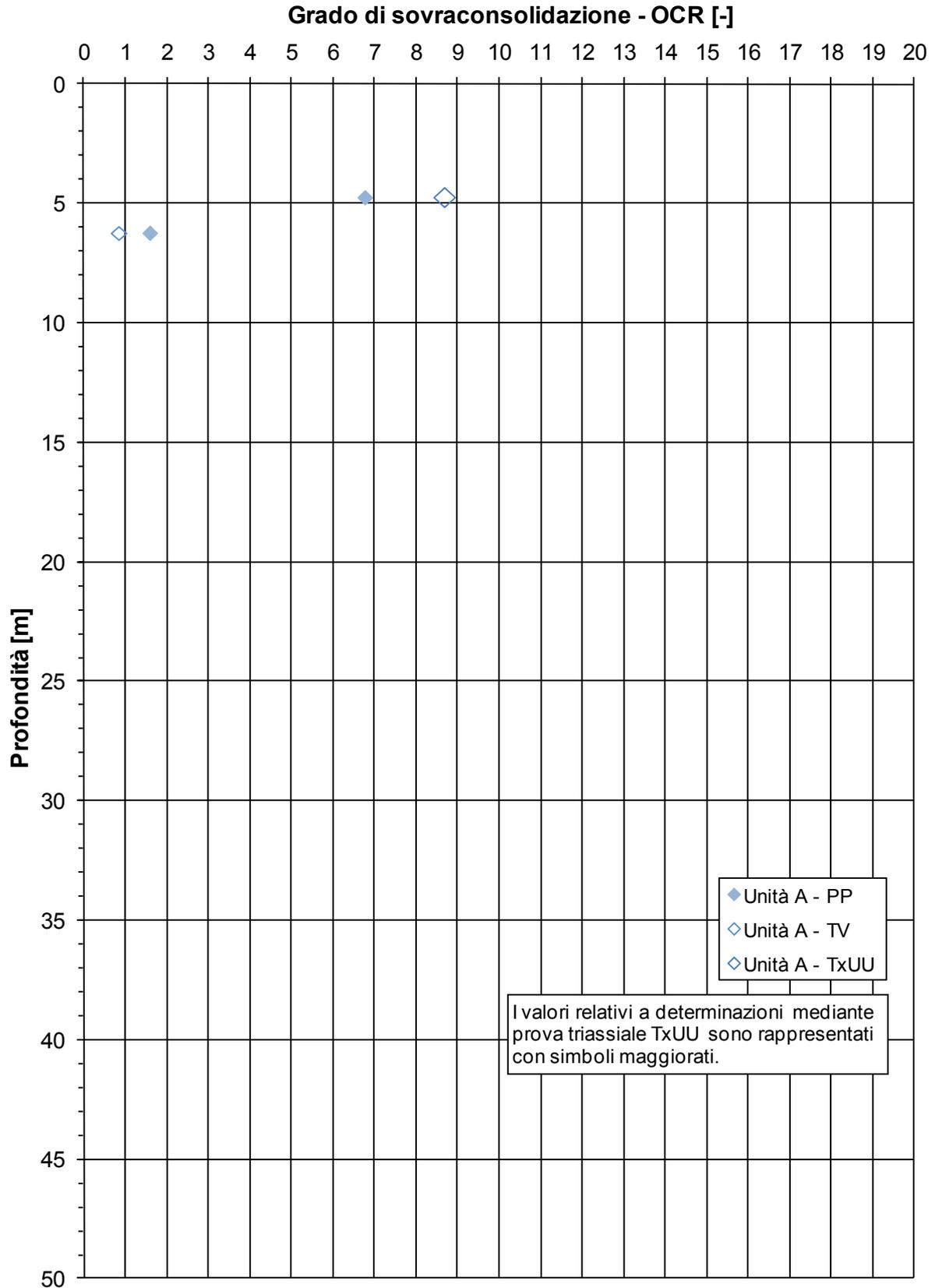


ZONA OMOGENEA 4 - Indagini laboratorio

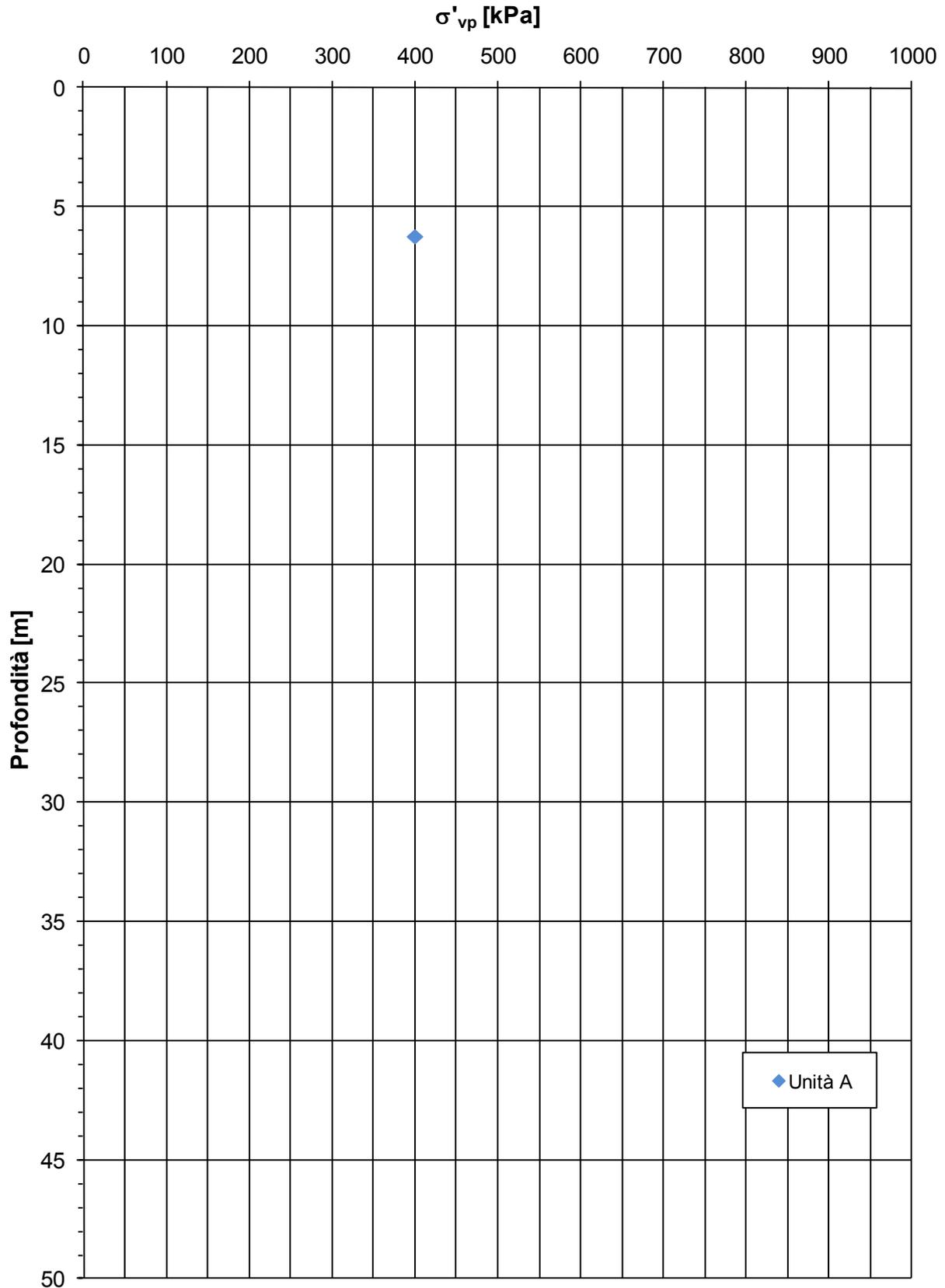
Coesione non drenata - C_u [kPa]



ZONA OMOGENEA 4 - Indagini in laboratorio

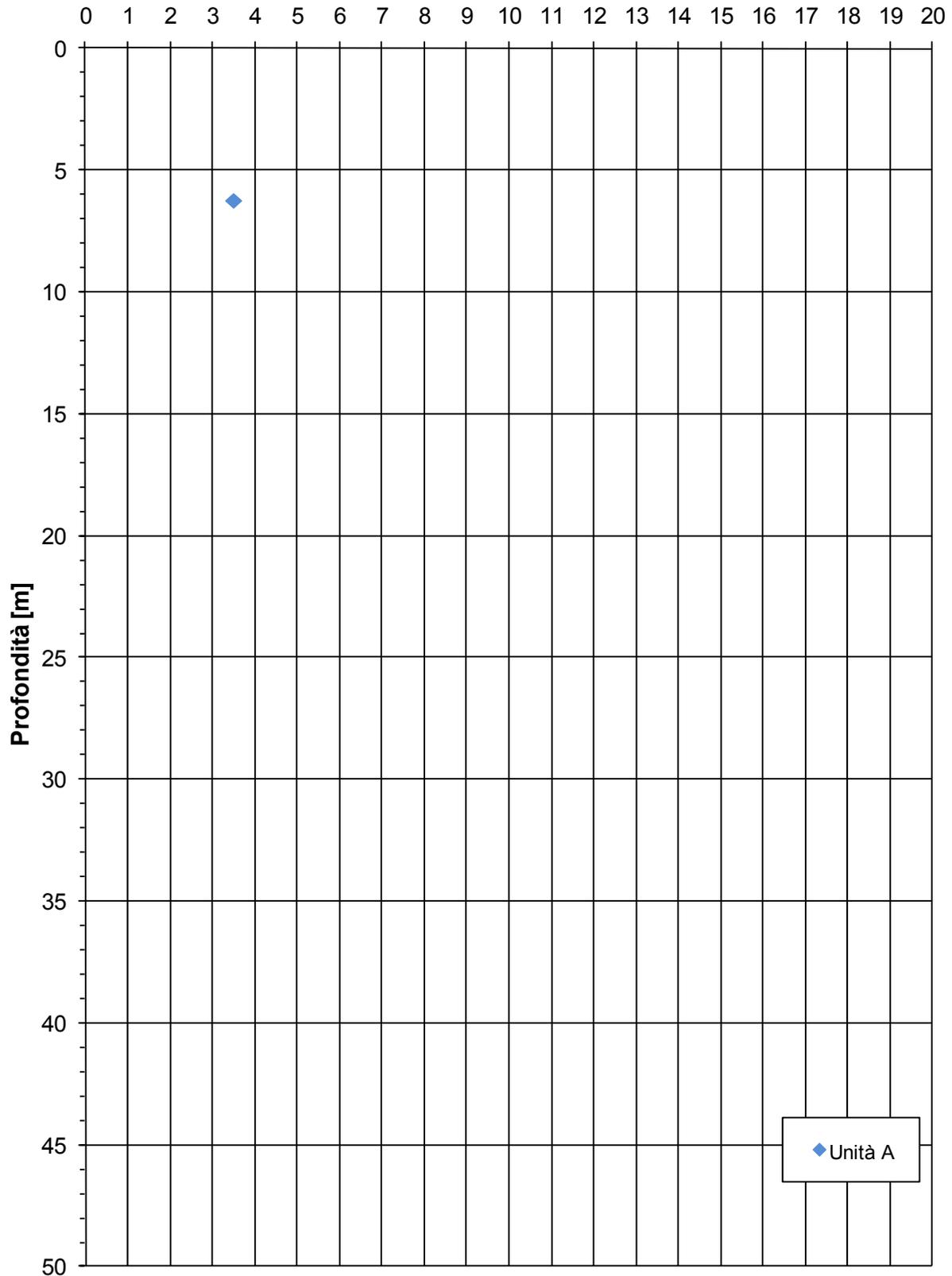


ZONA OMOGENEA 4 - Indagini laboratorio (Edometriche)



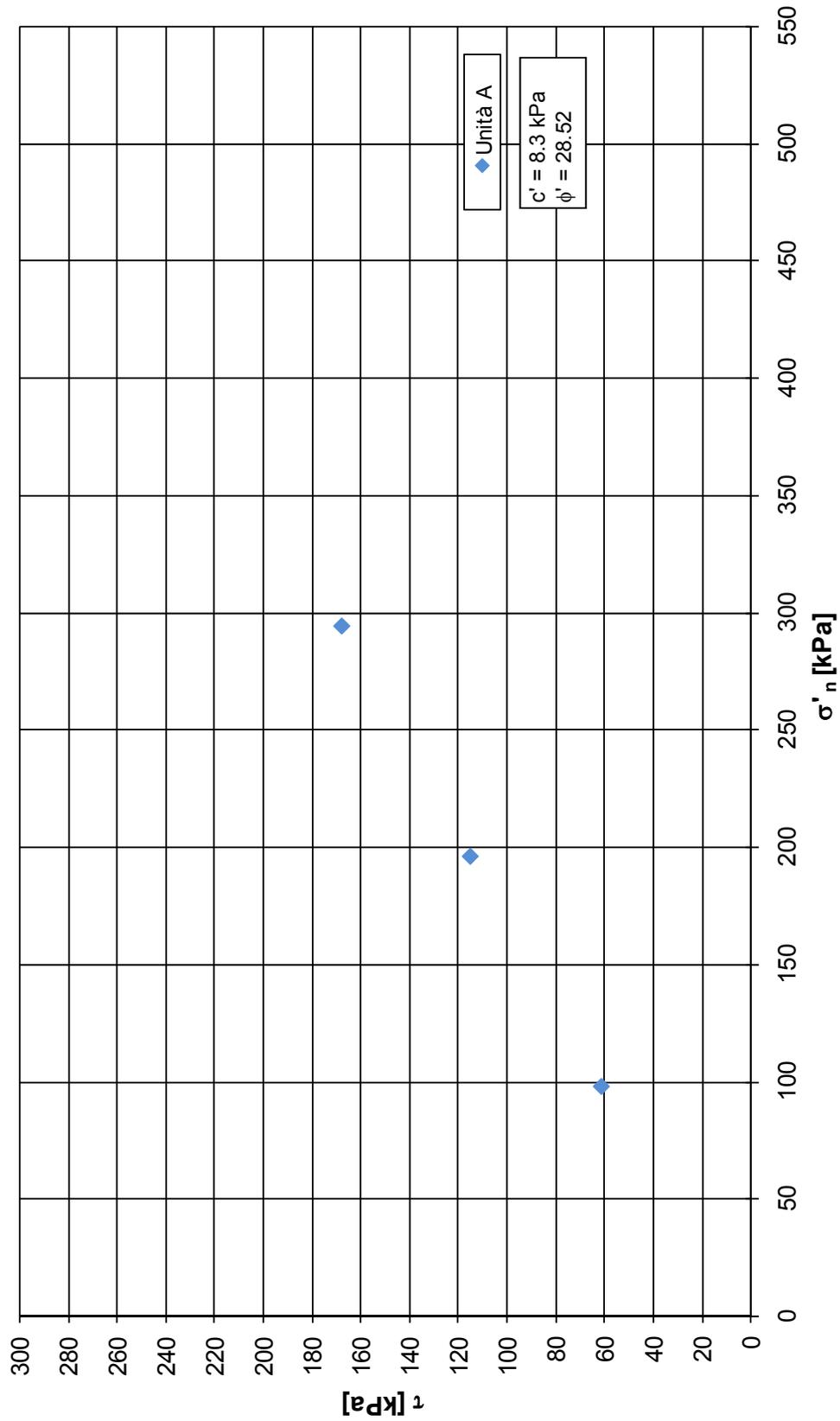
ZONA OMOGENEA 4 - Indagini laboratorio (Edometriche)

Grado di sovraconsolidazione - OCR [-]



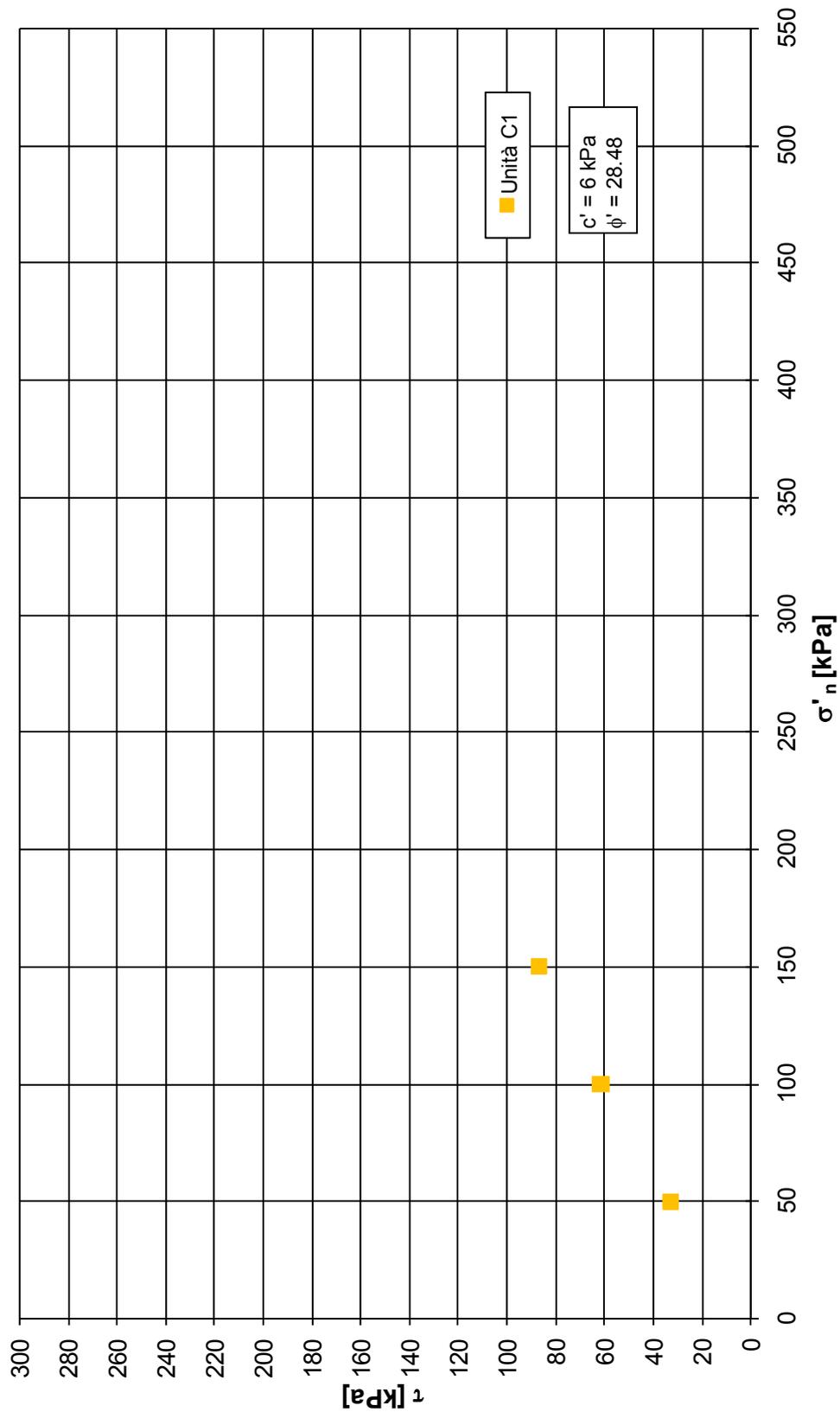
ZONA OMOGENEA 4 - Indagini laboratorio (TD)

Unità A

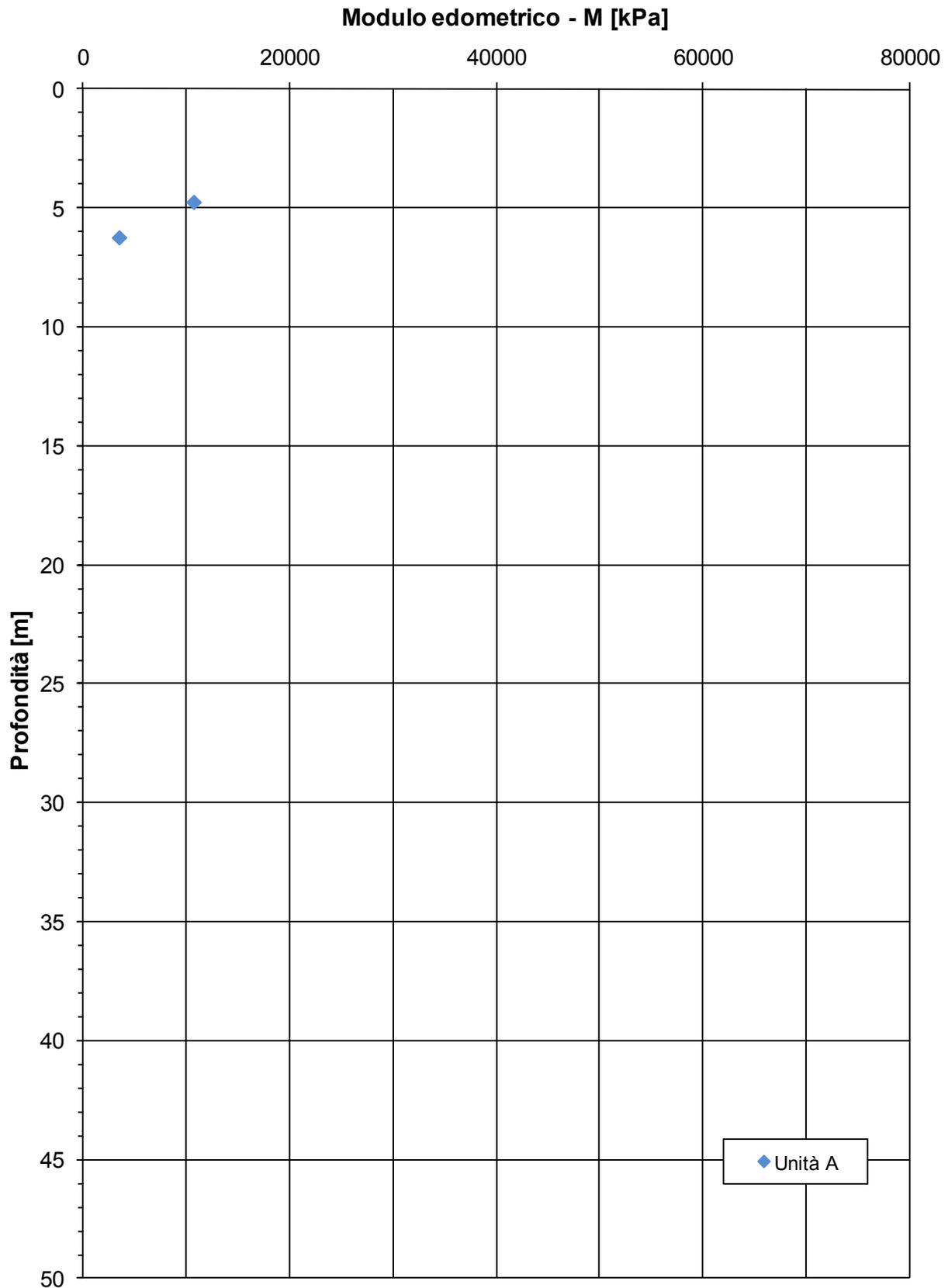


ZONA OMOGENEA 4 - Indagini laboratorio (TD)

Unità C1

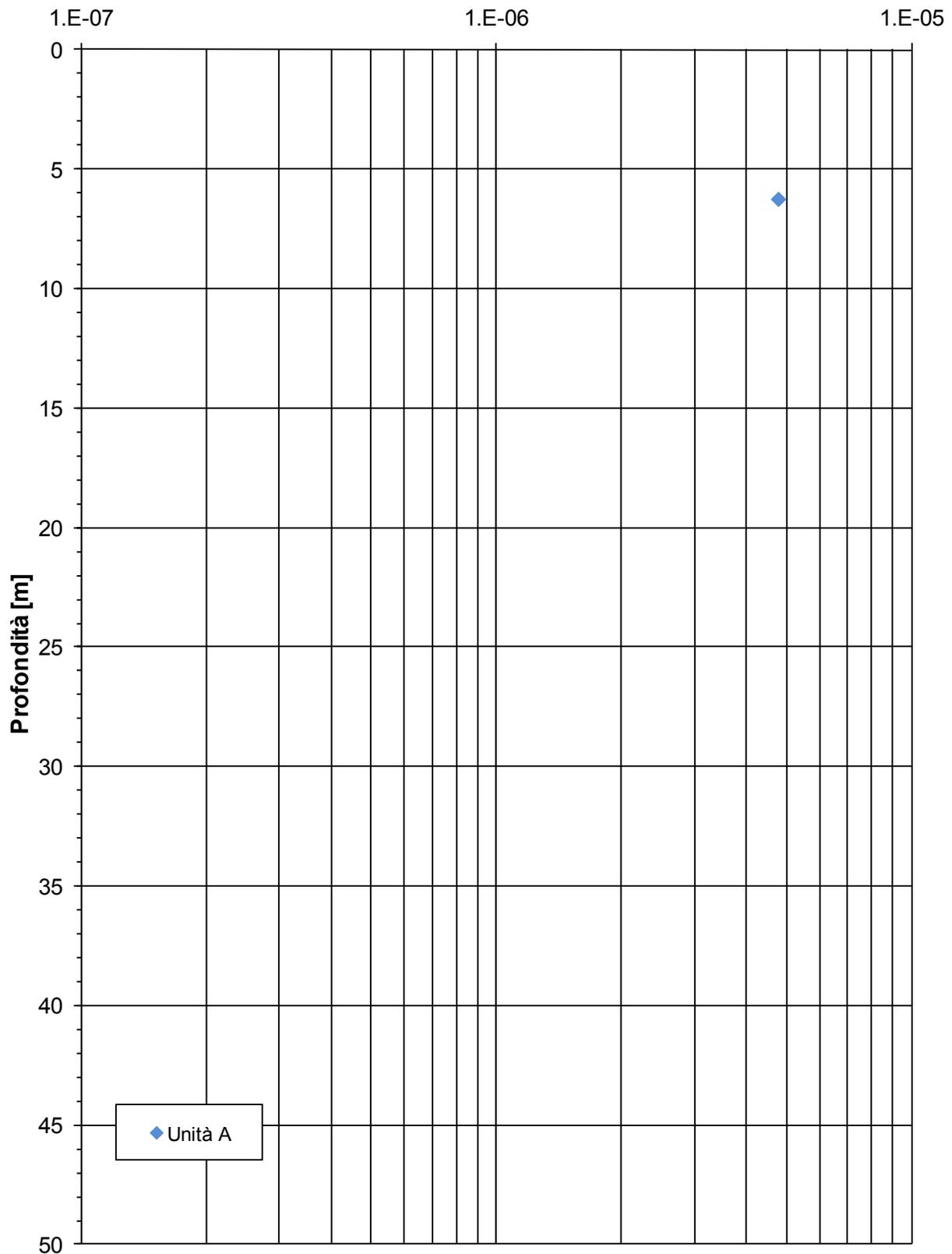


ZONA OMOGENEA 4 - Indagini laboratorio (Edometriche)



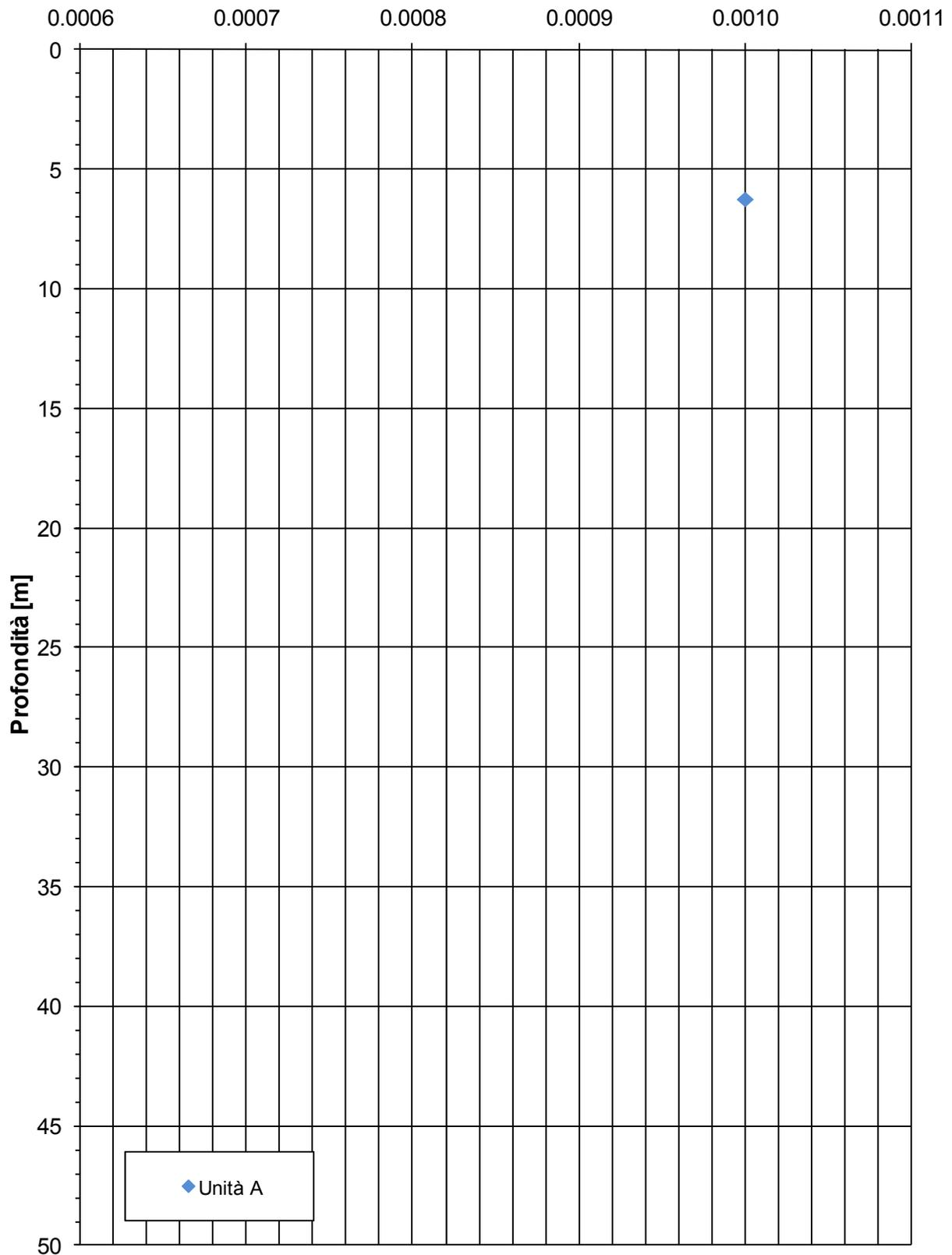
ZONA OMOGENEA 4 - Indagini laboratorio (Edometriche)

Coefficiente di consolidazione primaria - C_v [m²/s]



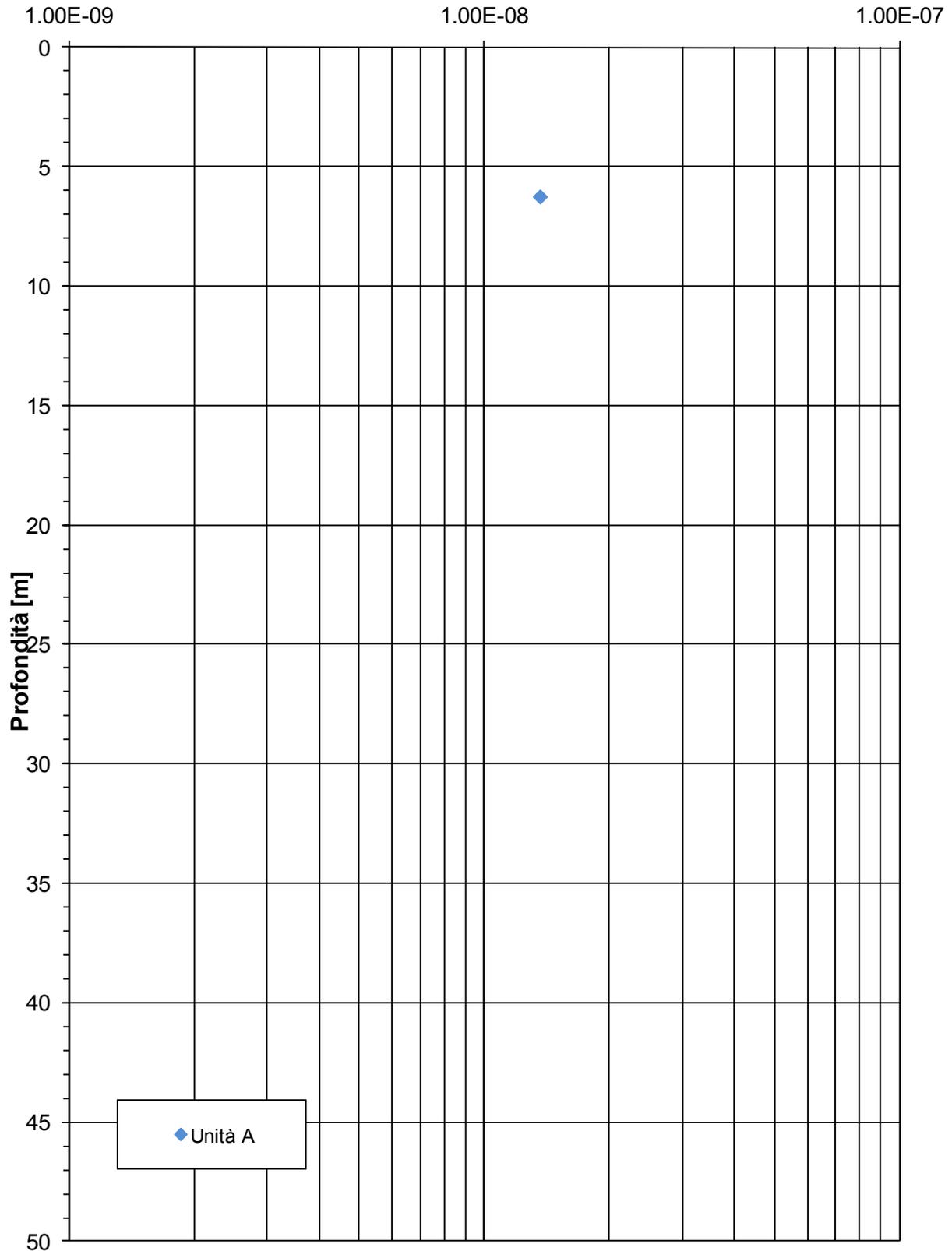
ZONA OMOGENEA 4 - Indagini laboratorio (Edometriche)

Coefficiente di consolidazione secondaria - $C_{\alpha\varepsilon}$ [-]

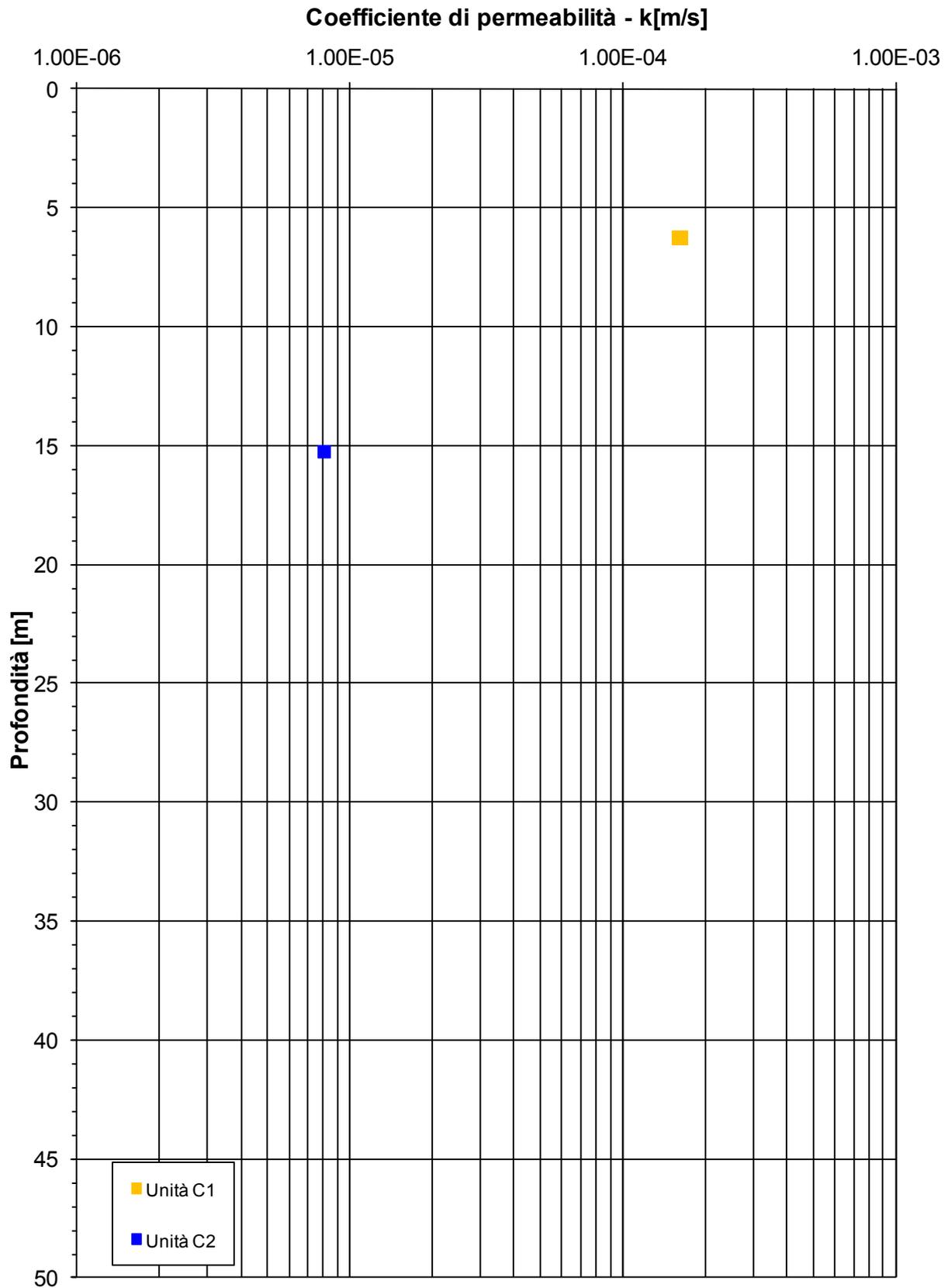


ZONA OMOGENEA 4 - Indagini di laboratorio (Edometriche)

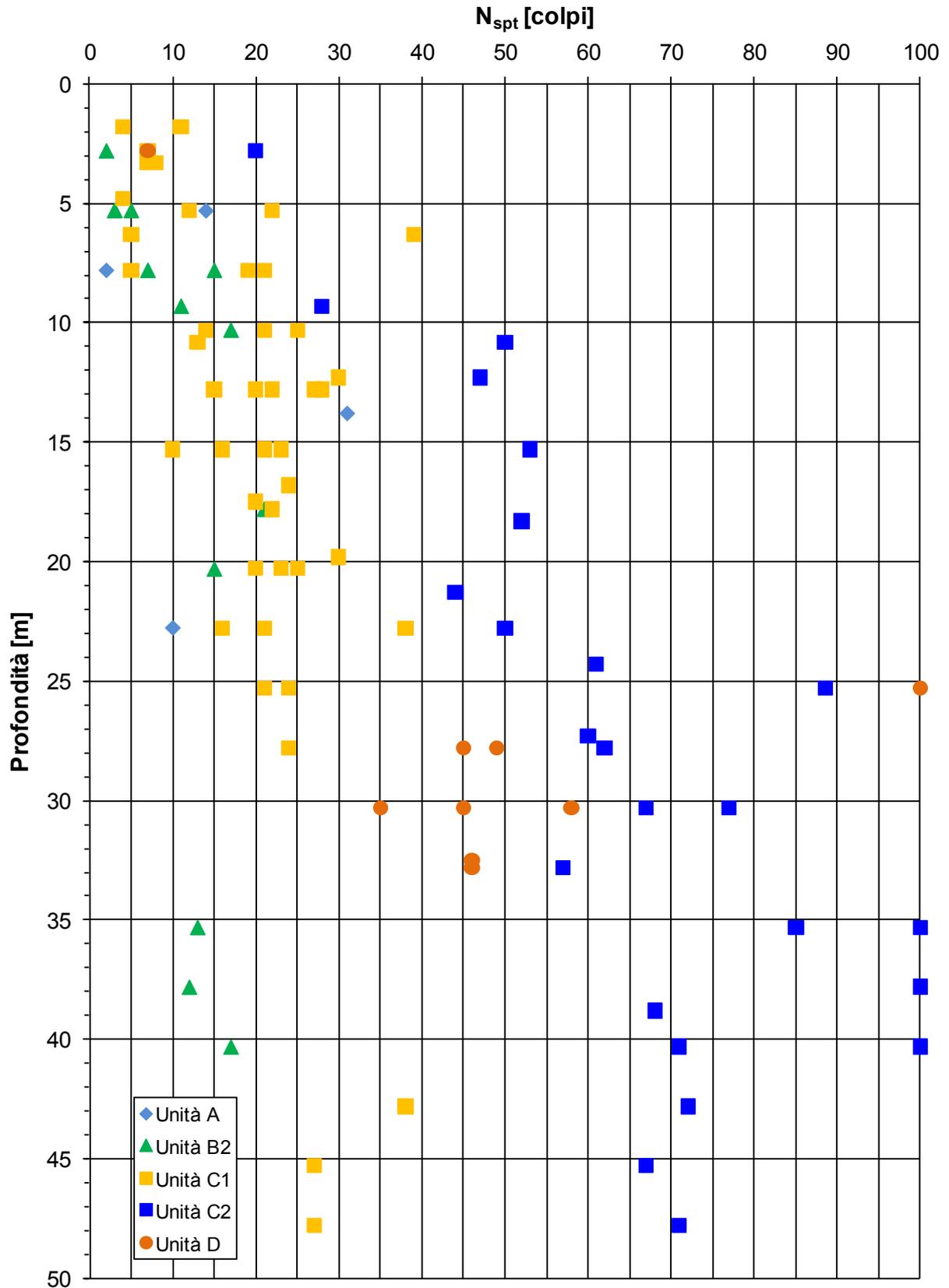
Coefficiente di permeabilità da correlazioni empiriche - k [m/s]



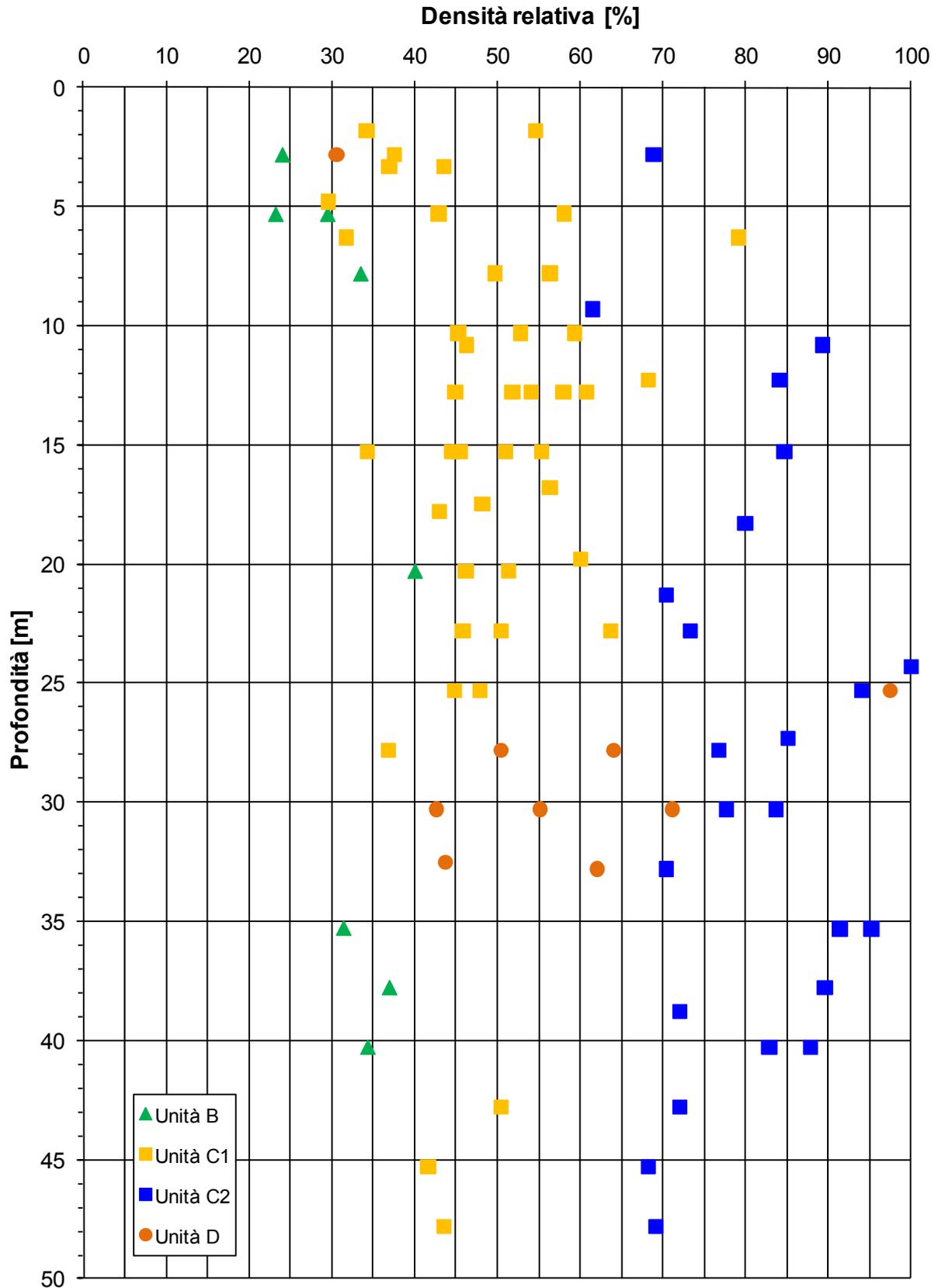
ZONA OMOGENEA 4 - Indagini in sito (Prove Lefranc)



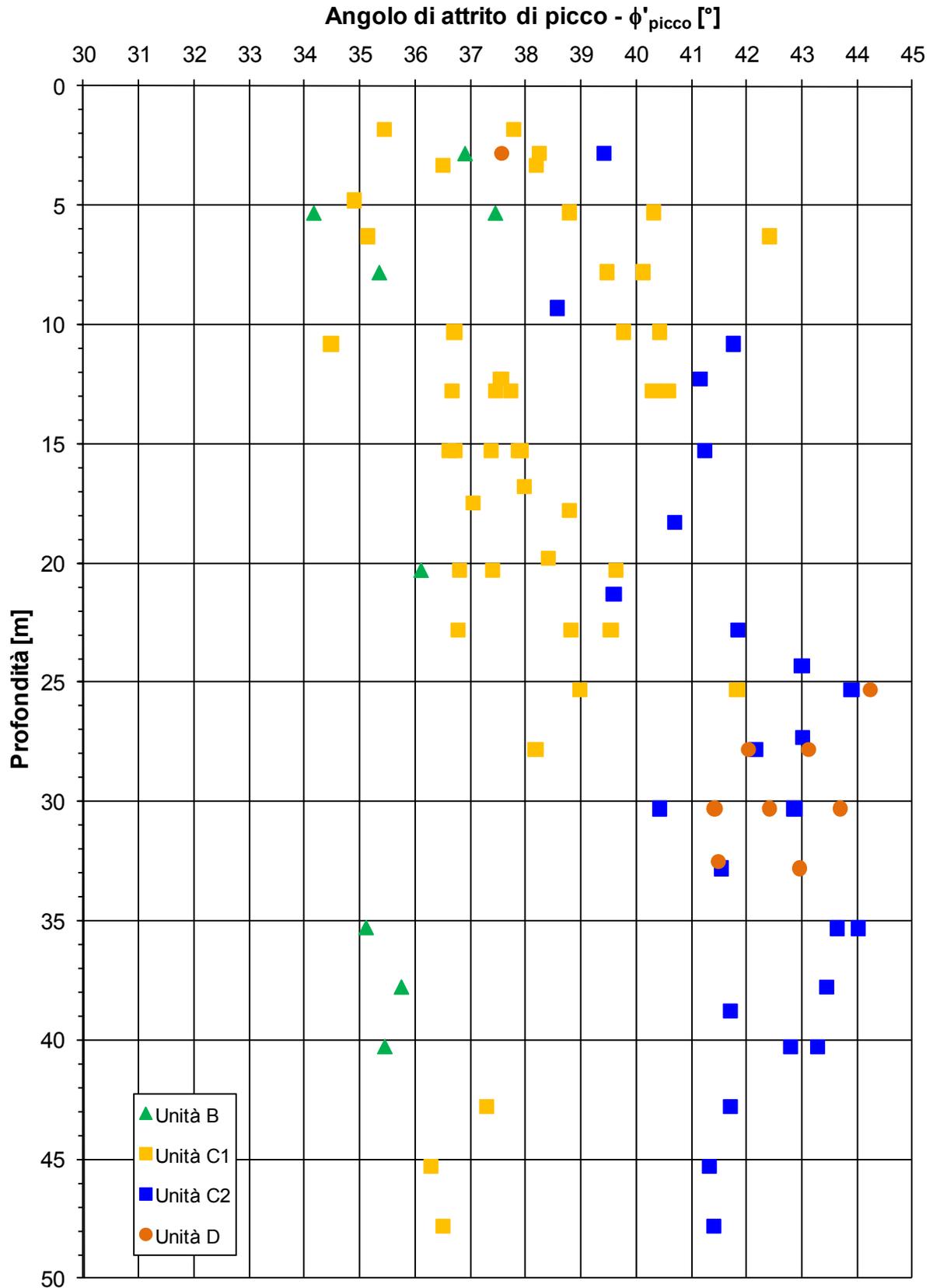
ZONA OMOGENEA 4 - Indagini in sito (SPT)



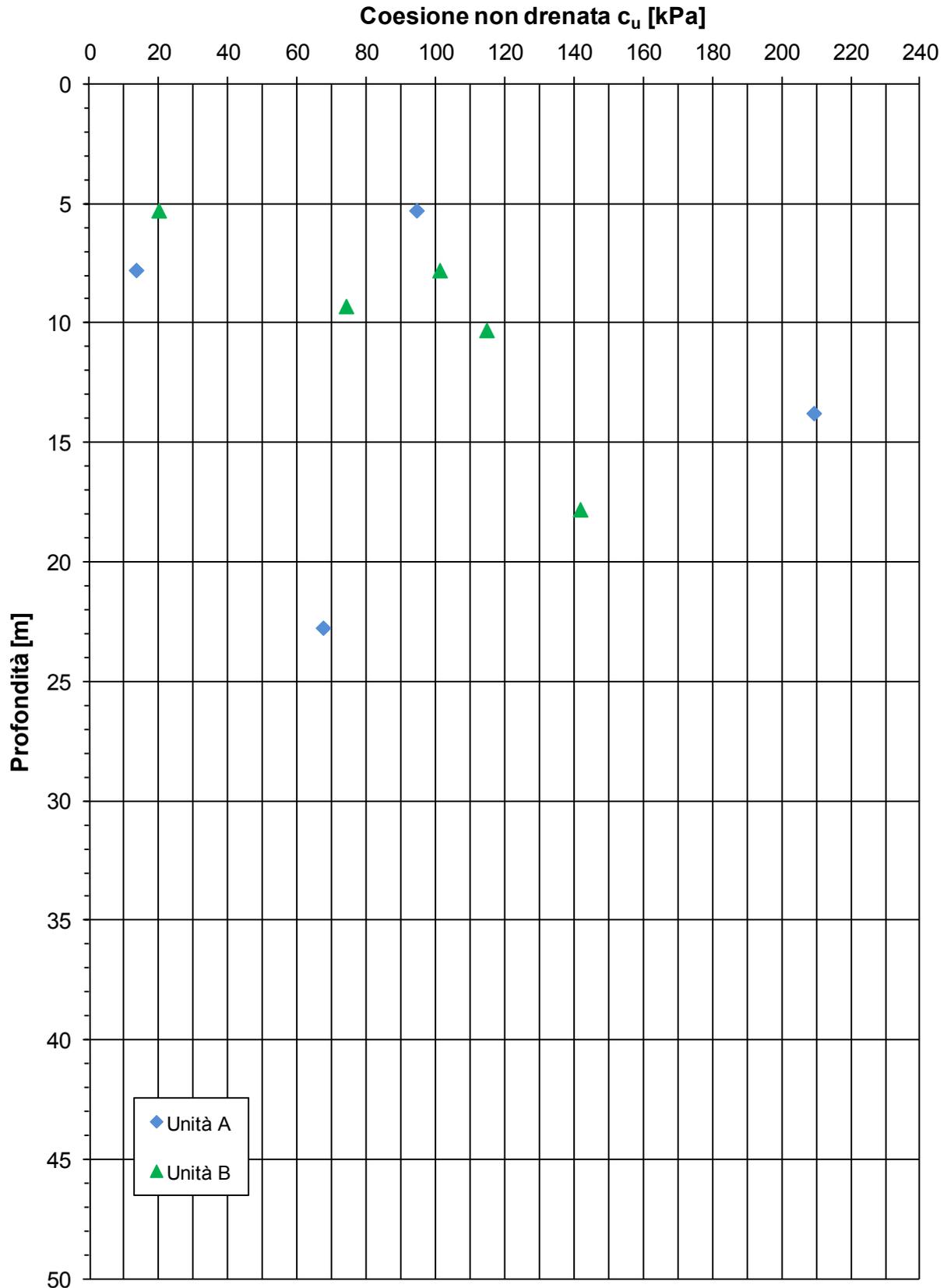
ZONA OMOGENEA 4 - Indagini in sito (SPT)



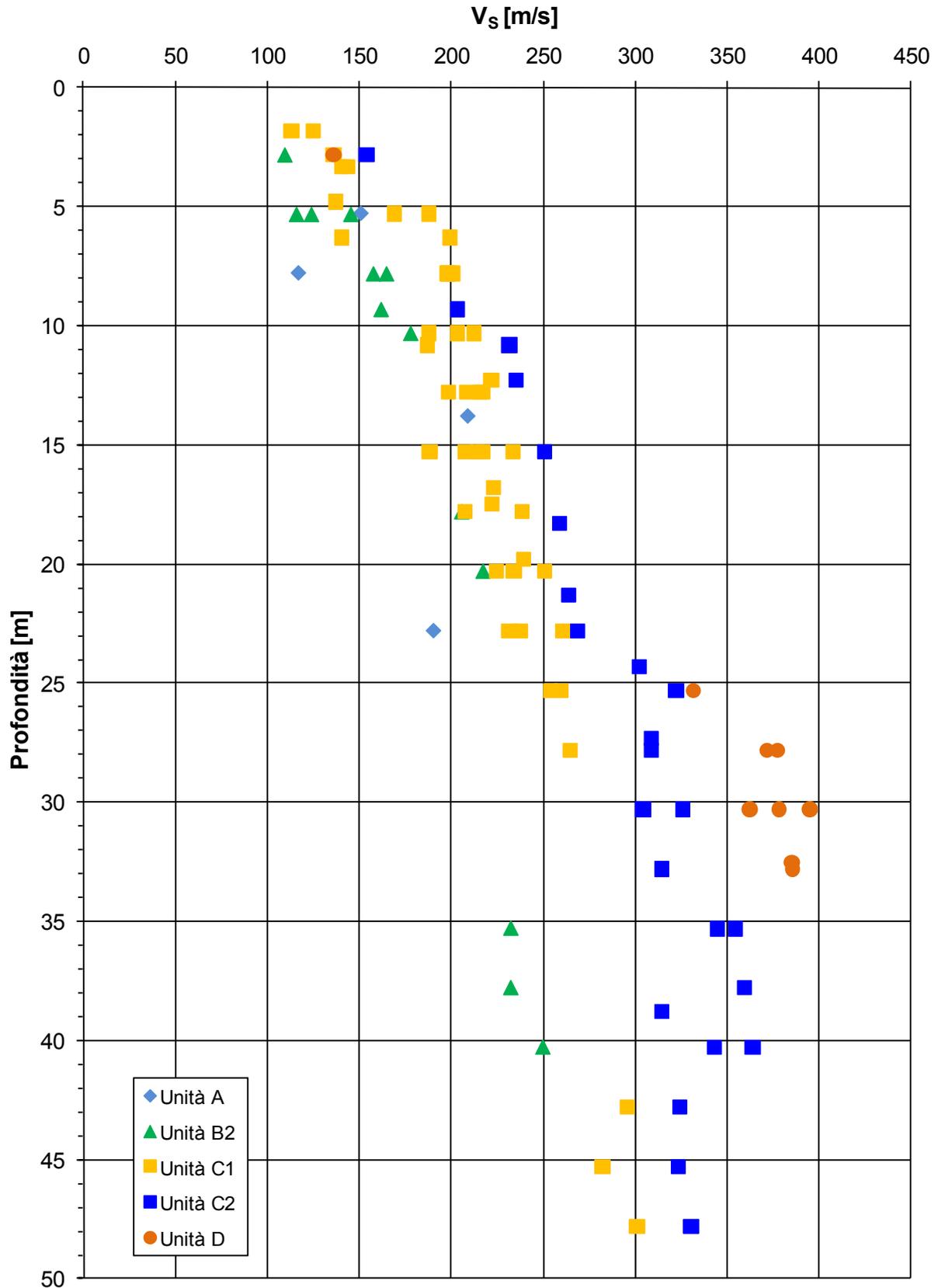
ZONA OMOGENEA 4 - Indagini in sito (SPT)



ZONA OMOGENEA 4 - Indagini in sito (SPT)

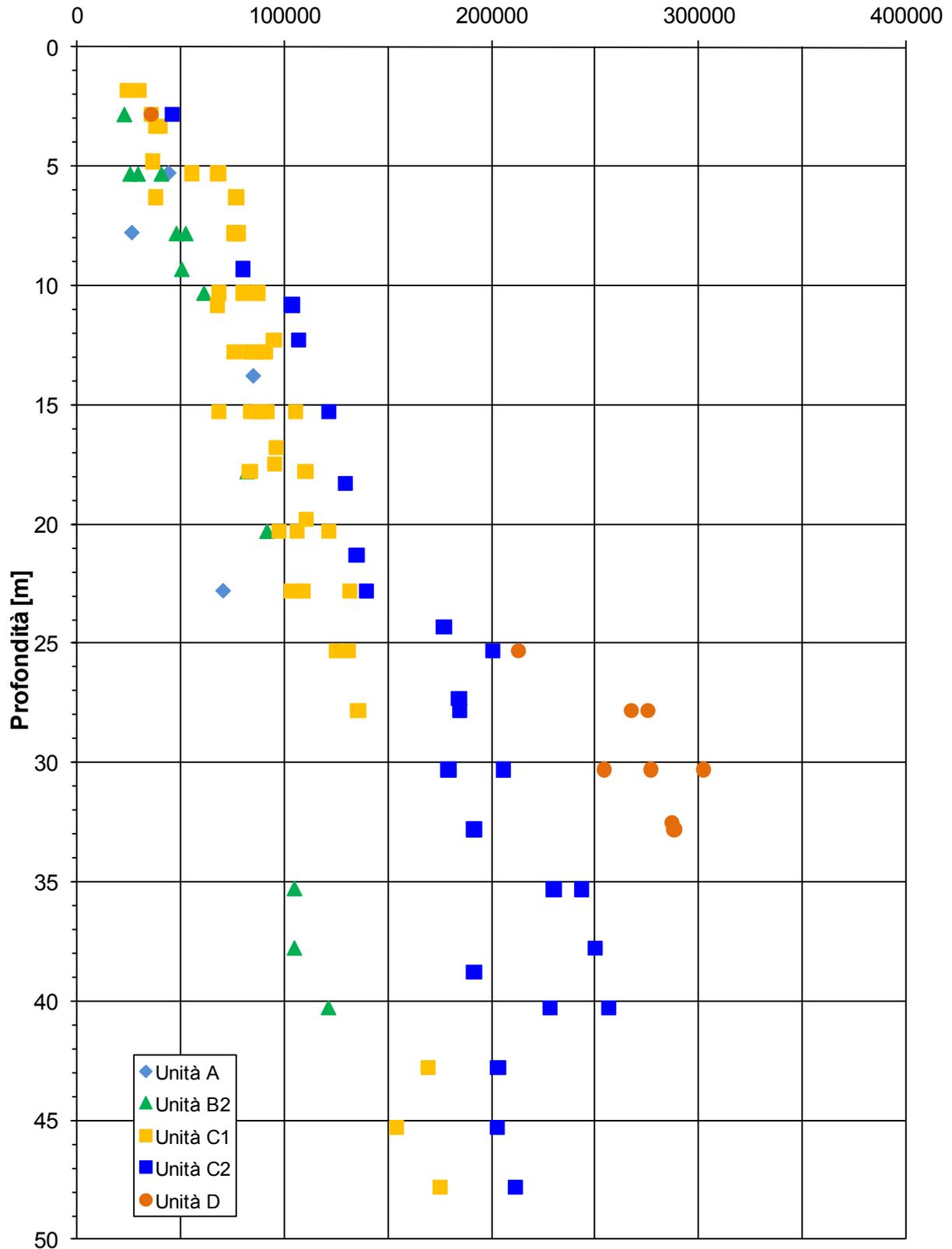


ZONA OMOGENEA 4 - Indagini in sito (SPT)

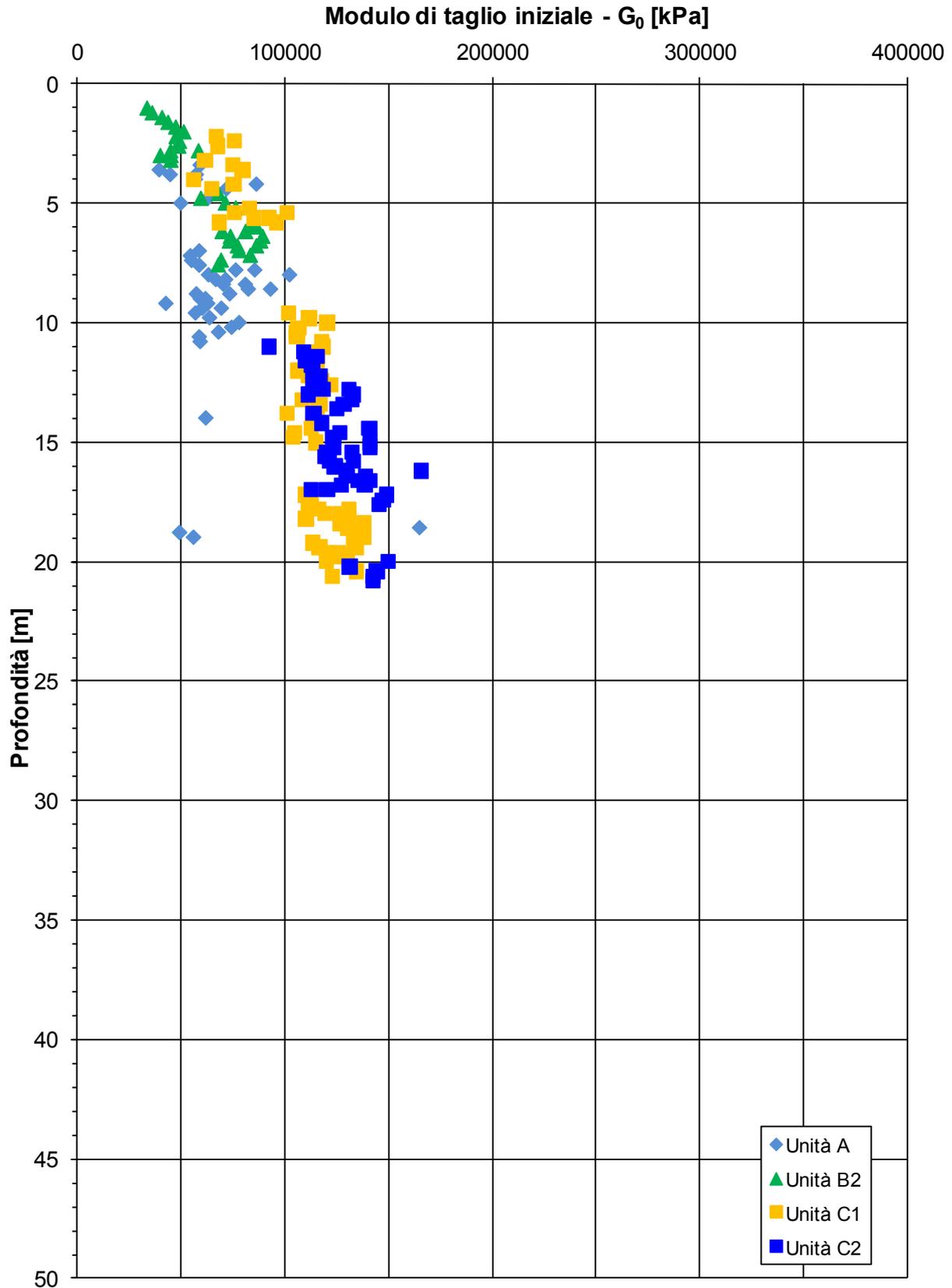


ZONA OMOGENEA 4 - Indagini in sito (SPT)

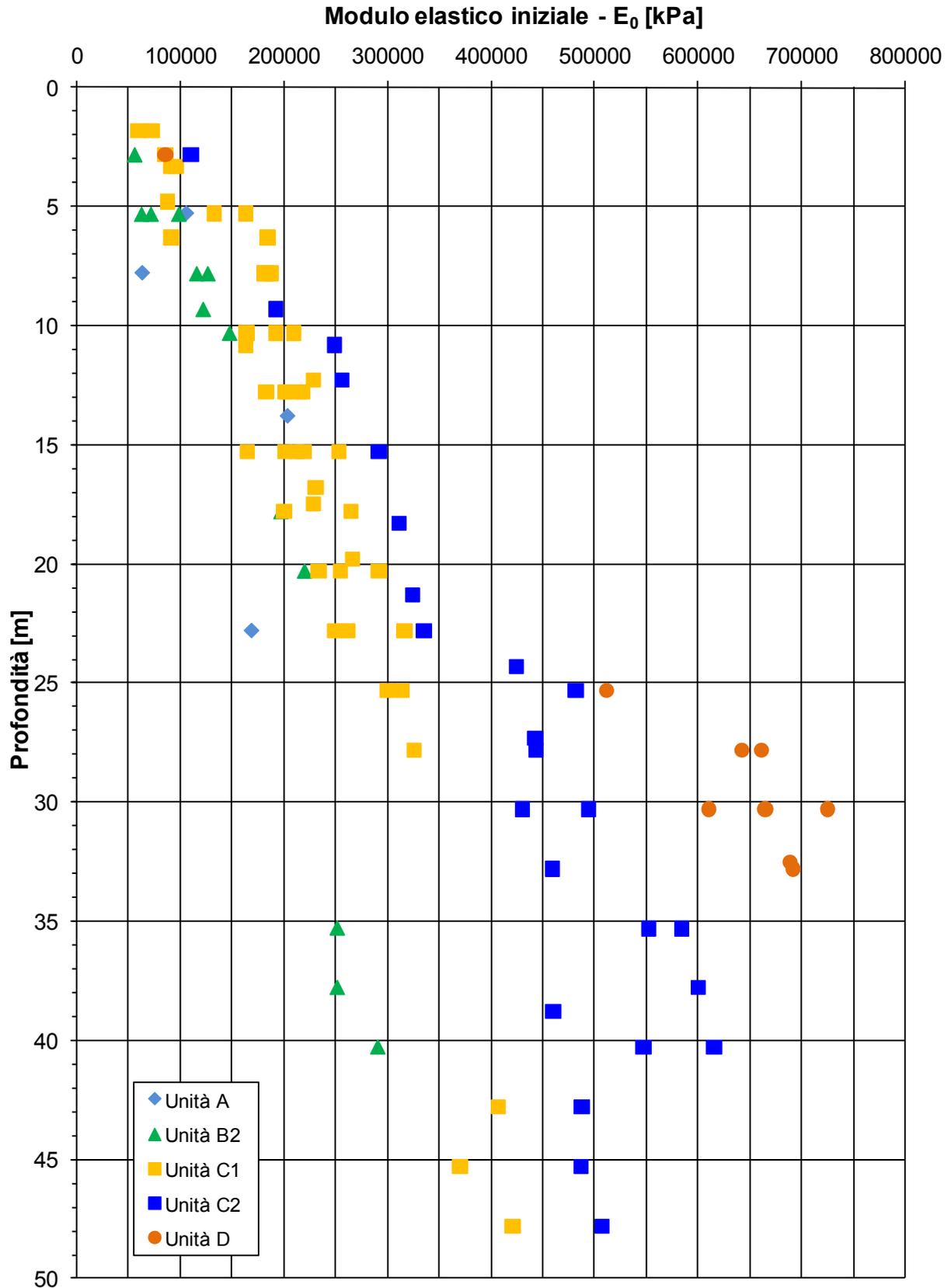
Modulo di taglio iniziale - G_0 [kPa]



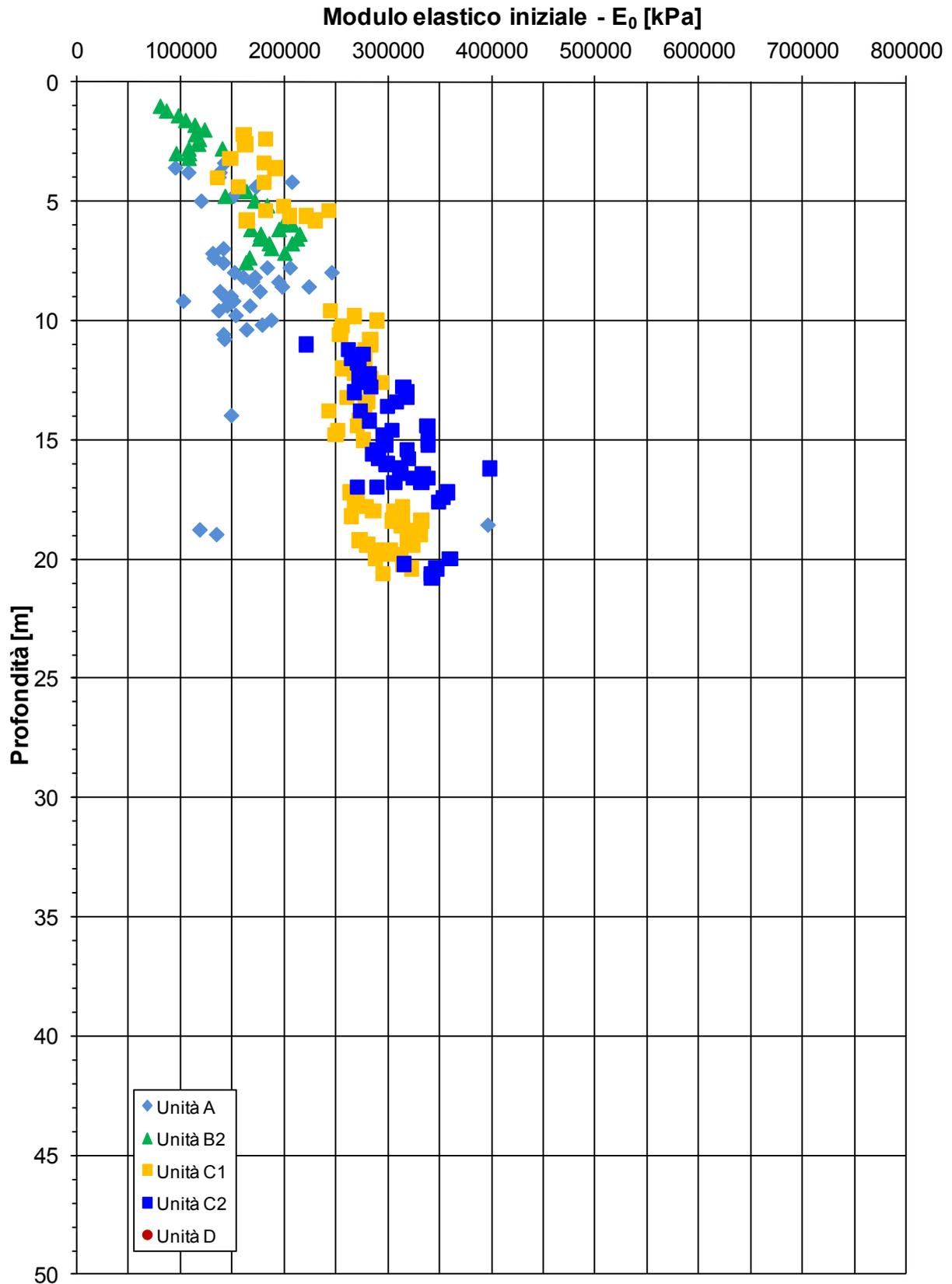
ZONA OMOGENEA 4 - Indagini in sito (CPT - AP007, AP106)



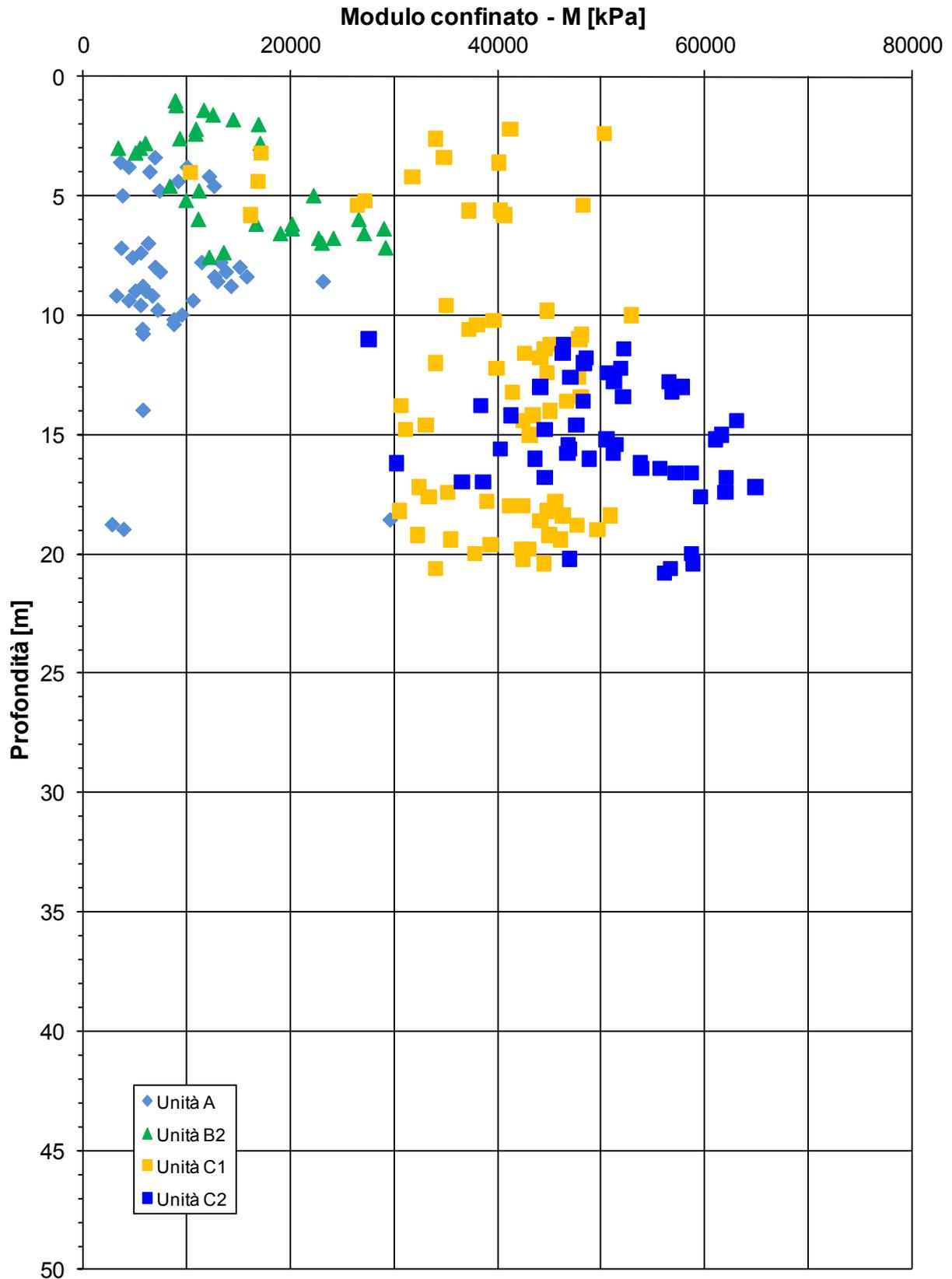
ZONA OMOGENEA 4 - Indagini in sito (SPT)



ZONA OMOGENEA 4 - Indagini in sito (CPT - AP007, AP106)



ZONA OMOGENEA 4 - Indagini in sito (CPT - AP007,AP106)

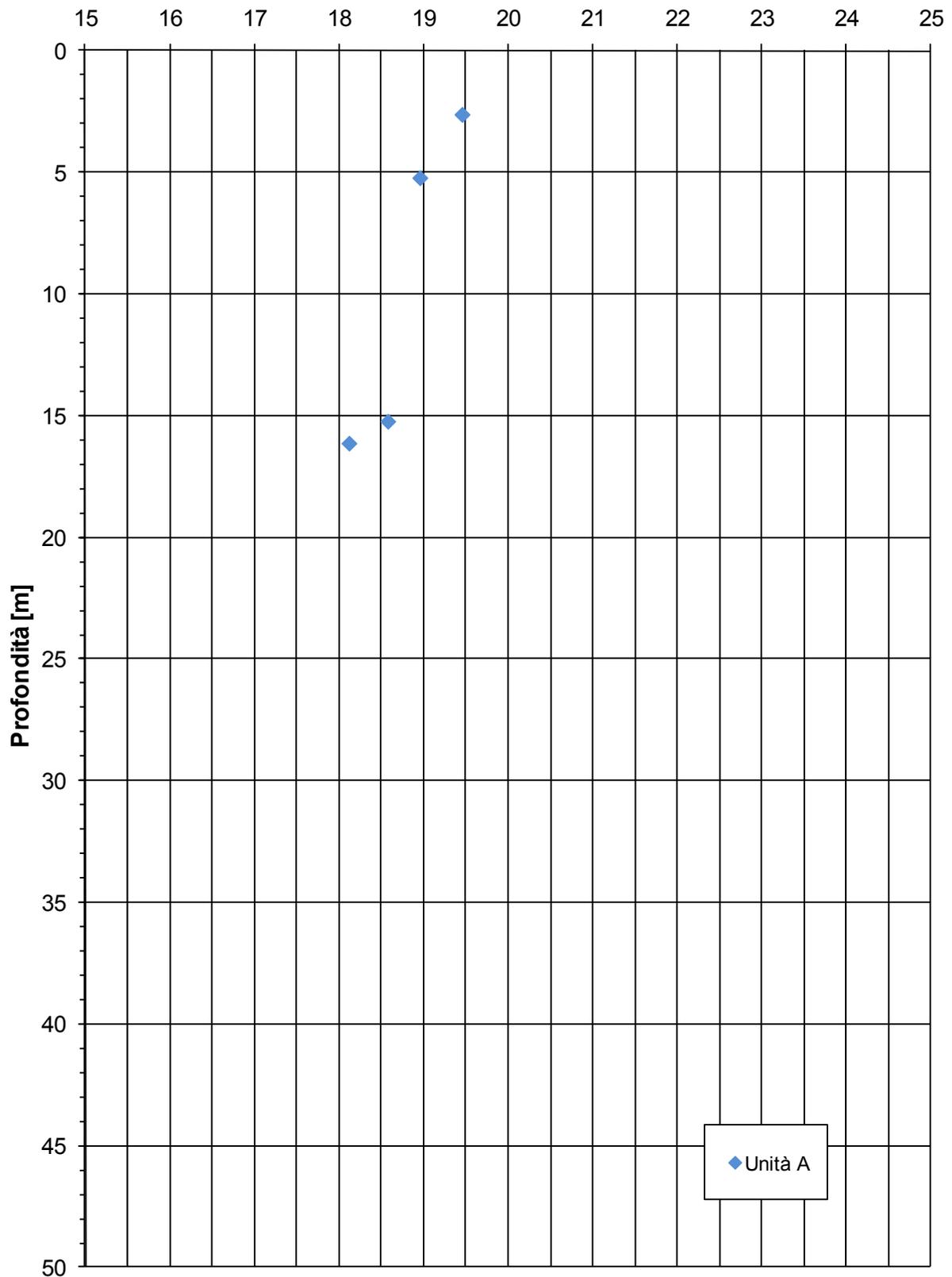


APPENDICE 5:

ZONA OMOGENEA 5 – Caratteristiche fisiche, di deformabilità e di resistenza al taglio.

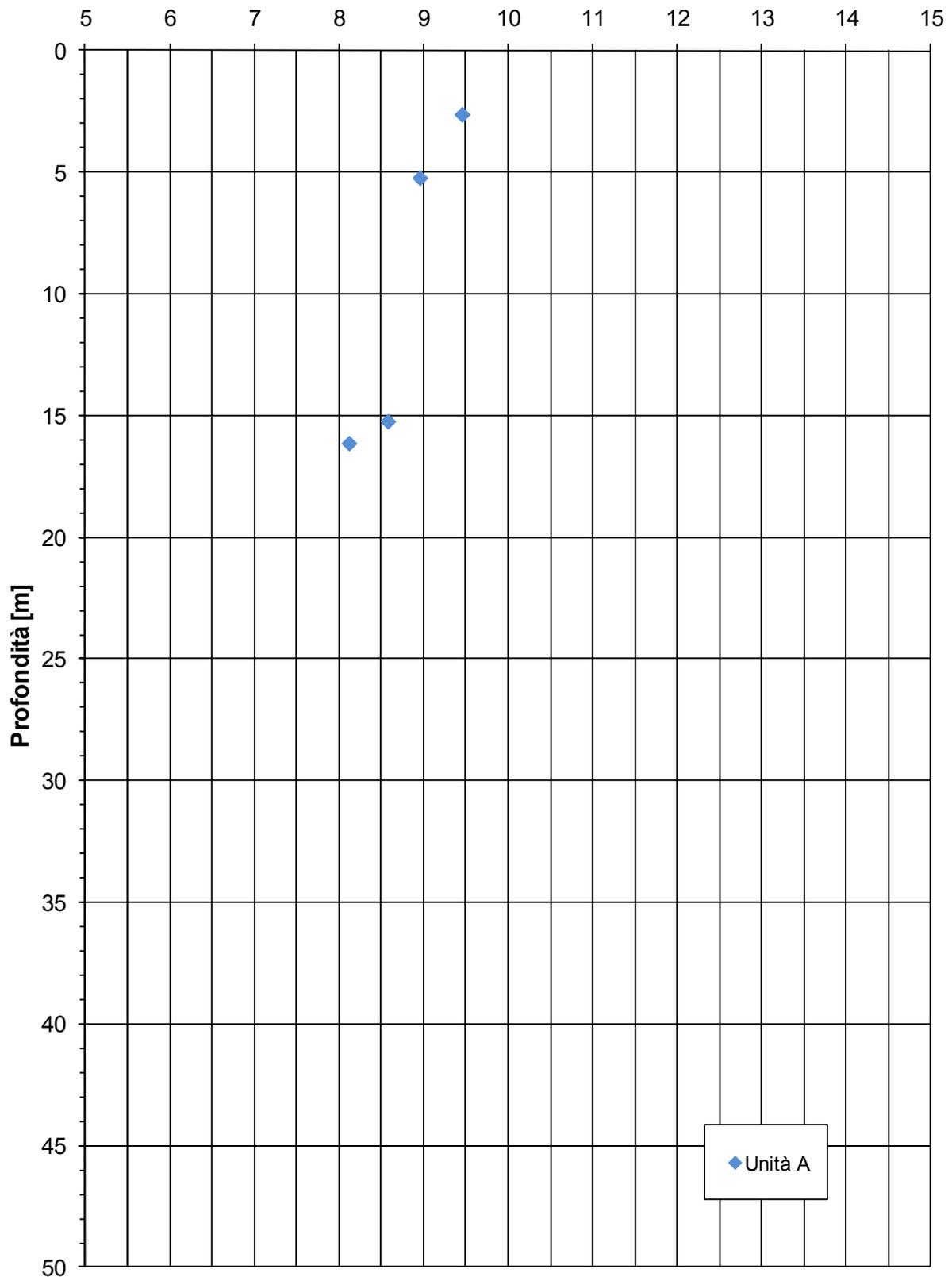
ZONA OMOGENEA 5

Peso di volume naturale - γ [kN/m³]



ZONA OMOGENEA 5

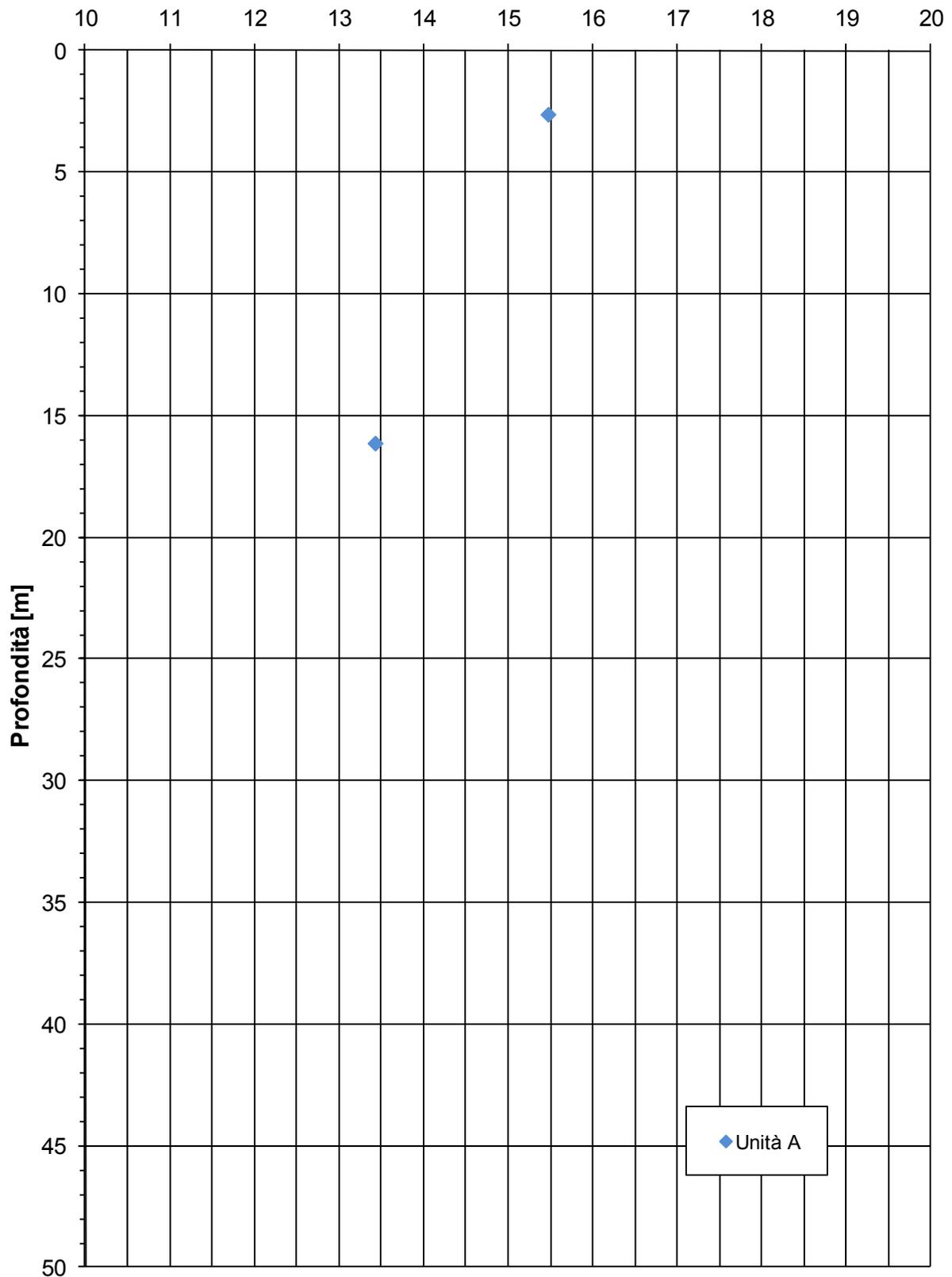
Peso di volume immerso - γ' [kN/m³]



◆ Unità A

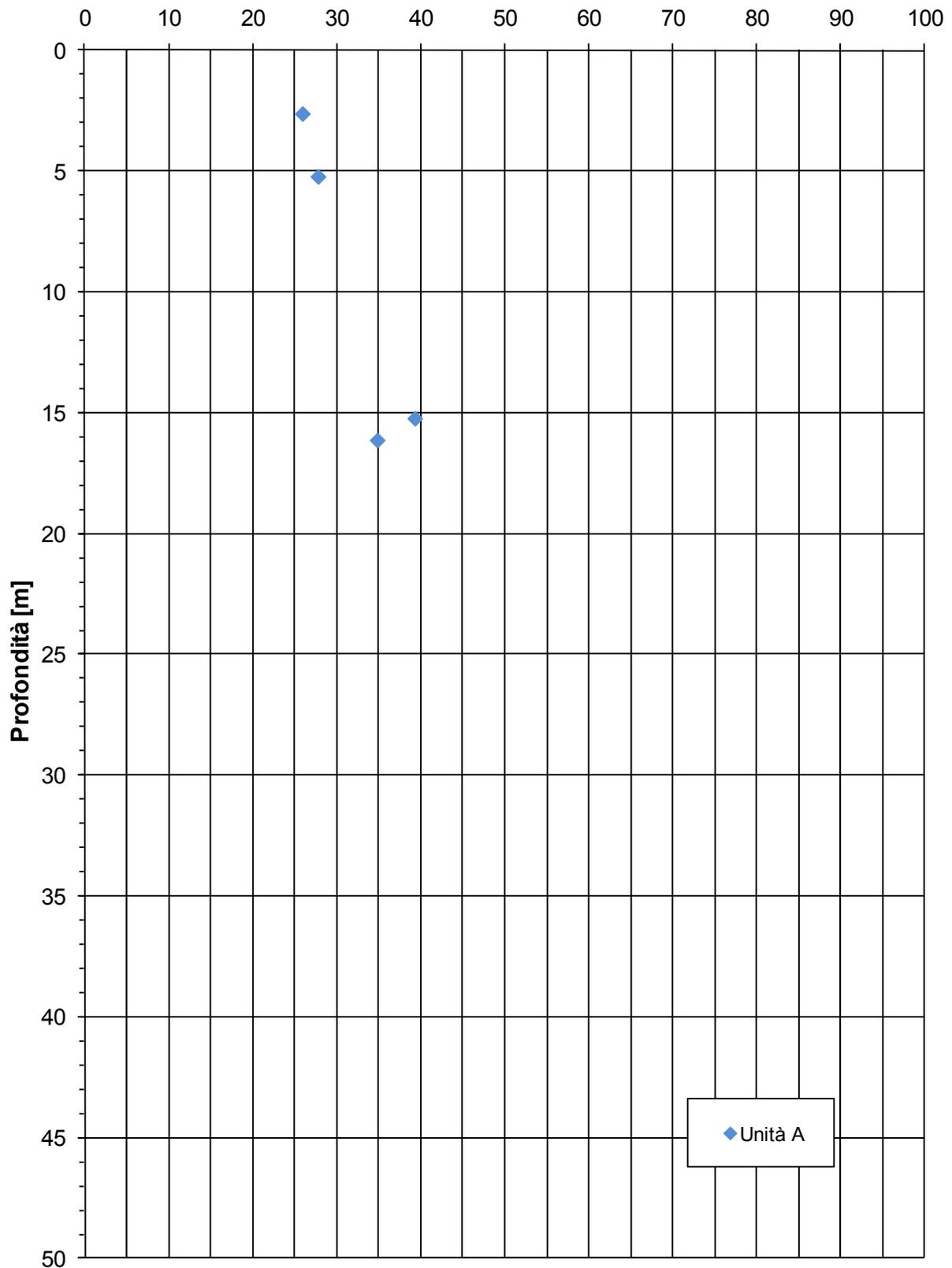
ZONA OMOGENEA 5

Peso di volume secco - γ_d [kN/m³]



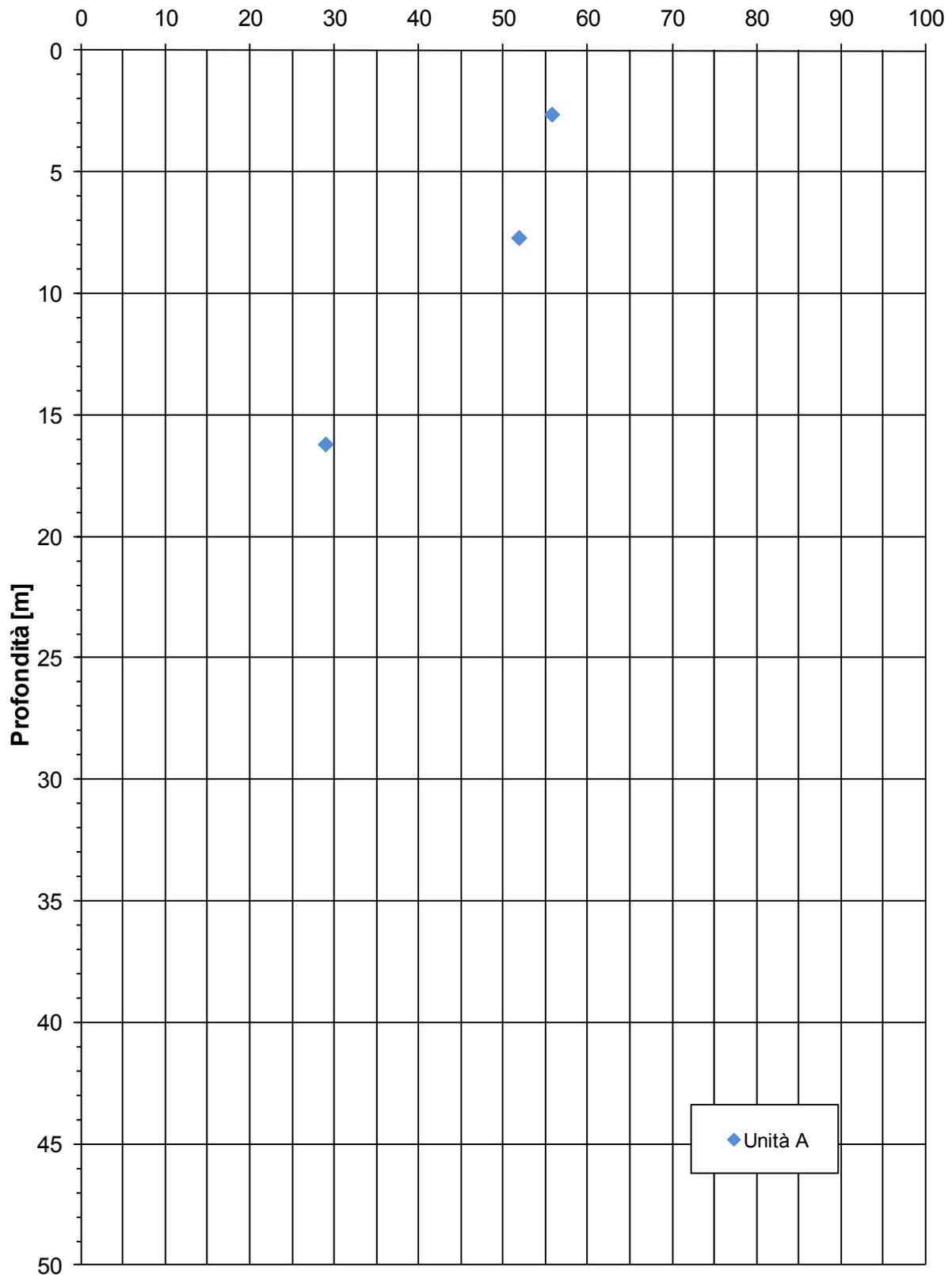
ZONA OMOGENEA 5

Contenuto naturale d'acqua - w[%]



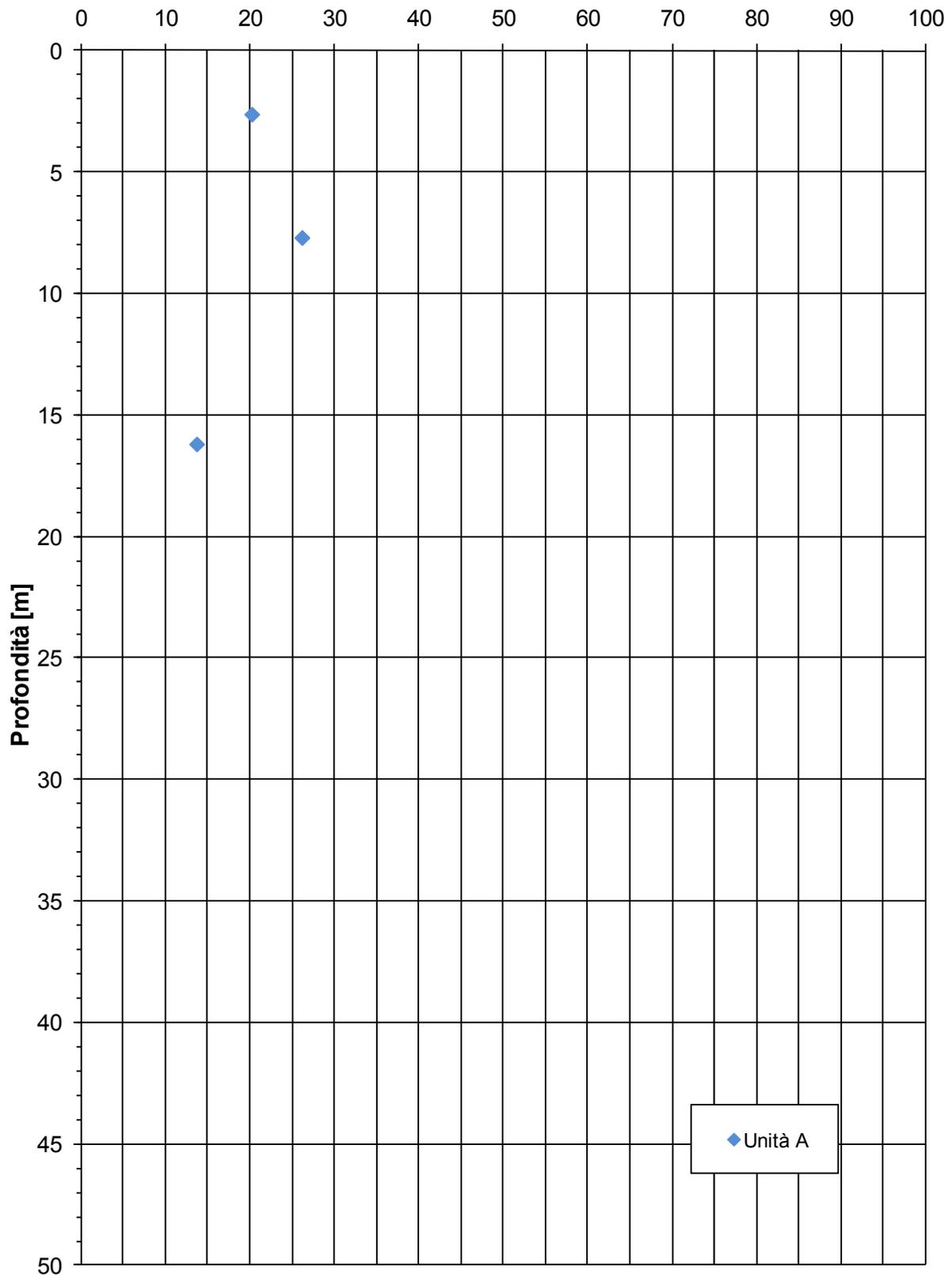
ZONA OMOGENEA 5

Limite liquido- LL [%]



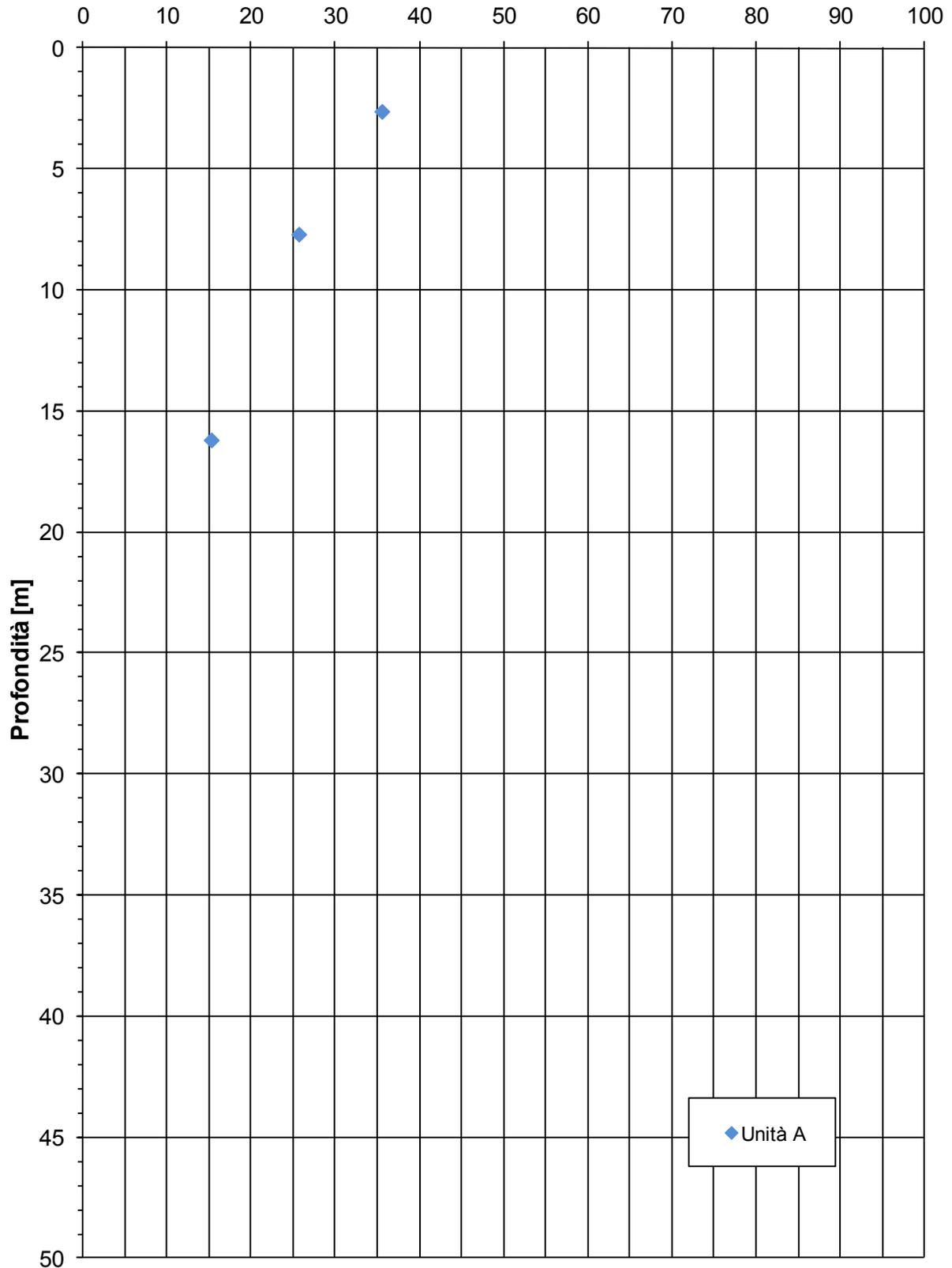
ZONA OMOGENEA 5

Limite plastico LP [%]



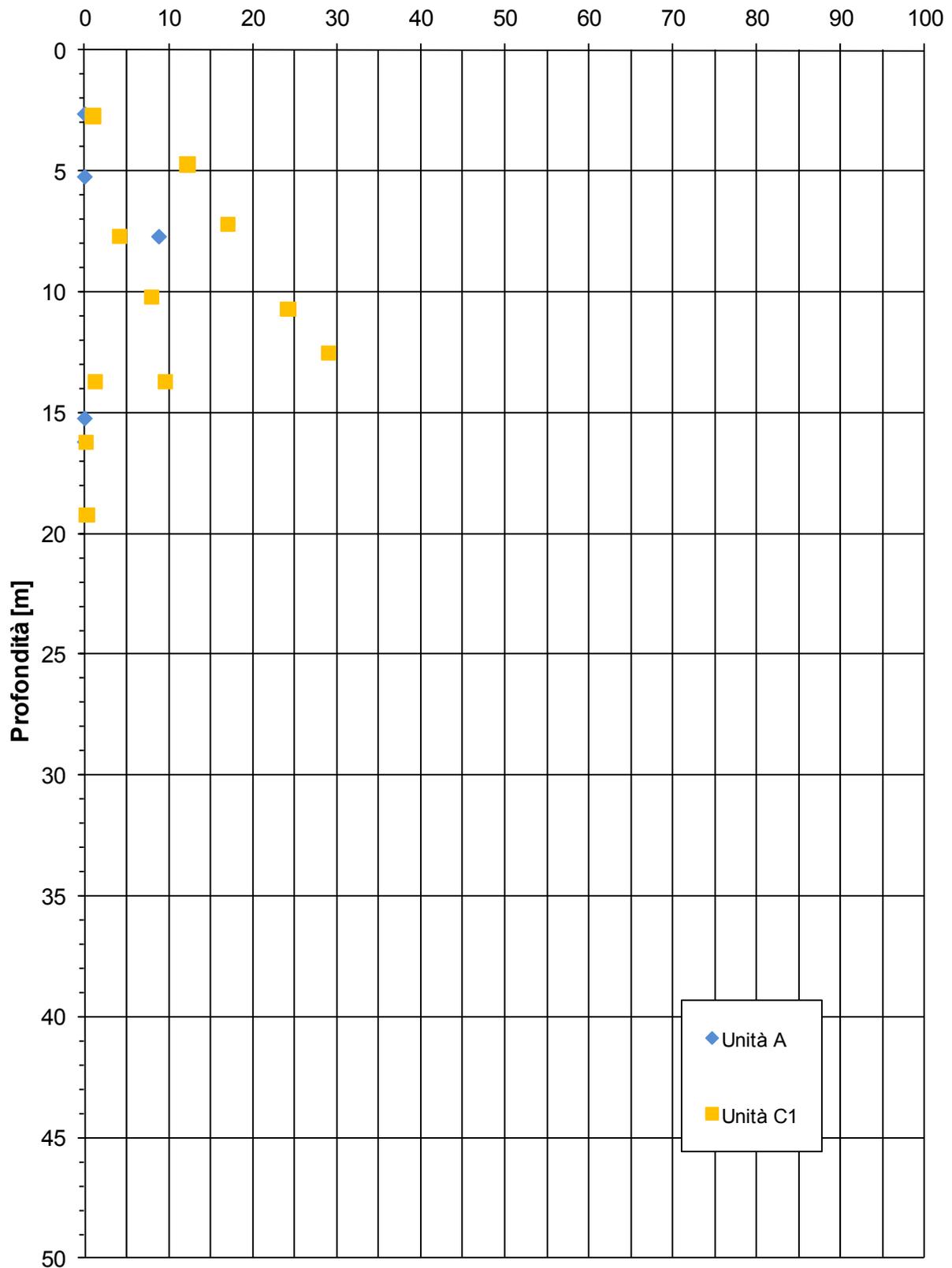
ZONA OMOGENEA 5

Indice plastico IP [%]



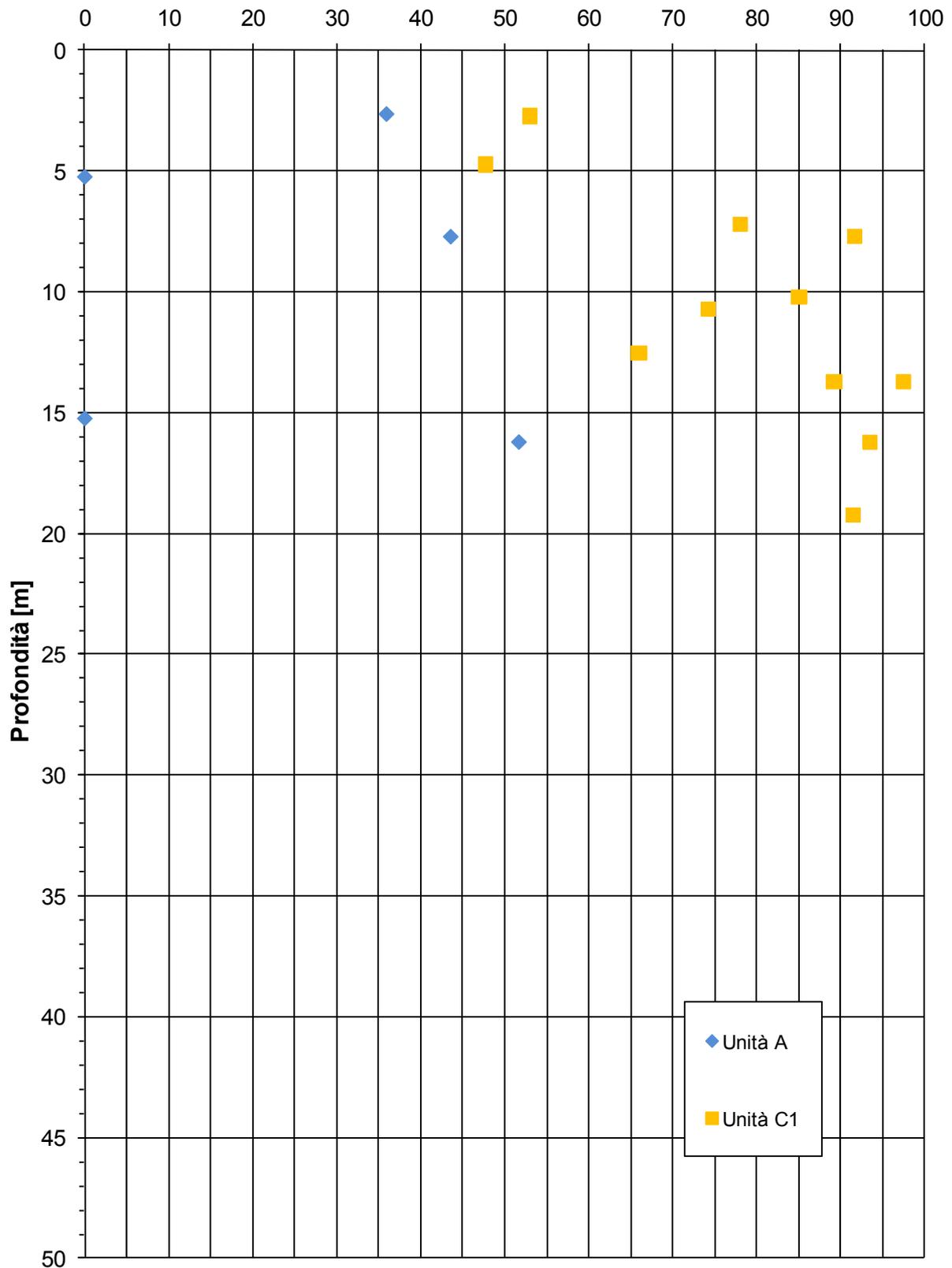
ZONA OMOGENEA 5

Contenuto in ghiaia (AGI 1990) [%]



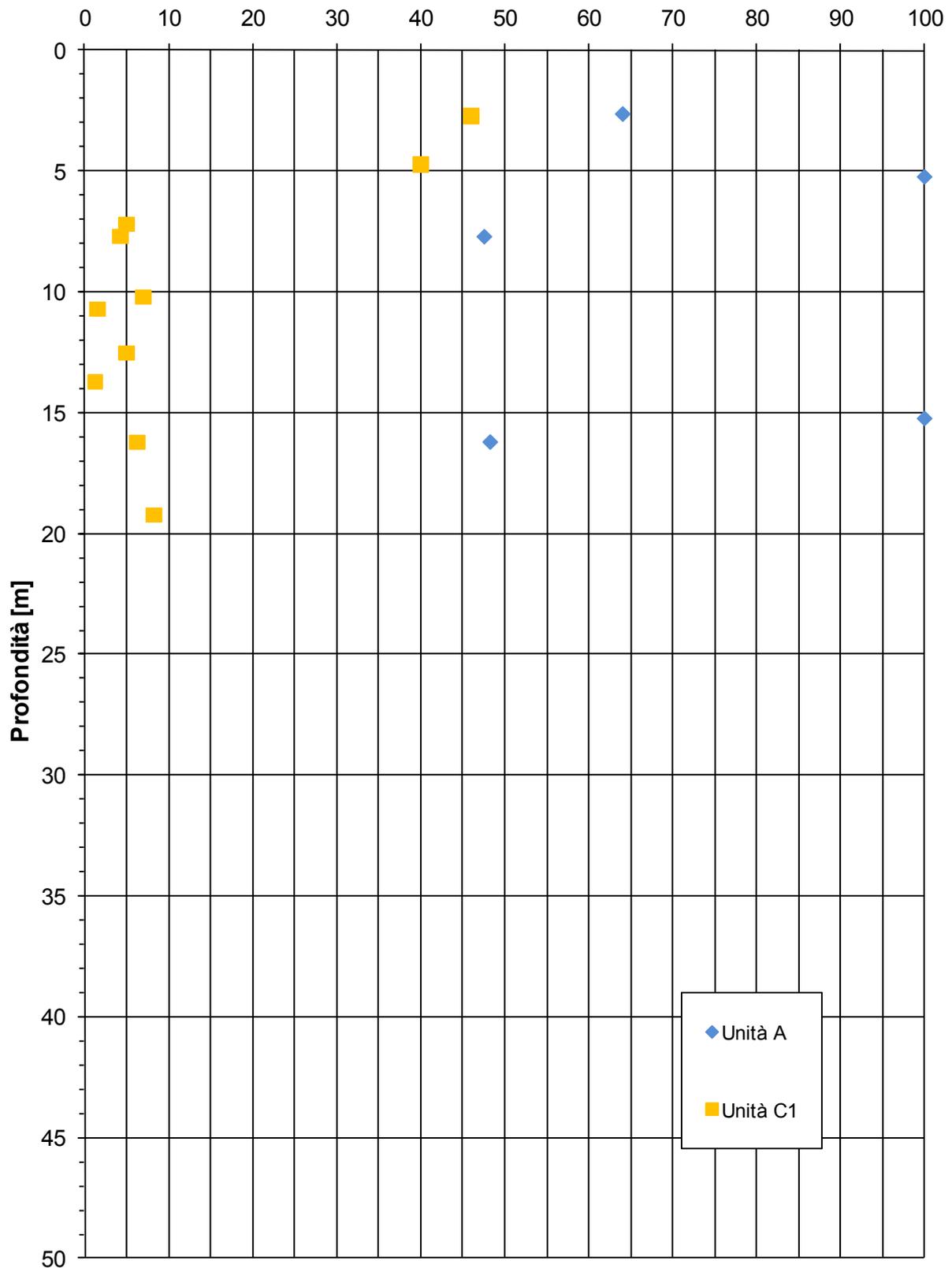
ZONA OMOGENEA 5

Contenuto in sabbia (AGI 1990) [%]



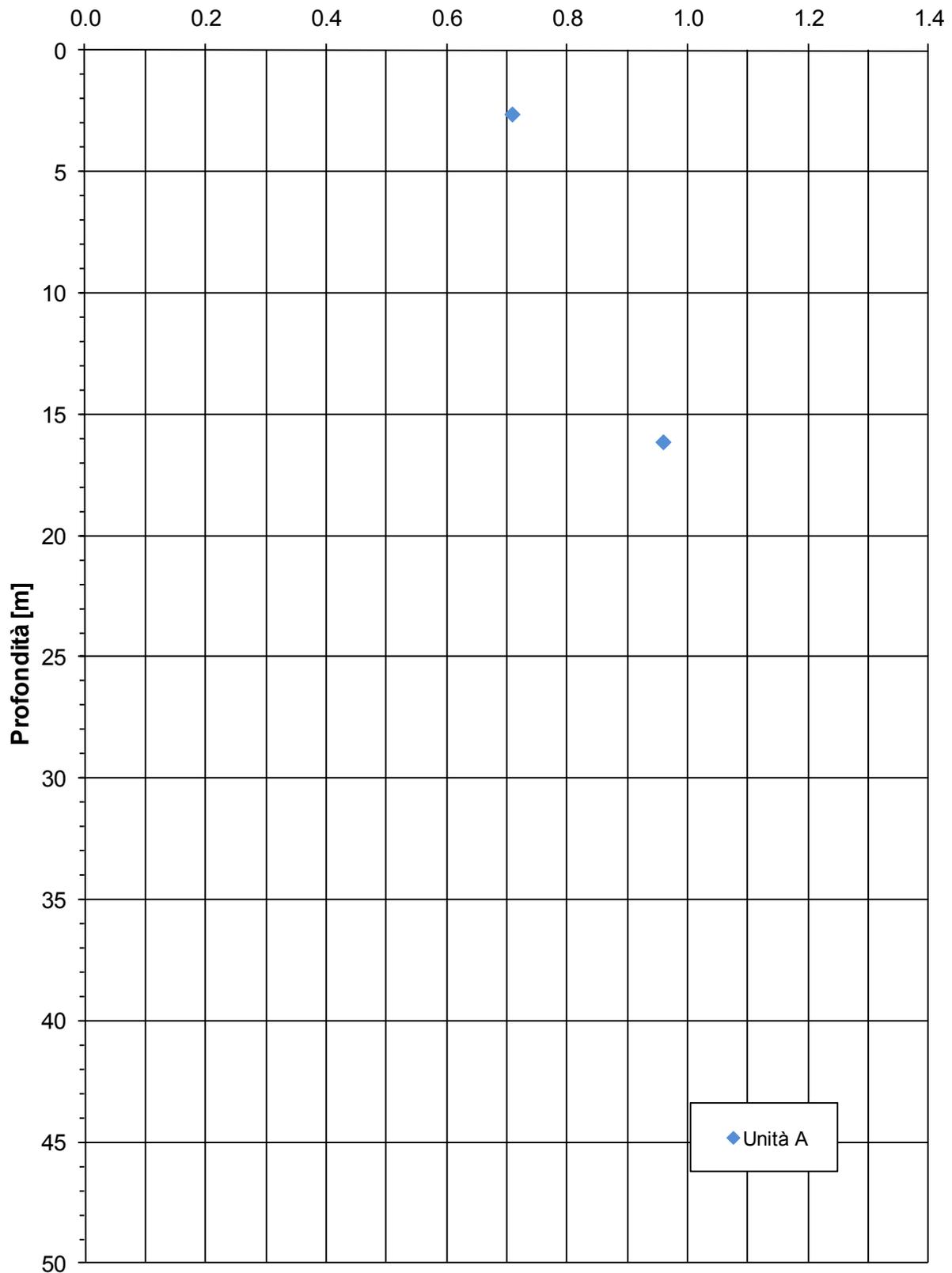
ZONA OMOGENEA 5

Contenuto in limo e argilla (AGI 1990) [%]



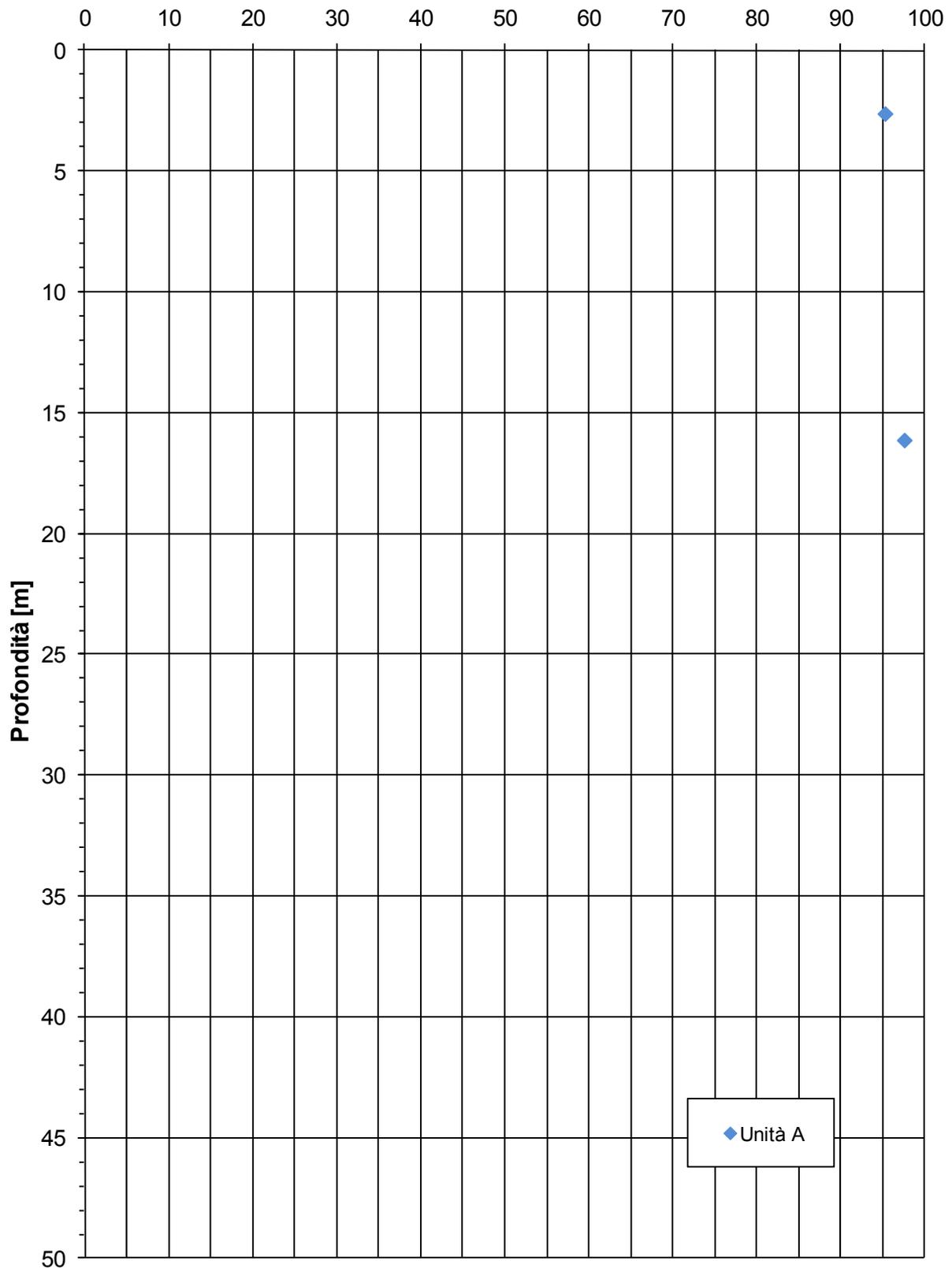
ZONA OMOGENEA 5

Indice dei vuoti iniziale - e[-]

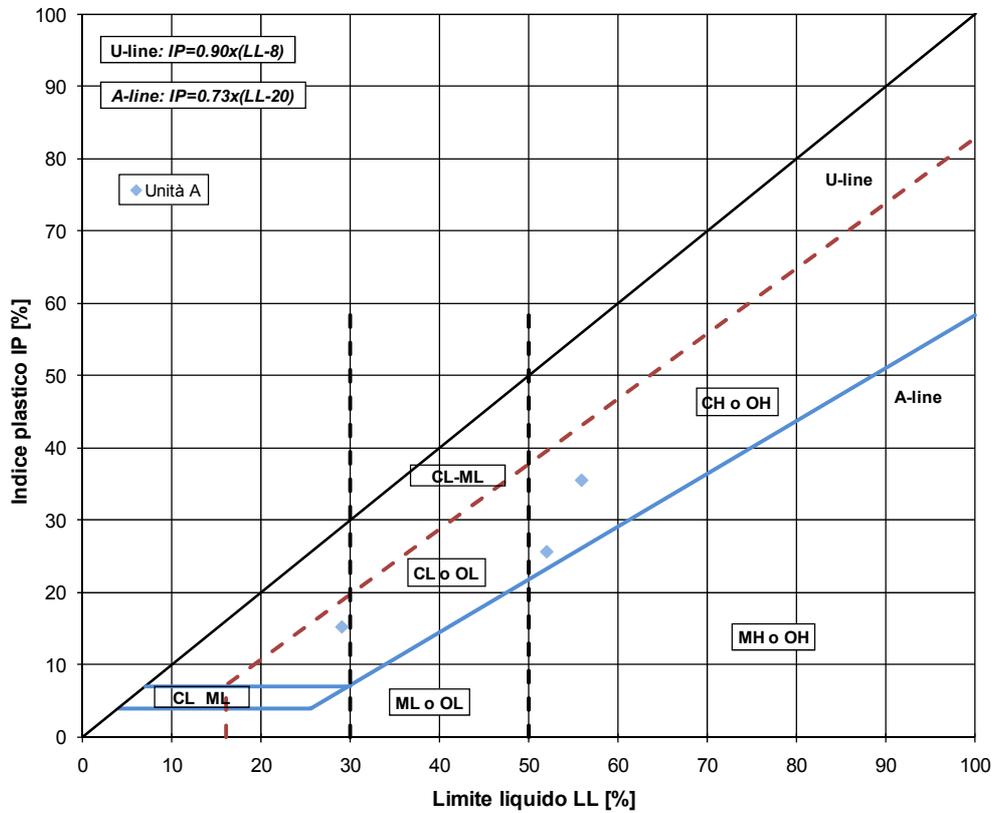


ZONA OMOGENEA 5

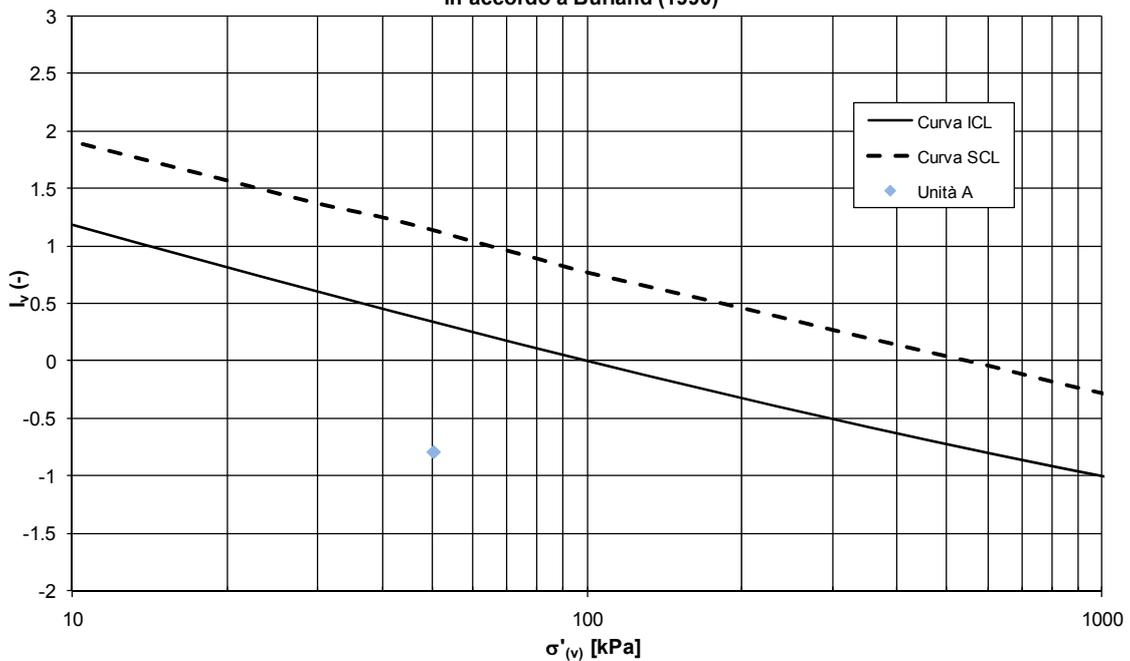
Grado di saturazione - [%]



ZONA OMOGENEA 5
Carta di plasticità Sistema Unificato

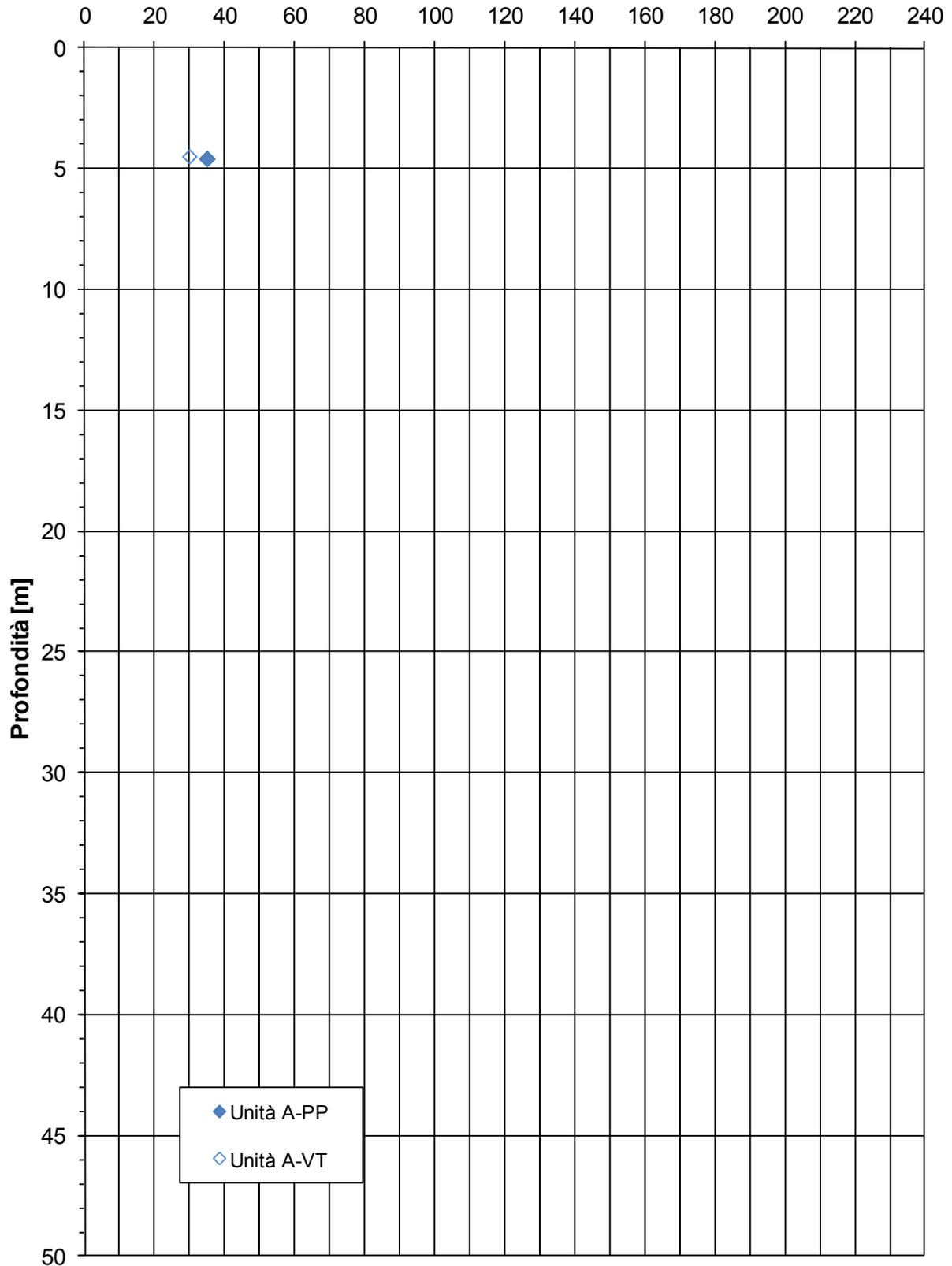


ZONA OMOGENEA 5
Linea di compressibilità intrinseca ed indice dei vuoti iniziale normalizzato
in accordo a Burland (1990)



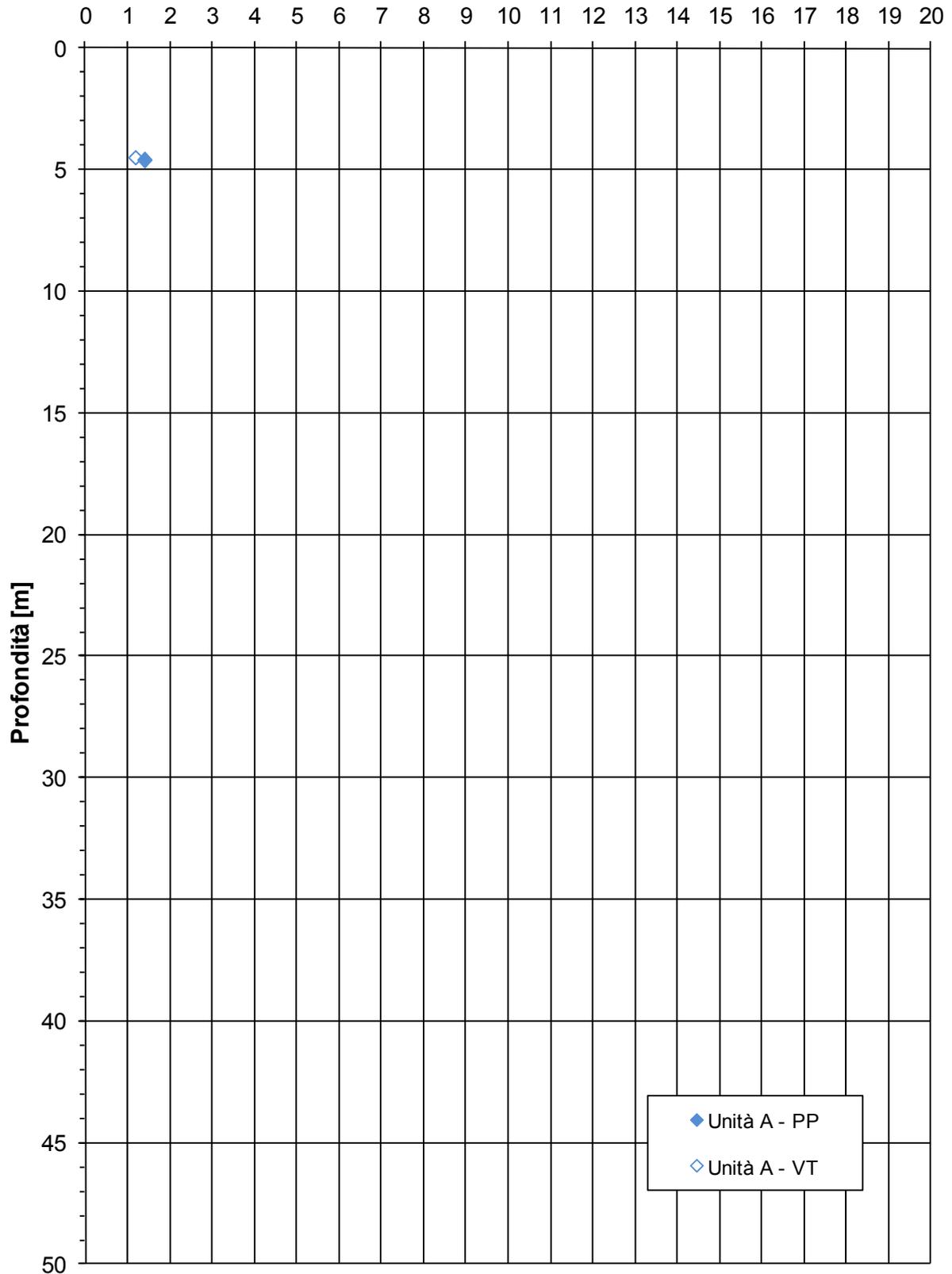
ZONA OMOGENEA 5 - Indagini in sito

Coesione non drenata - c_u [kPa]



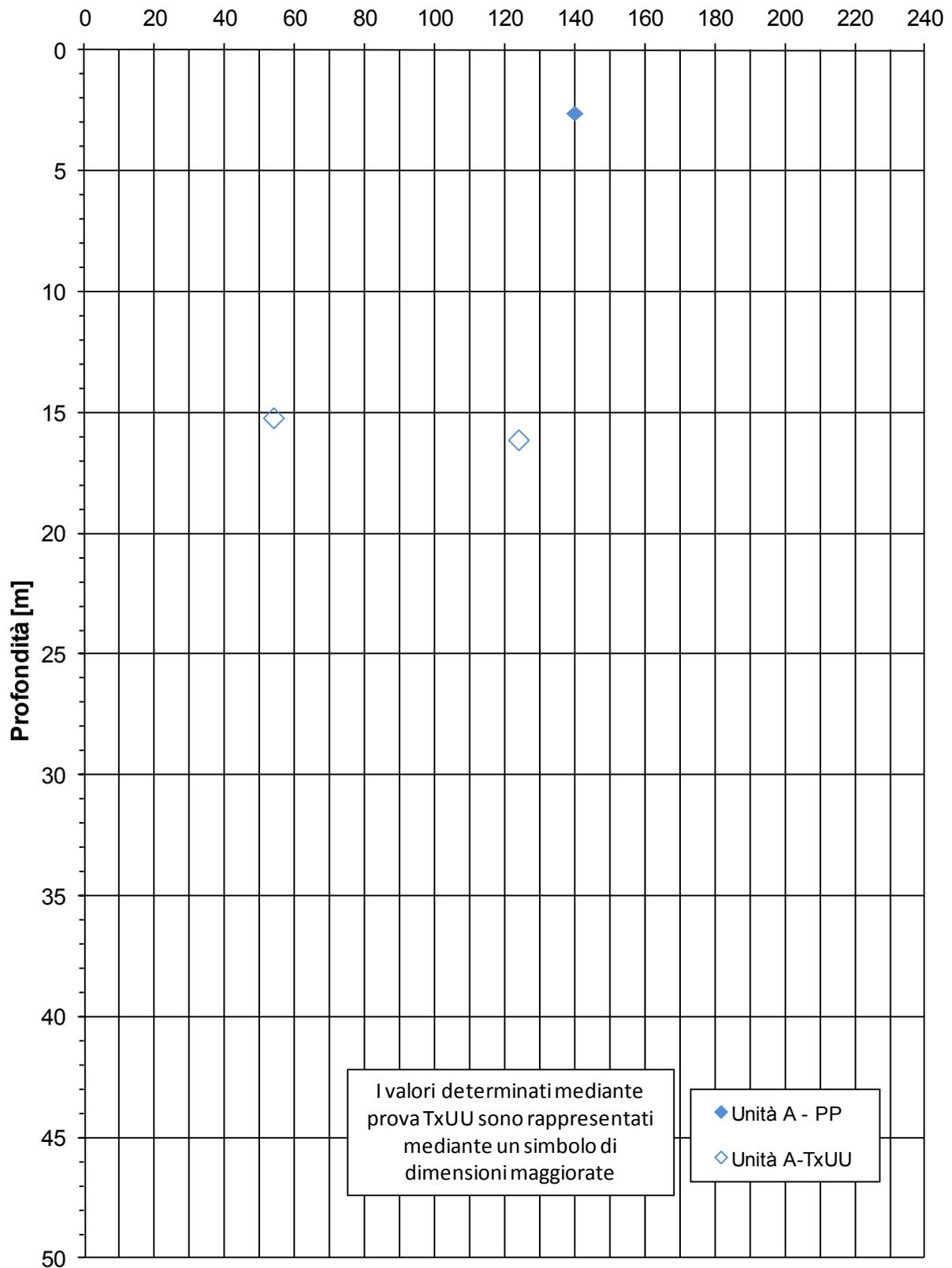
ZONA OMOGENEA 5 - Indagini in sito

Grado di sovraconsolidazione - OCR [-]



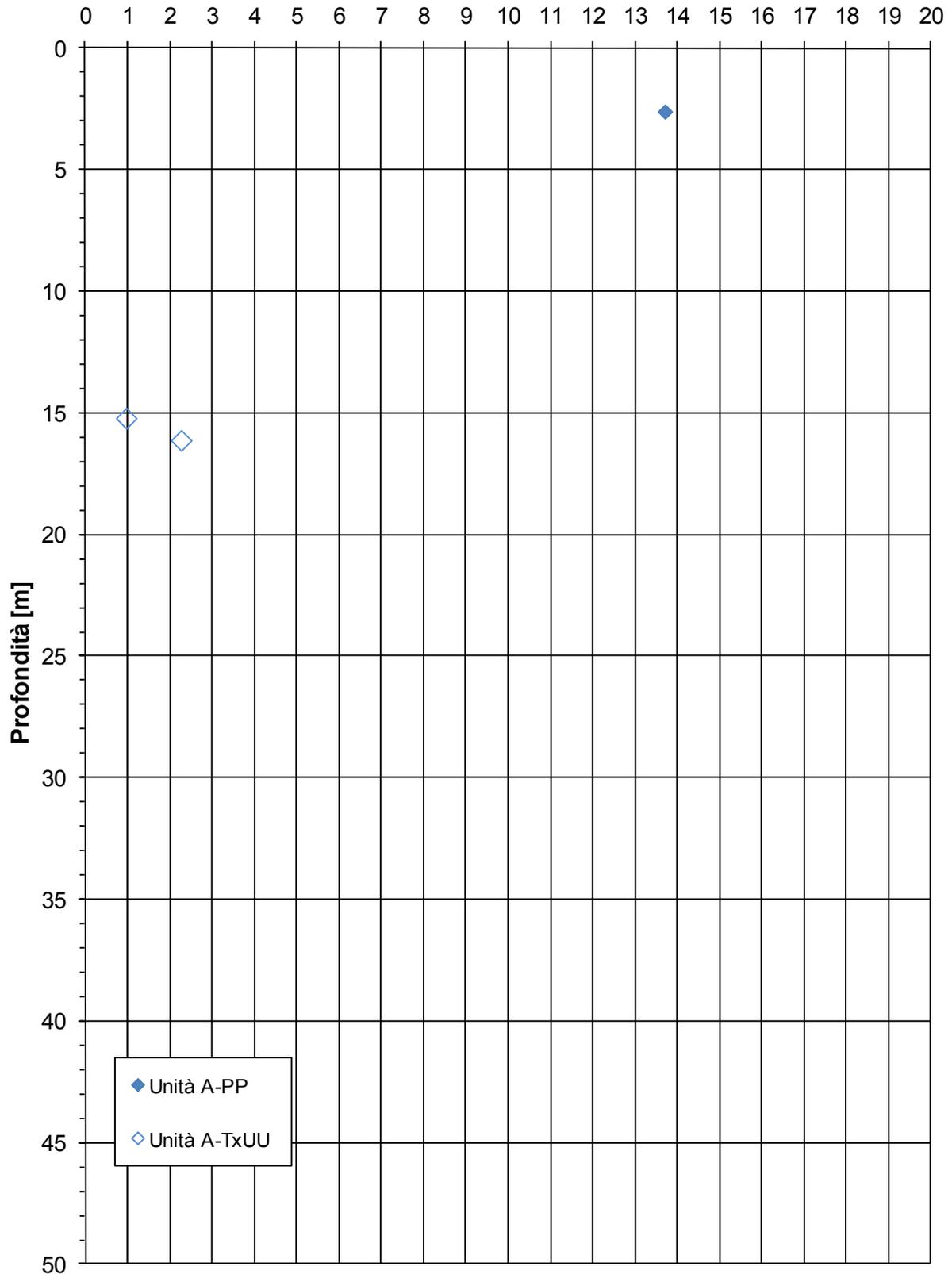
ZONA OMOGENEA 5 - Indagini in laboratorio

Coesione non drenata - c_u [kPa]

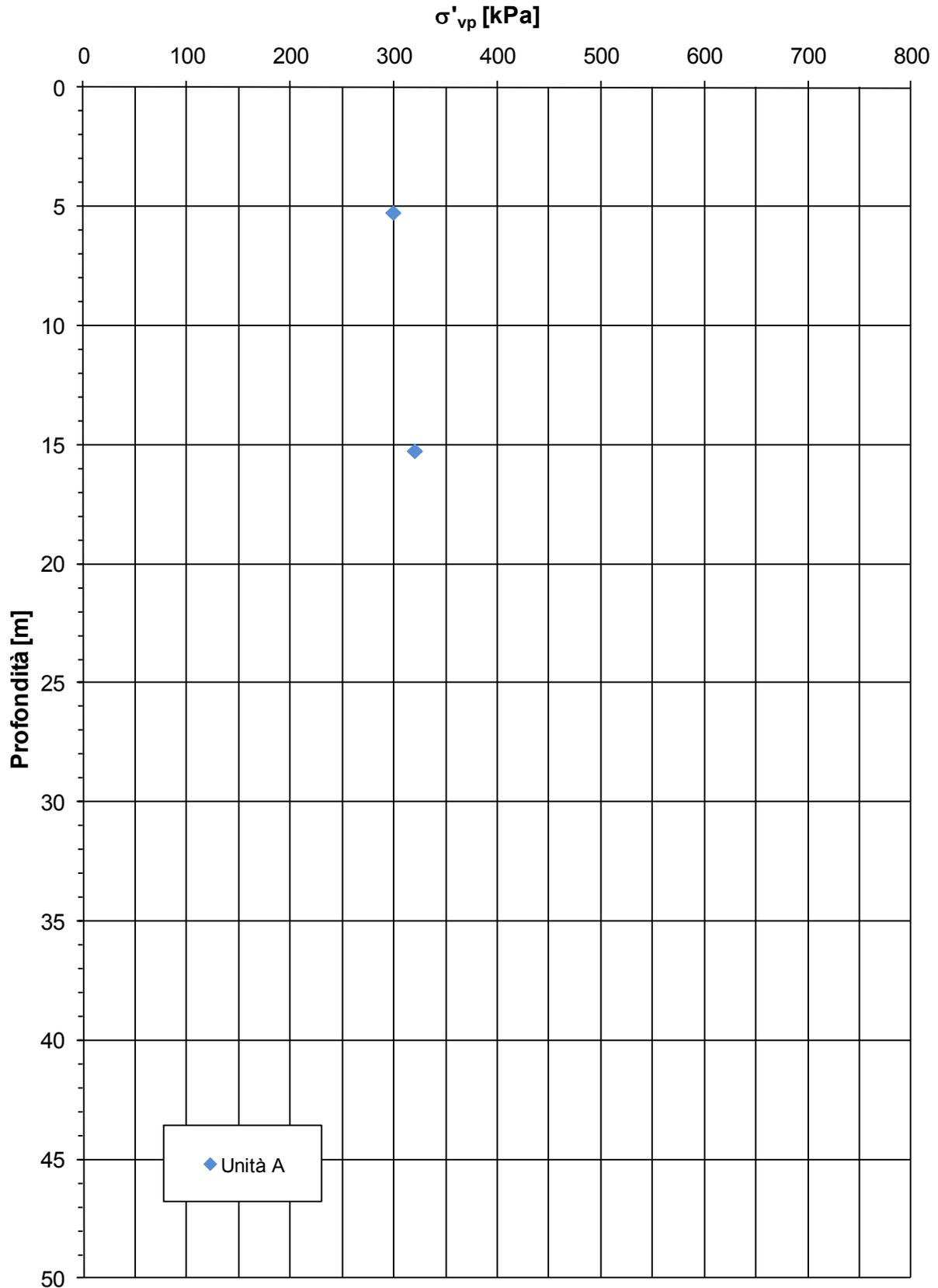


ZONA OMOGENEA 5 - Indagini laboratorio

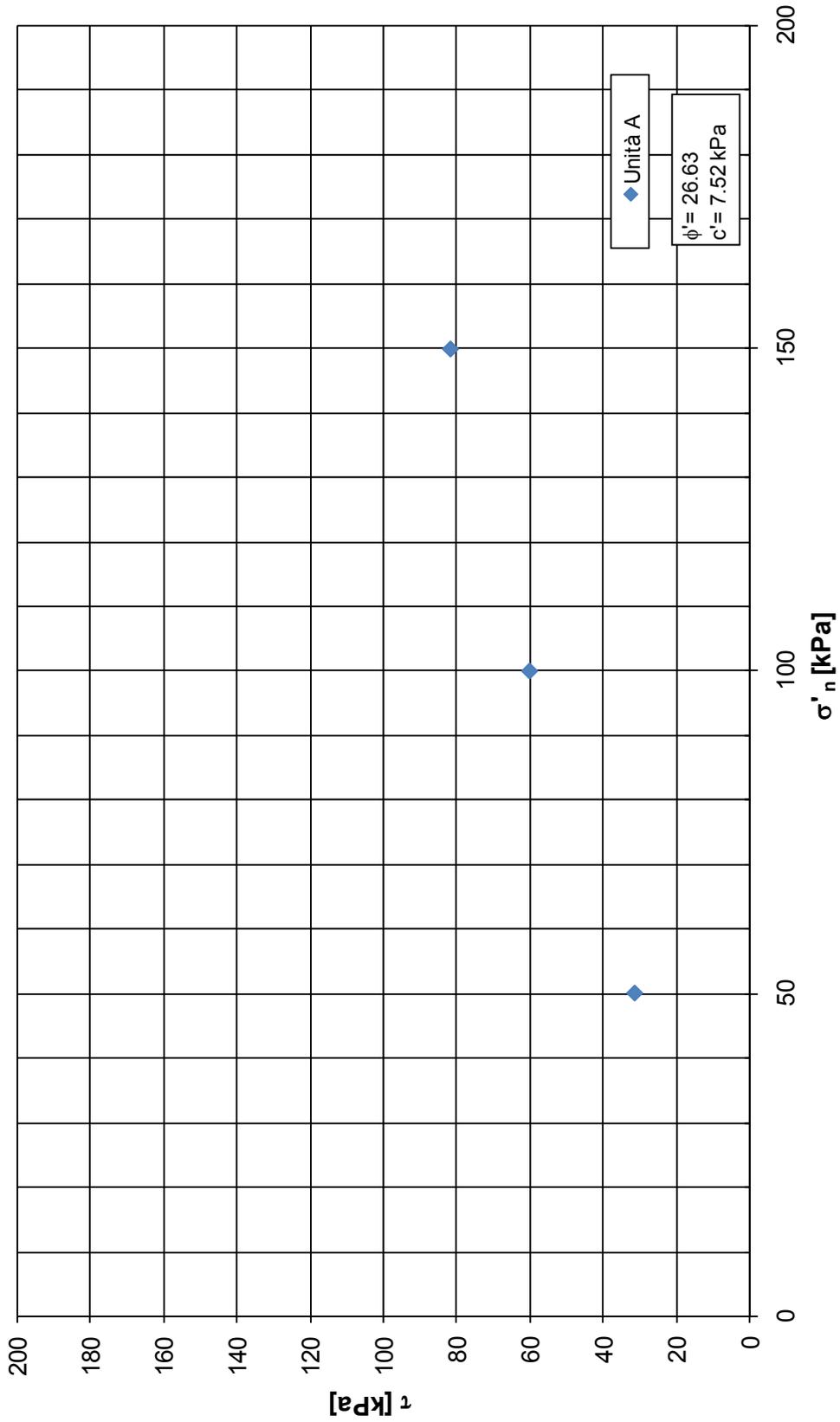
Grado di sovraconsolidazione - OCR [-]

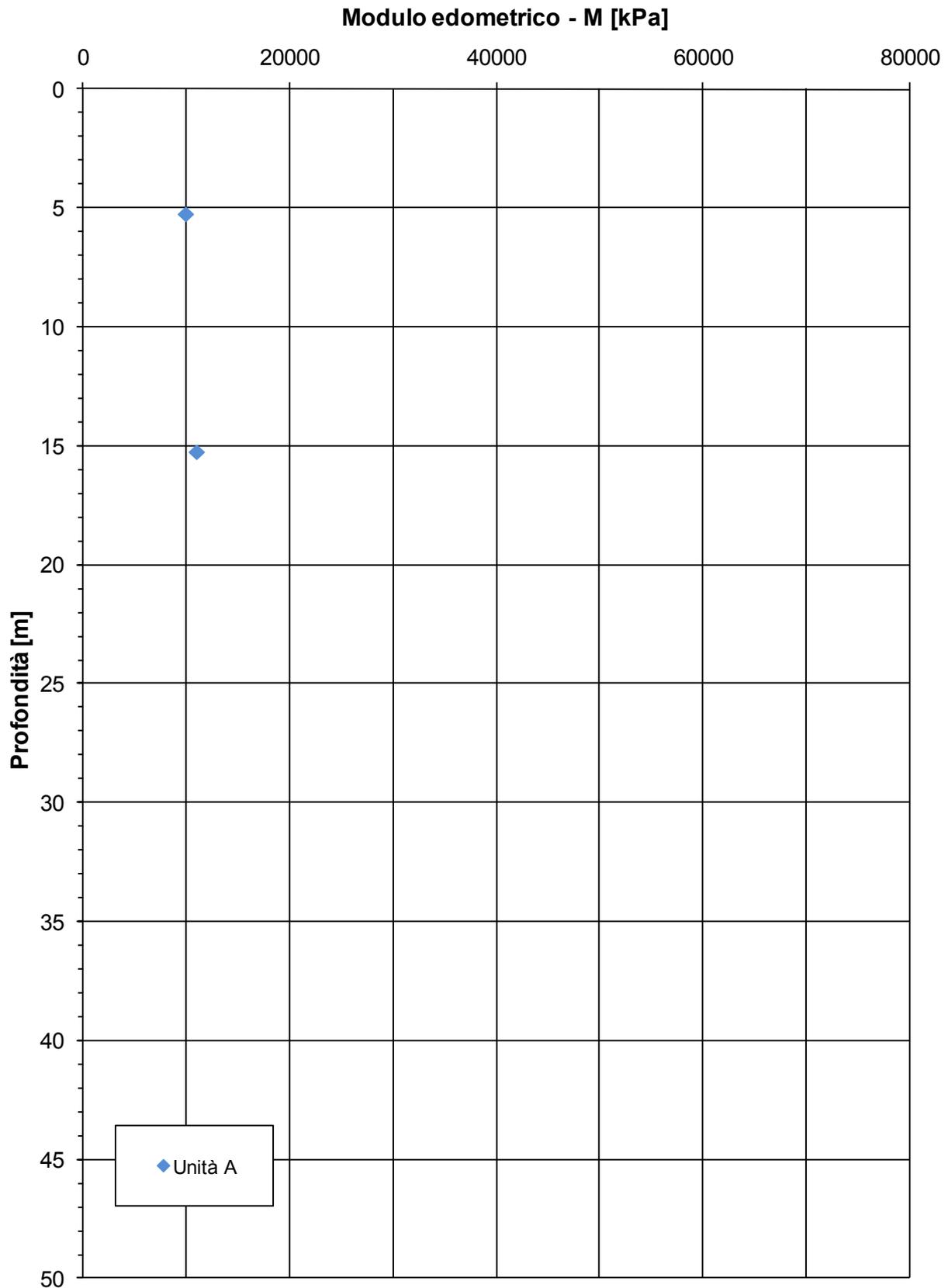


ZONA OMOGENEA 5 - Indagini laboratorio (Edometriche)



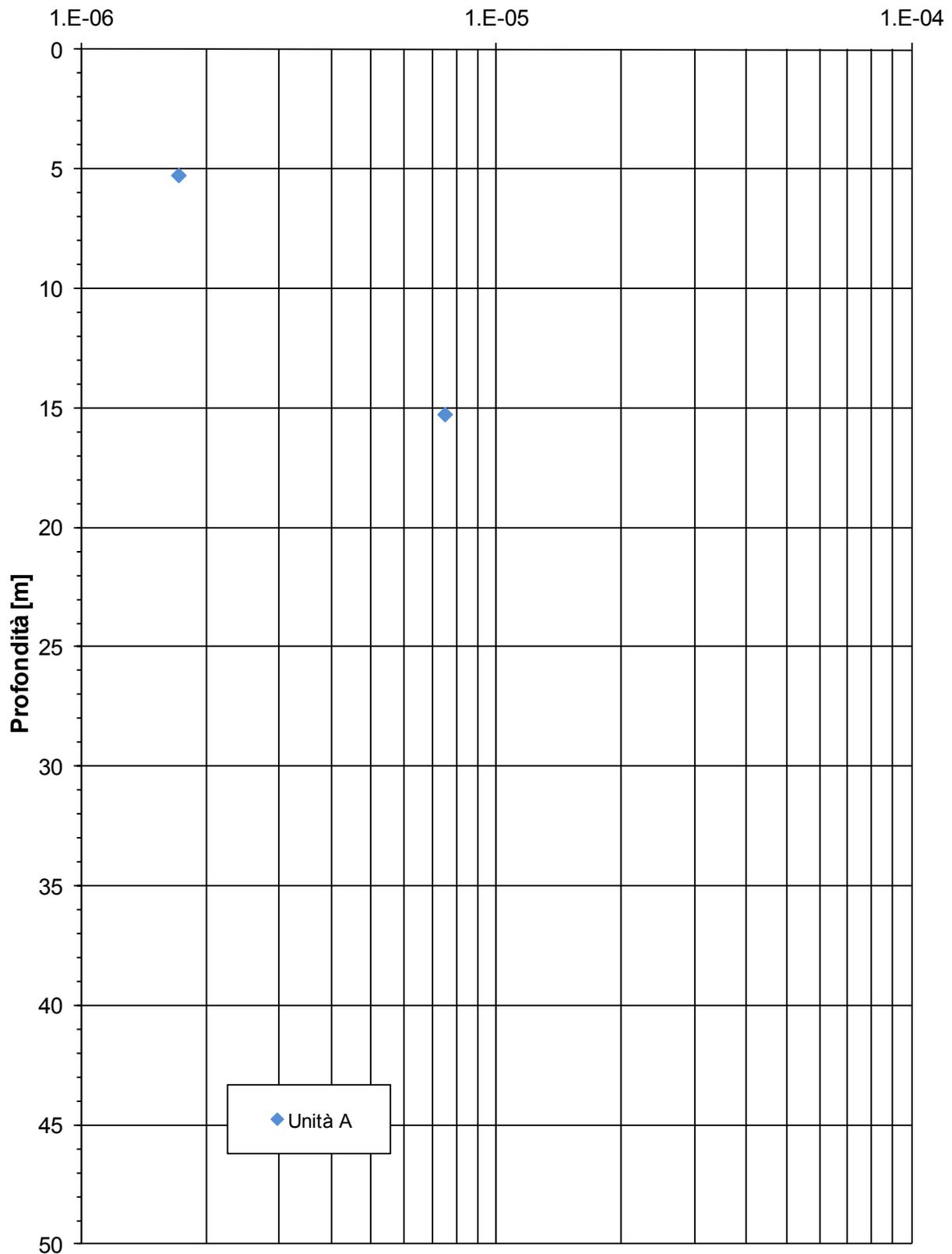
ZONA OMOGENEA 5 - Indagini laboratorio (TD)



ZONA OMOGENEA 5 - Indagini laboratorio (Edometriche)

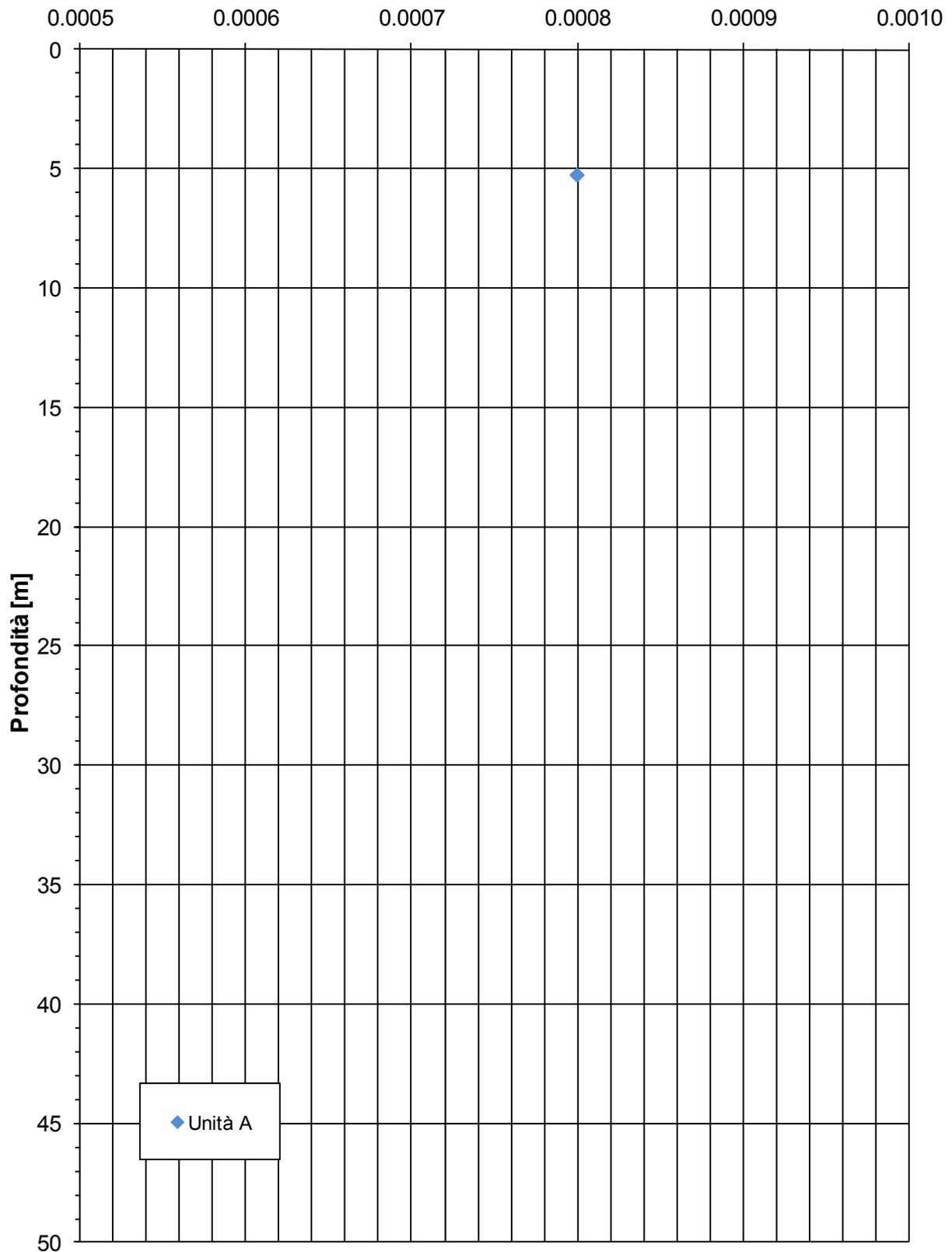
ZONA OMOGENEA 5 - Indagini laboratorio (Edometriche)

Coefficiente di consolidazione primaria - C_v [m^2/s]



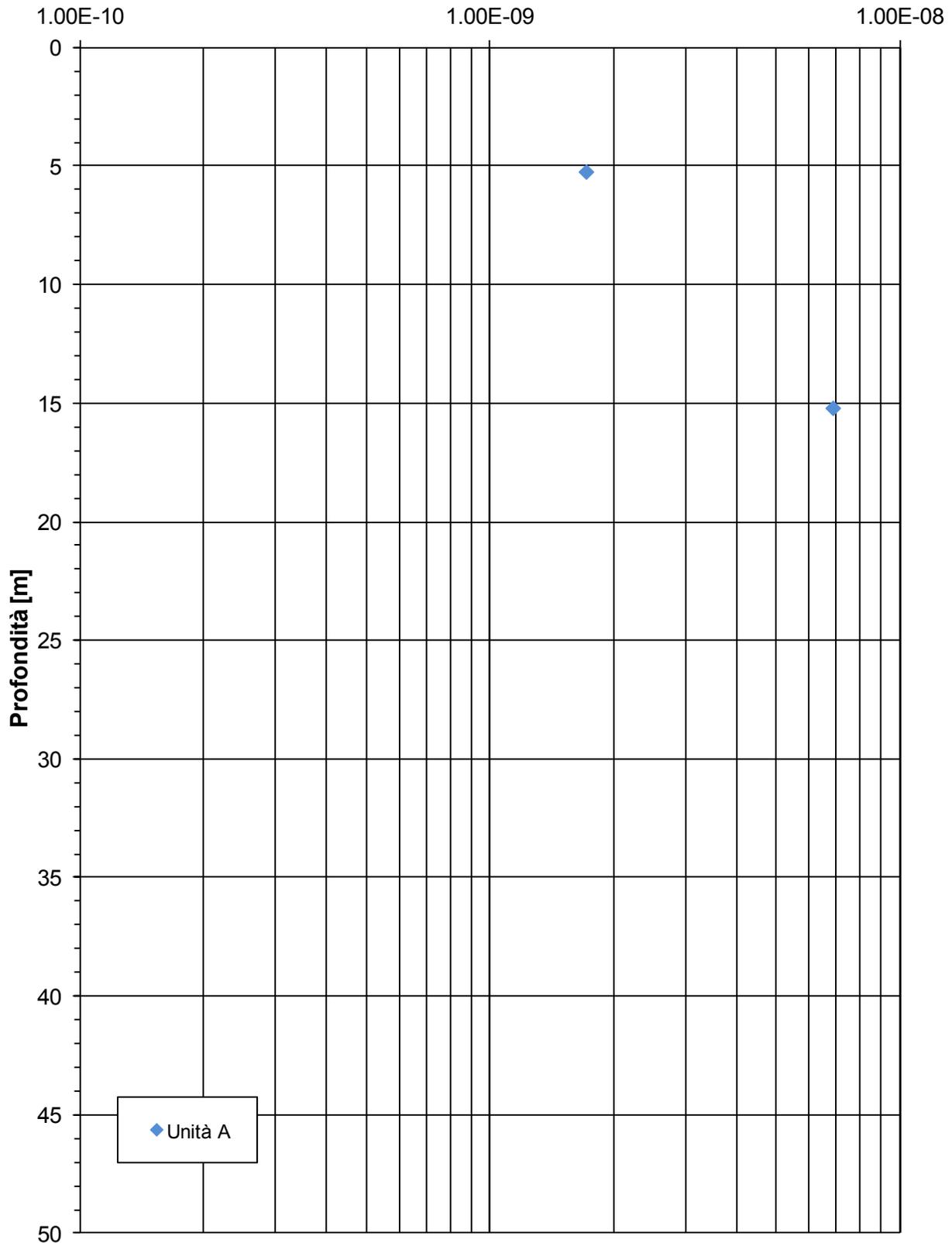
ZONA OMOGENEA 5 - Indagini laboratorio (Edometriche)

Coefficiente di consolidazione secondaria - $C_{\alpha\varepsilon}$ [-]



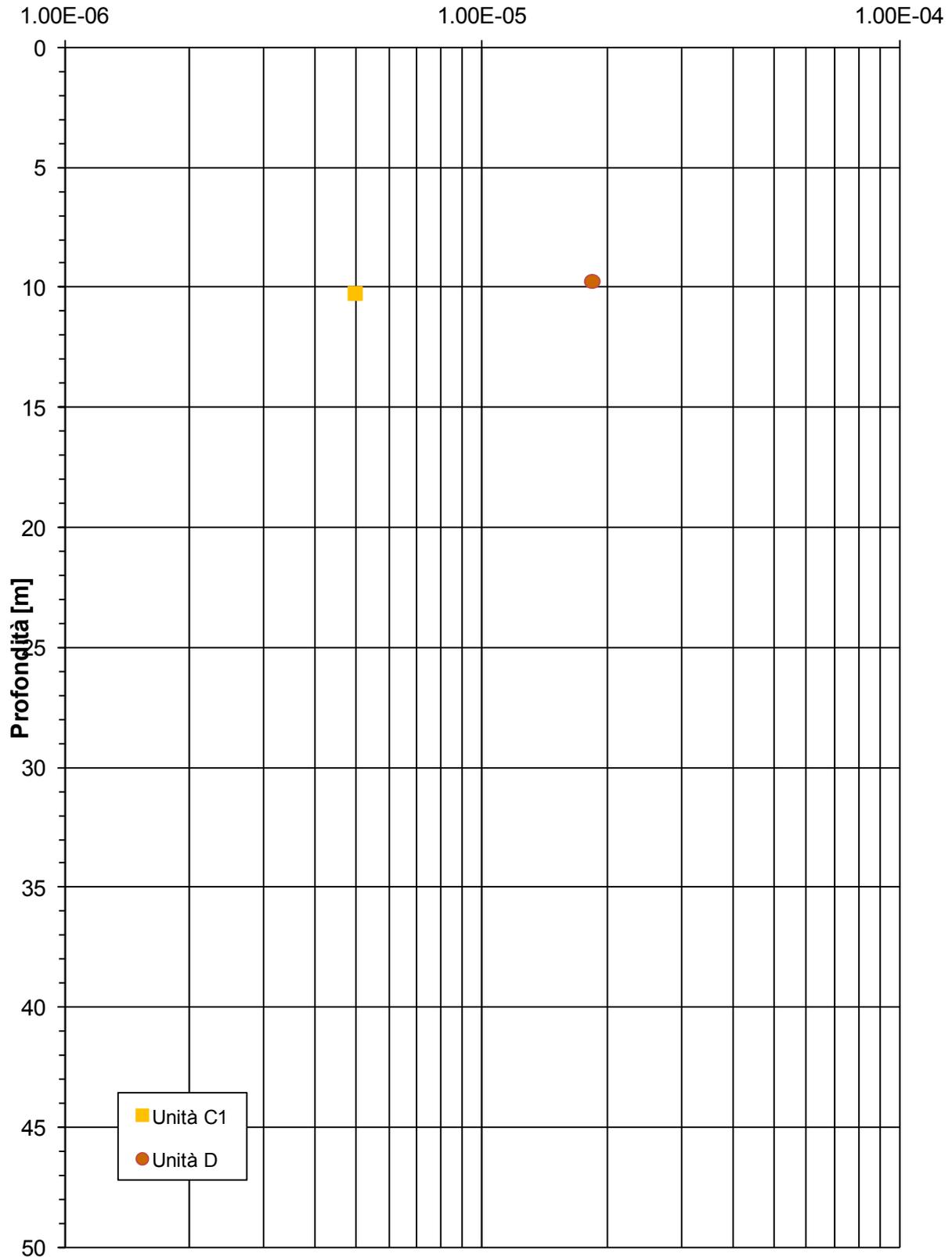
ZONA OMOGENEA 5 - Indagini di laboratorio (Edometriche)

Coefficiente di permeabilità da correlazioni empiriche - k [m/s]

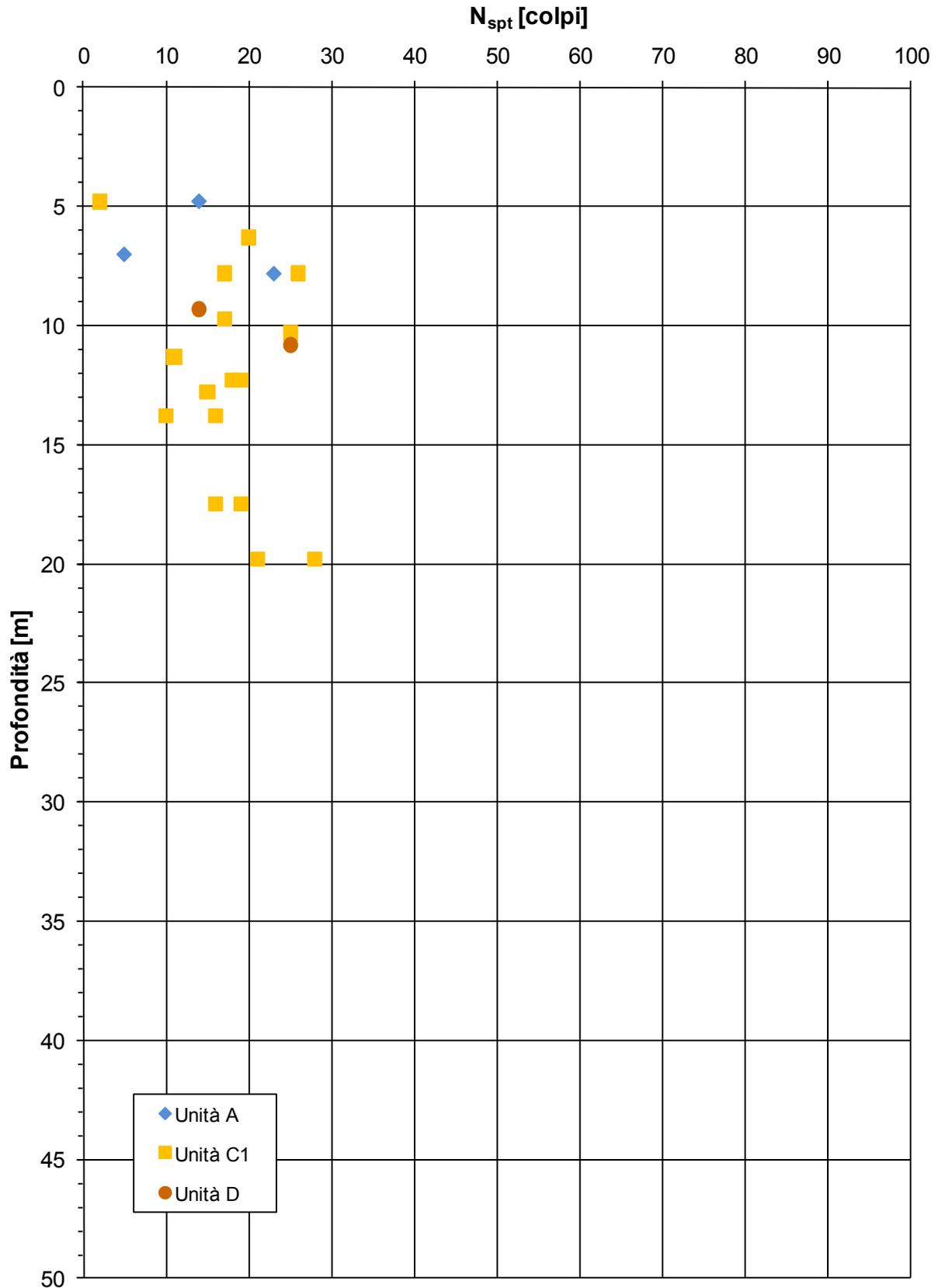


ZONA OMOGENEA 5 - Indagini in sito (Prove Lefranc)

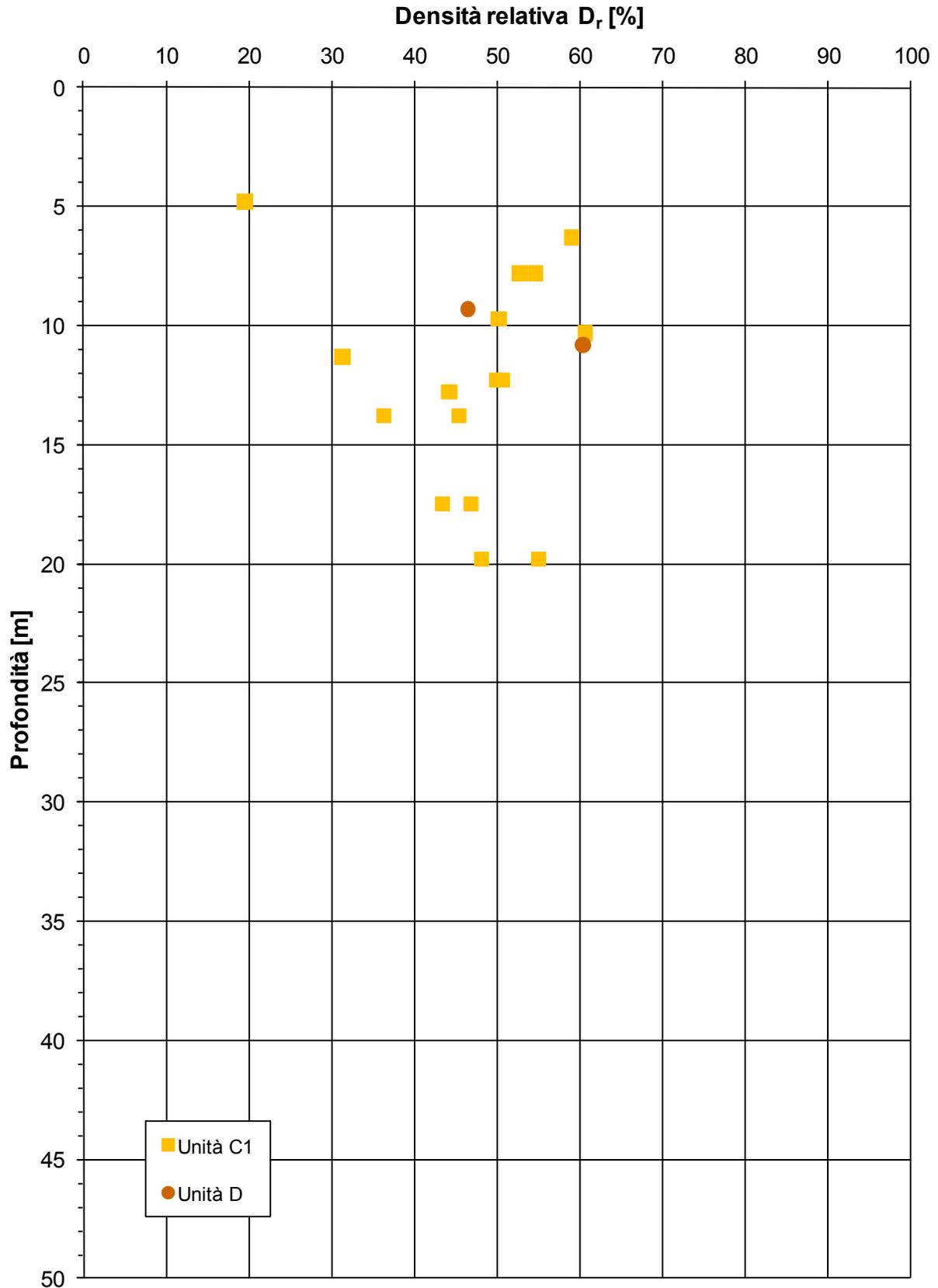
Coefficiente di permeabilità - k[m/s]



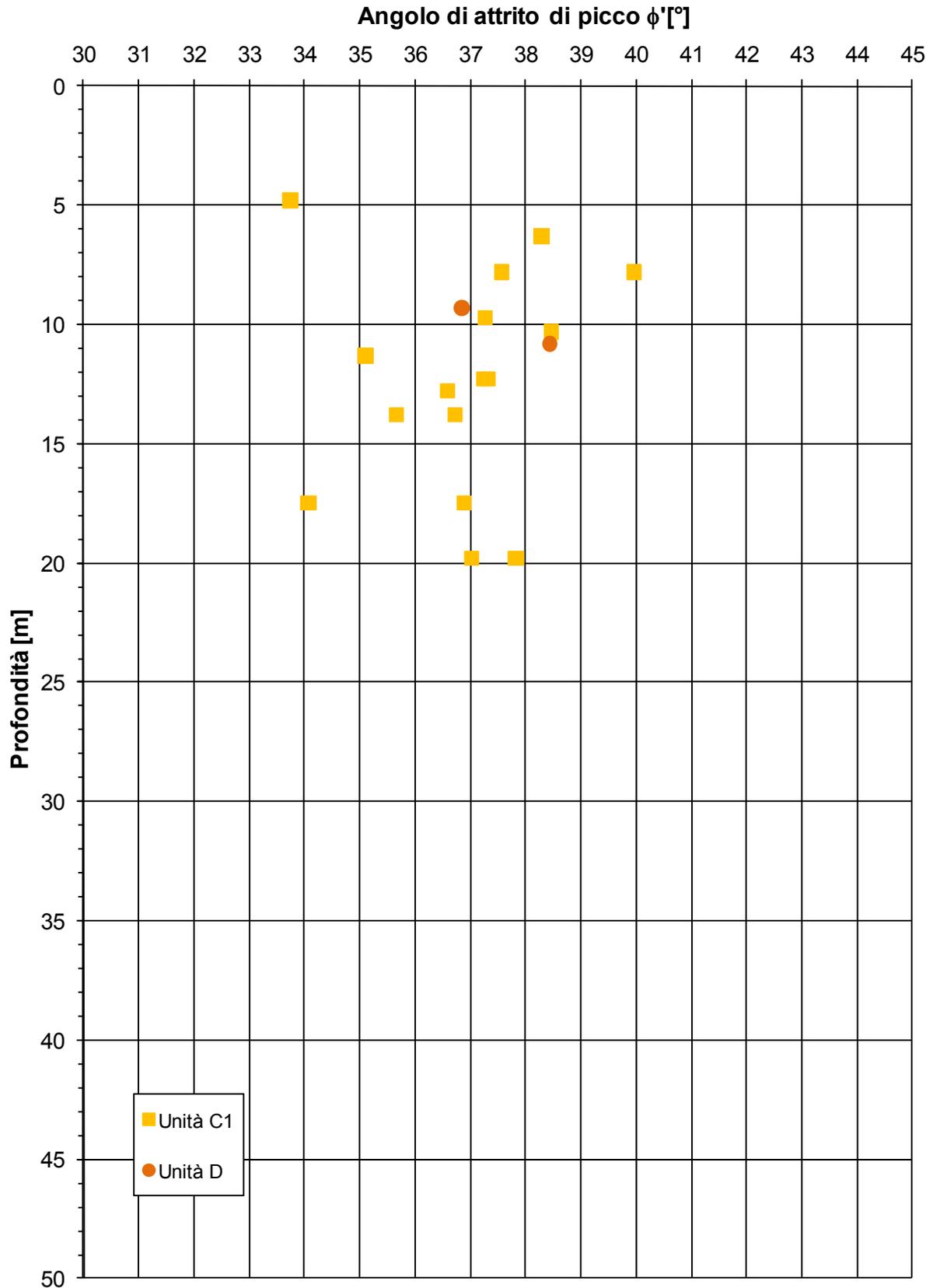
ZONA OMOGENEA 5 - Indagini in sito (SPT)



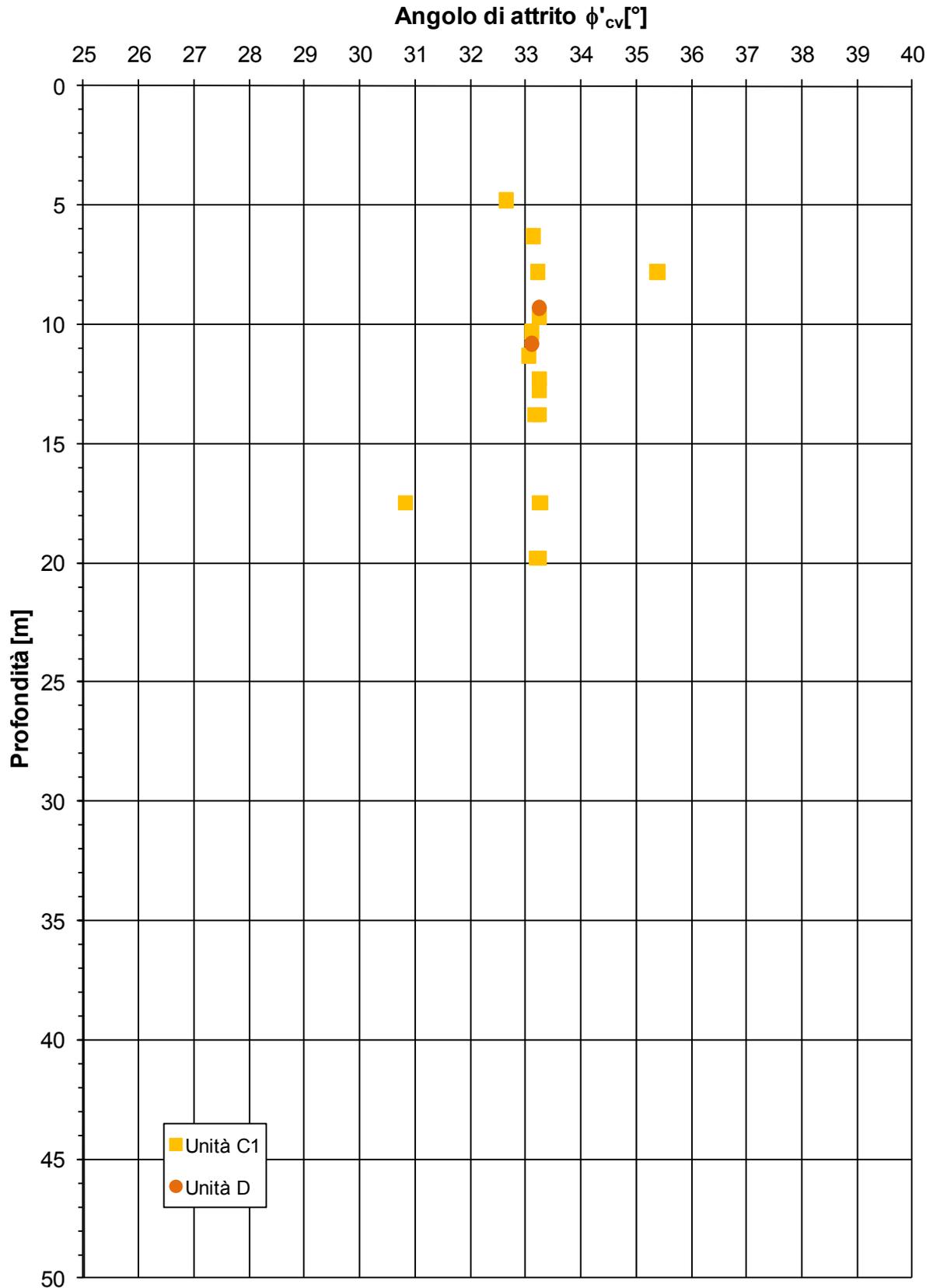
ZONA OMOGENEA 5 - Indagini in sito (SPT)



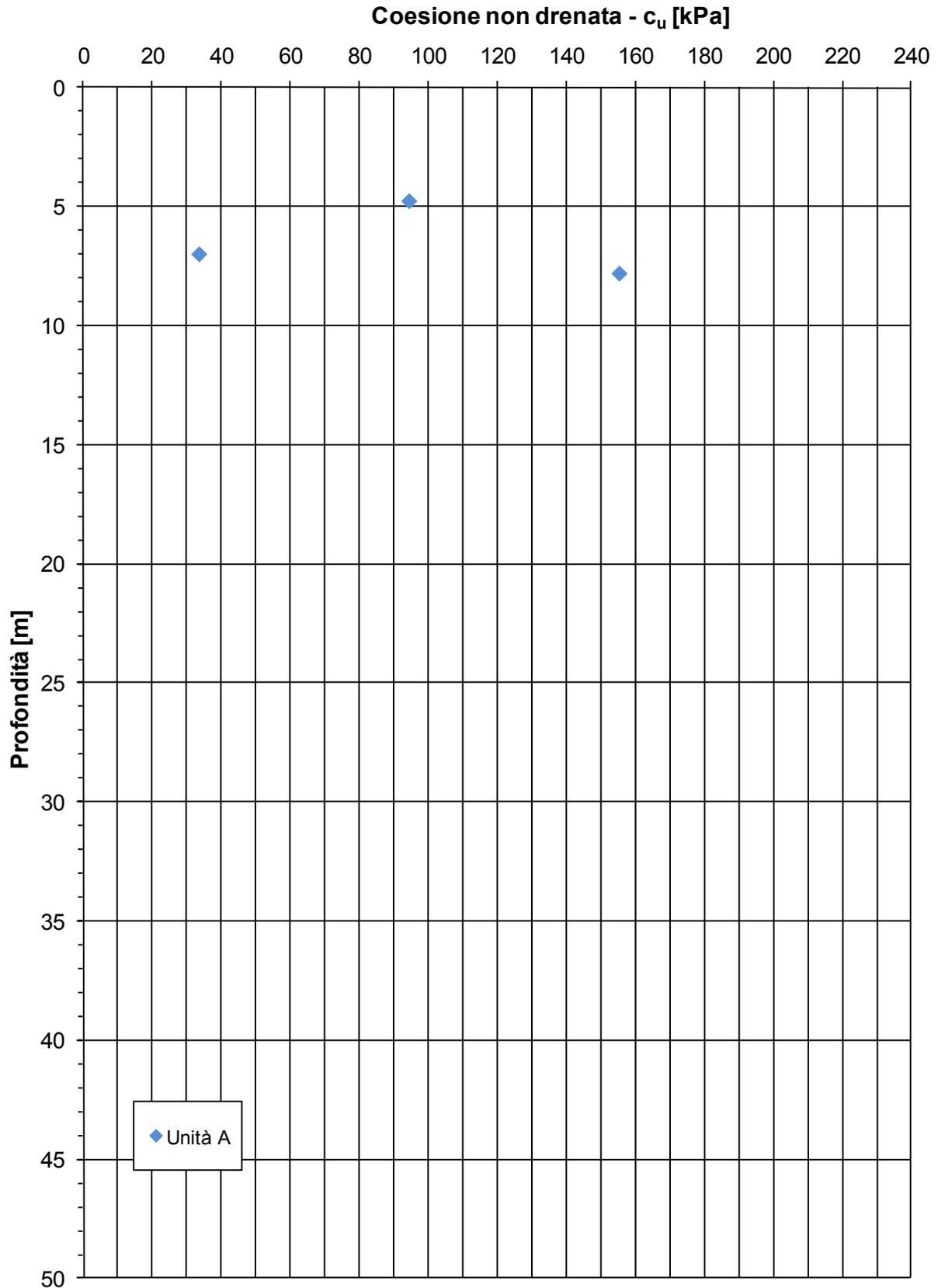
ZONA OMOGENEA 5 - Indagini in sito (SPT)



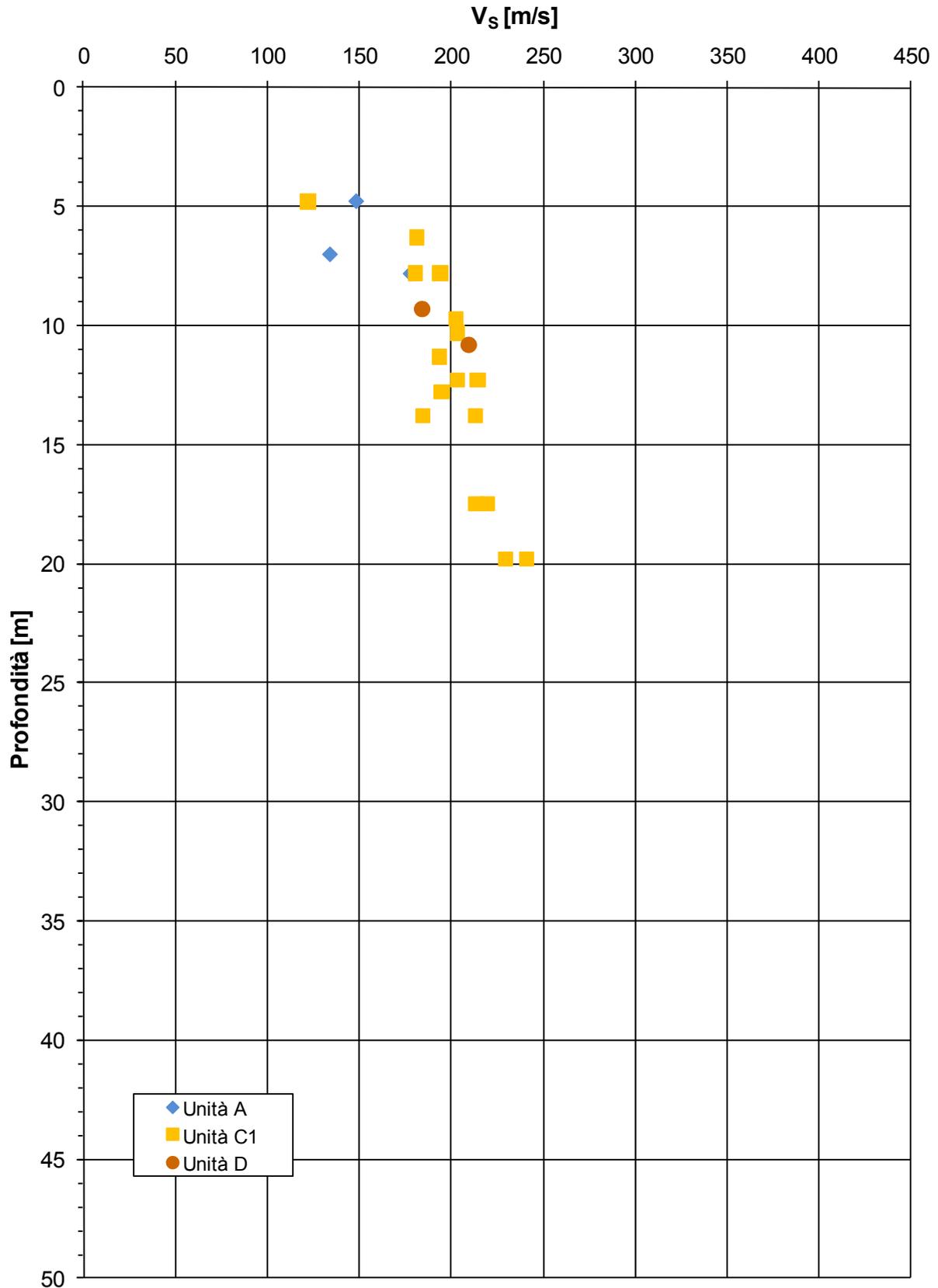
ZONA OMOGENEA 5 - Indagini in sito (SPT)



ZONA OMOGENEA 5 - Indagini in sito (SPT)

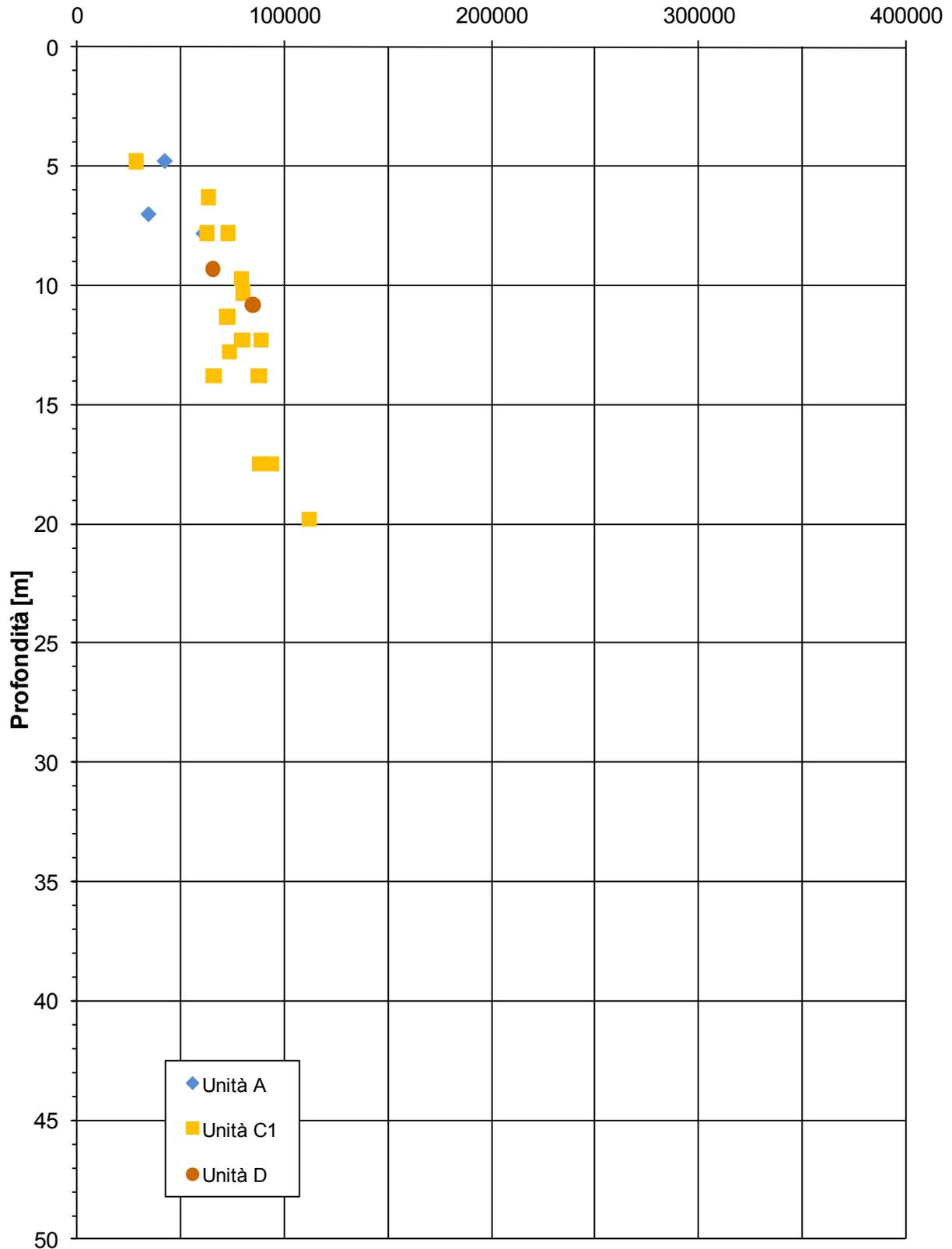


ZONA OMOGENEA 5 - Indagini in sito (SPT)

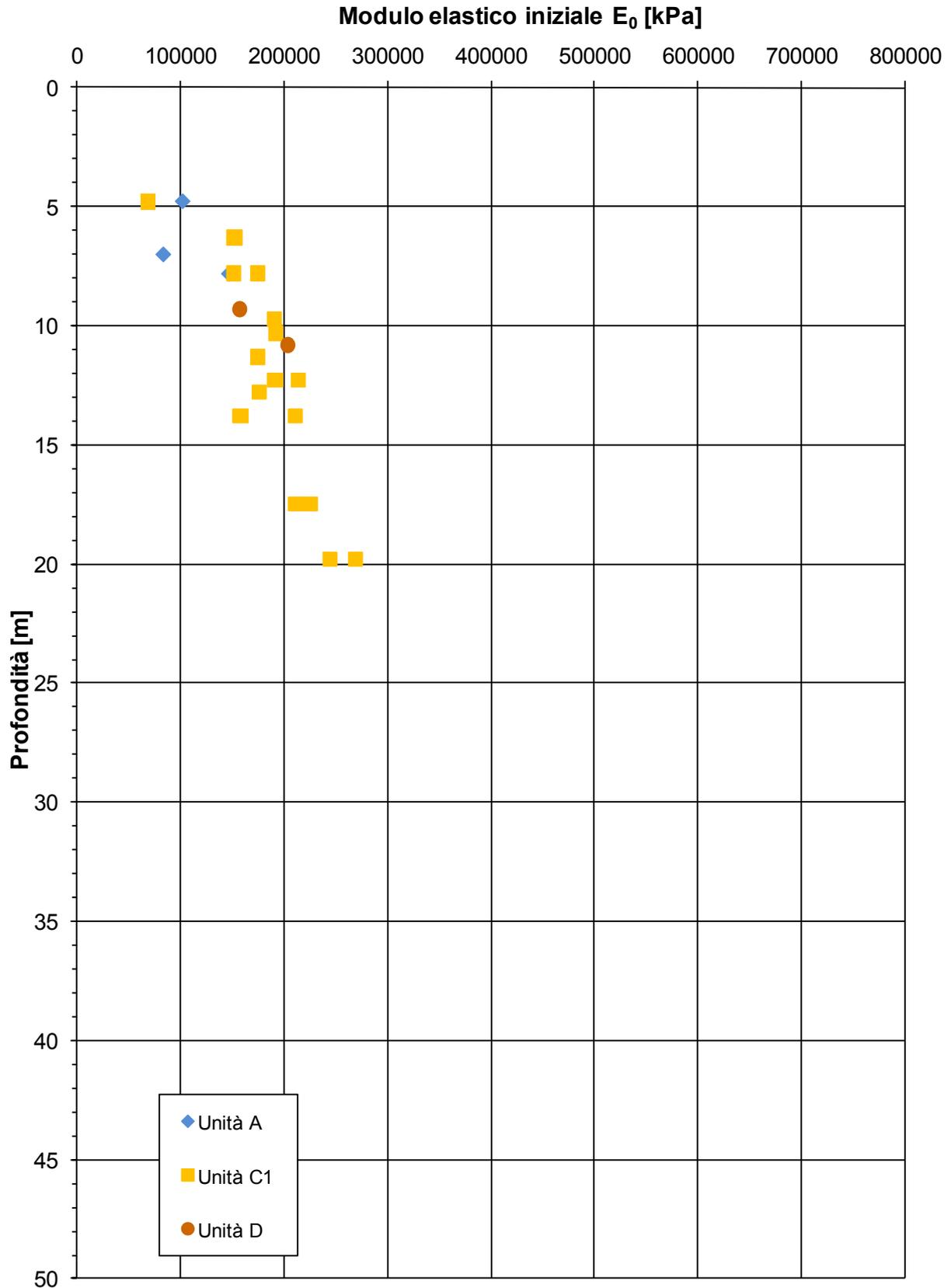


ZONA OMOGENEA 5 - Indagini in sito (SPT)

Modulo di taglio iniziale G_0 [kPa]



ZONA OMOGENEA 5 - Indagini in sito (SPT)

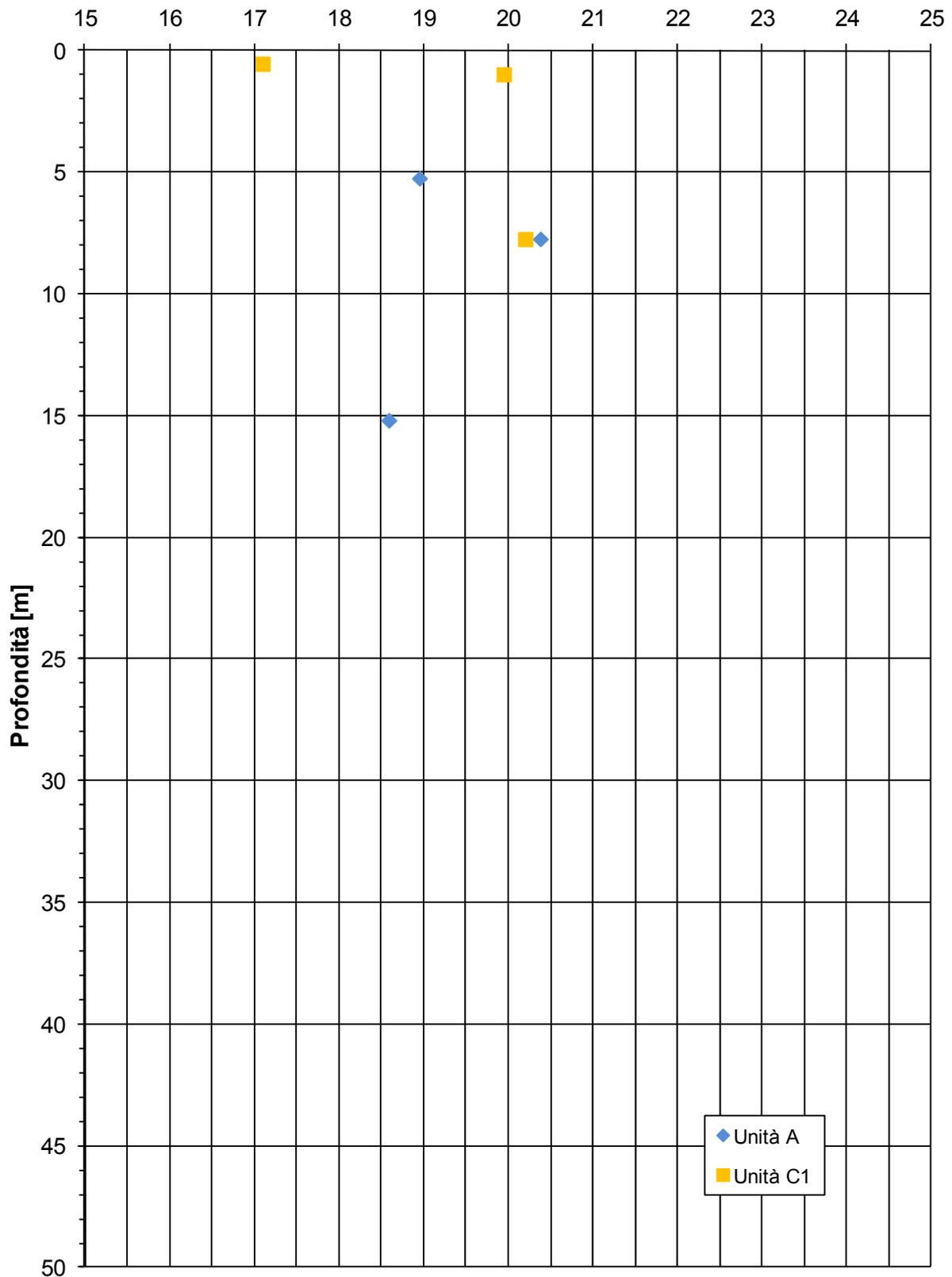


APPENDICE 6:

ZONA OMOGENEA 6 – Caratteristiche fisiche, di deformabilità e di resistenza al taglio.

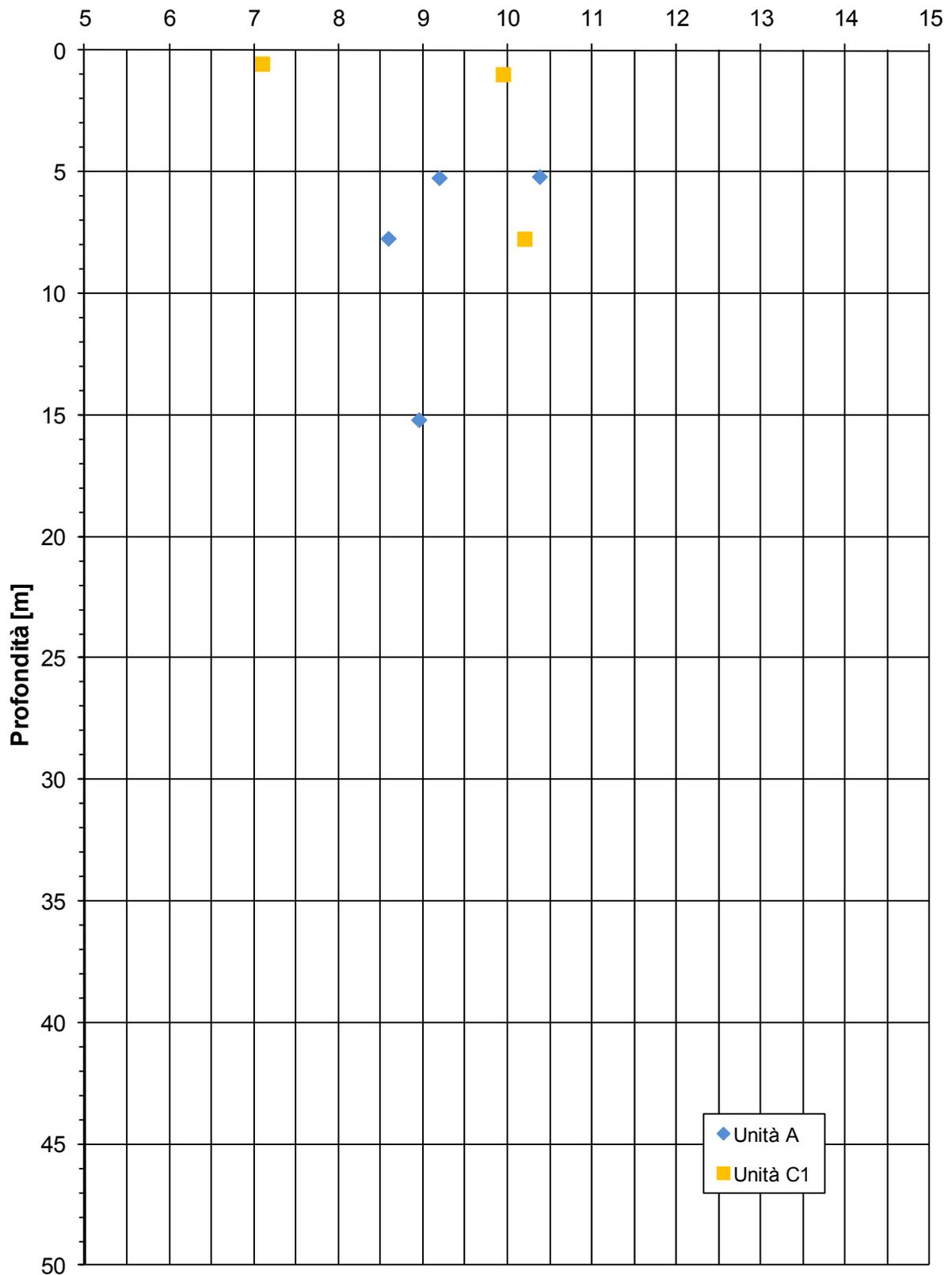
ZONA OMOGENEA 6

Peso di volume naturale - γ [kN/m³]



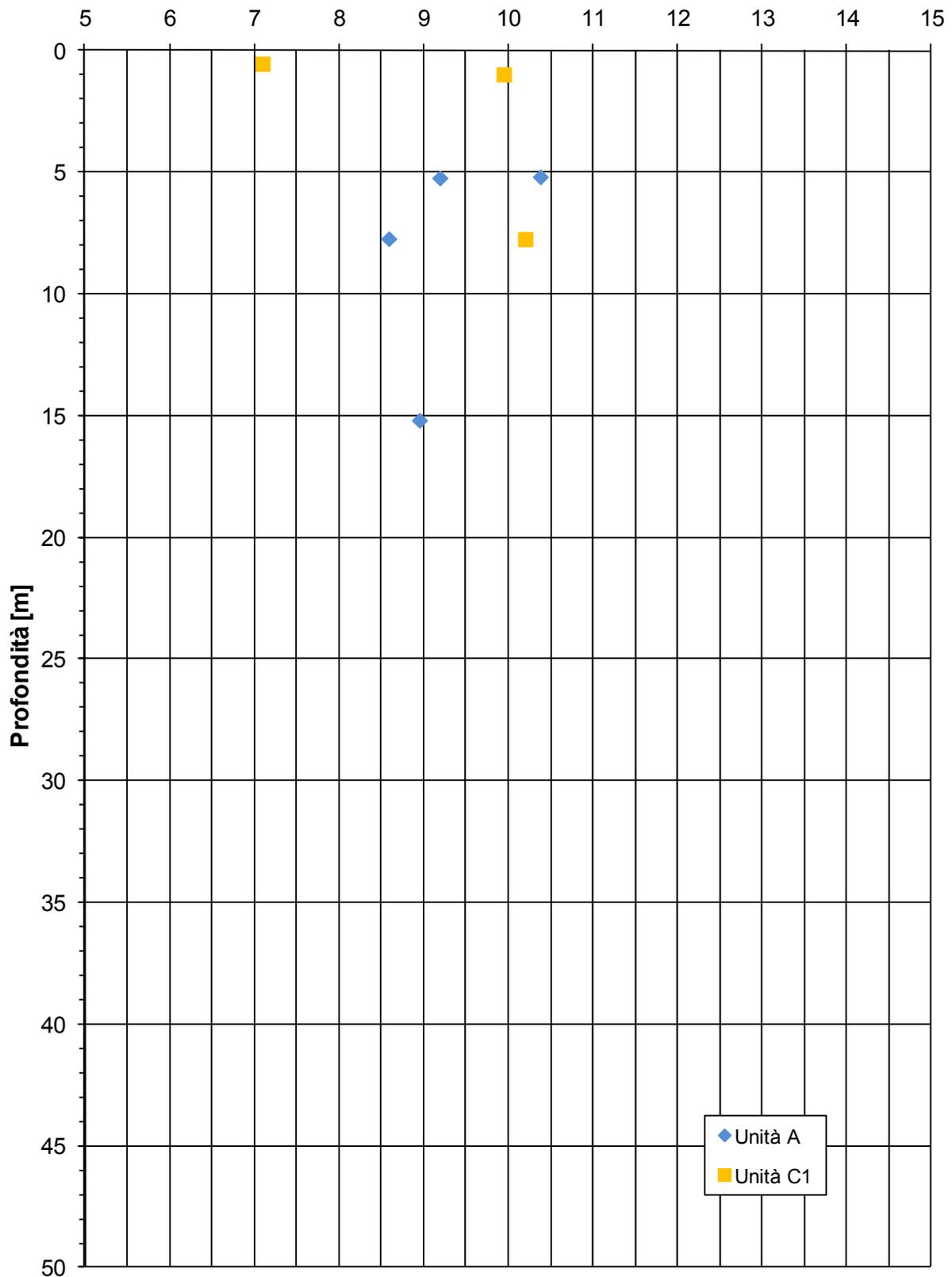
ZONA OMOGENEA 6

Peso di volume immerso - γ' [kN/m³]



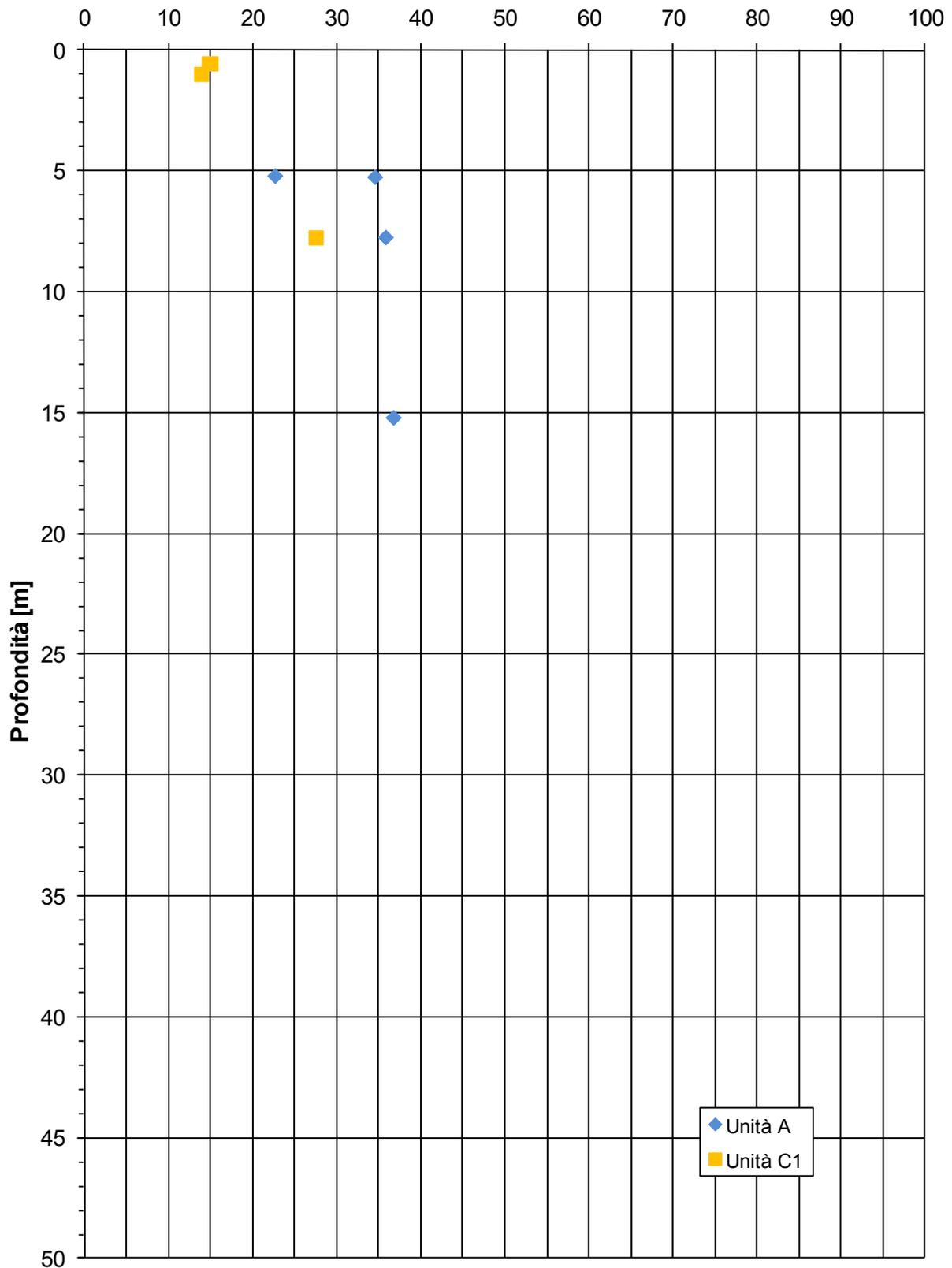
ZONA OMOGENEA 6

Peso di volume immerso - γ' [kN/m³]



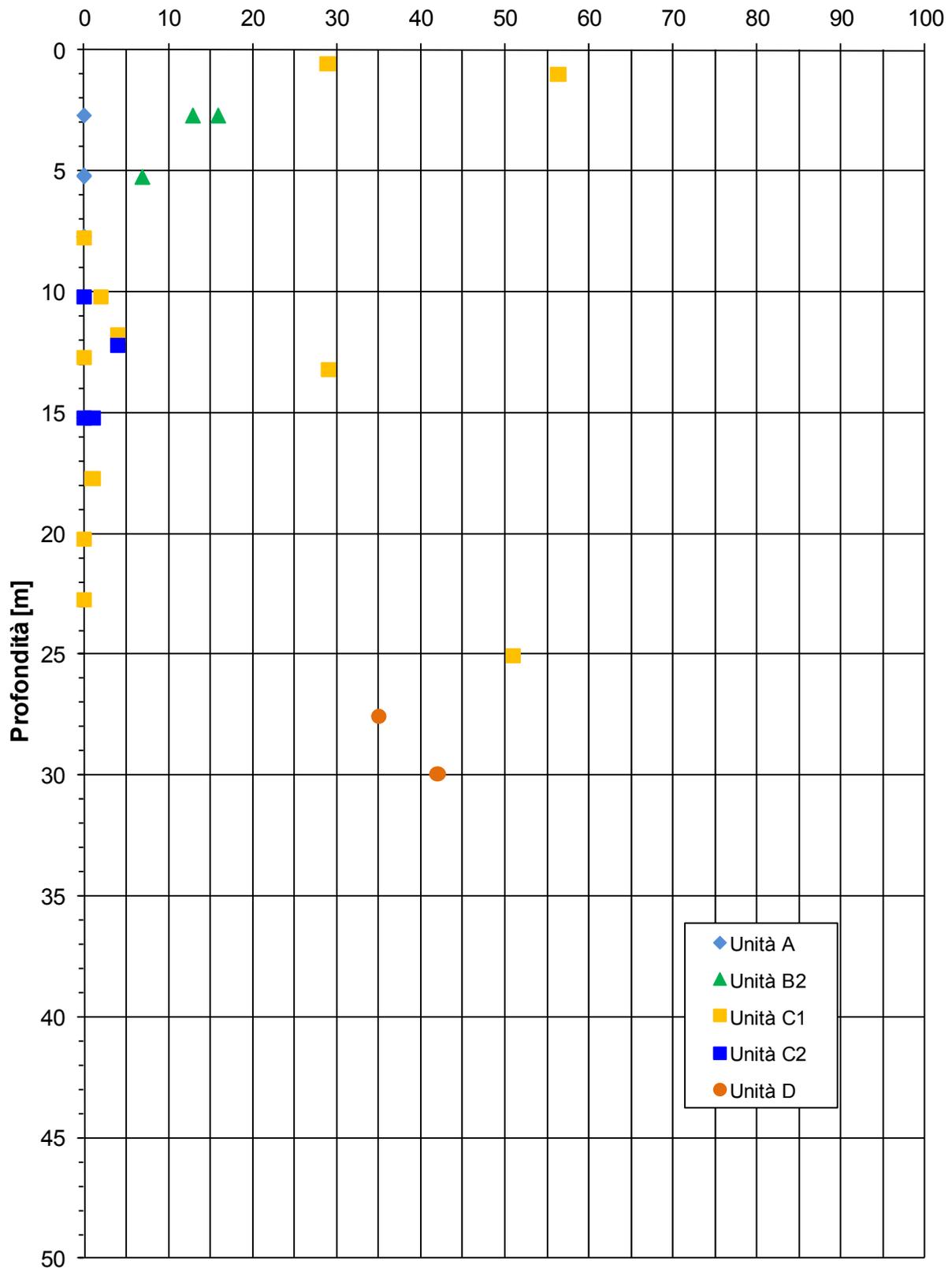
ZONA OMOGENEA 6

Contenuto naturale d'acqua - w [%]



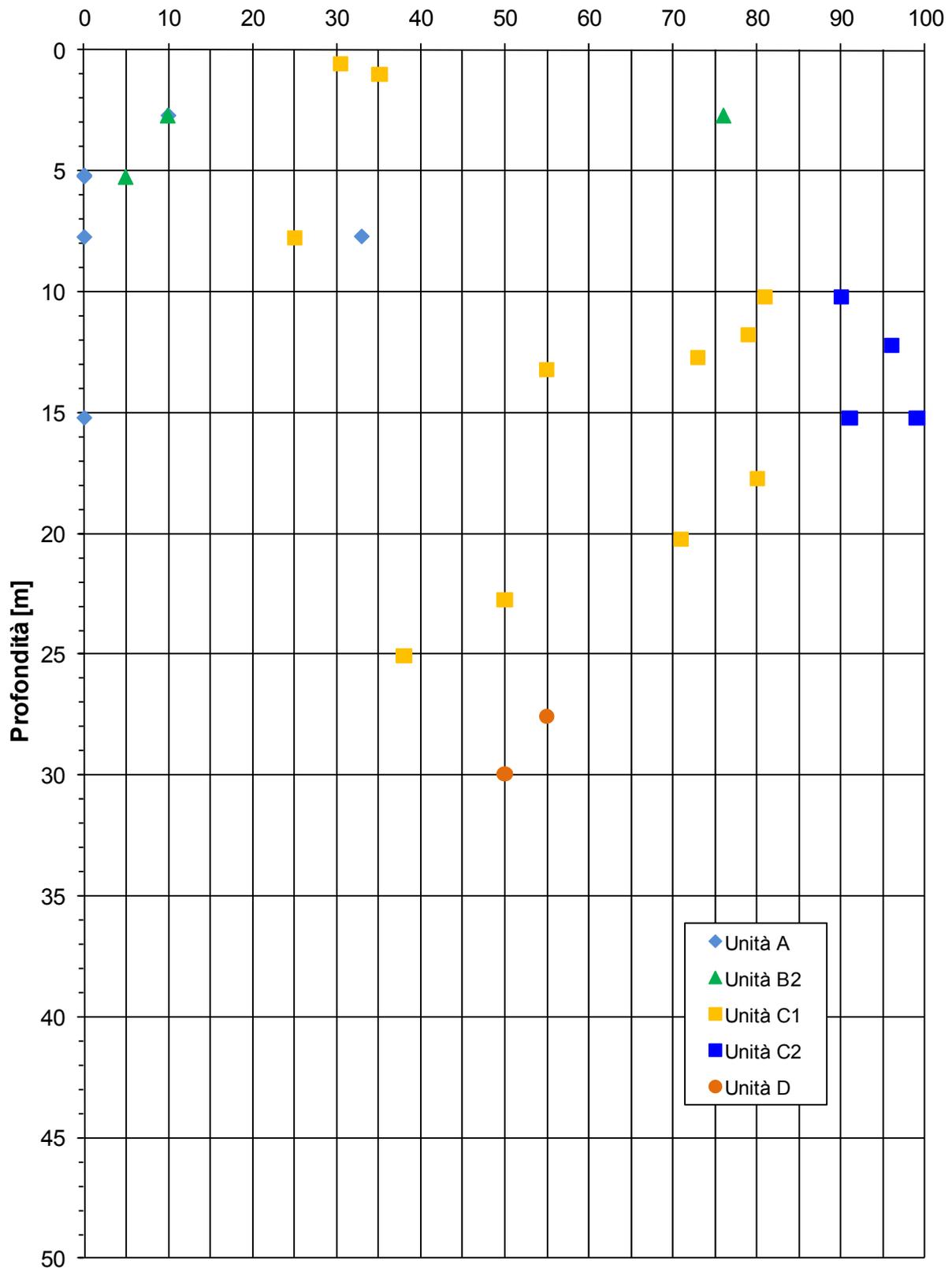
ZONA OMOGENEA 6

Contenuto in ghiaia (AGI 1990) [%]



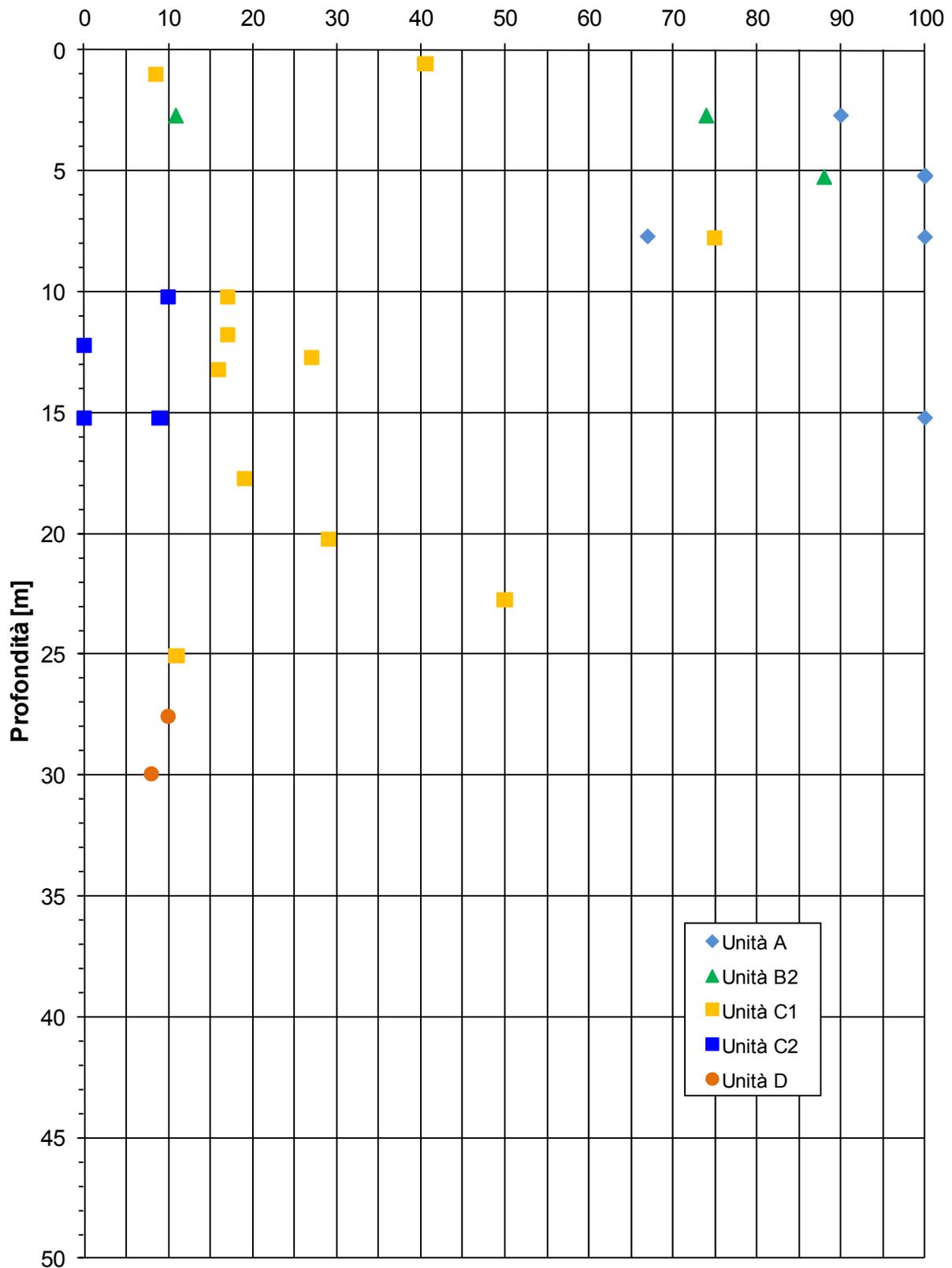
ZONA OMOGENEA 6

Contenuto in sabbia (AGI 1990) [%]



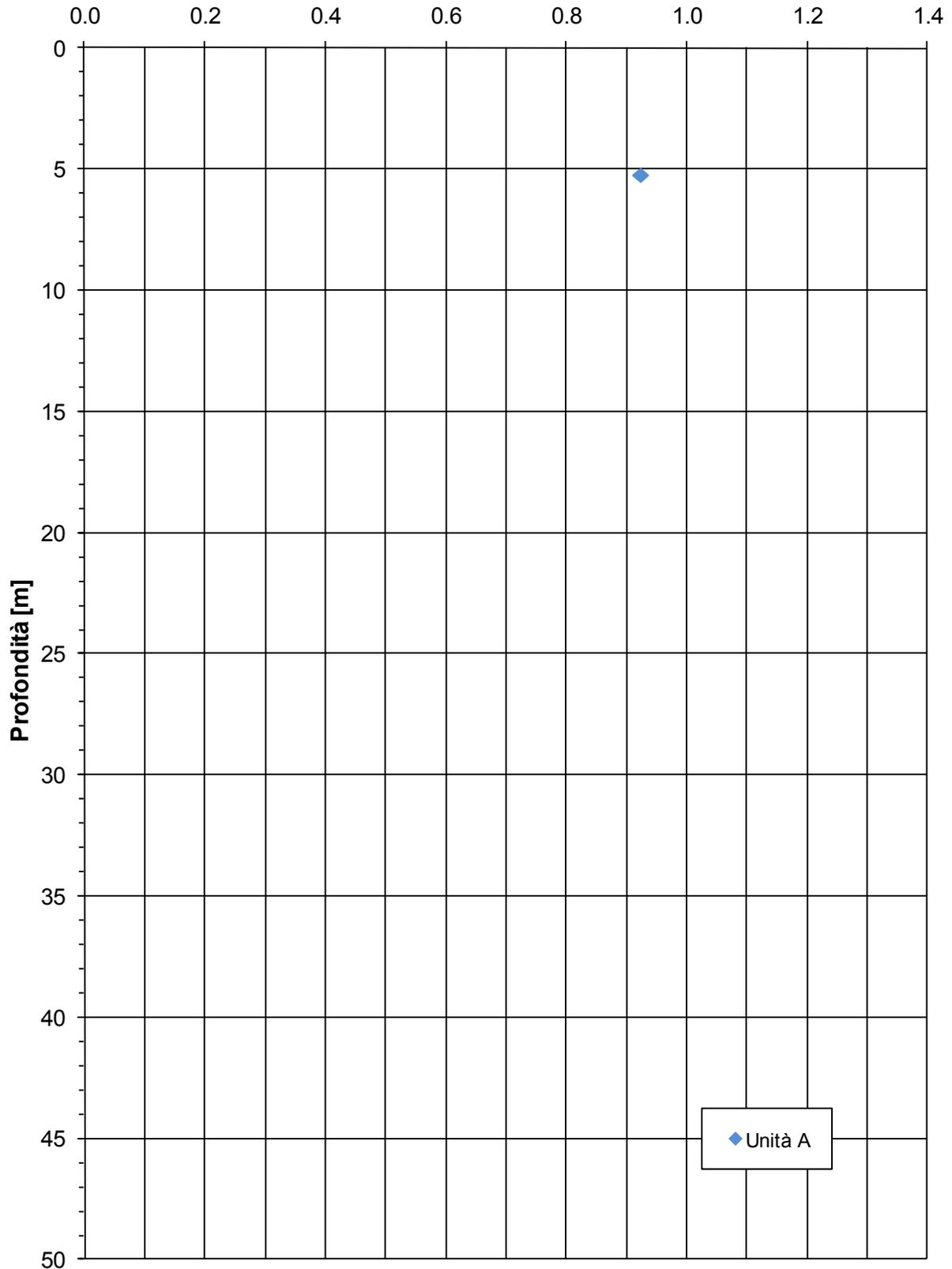
ZONA OMOGENEA 6

Contenuto in limo e argilla (AGI 1990) [%]



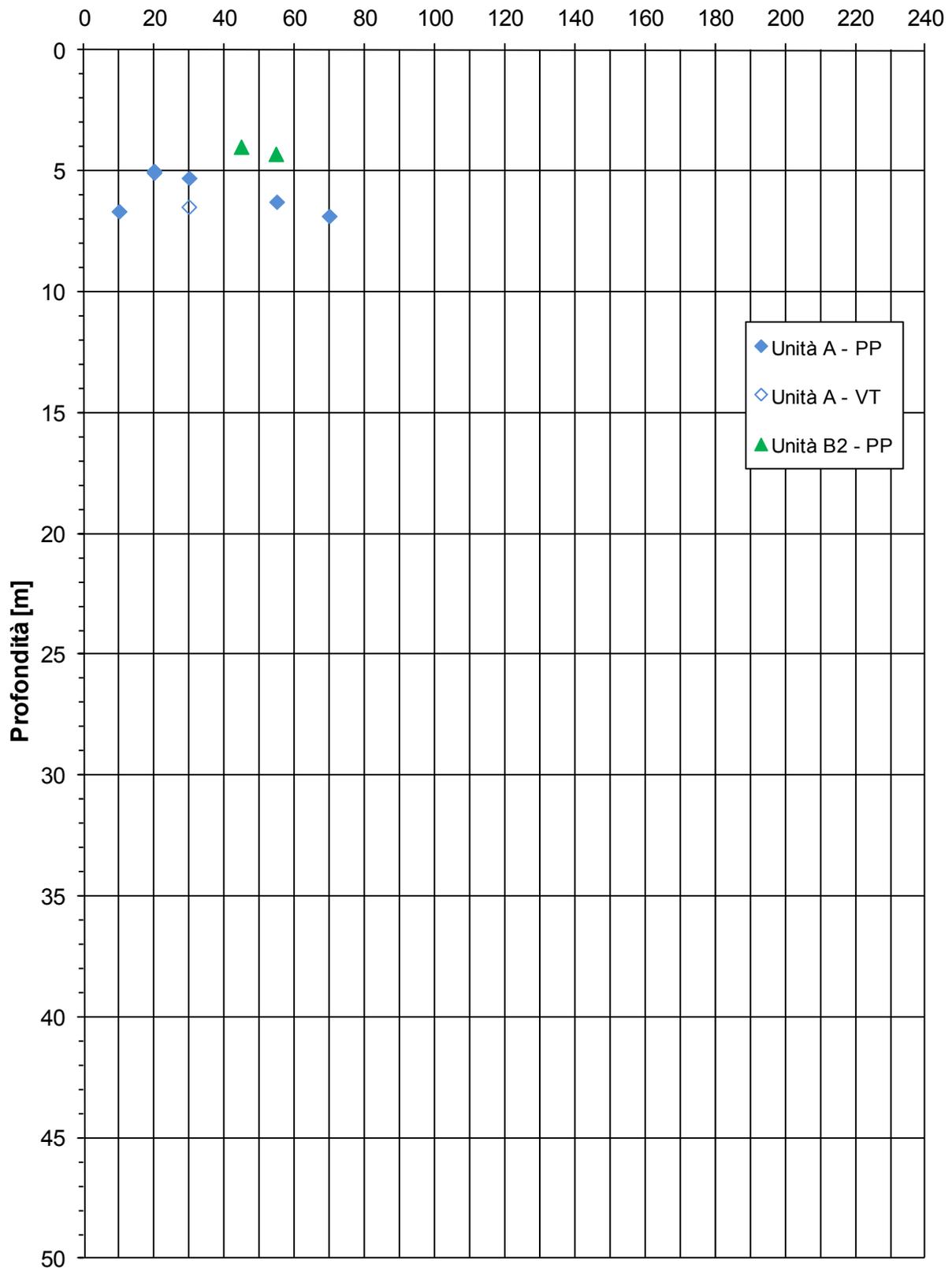
ZONA OMOGENEA 6

Indice dei vuoti - e [-]



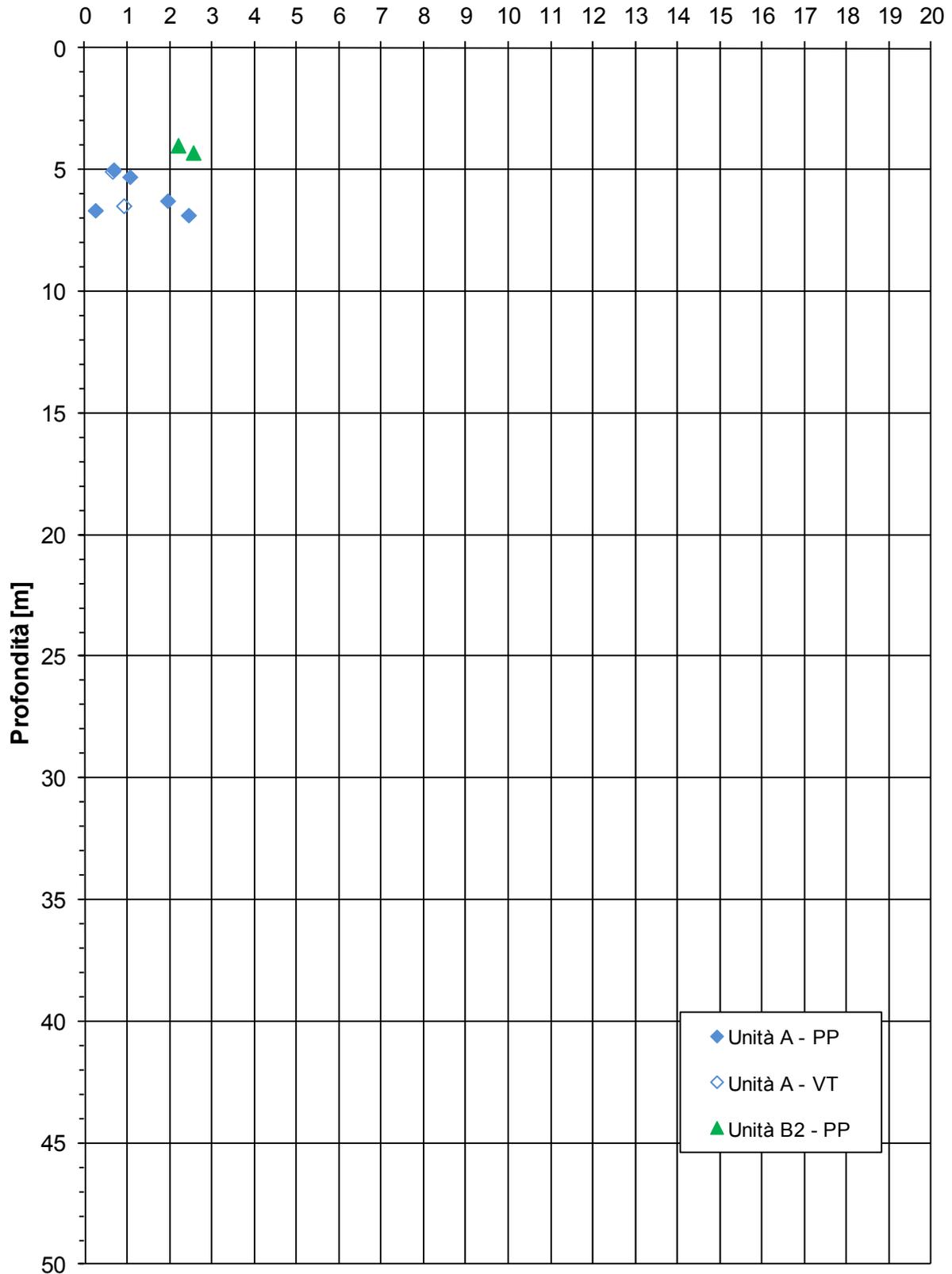
ZONA OMOGENEA 6 - Indagini in sito

Coesione non drenata - c_u [kPa]



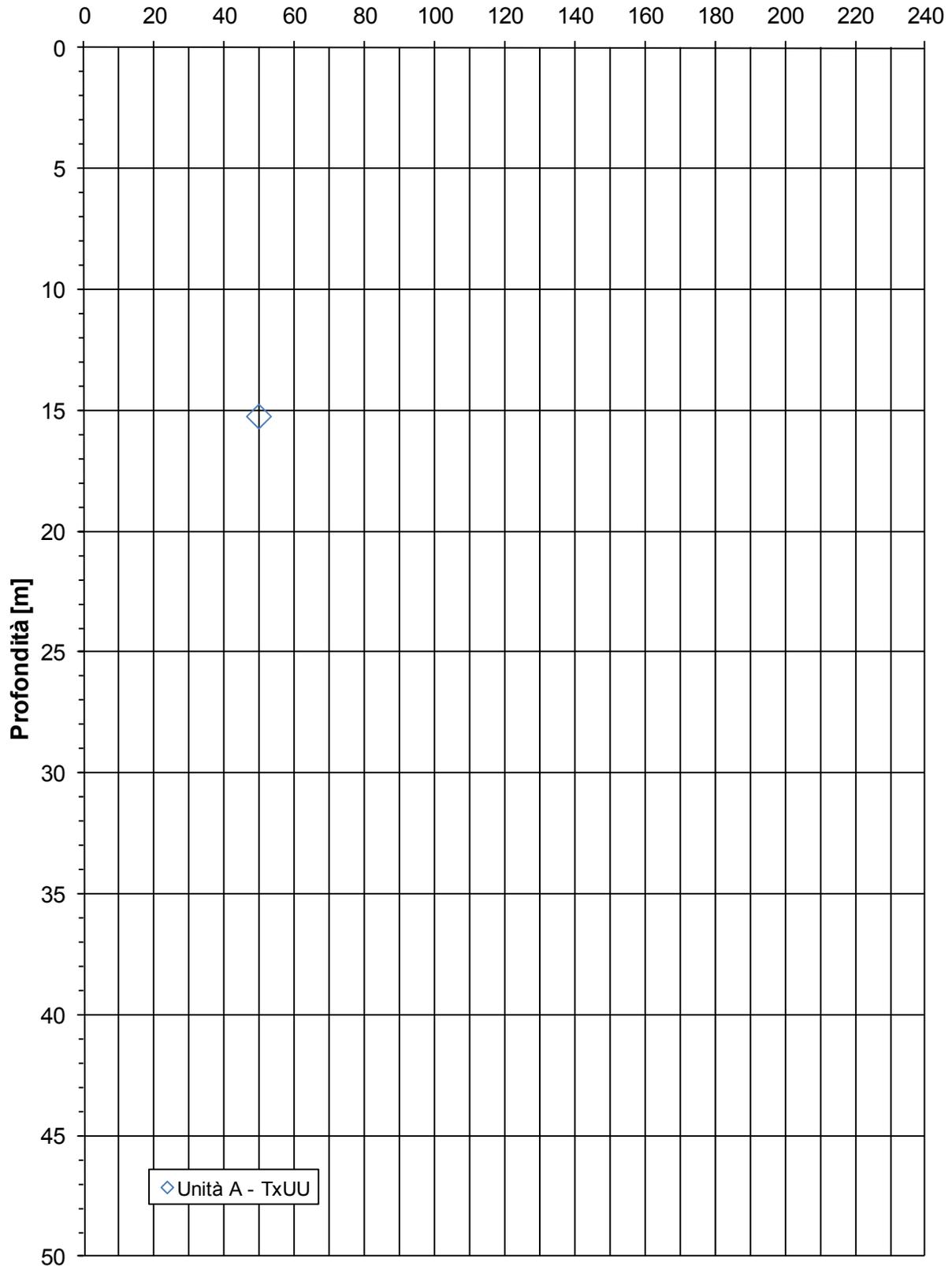
ZONA OMOGENEA 6 - Indagini in sito

Grado di sovraconsolidazione - OCR [-]



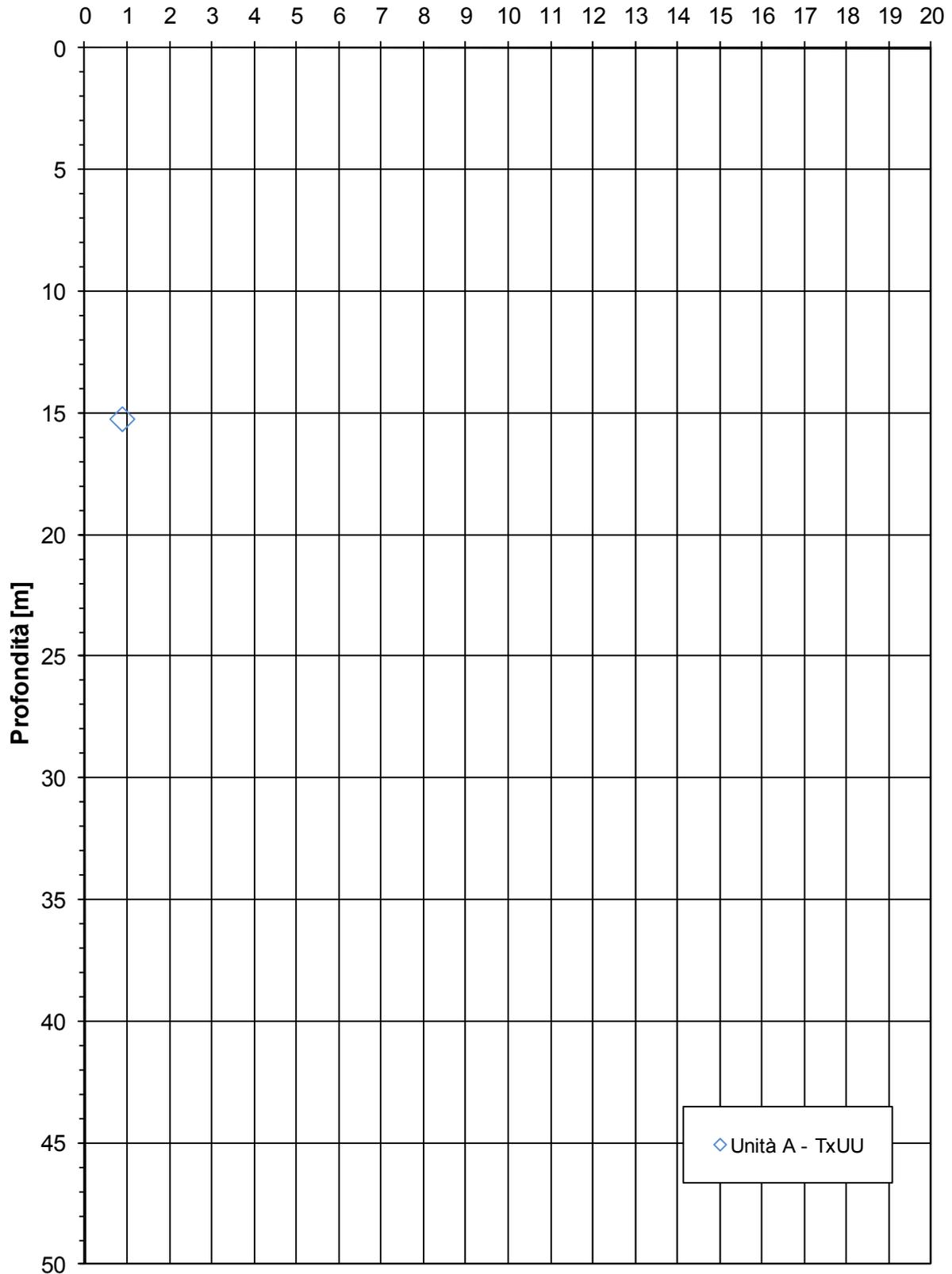
ZONA OMOGENEA 6 - Indagini laboratorio

Coesione non drenata - c_u [kPa]

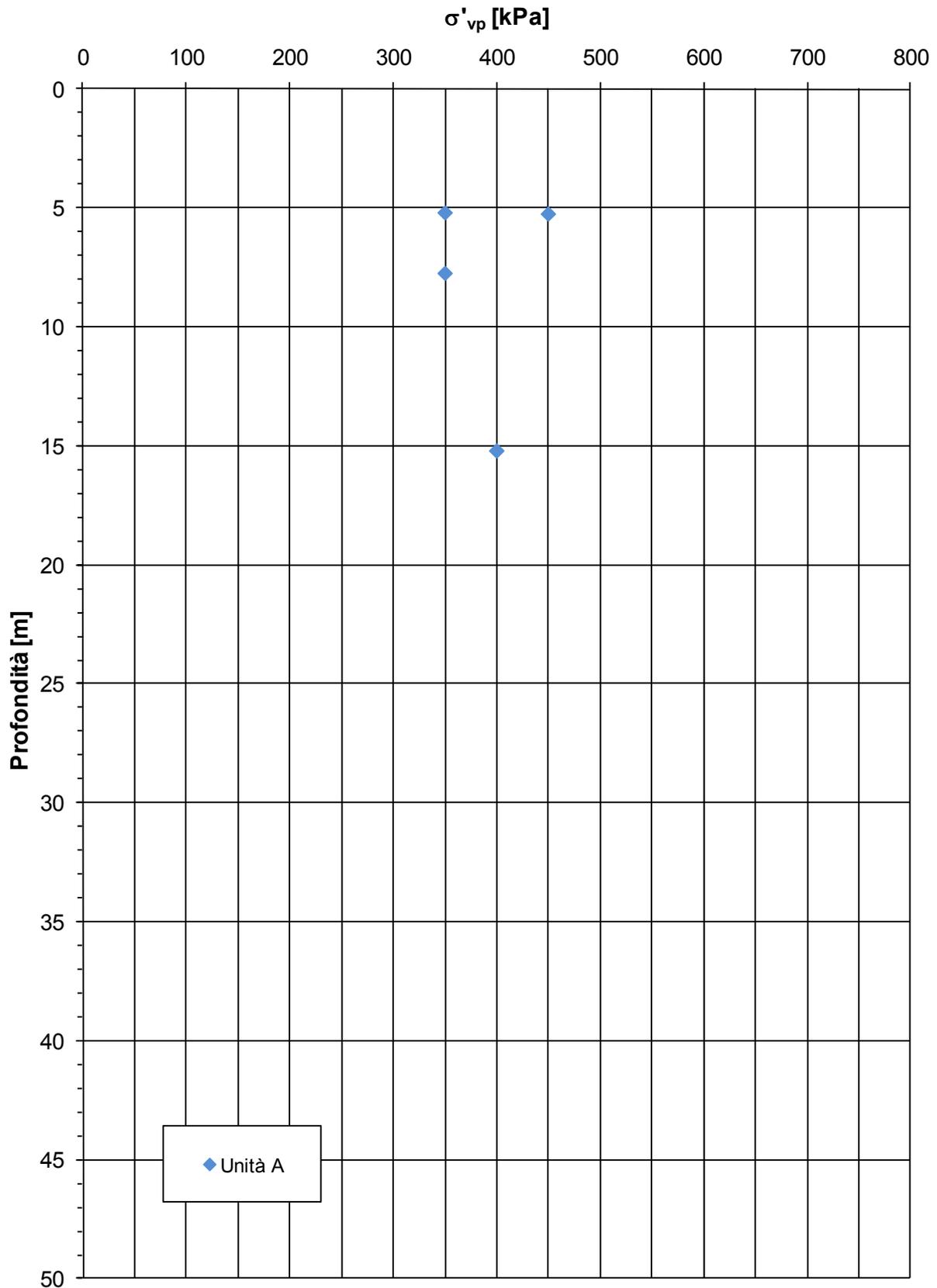


ZONA OMOGENEA 6 - Indagini laboratorio

Grado di sovraconsolidazione - OCR [-]

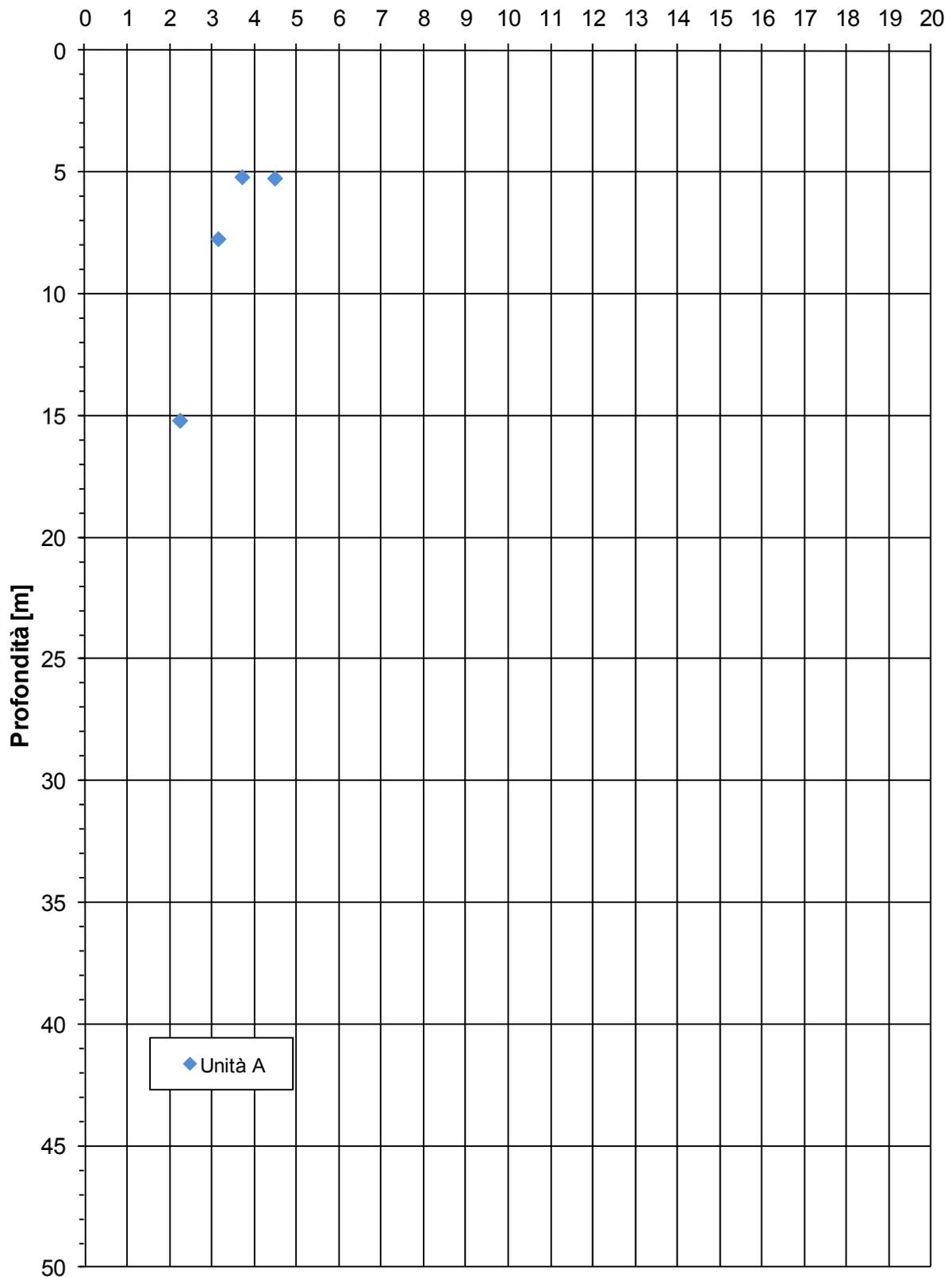


ZONA OMOGENEA 6 - Indagini laboratorio (Edometriche)

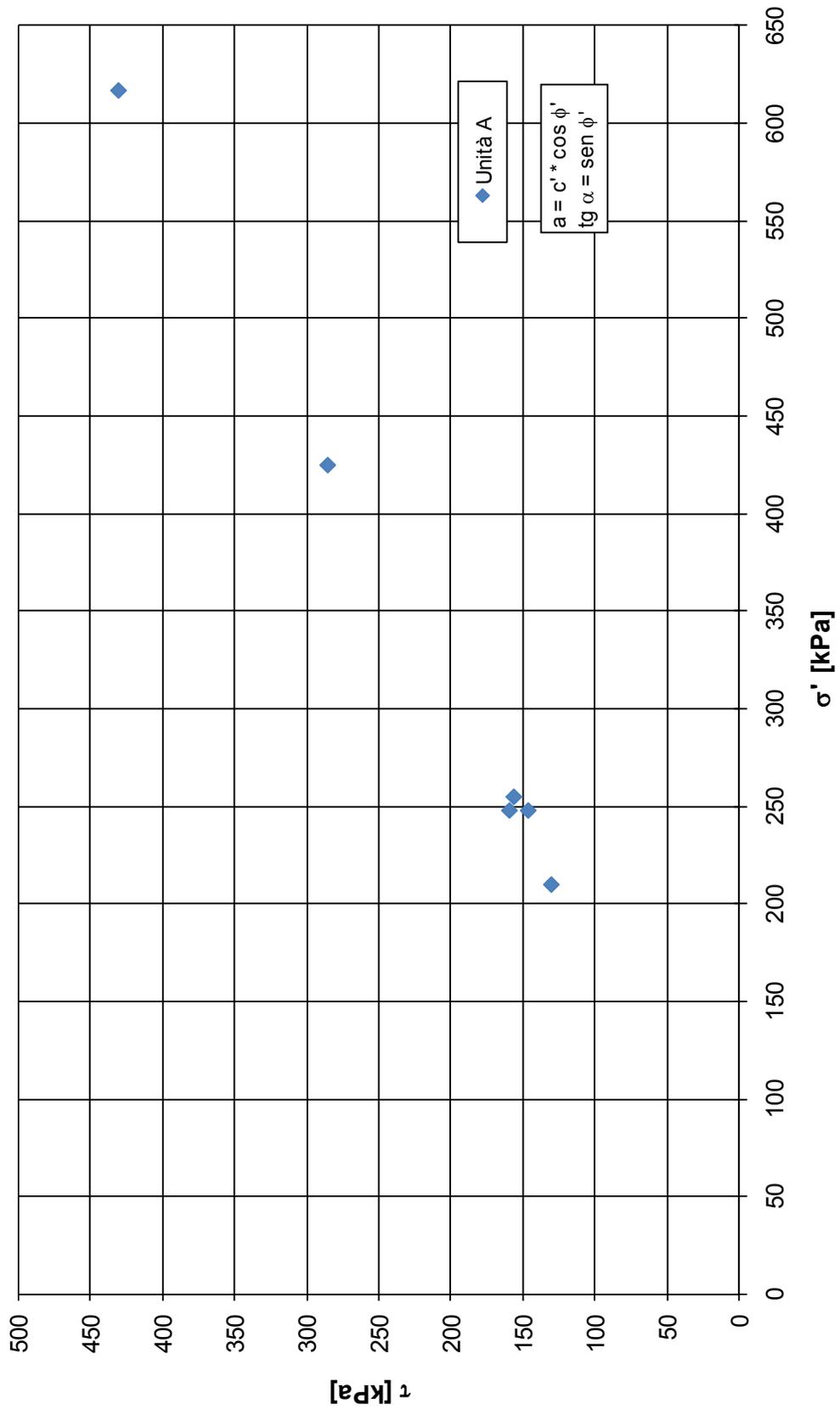


ZONA OMOGENEA 6 - Indagini laboratorio (Edometriche)

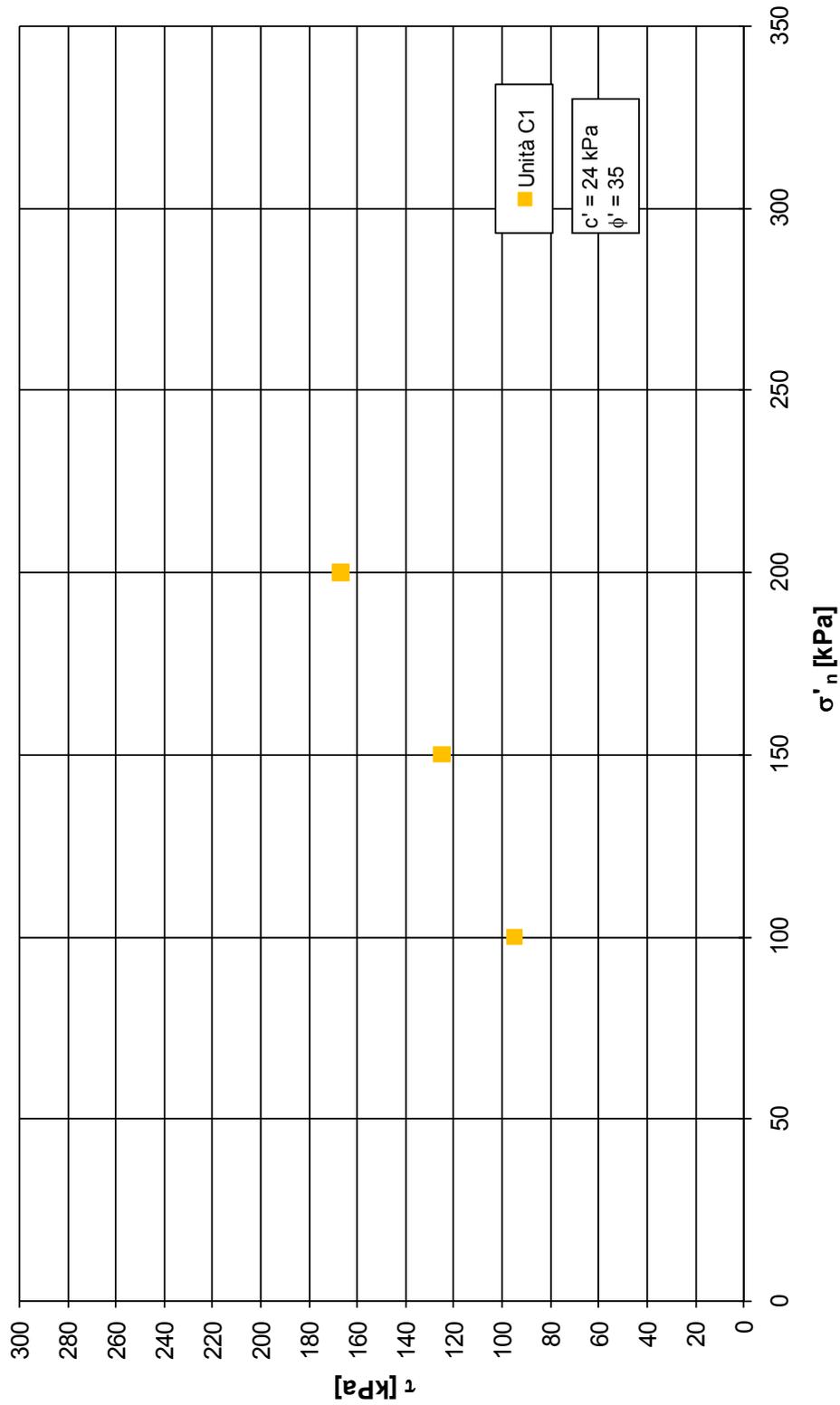
Grado di sovraconsolidazione - OCR [-]



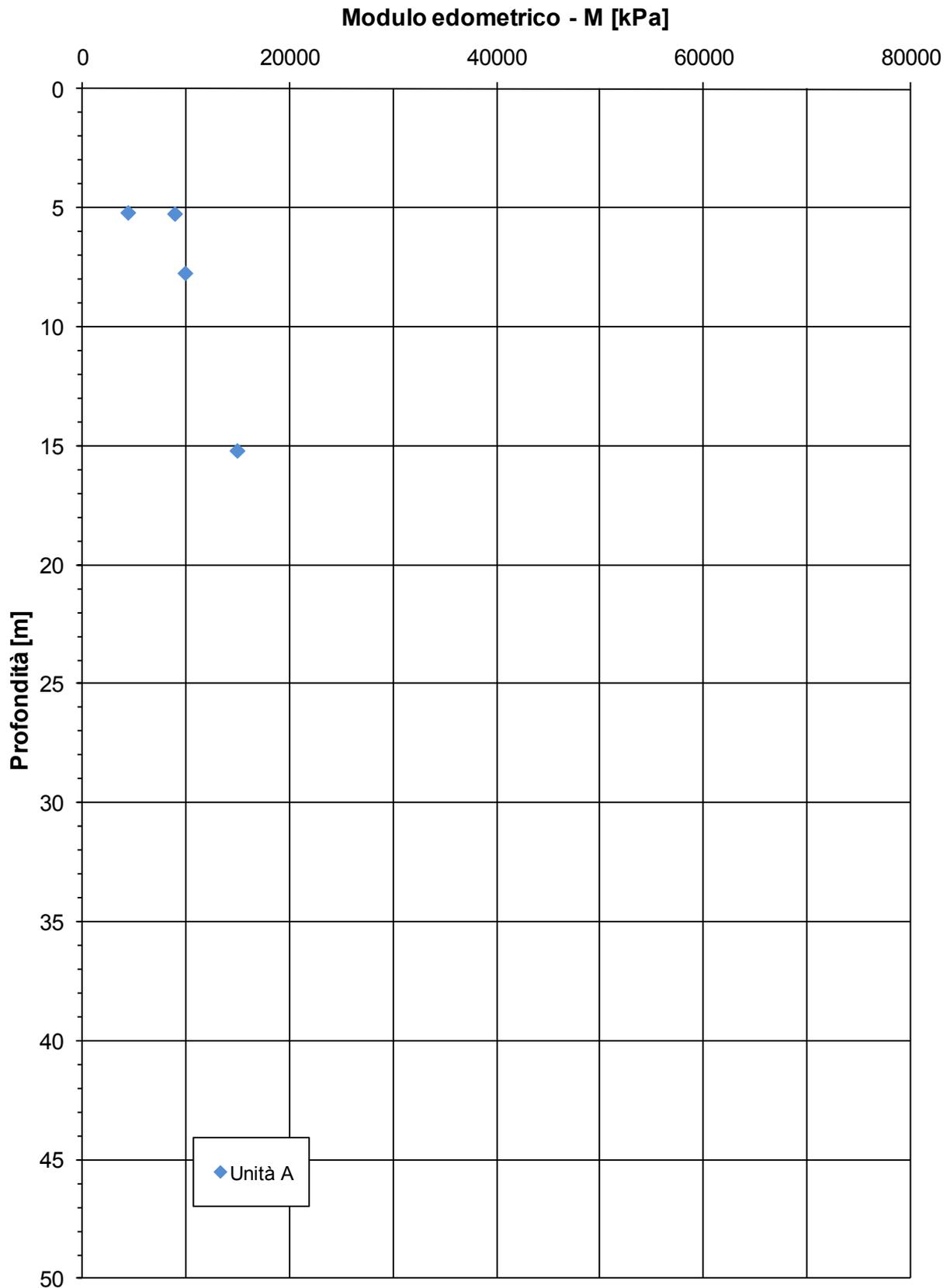
ZONA OMOGENEA 6 - Indagini laboratorio (TxCIU)



ZONA OMOGENEA 6 - Indagini laboratorio (TD)

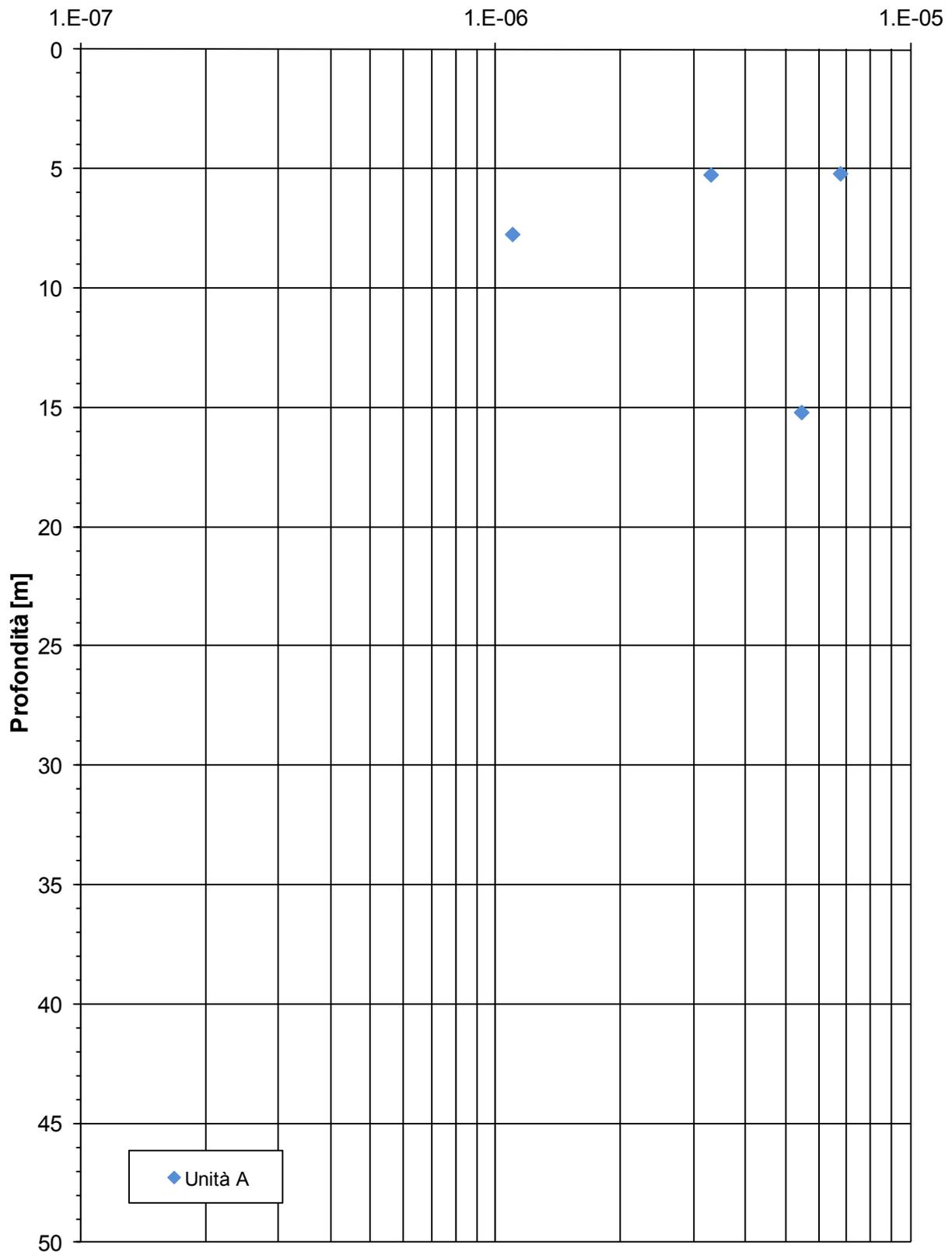


ZONA OMOGENEA 6 - Indagini laboratorio (Edometriche)



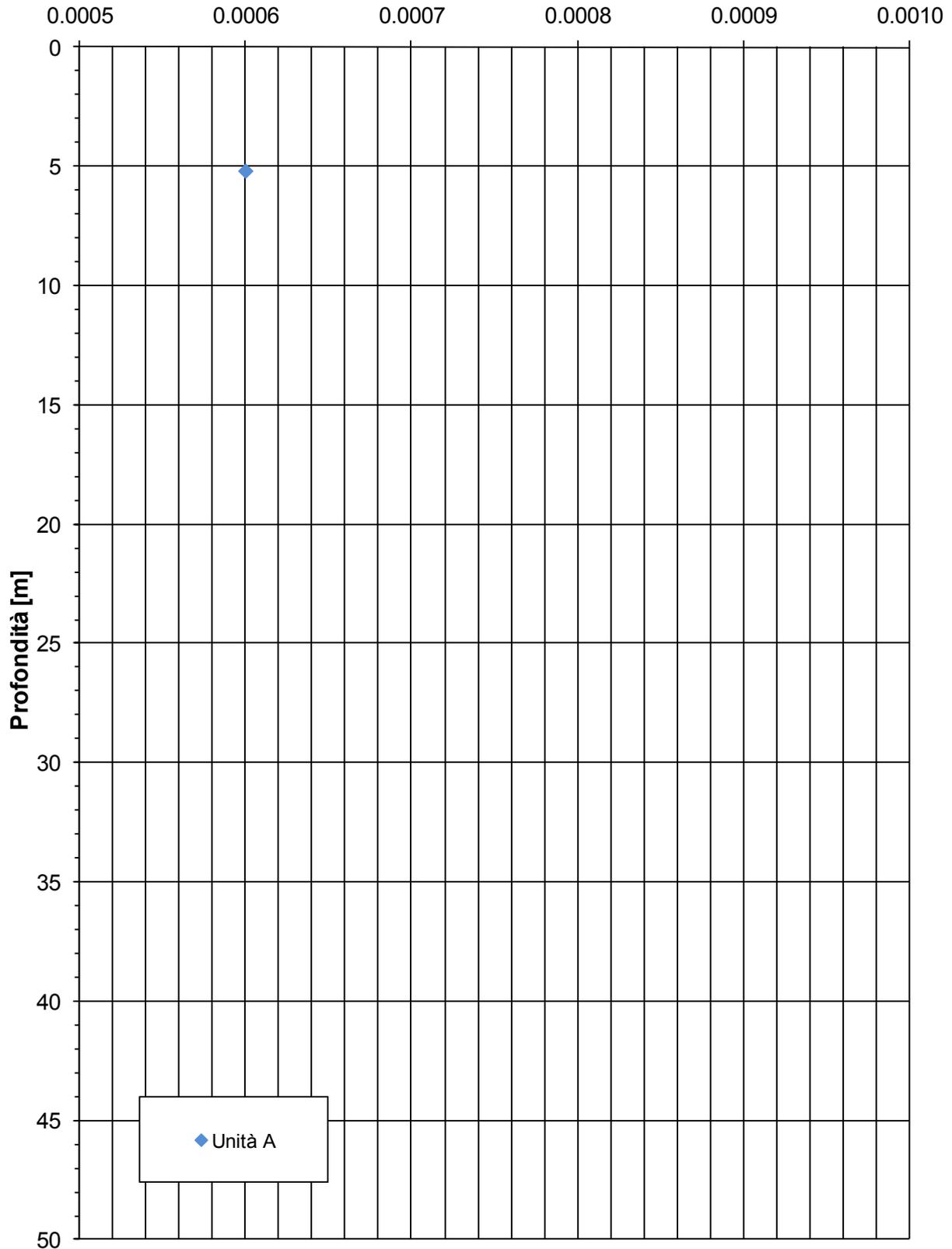
ZONA OMOGENEA 6 - Indagini laboratorio (Edometriche)

Coefficiente di consolidazione primaria - C_v [m²/s]



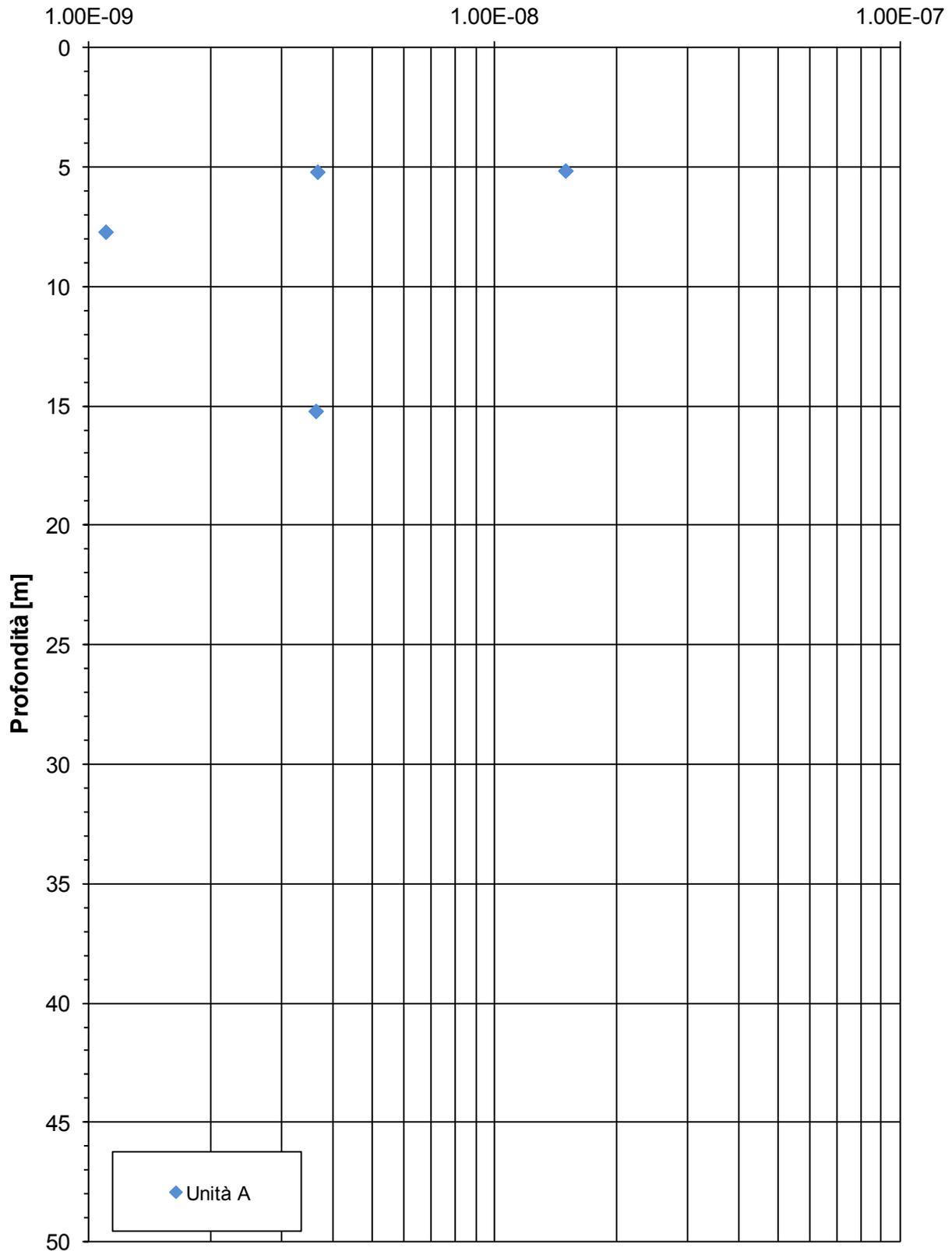
ZONA OMOGENEA 6- Indagini laboratorio (Edometriche)

Coefficiente di consolidazione secondaria - $C_{\alpha\varepsilon}$ [-]

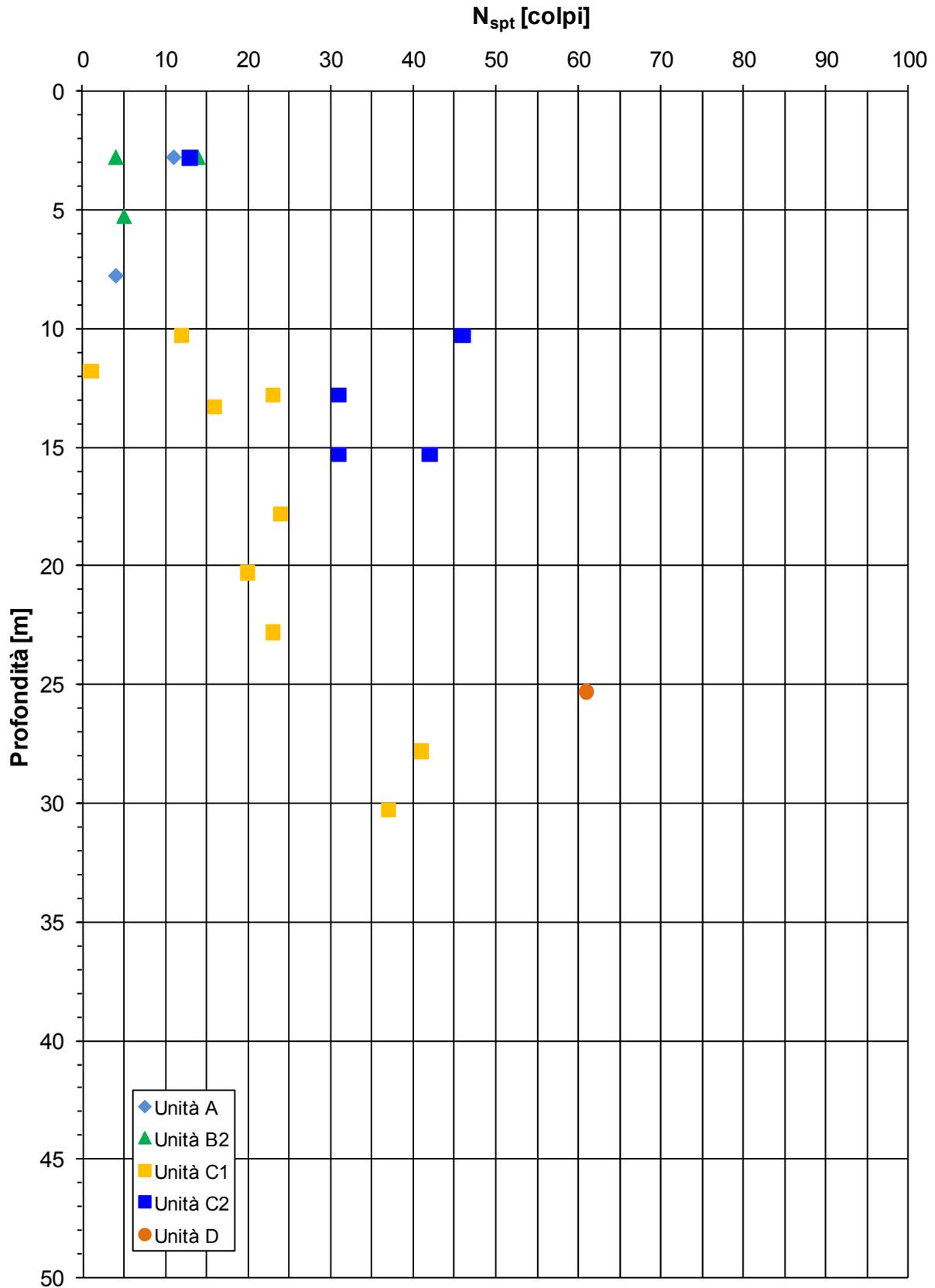


ZONA OMOGENEA 6 - Indagini di laboratorio (Edometriche)

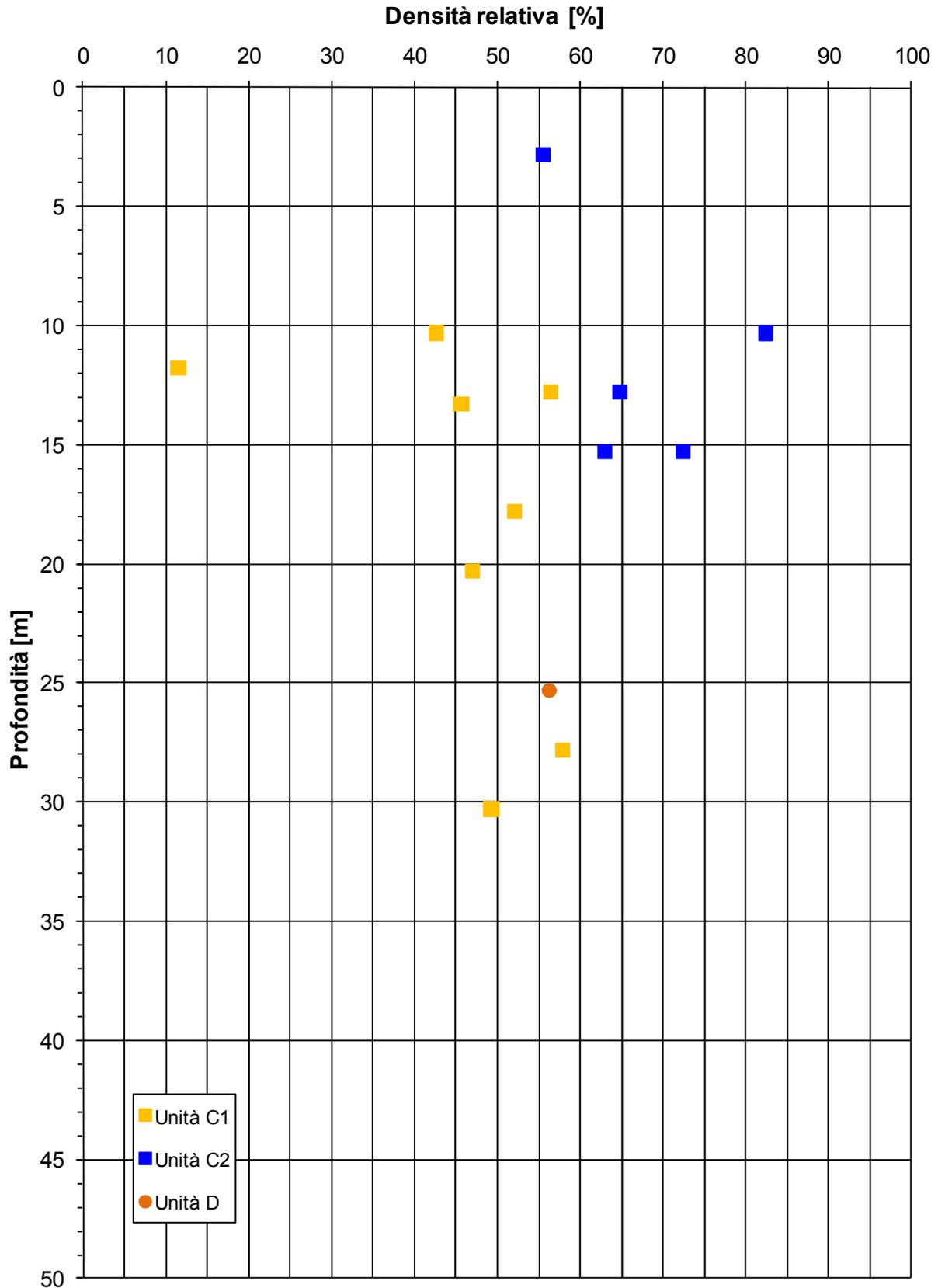
Coefficiente di permeabilità da correlazioni empiriche - k [m/s]



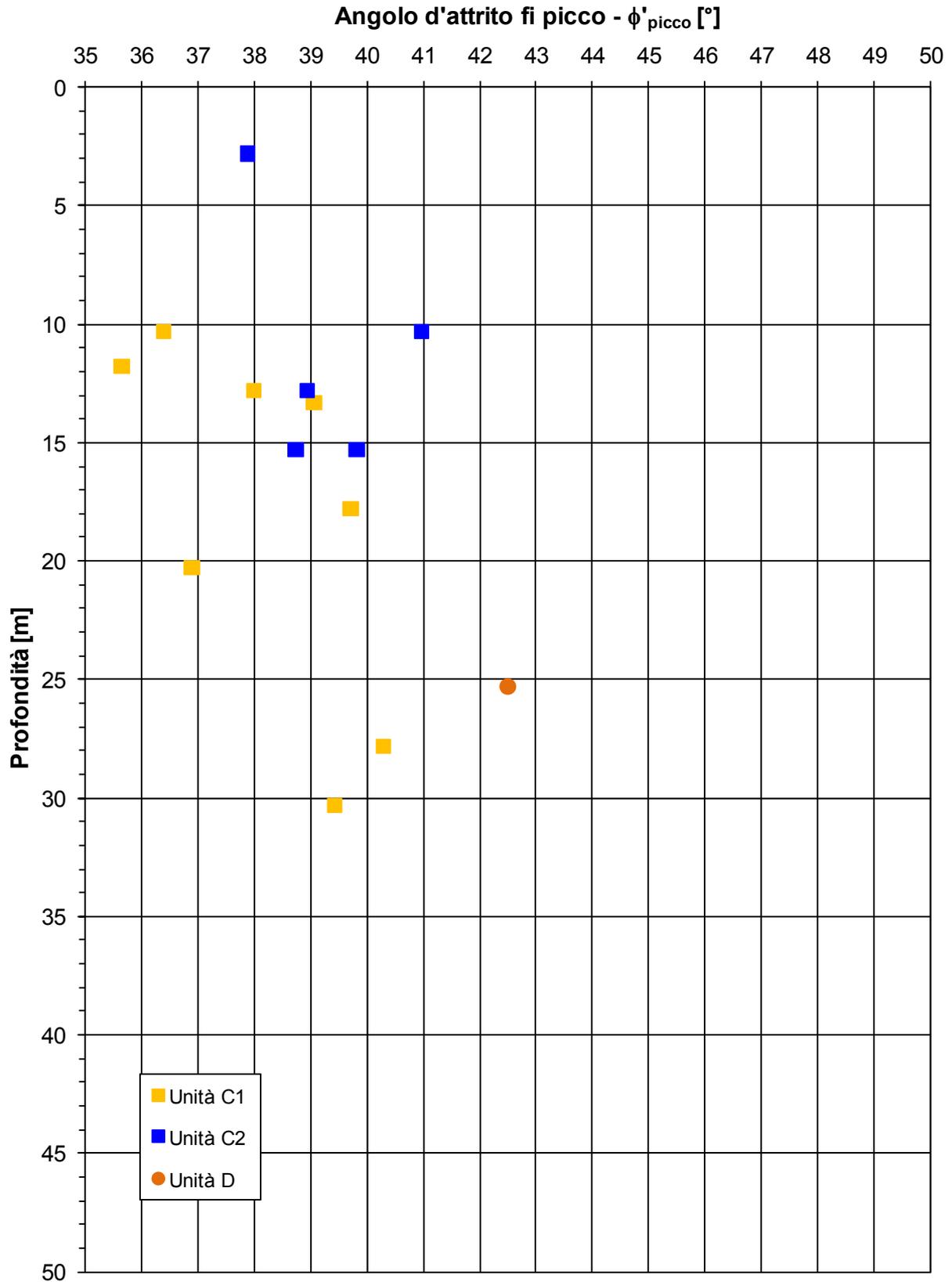
ZONA OMOGENEA 6 - Indagini in sito (SPT)



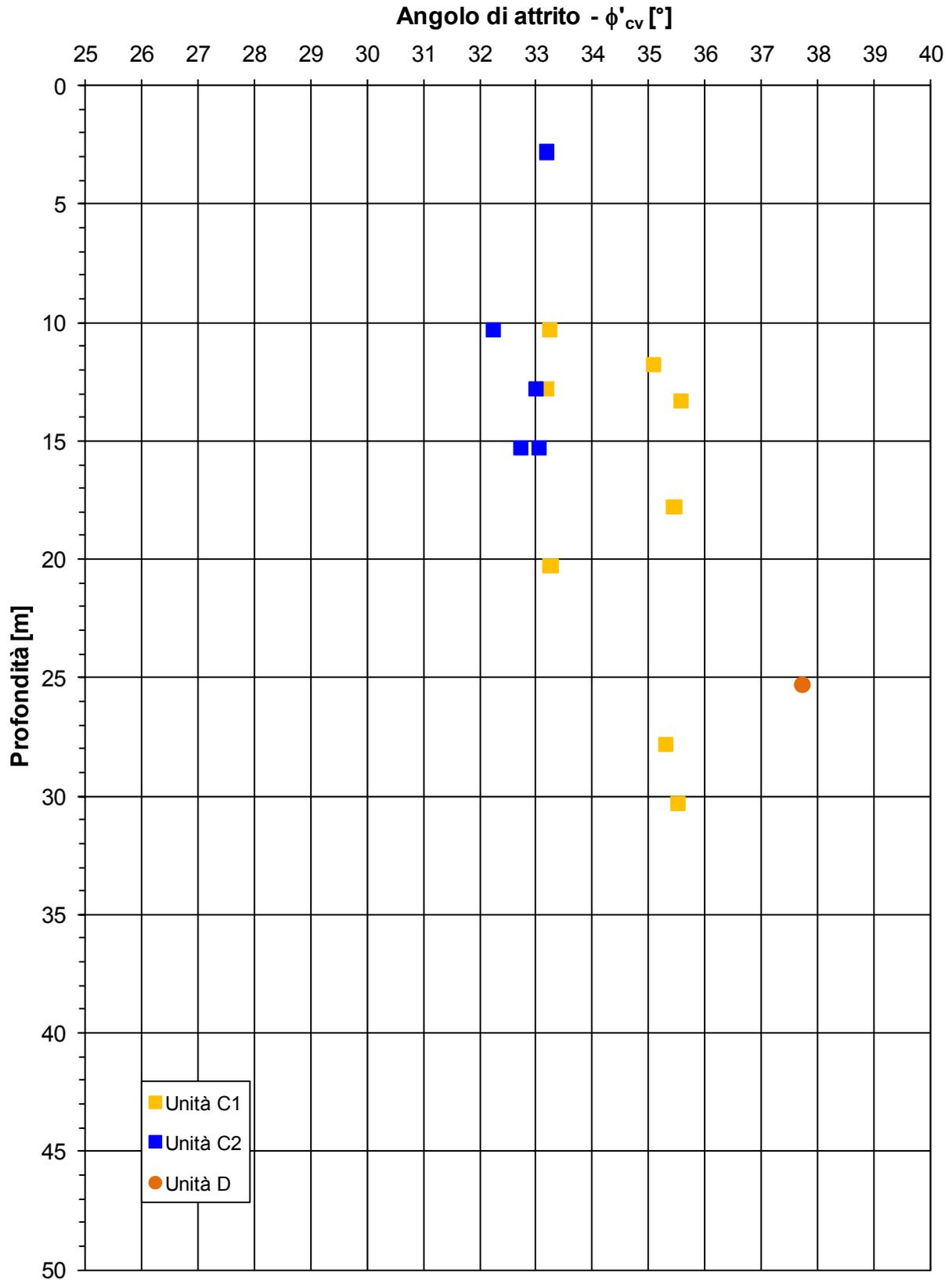
ZONA OMOGENEA 6 - Indagini in sito (SPT)



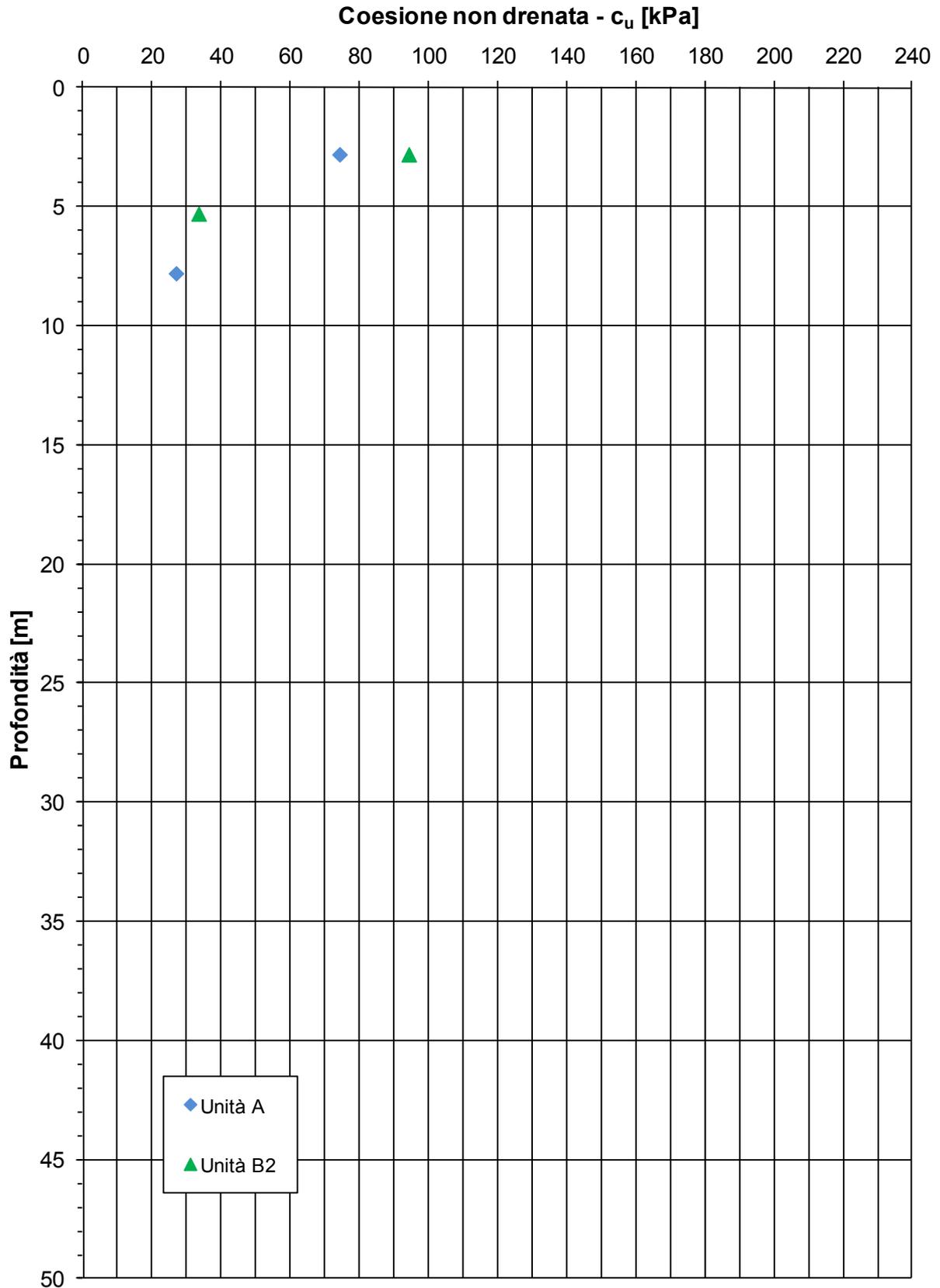
ZONA OMOGENEA 6 - Indagini in sito (SPT)



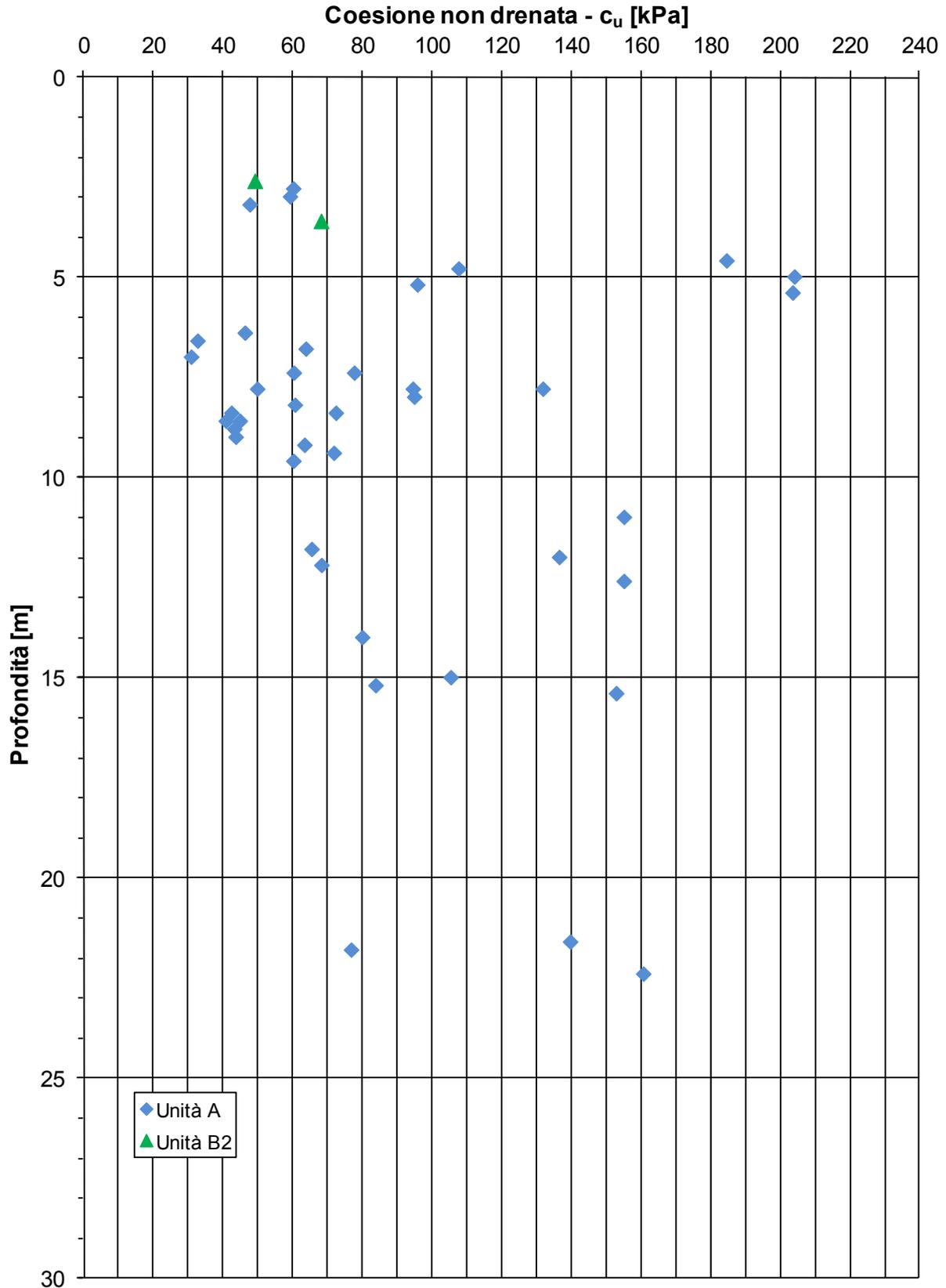
ZONA OMOGENEA 6 - Indagini in sito (SPT)



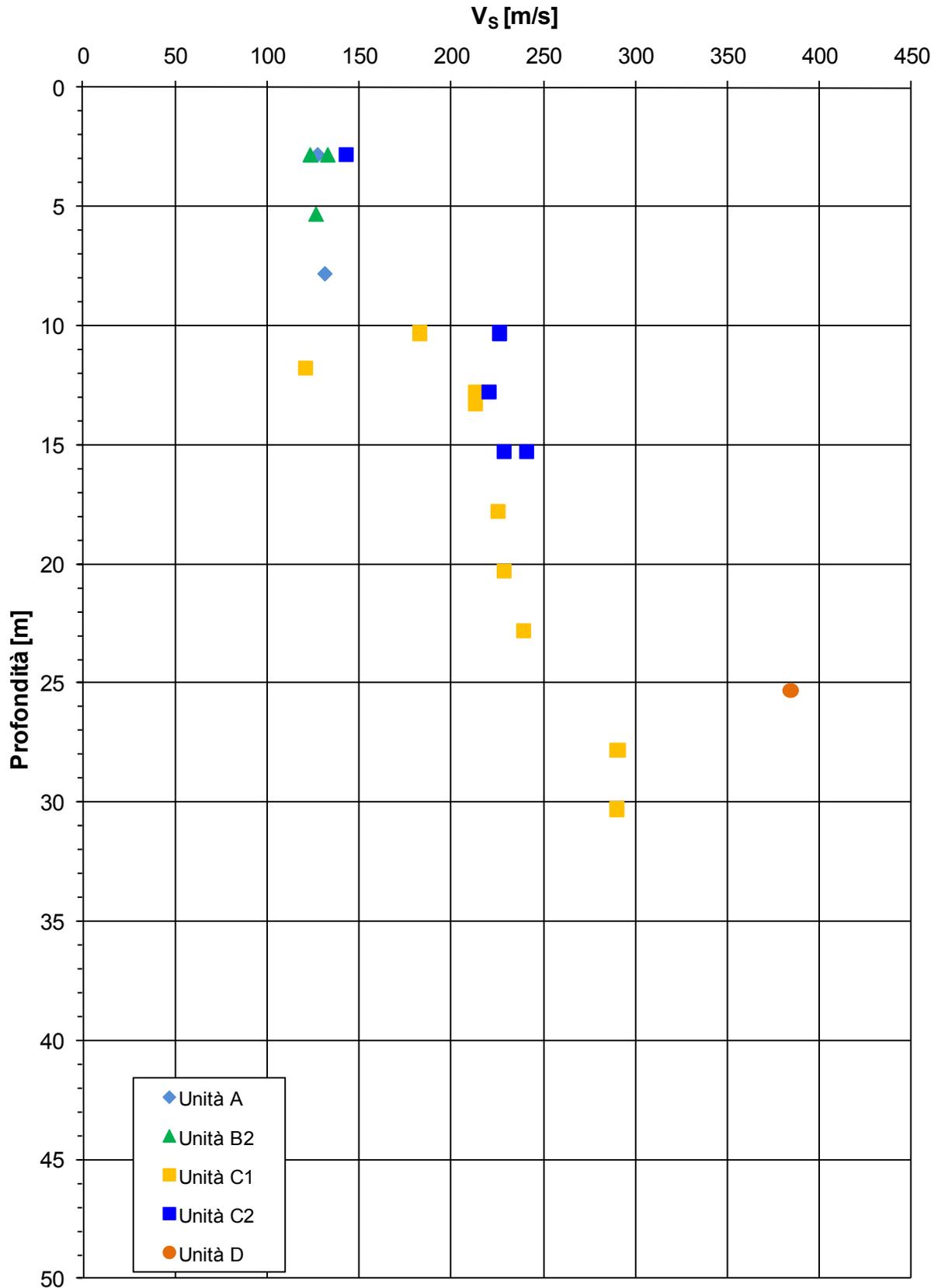
ZONA OMOGENEA 6 - Indagini in sito (SPT)



ZONA OMOGENEA 6 - Indagini in sito
(CPT - AP017, AP018, AP019, AP113)

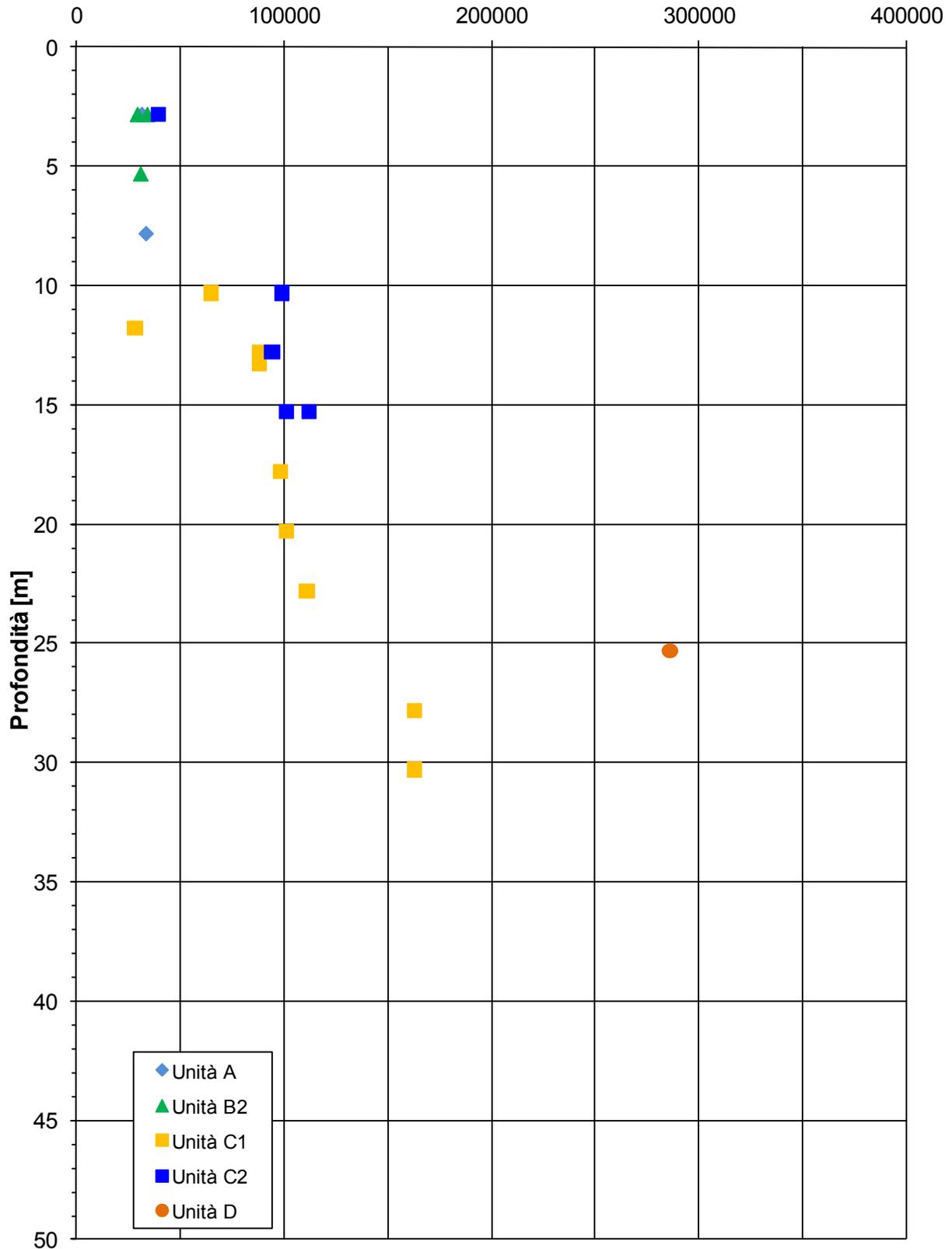


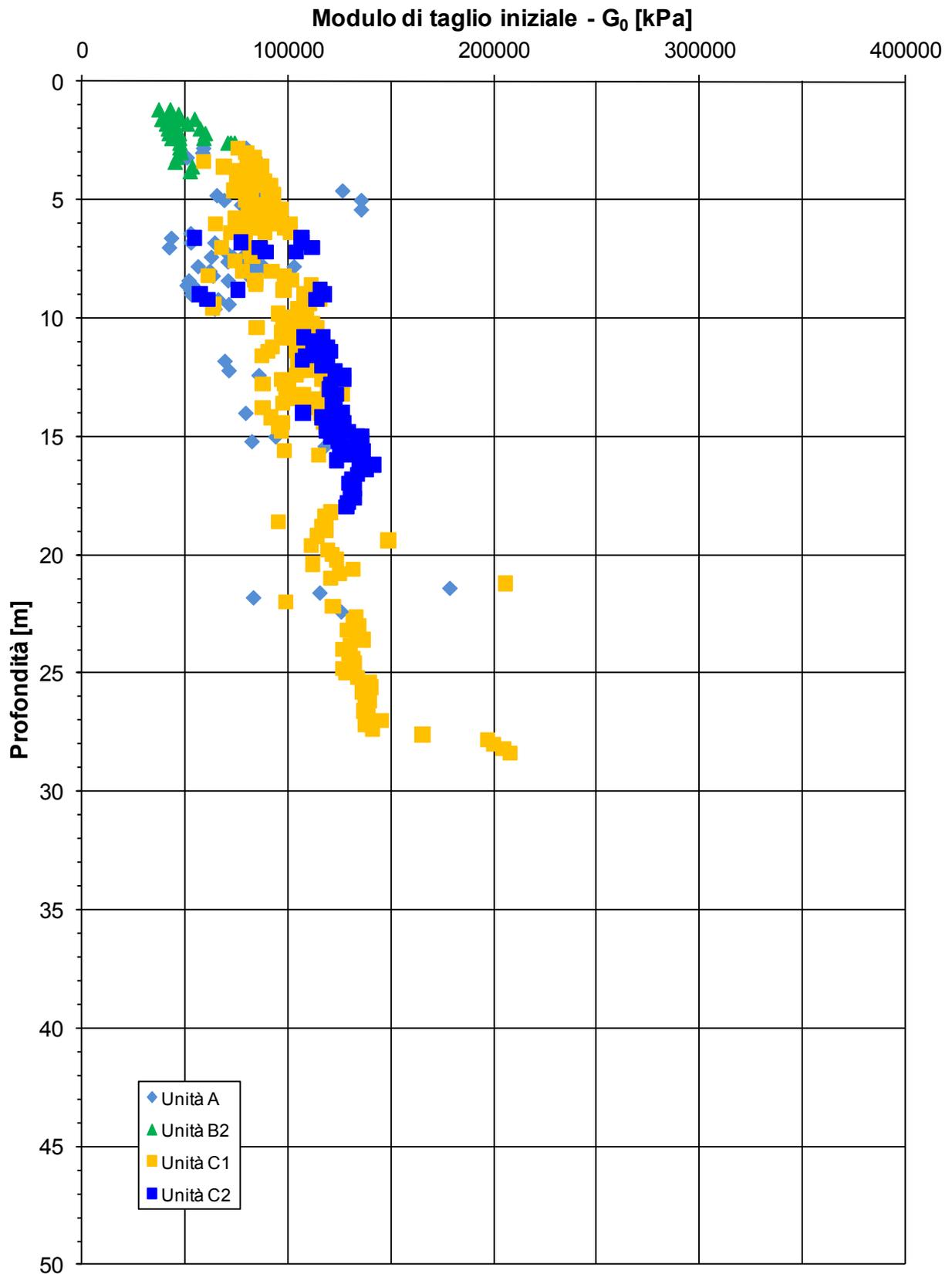
ZONA OMOGENEA 6 - Indagini in sito (SPT)



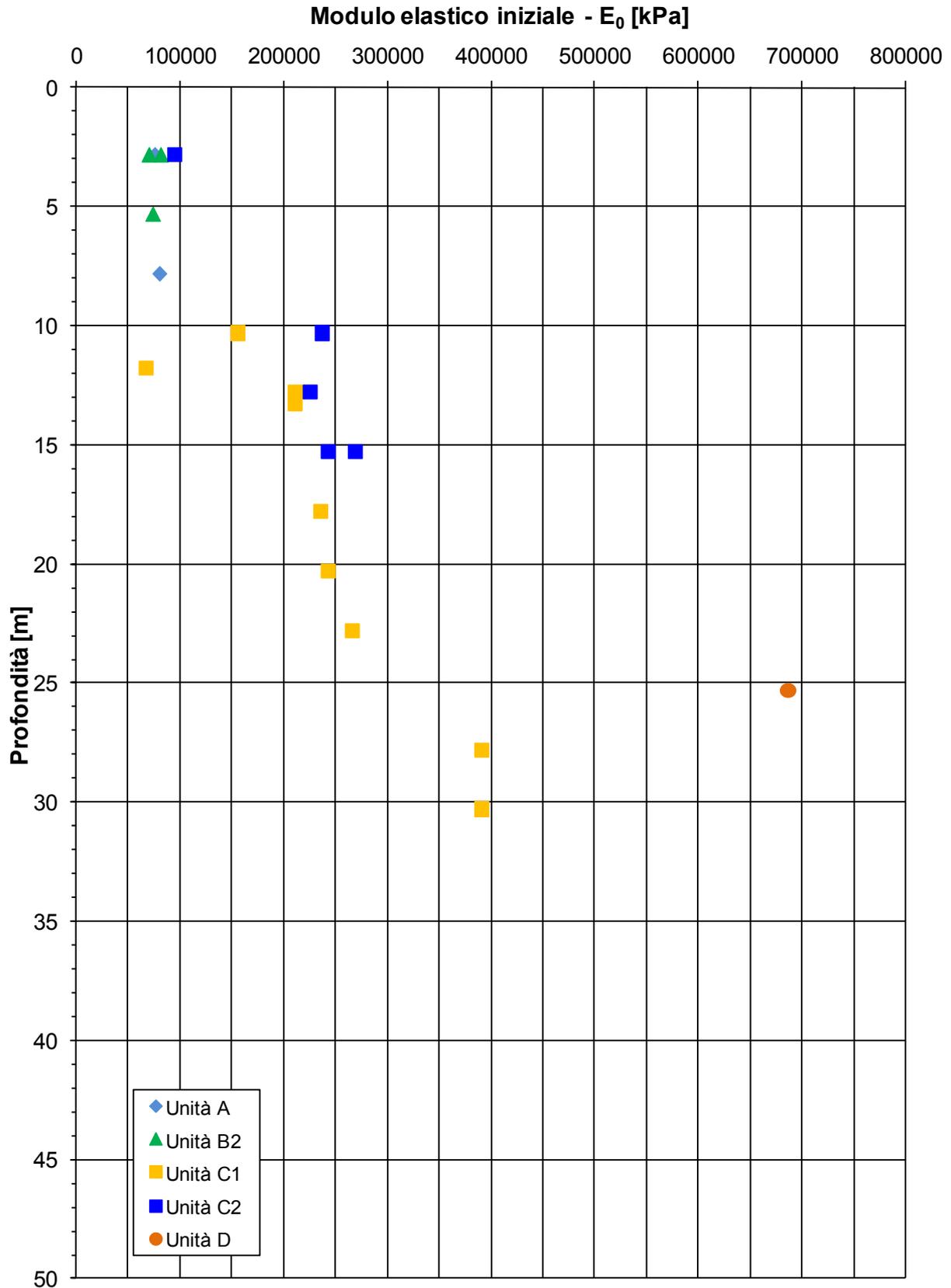
ZONA OMOGENEA 6 - Indagini in sito (SPT)

Modulo di taglio iniziale - G_0 [kPa]

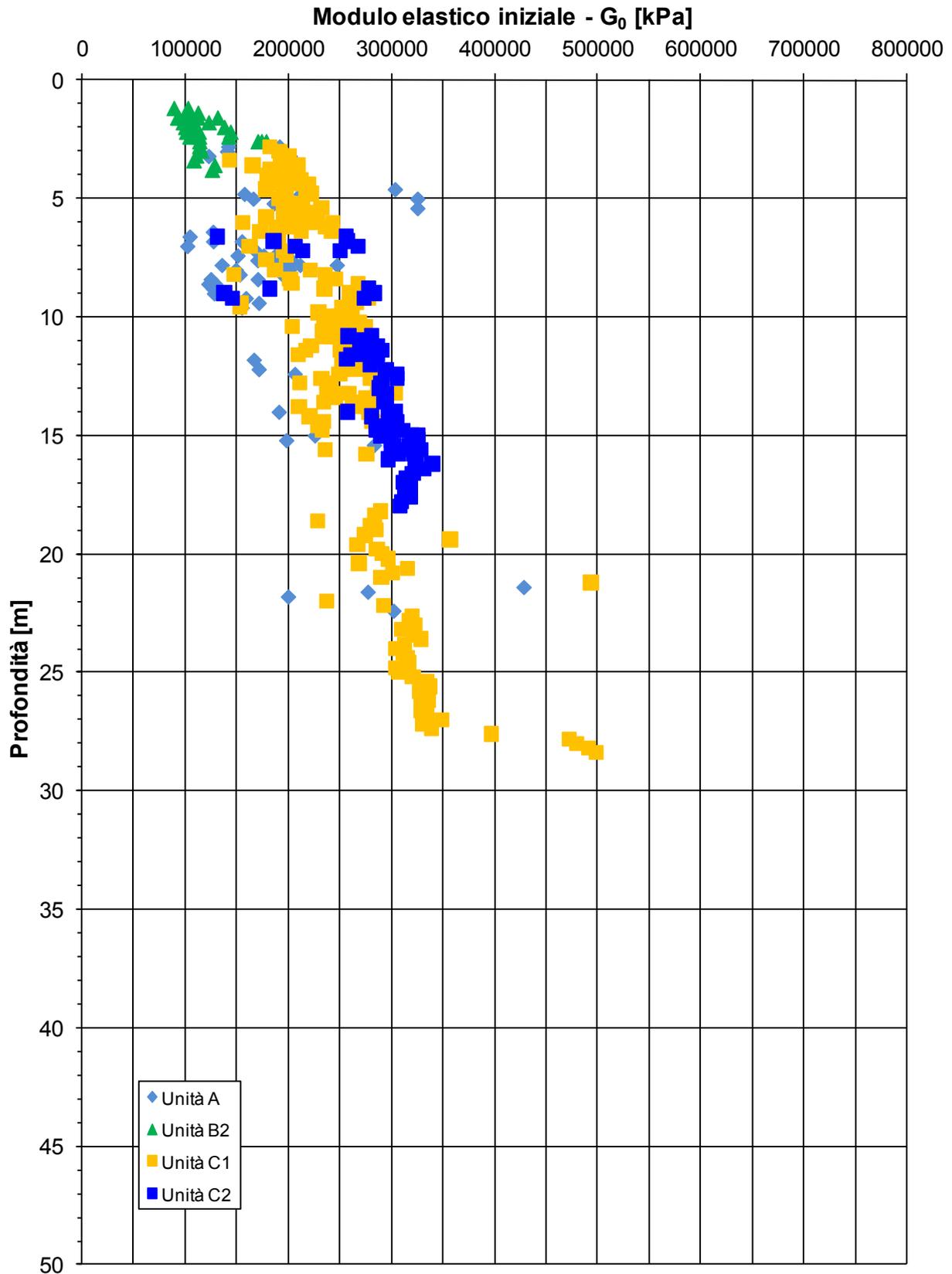


ZONA OMOGENEA 6 - Indagini in sito
(CPT - AP017, AP018, AP019, AP113)

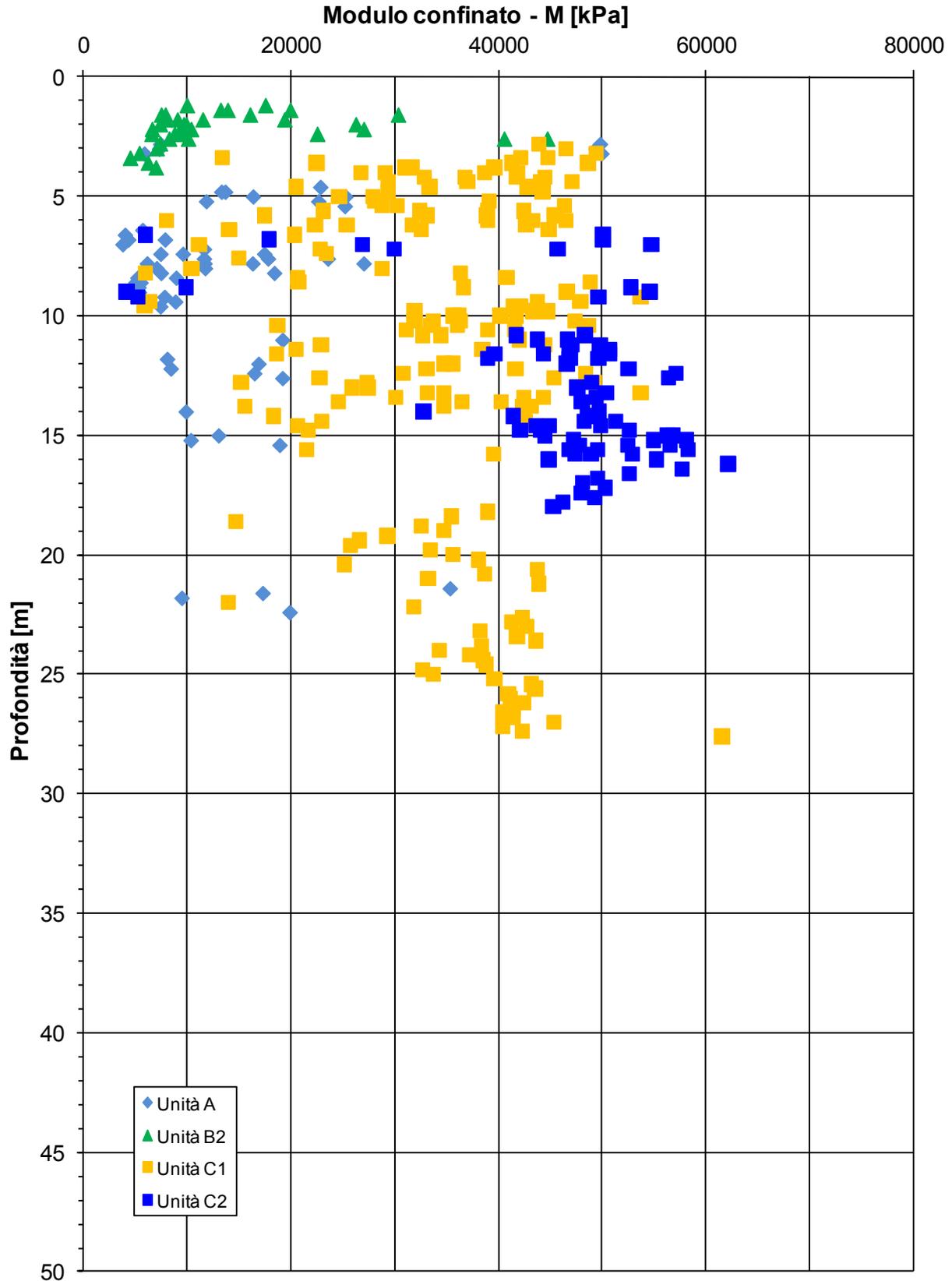
ZONA OMOGENEA 6 - Indagini in sito (SPT)



ZONA OMOGENEA 6 - Indagini in sito
(CPT - AP017, AP018, AP019, AP113)



ZONA OMOGENEA 6 - Indagini in sito
(CPT - AP017, AP018, AP019, AP113)

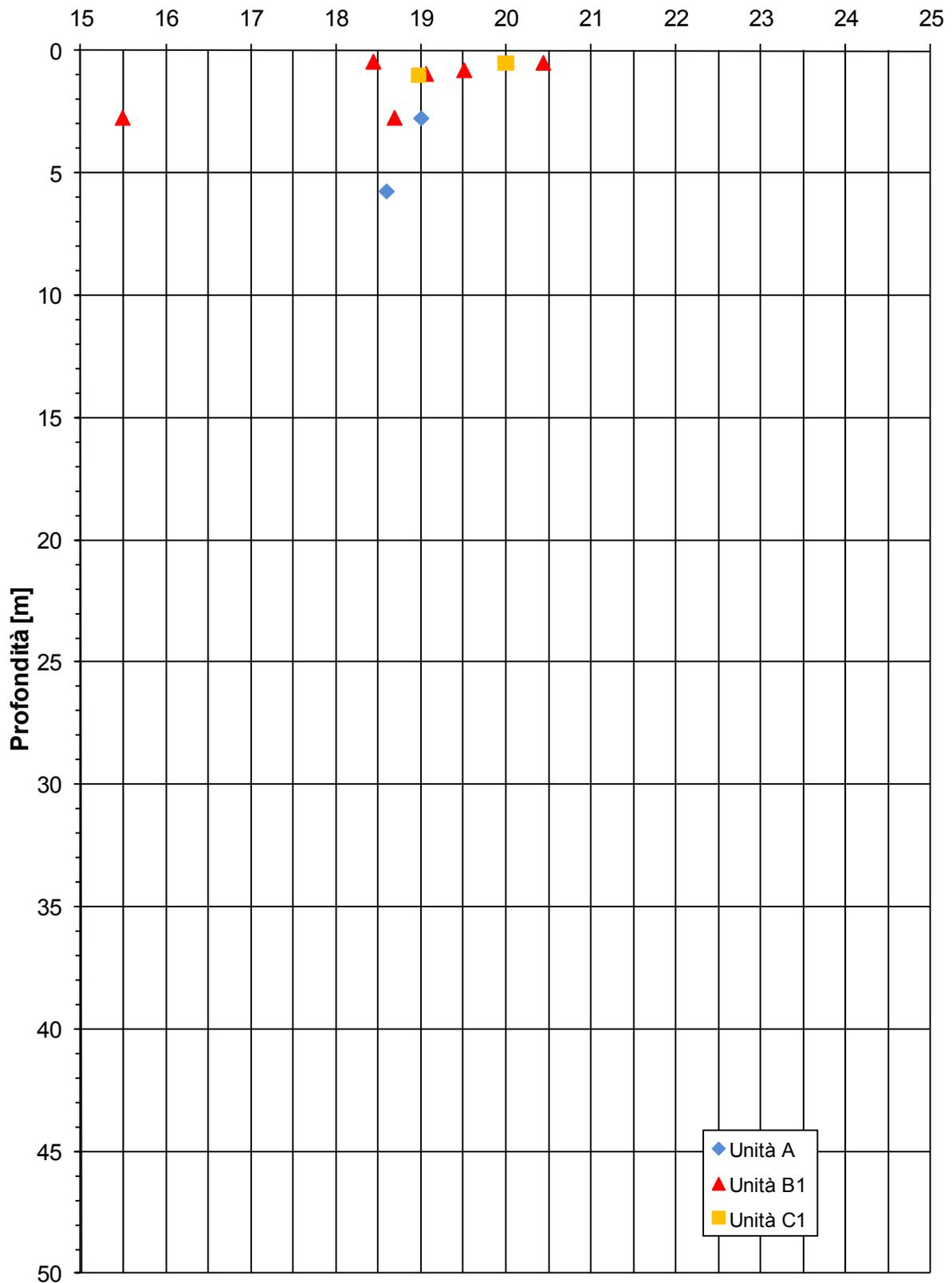


APPENDICE 7:

ZONA OMOGENEA 7 – Caratteristiche fisiche, di deformabilità e di resistenza al taglio.

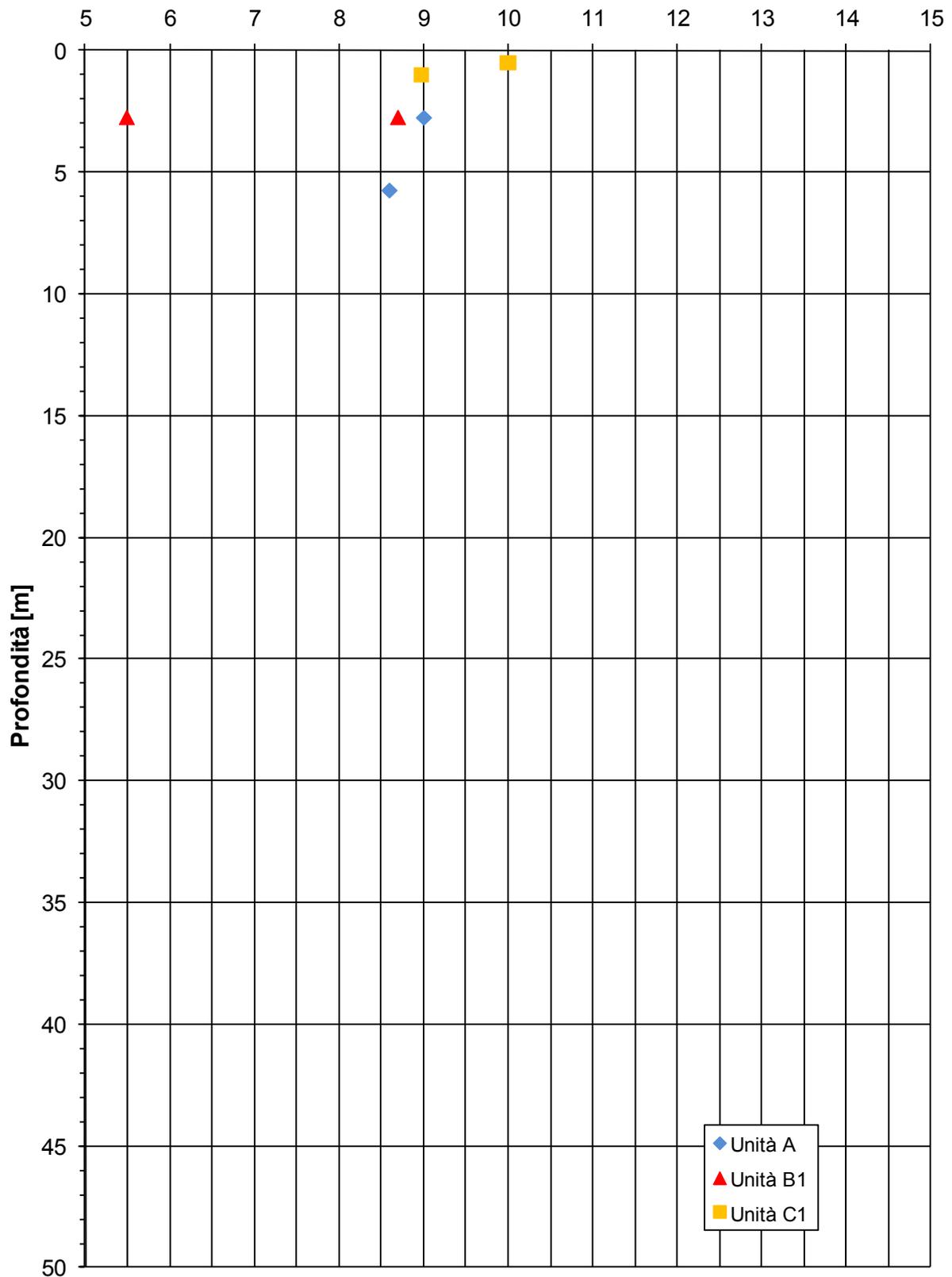
ZONA OMOGENEA 7

Peso di volume naturale - γ [kN/m³]



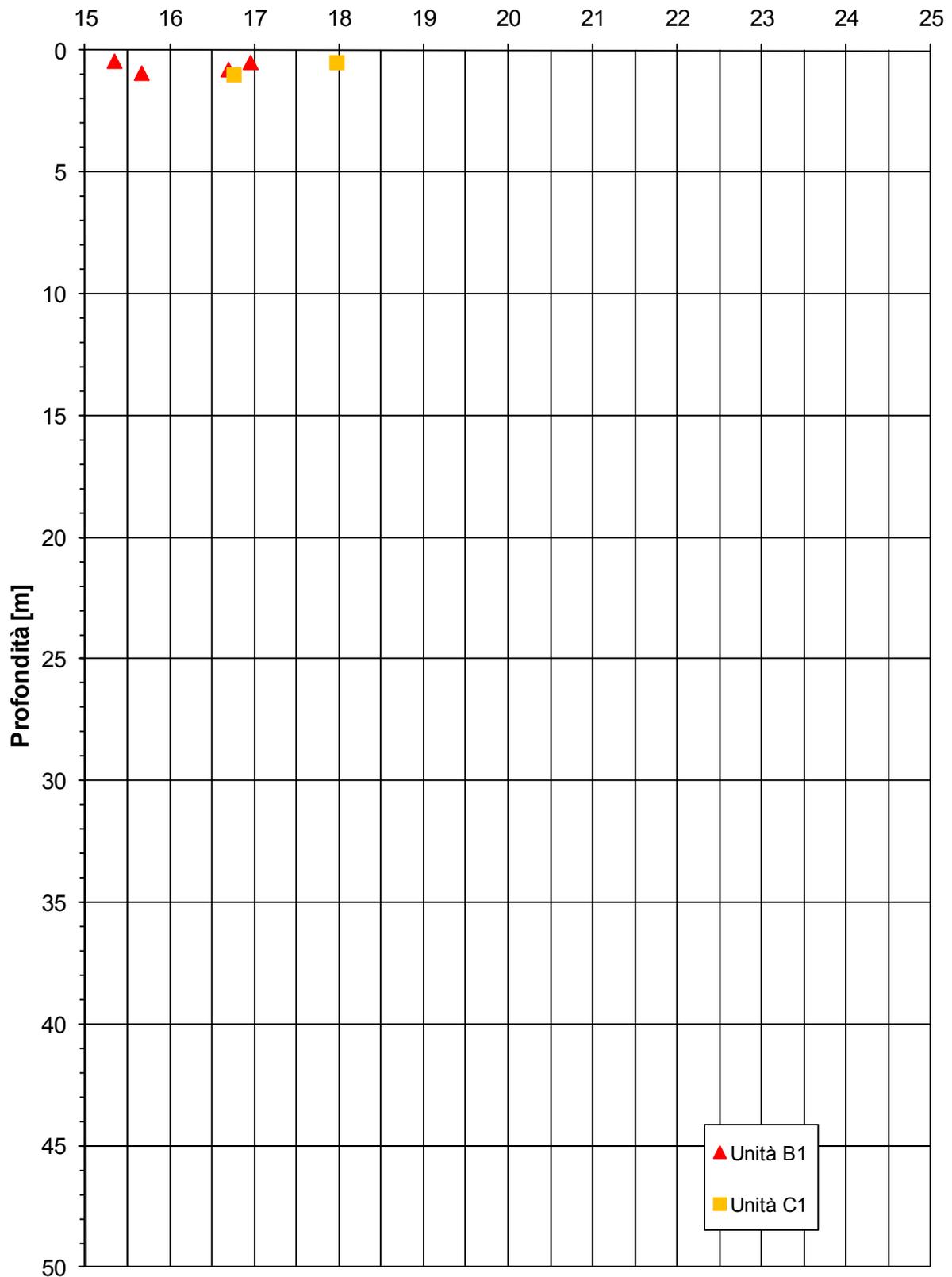
ZONA OMOGENEA 7

Peso di volume del terreno immerso- γ . [kN/m³]



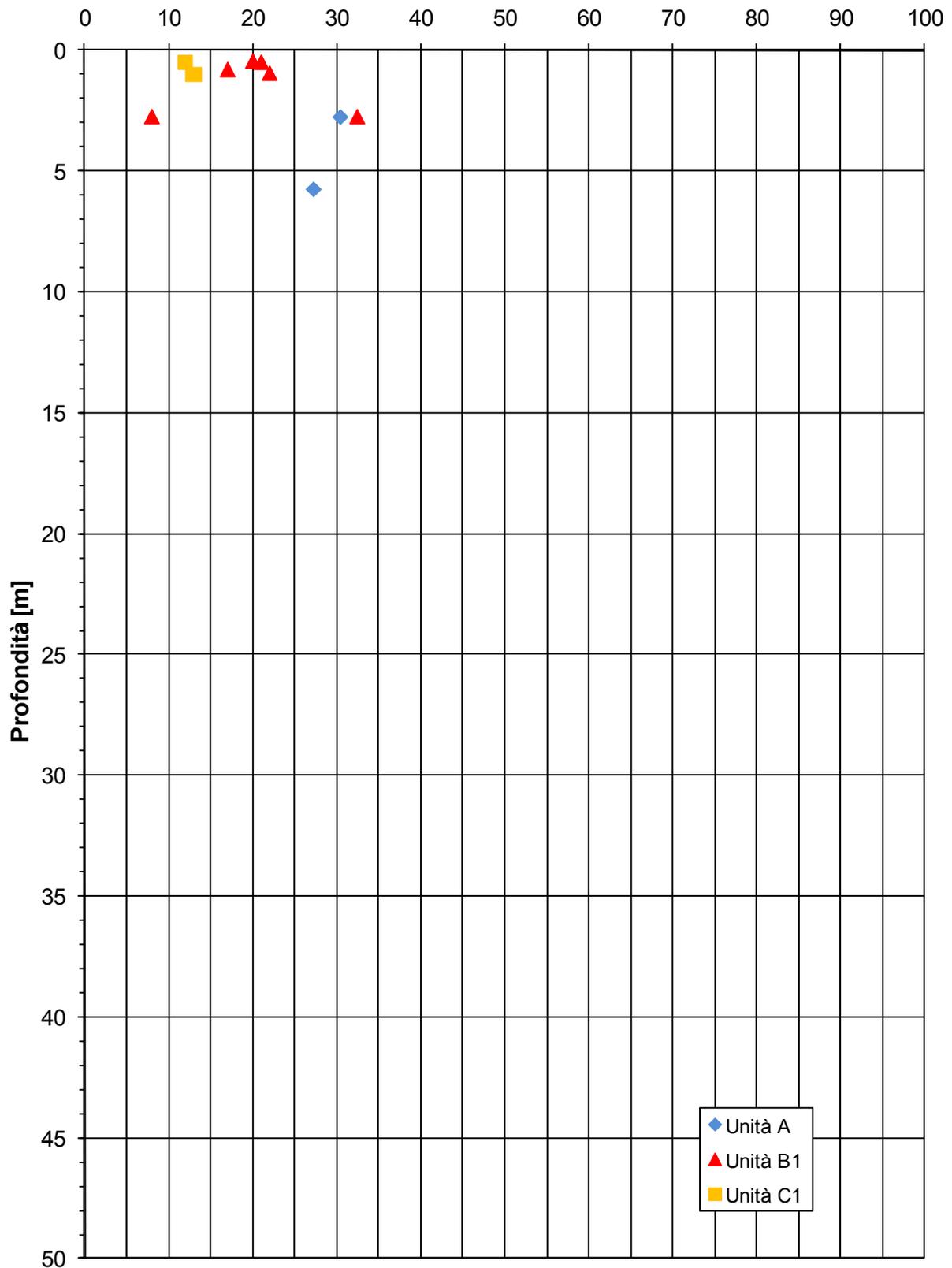
ZONA OMOGENEA 7

Peso di volume secco - γ_d [N/m³]



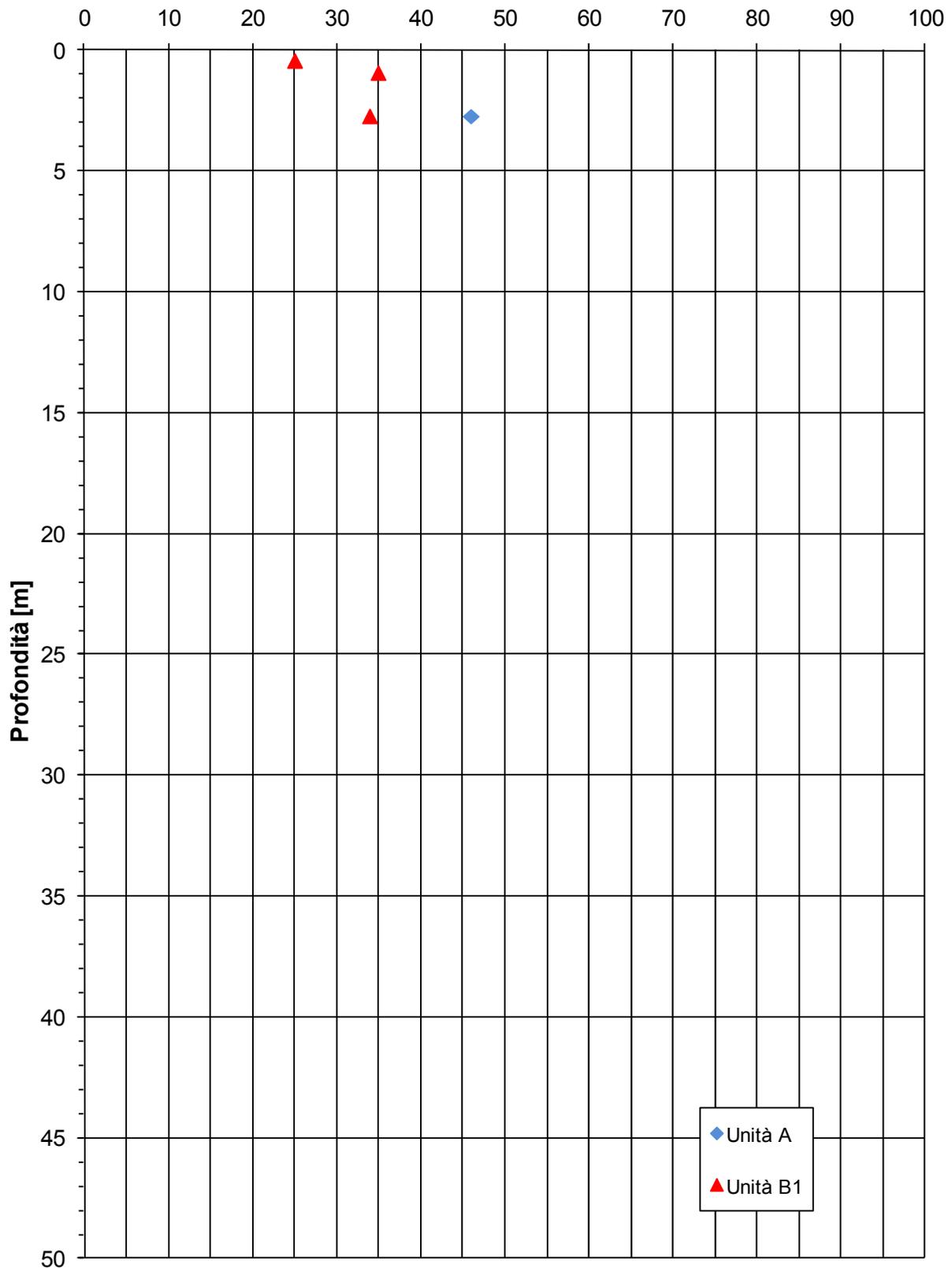
ZONA OMOGENEA 7

Contenuto naturale d'acqua - w [%]



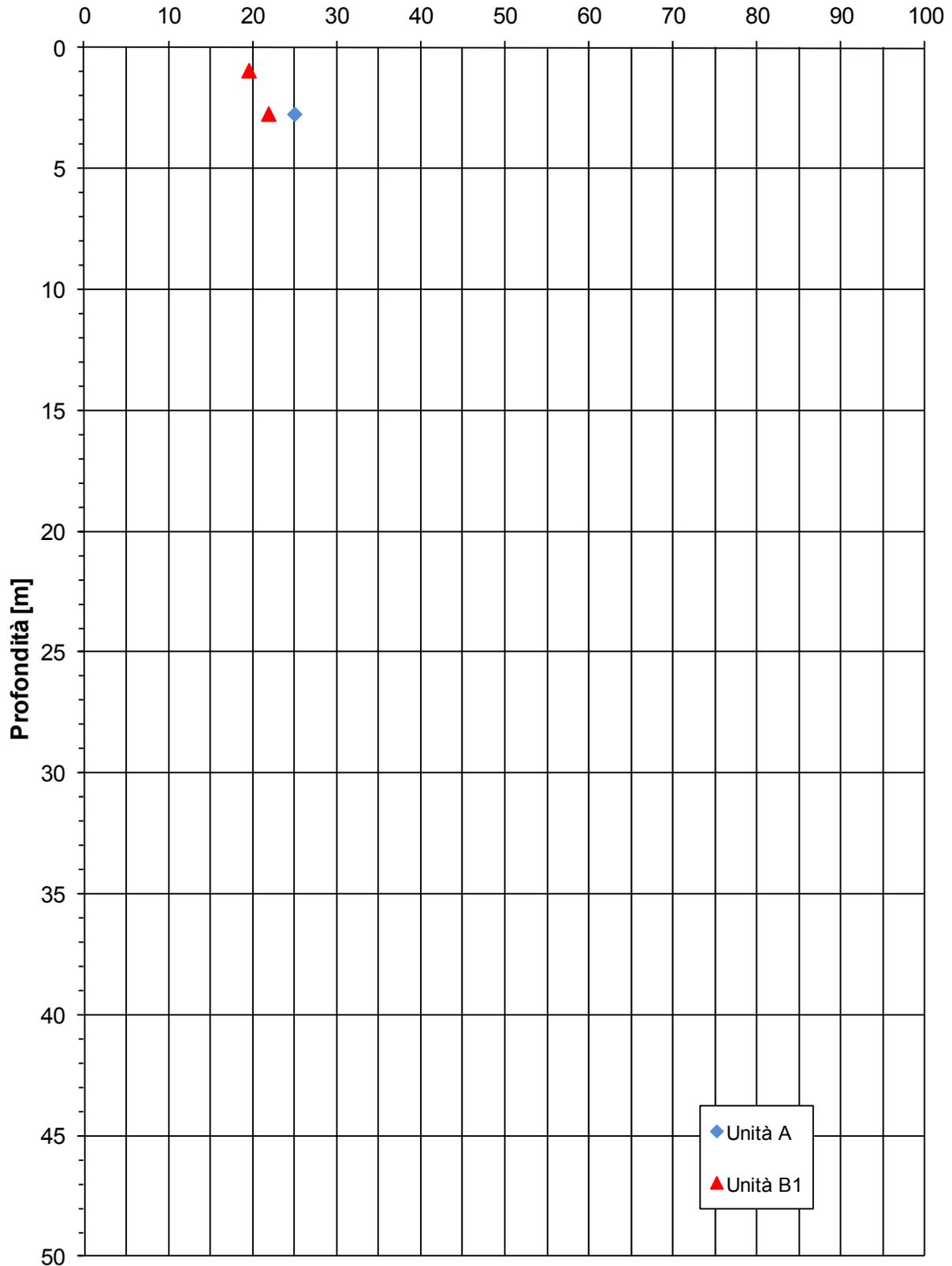
ZONA OMOGENEA 7

Limite liquido - LL [%]



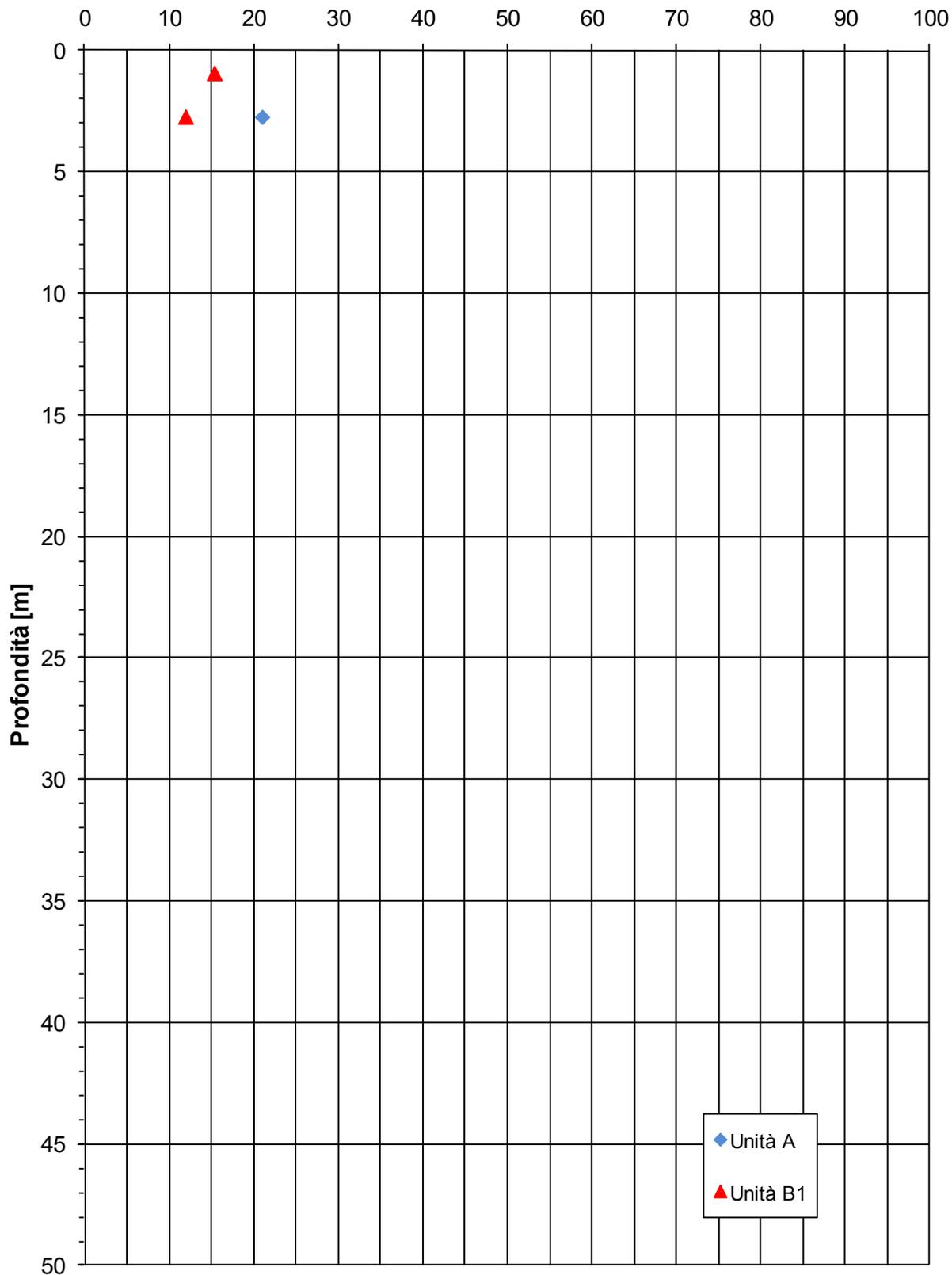
ZONA OMOGENEA 7

Limite plastico- LP [%]



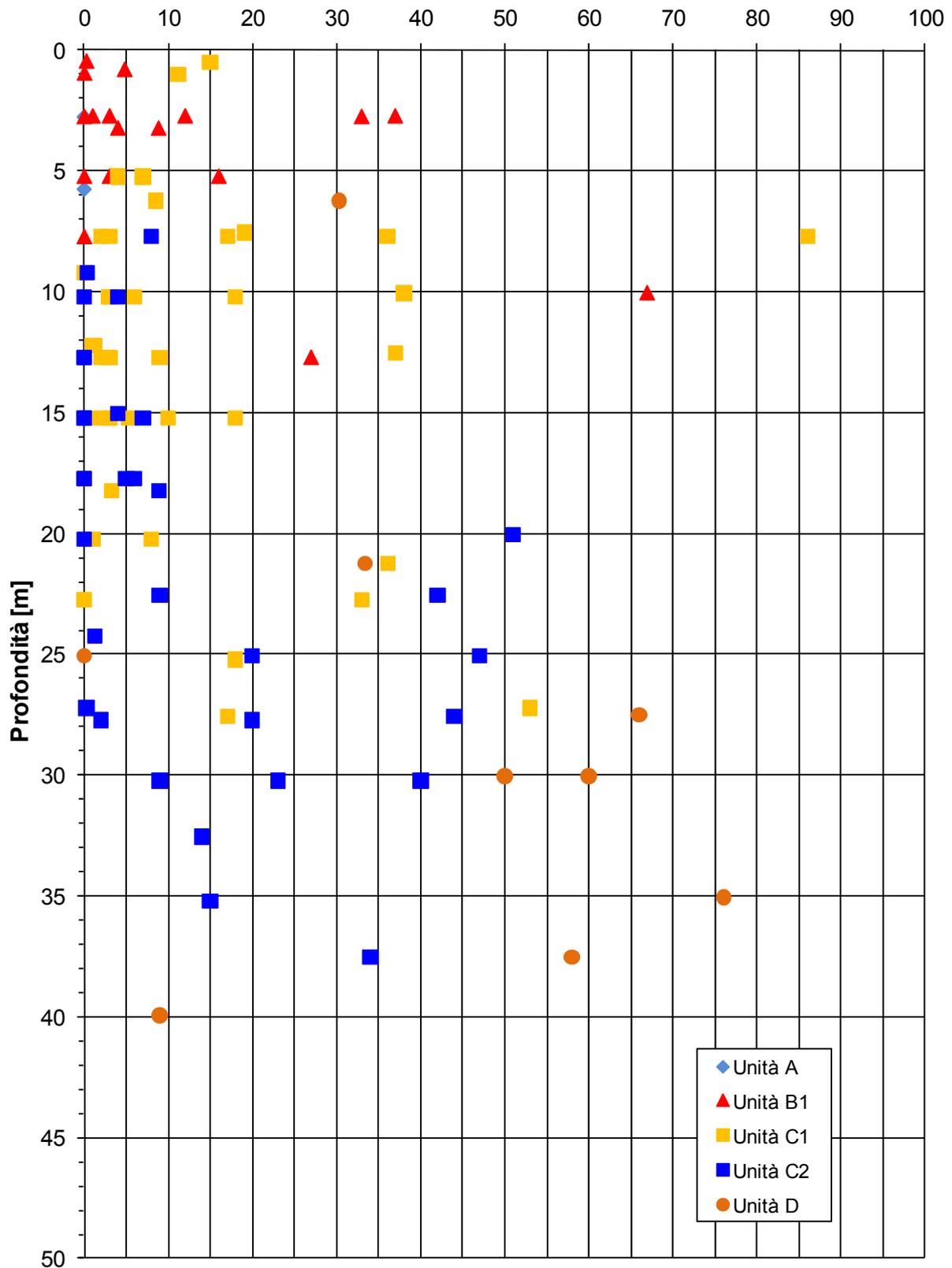
ZONA OMOGENEA 7

Indice plastico- IP [%]



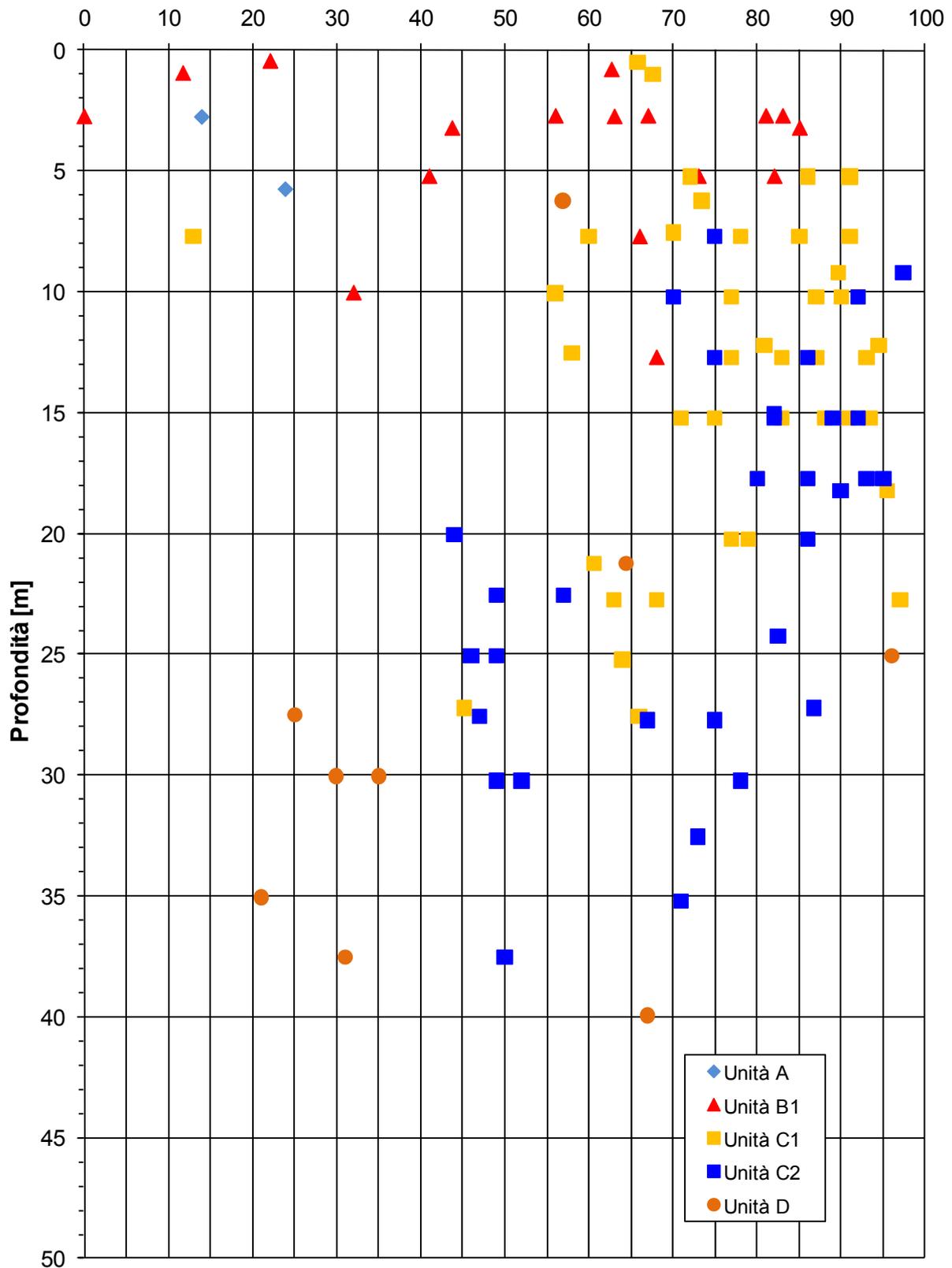
ZONA OMOGENEA 7

Contenuto in ghiaia (AGI 1990) [%]



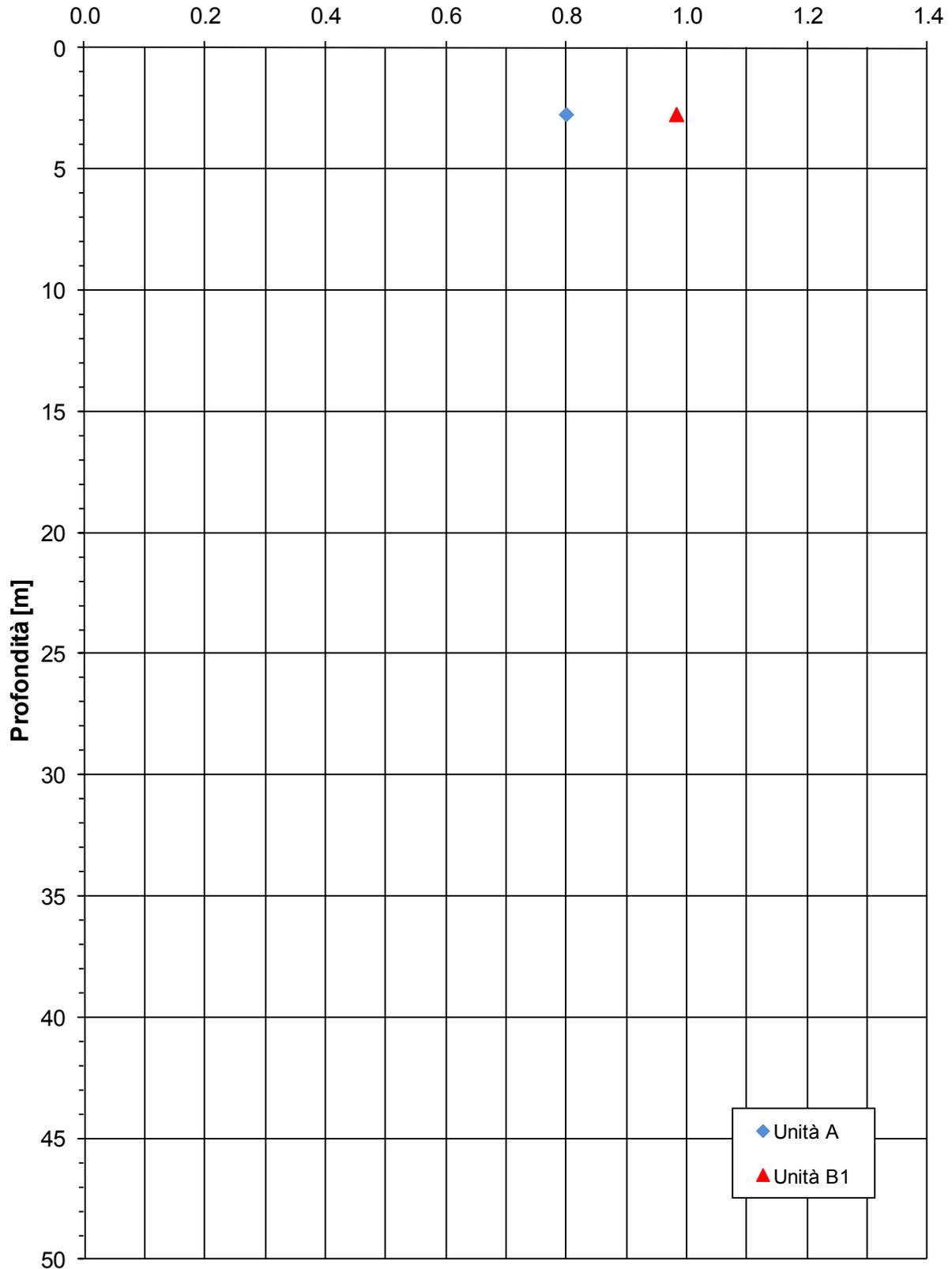
ZONA OMOGENEA 7

Contenuto in sabbia (AGI 1990) [%]

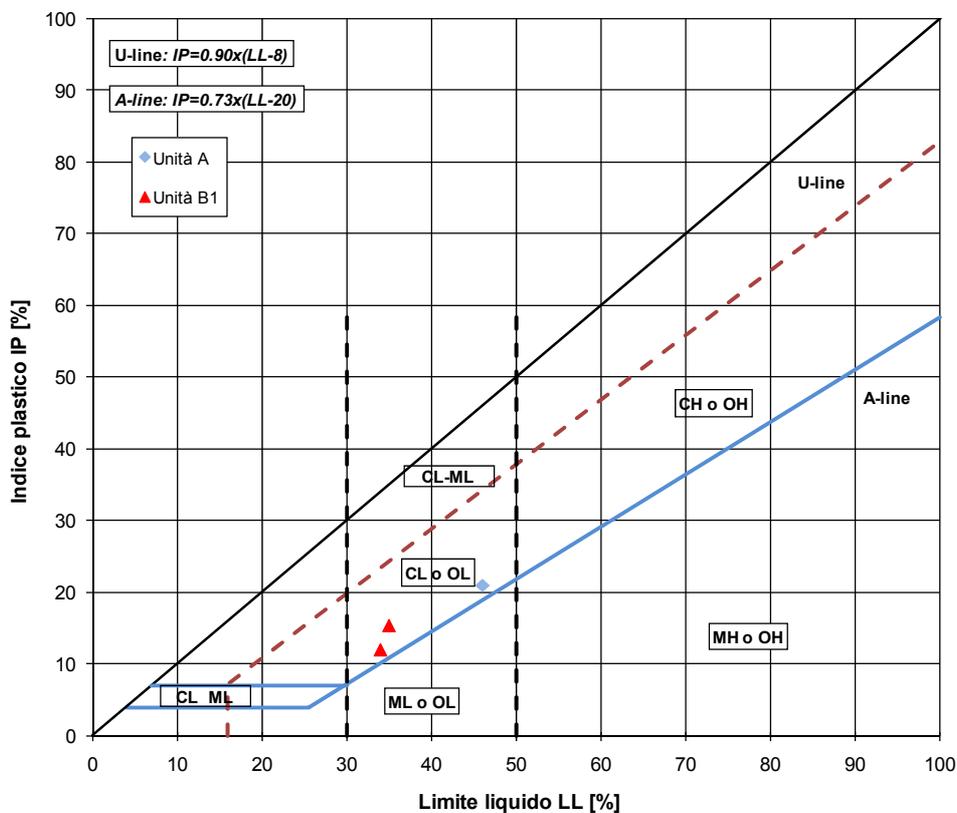


ZONA OMOGENEA 7

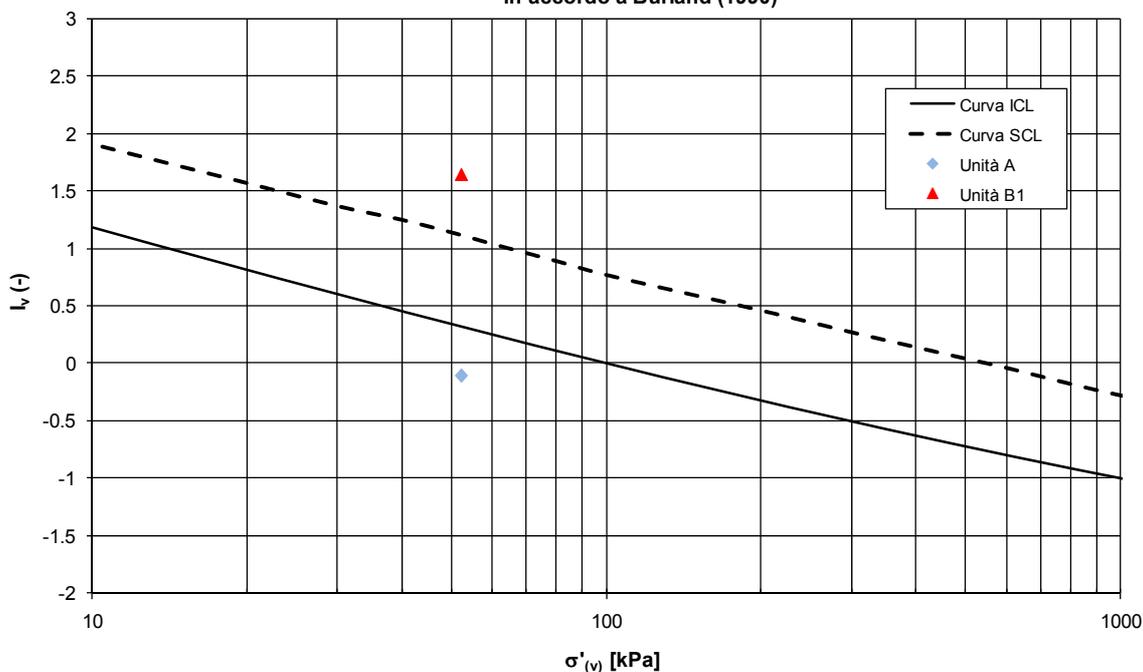
Indice dei vuoti - e [-]



ZONA OMOGENEA 7
Carta di plasticità Sistema Unificato

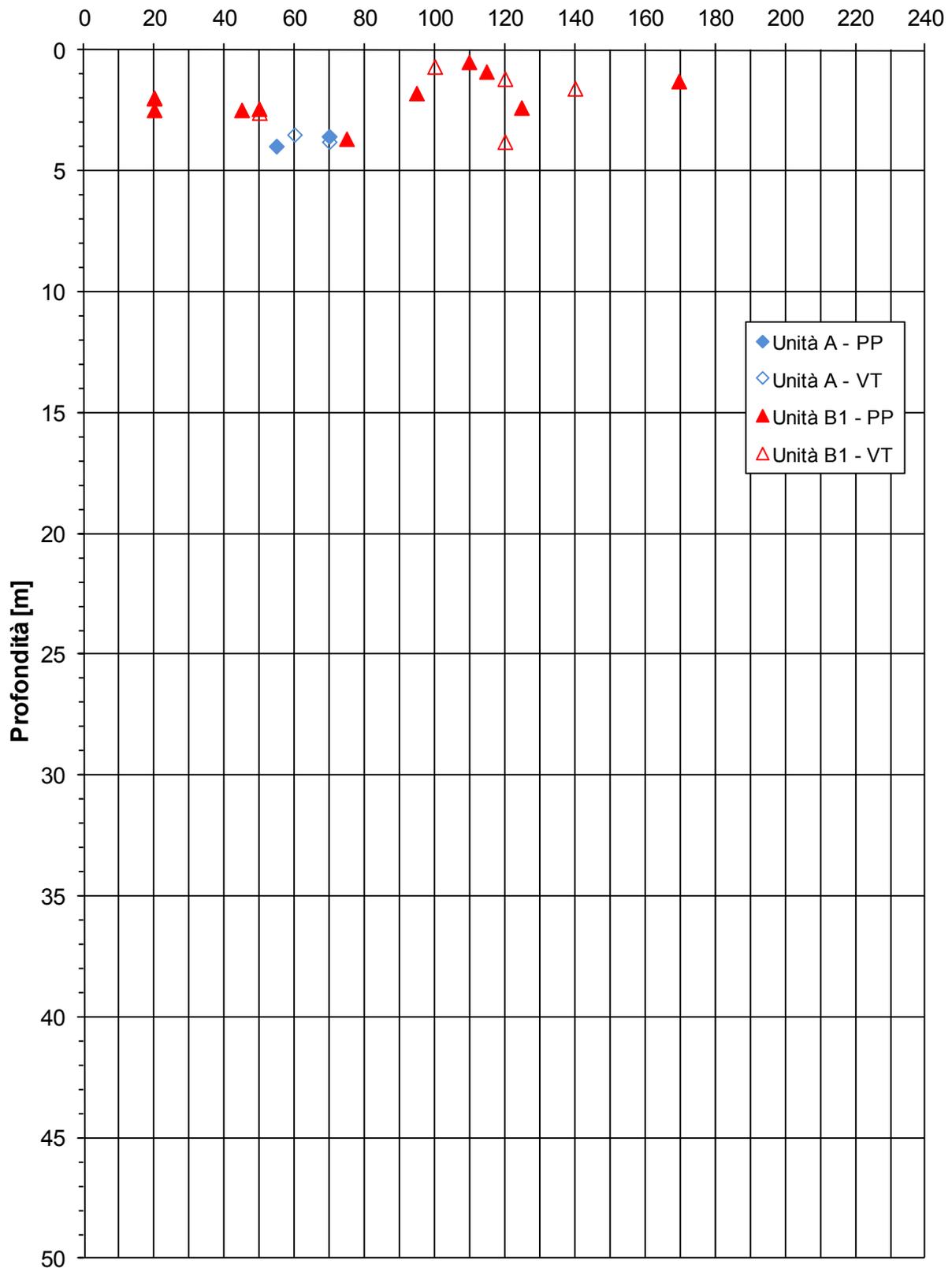


ZONA OMOGENEA 7
Linea di compressibilità intrinseca ed indice dei vuoti iniziale normalizzato in accordo a Burland (1990)



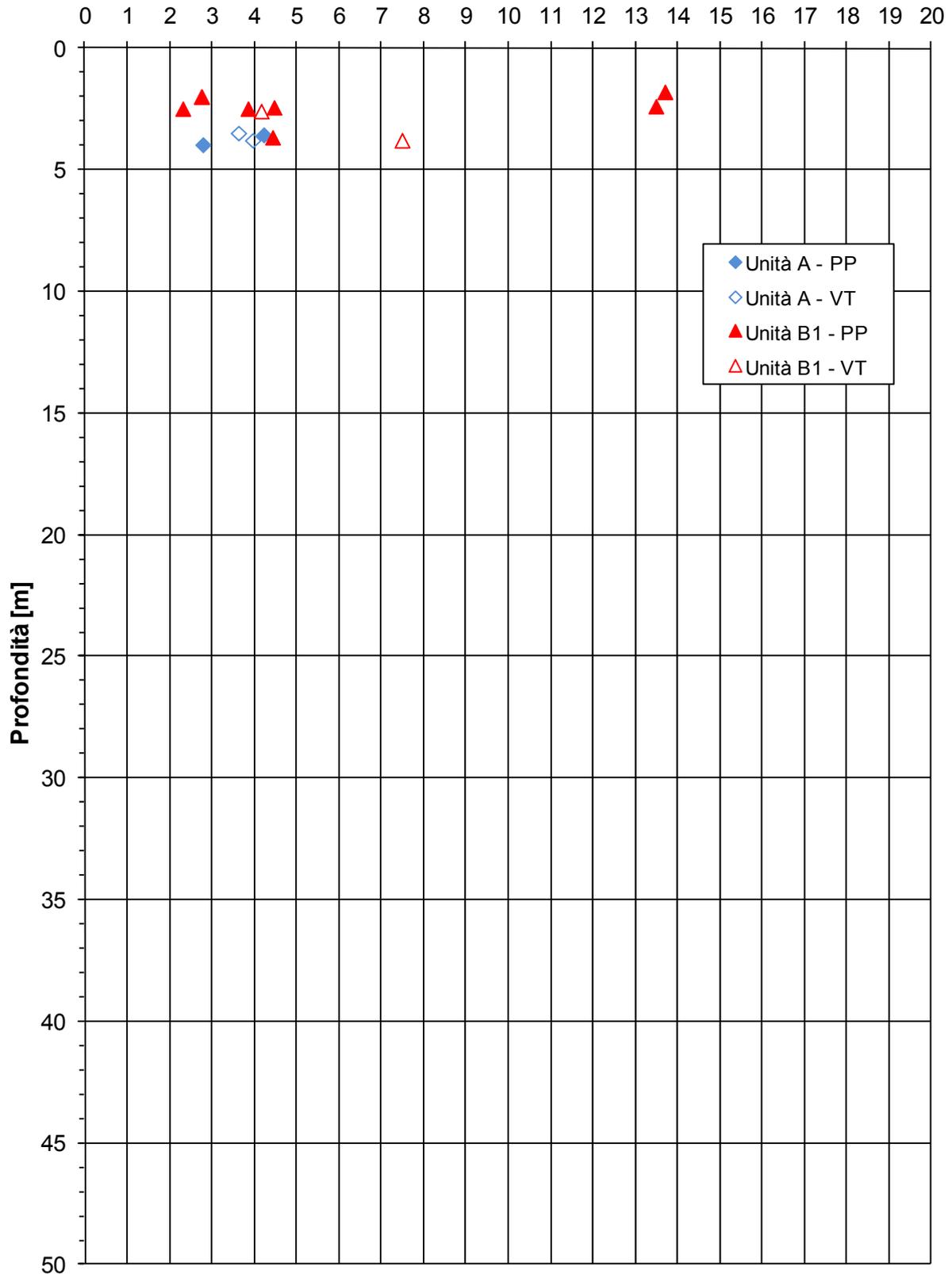
ZONA OMOGENEA 7 - Indagini in sito

Coesione non drenata - c_u [kPa]

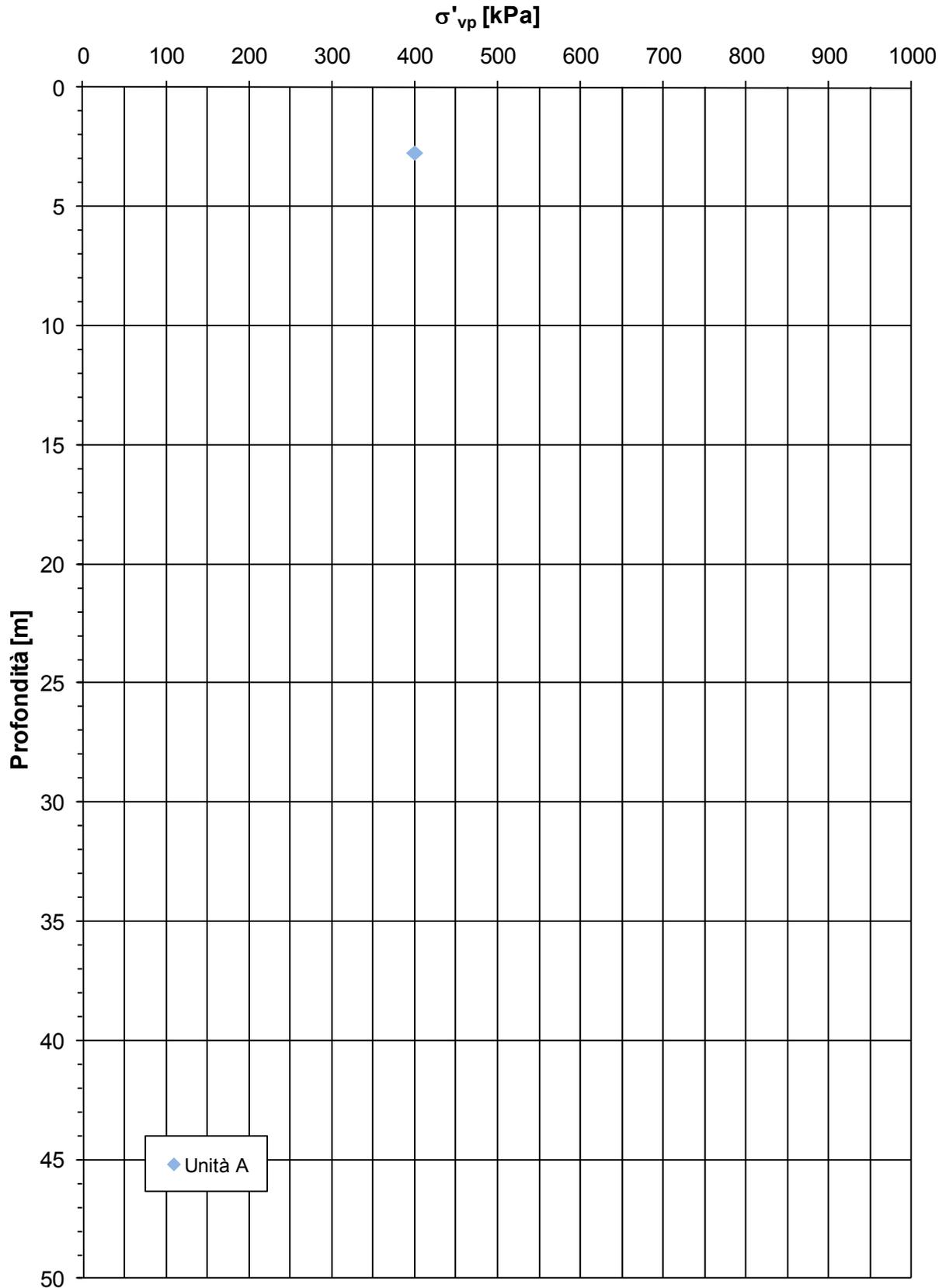


ZONA OMOGENEA 7 - Indagini in sito

Grado di sovraconsolidazione - OCR [-]

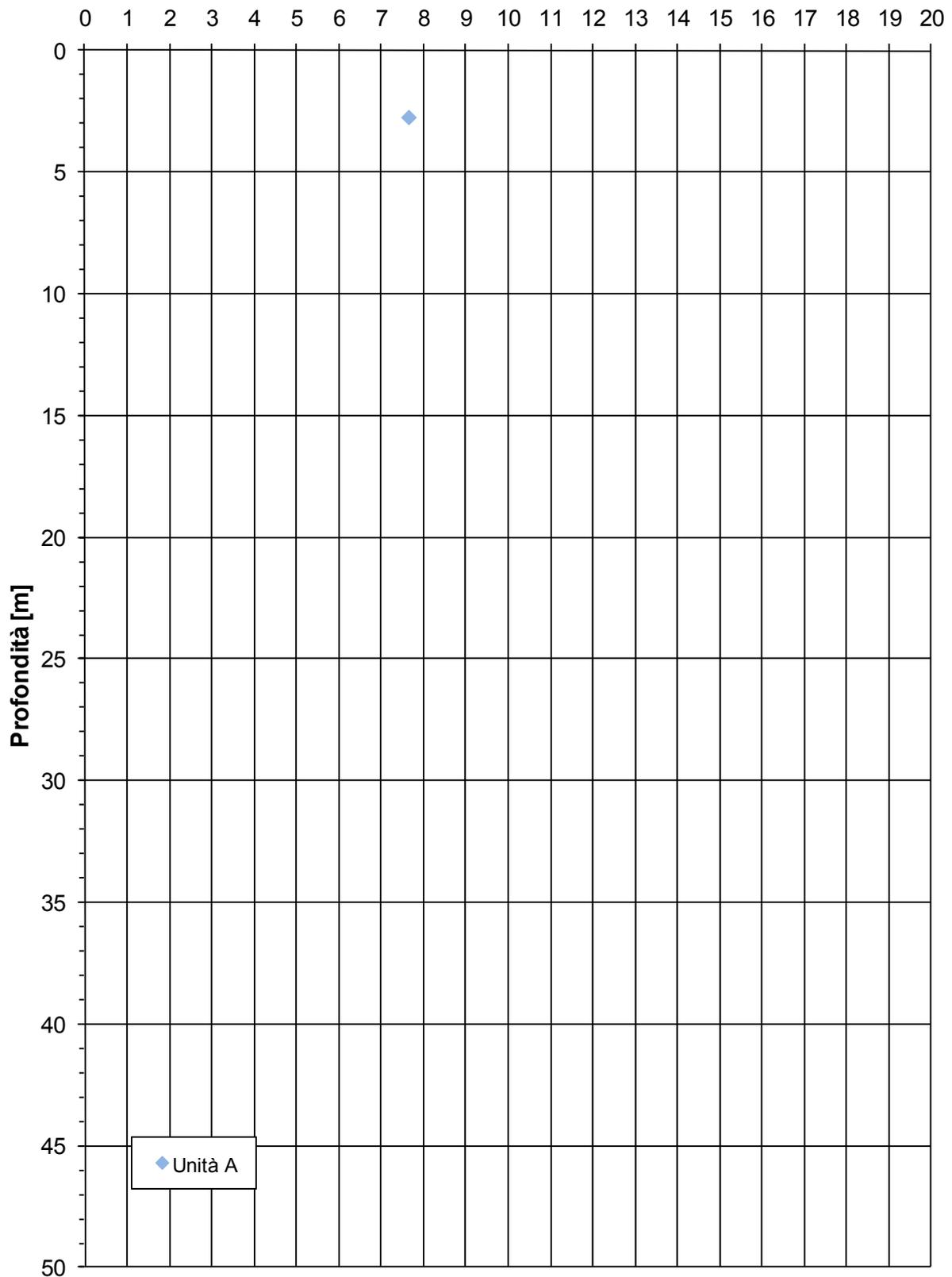


ZONA OMOGENEA 7 - Indagini laboratorio (Edometriche)

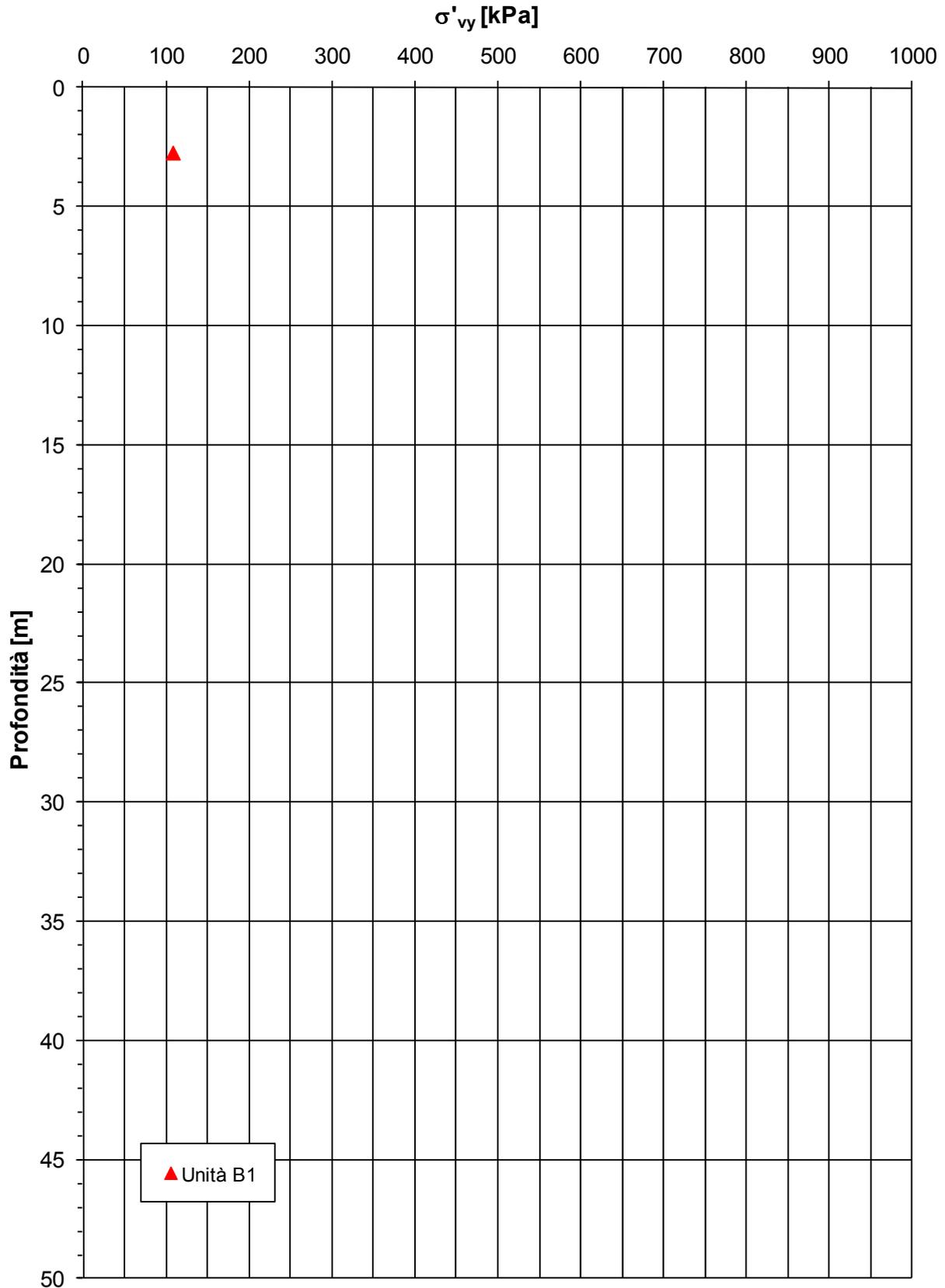


ZONA OMOGENEA 7 - Indagini laboratorio (Edometriche)

Grado di sovraconsolidazione - OCR [-]

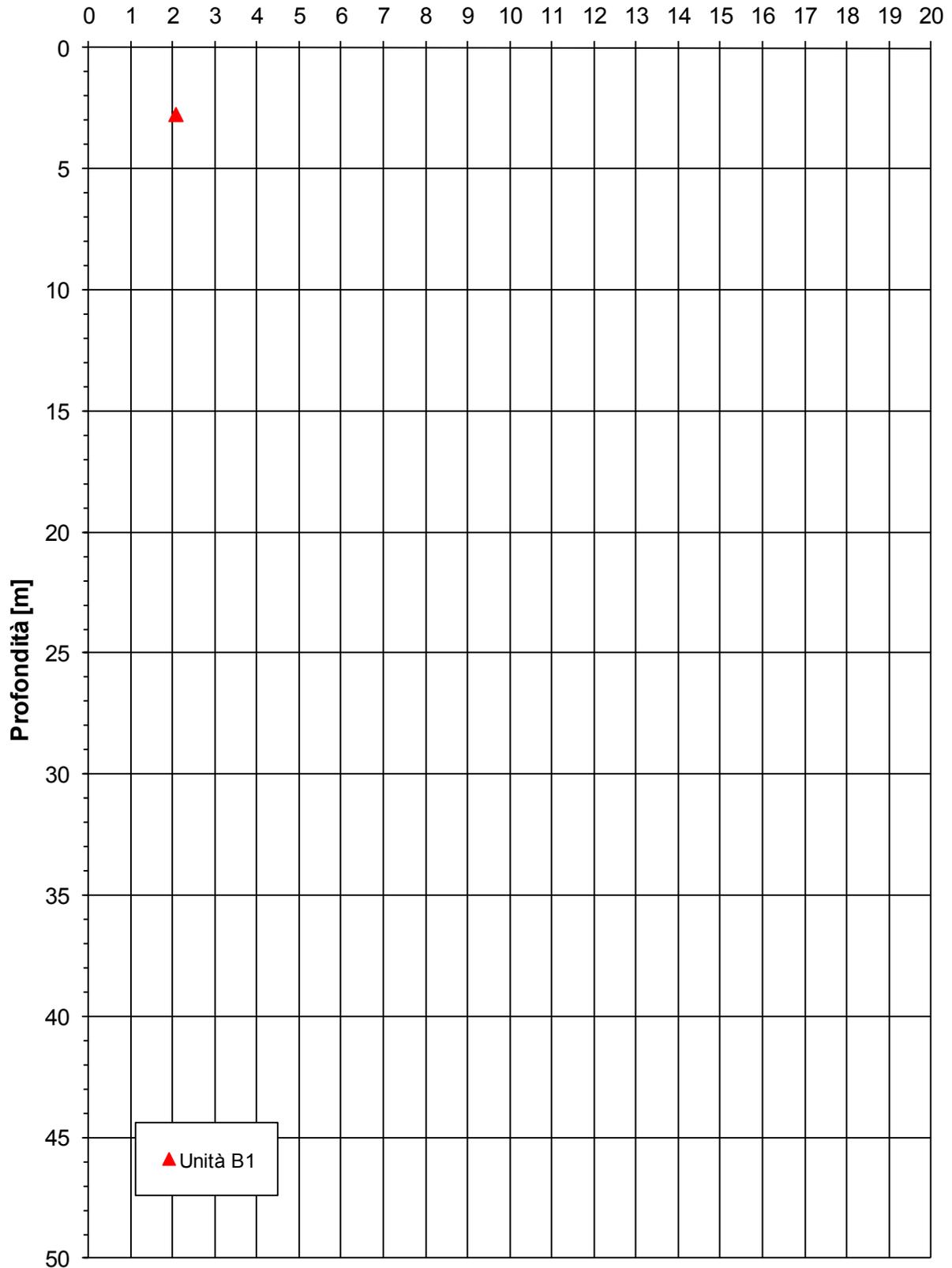


ZONA OMOGENEA 7 - Indagini laboratorio (Edometriche)

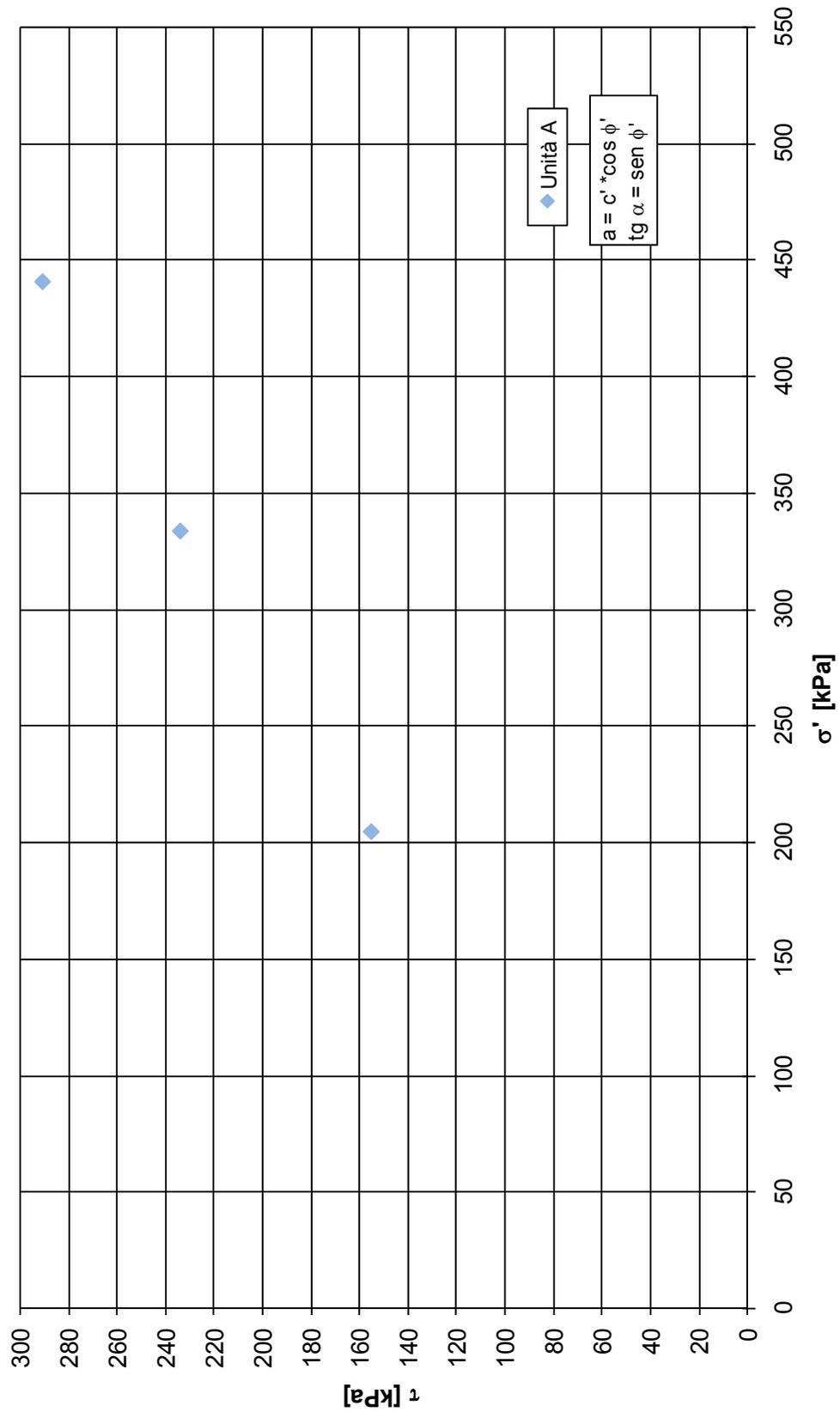


ZONA OMOGENEA 7 - Indagini laboratorio (Edometriche)

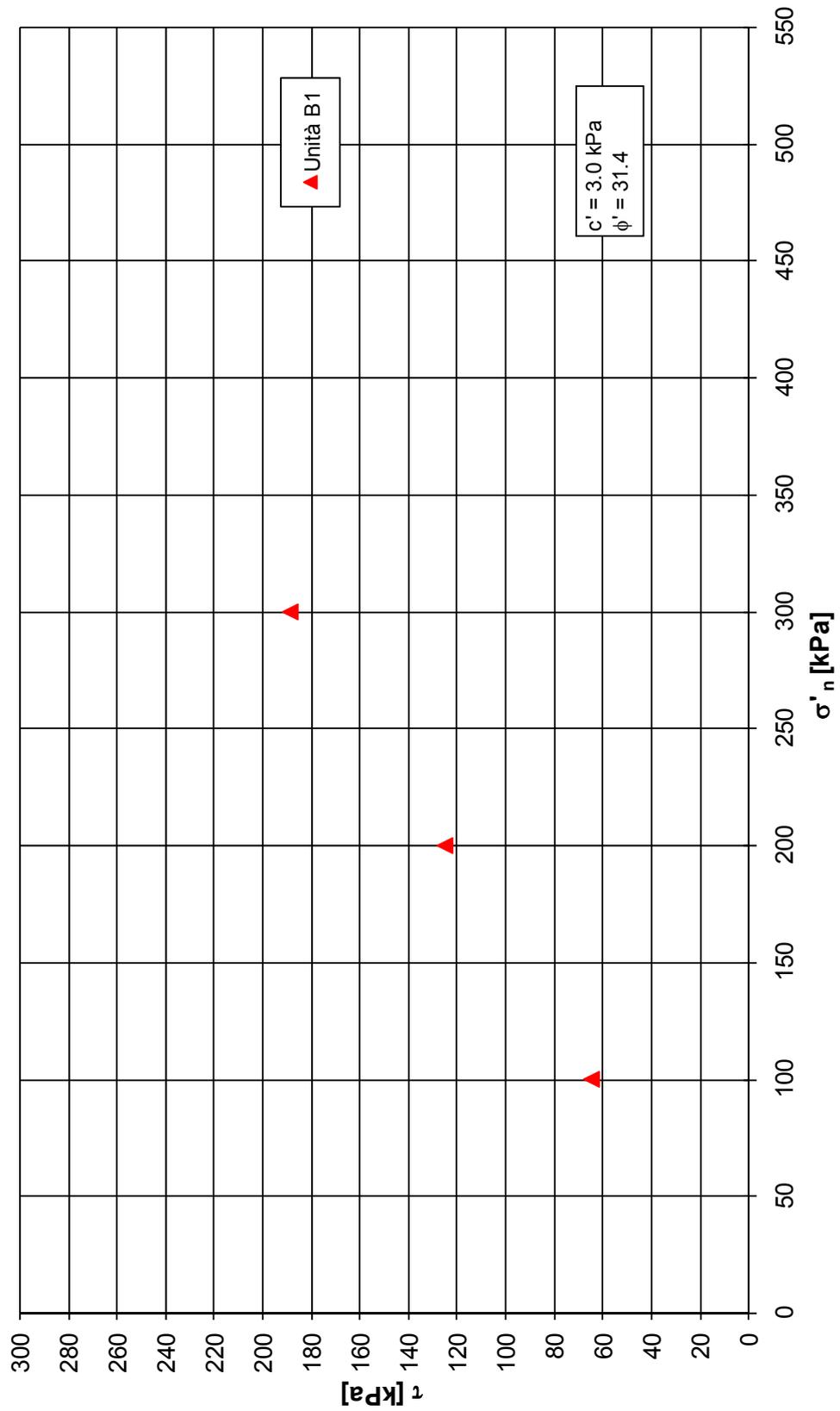
Grado di sovraconsolidazione - OCR* [-]



ZONA OMOGENEA 7 - Indagini laboratorio (TxCIU)

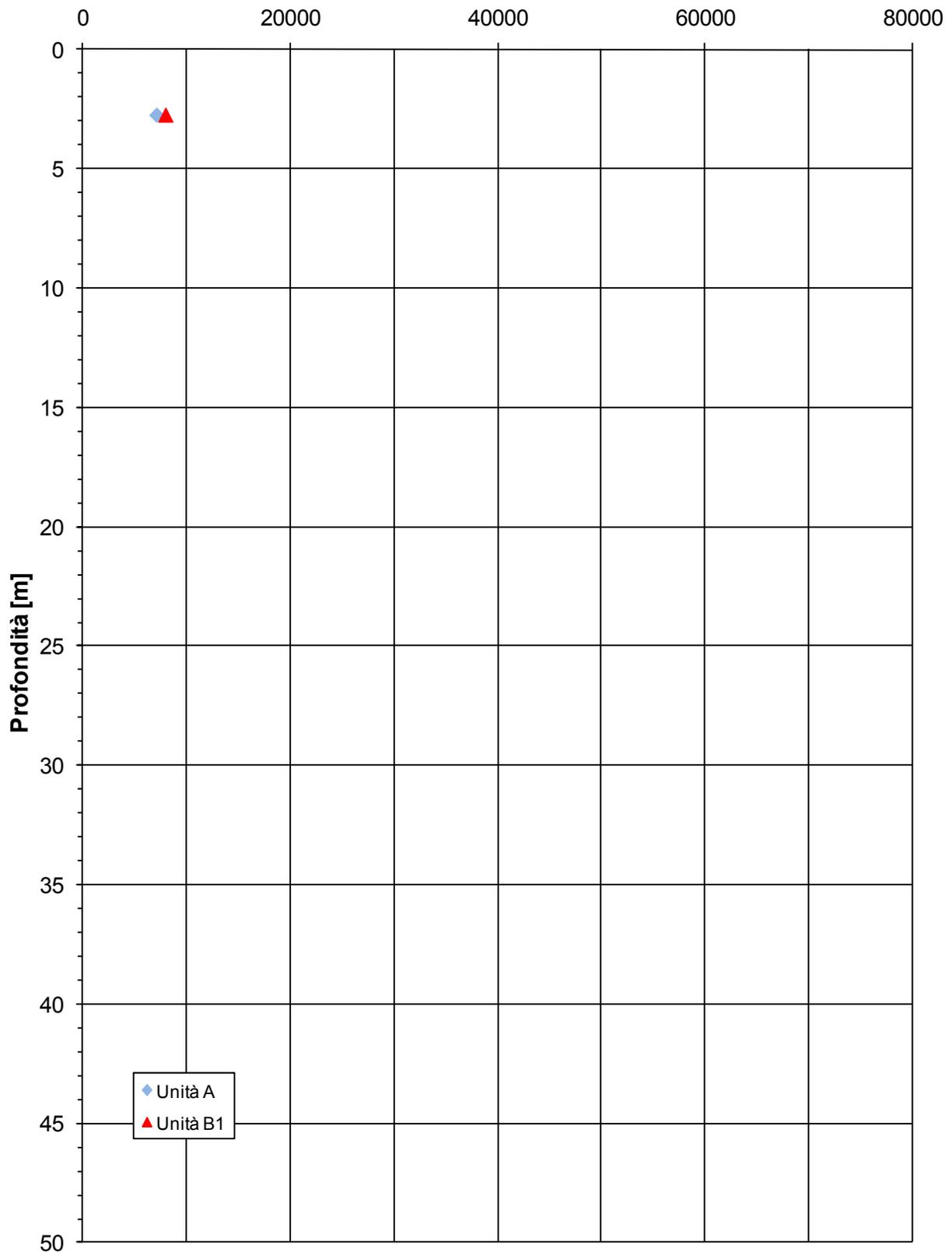


ZONA OMOGENEA 7 - Indagini laboratorio (TD)



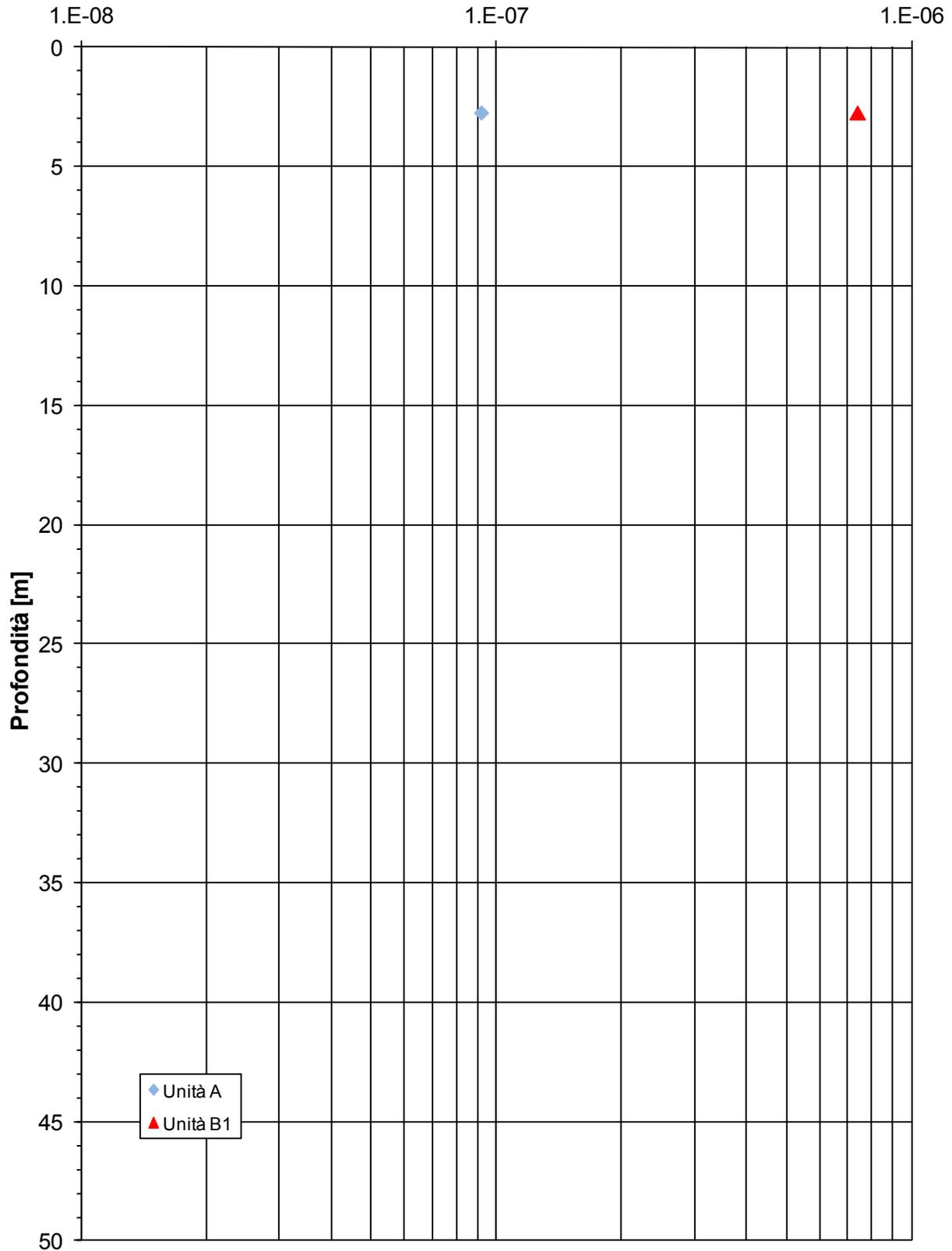
ZONA OMOGENEA 7 - Indagini laboratorio (Edometriche)

Modulo edometrico - M [kPa]



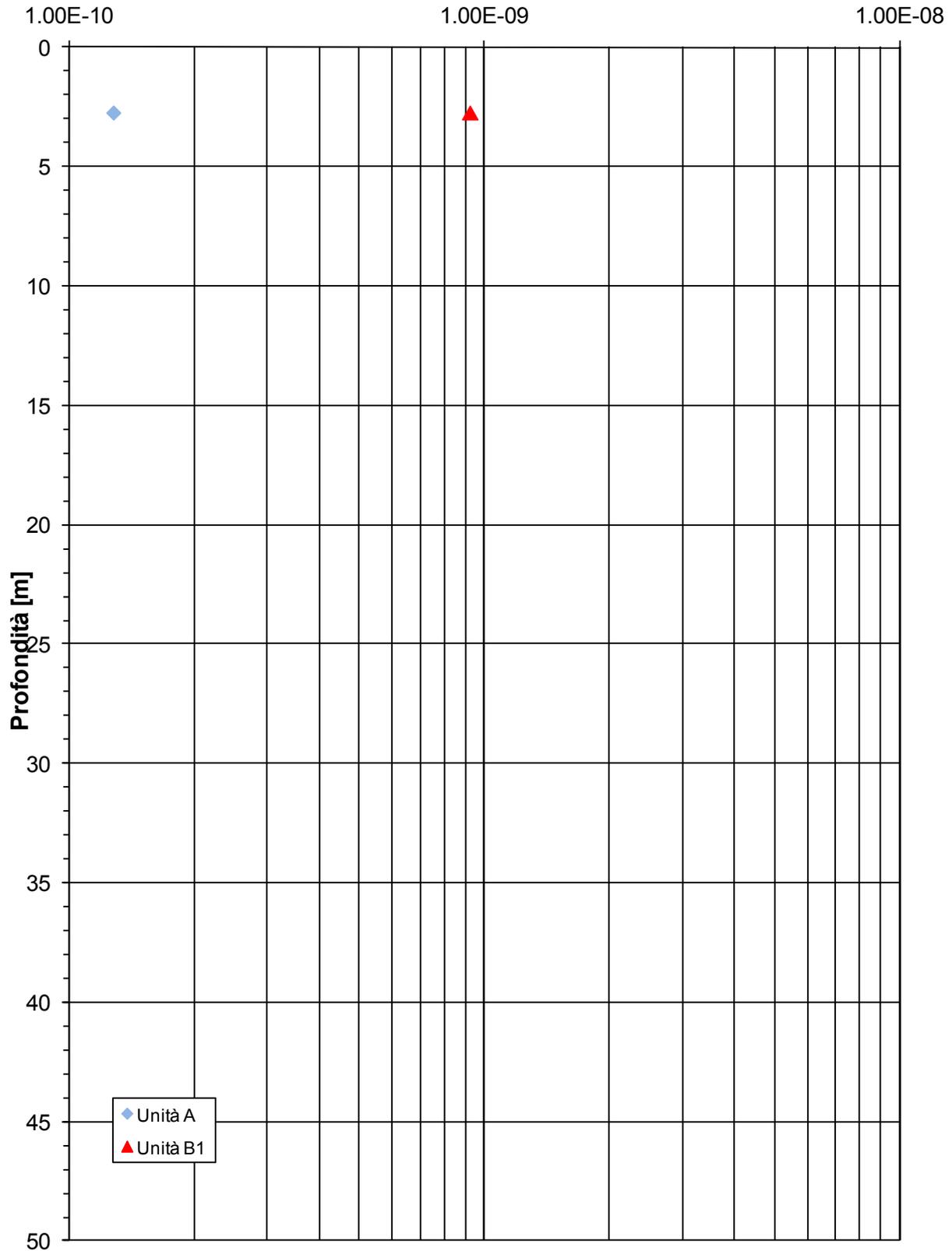
ZONA OMOGENEA 7 - Indagini laboratorio (Edometriche)

Coefficiente di consolidazione primaria - C_v [m²/s]



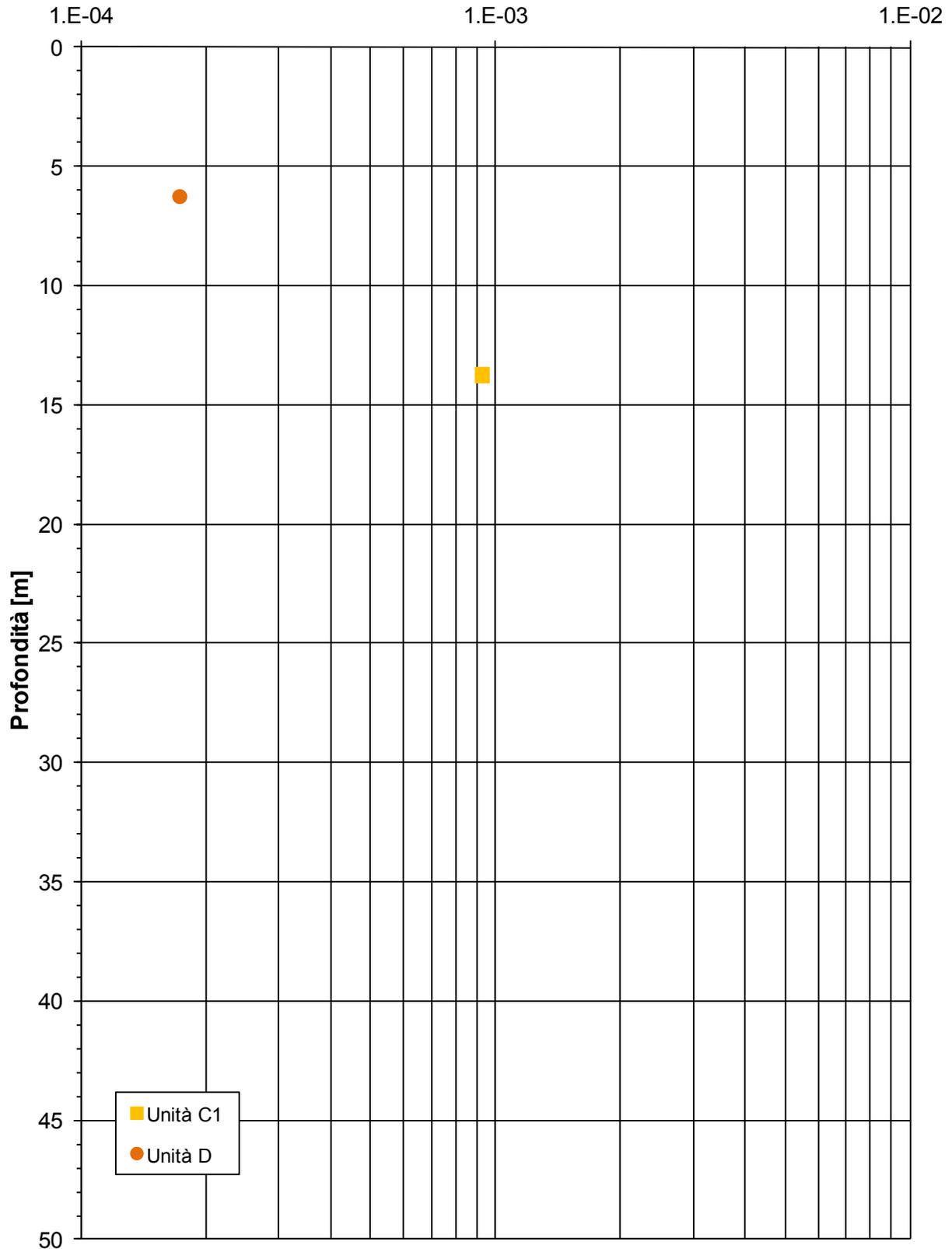
ZONA OMOGENEA 7 - Indagini di laboratorio (Edometriche)

Coefficiente di permeabilità da correlazioni empiriche - k[m/s]

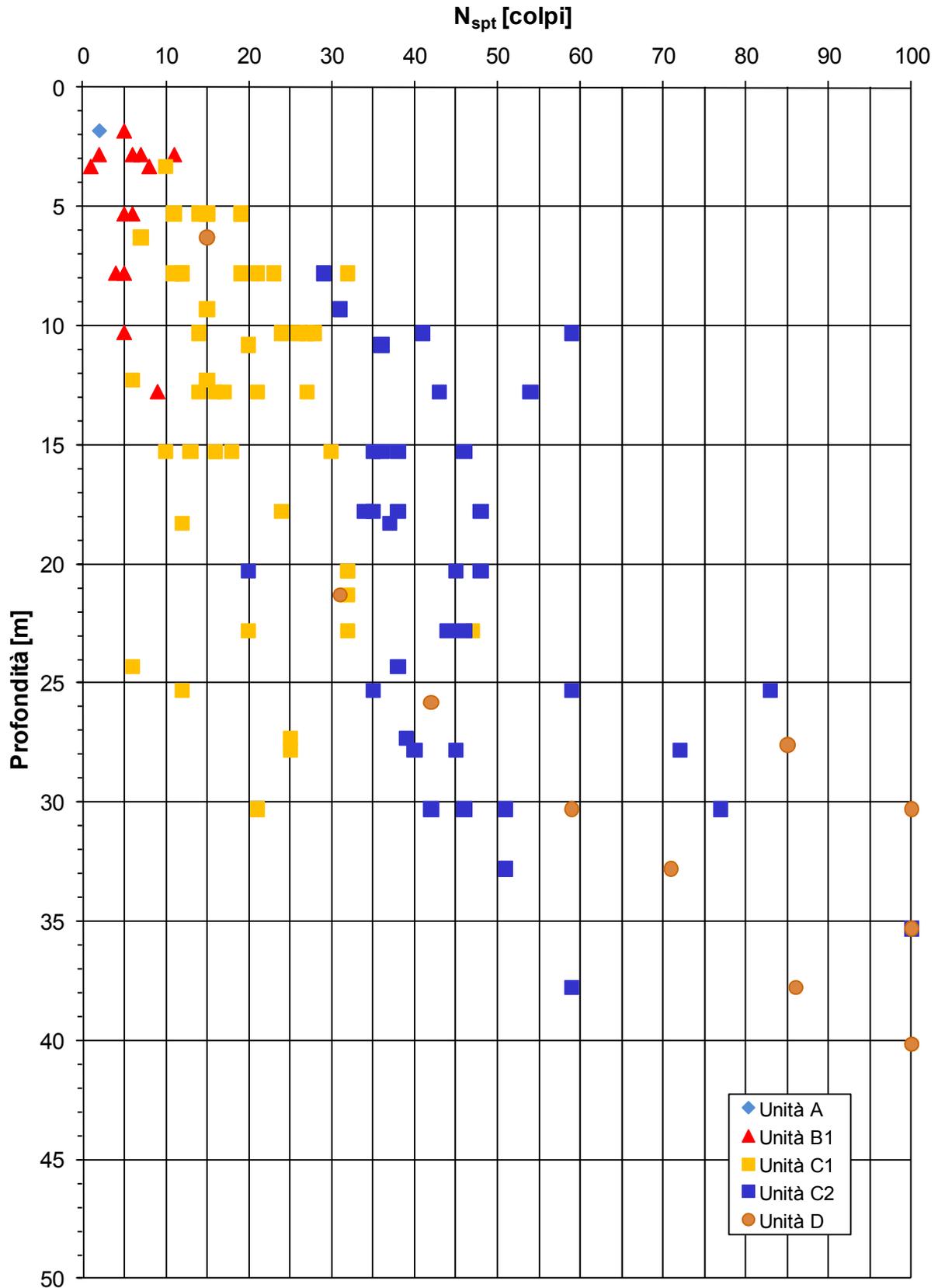


ZONA OMOGENEA 7 - Indagini di laboratorio (Prove Lefranc)

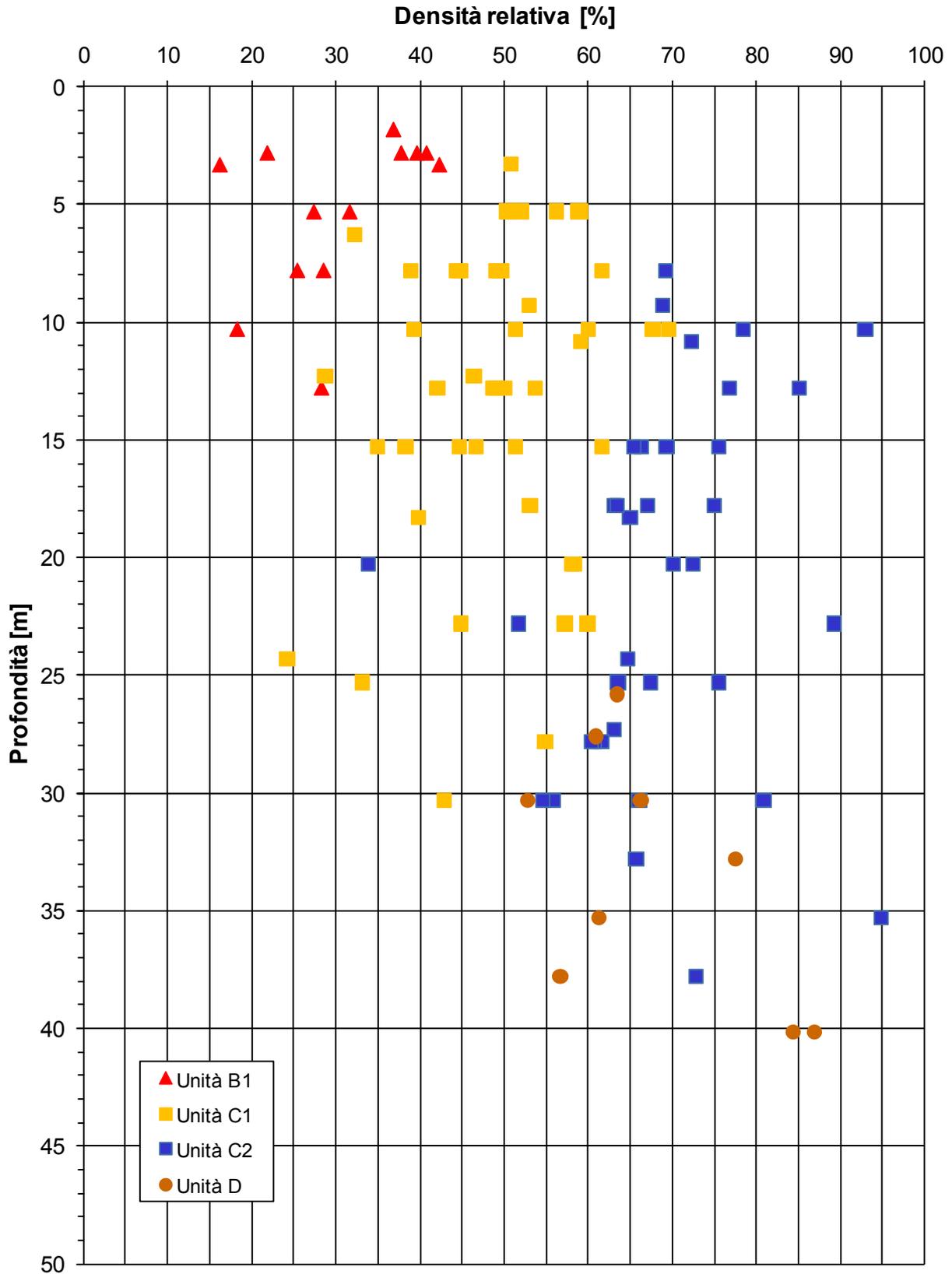
Coefficiente di permeabilità - k[m/s]



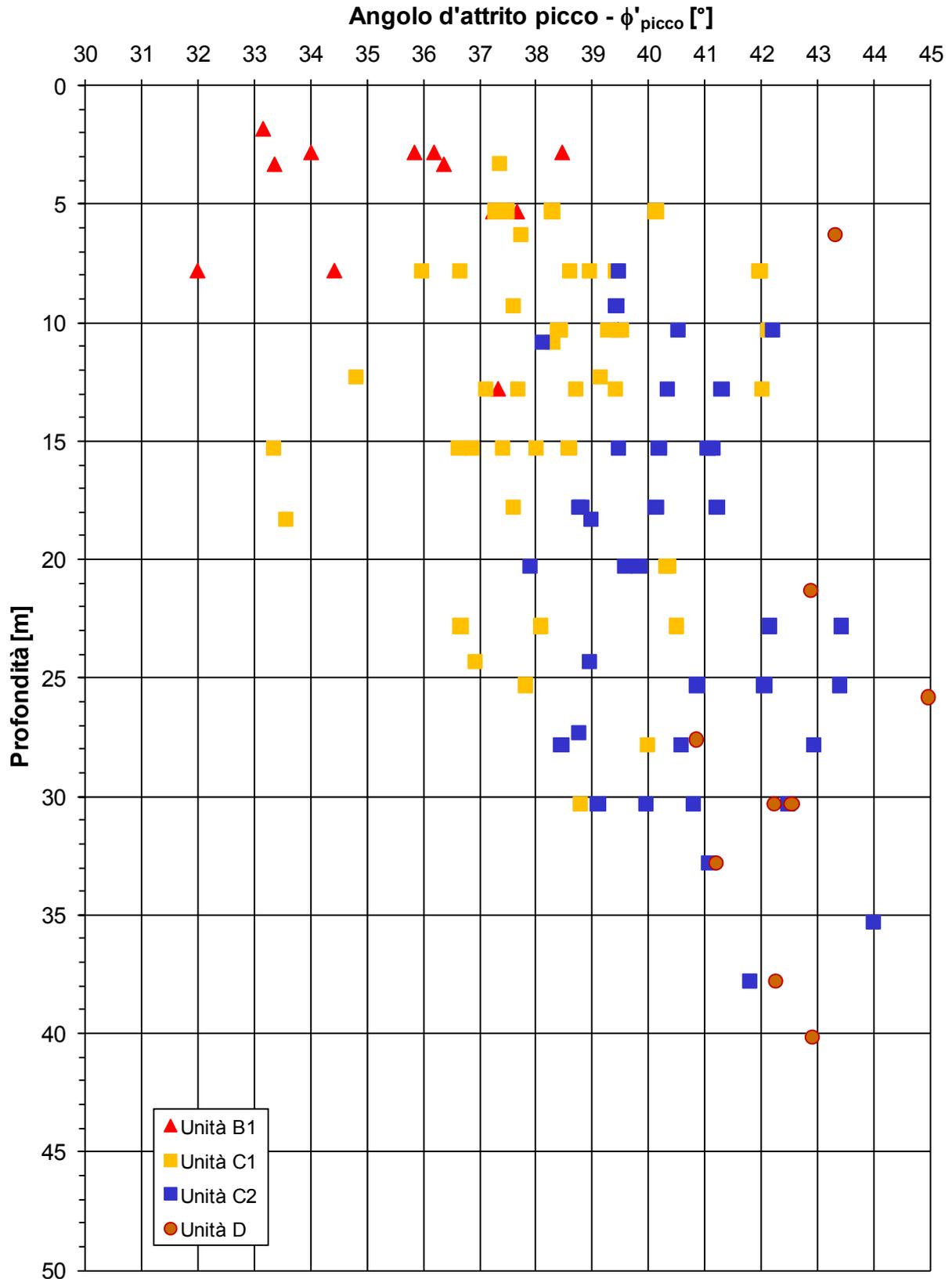
ZONA OMOGENEA 7 - Indagini in sito (SPT)



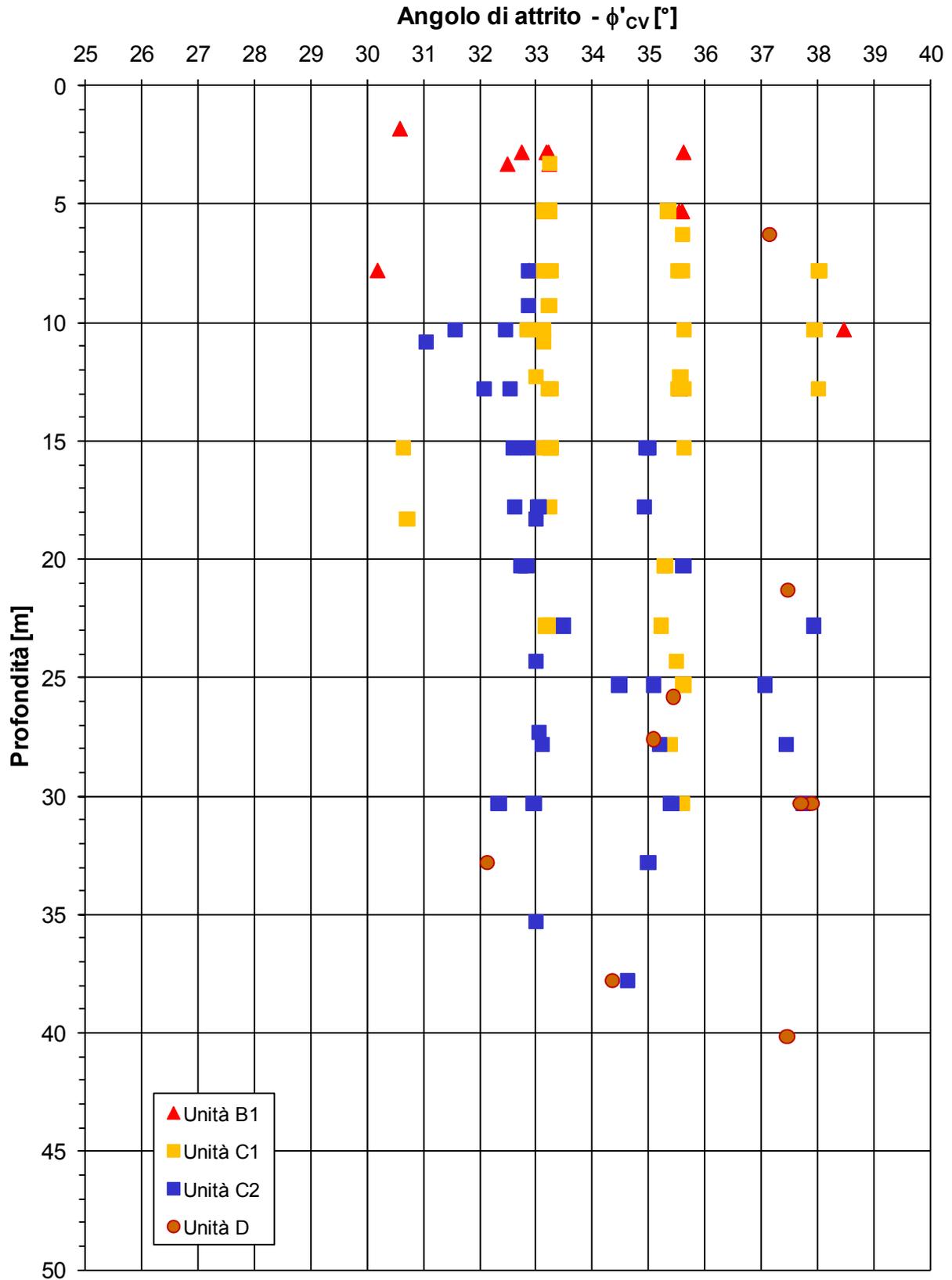
ZONA OMOGENEA 7 - Indagini in sito (SPT)



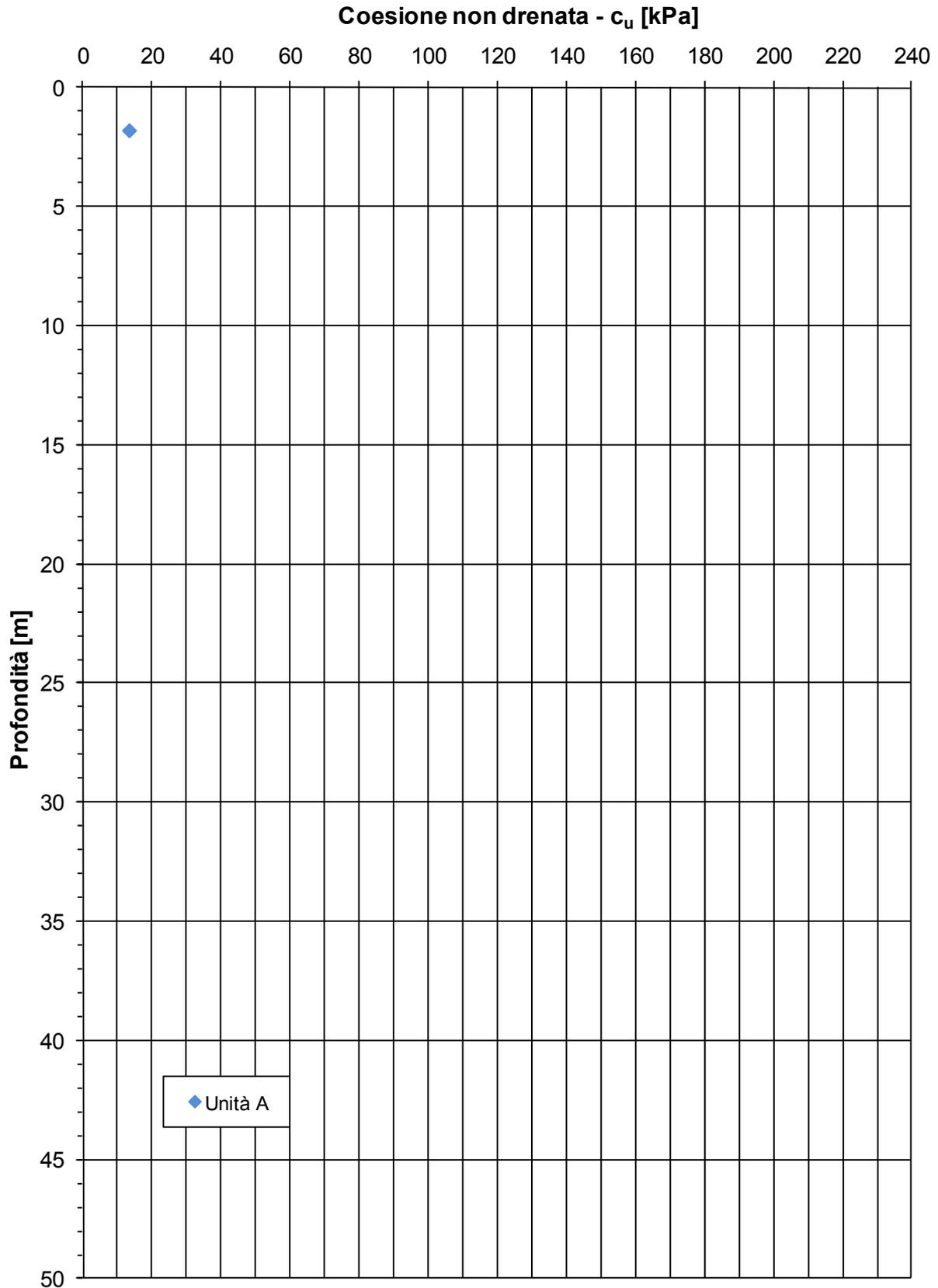
ZONA OMOGENEA 7 - Indagini in sito (SPT)



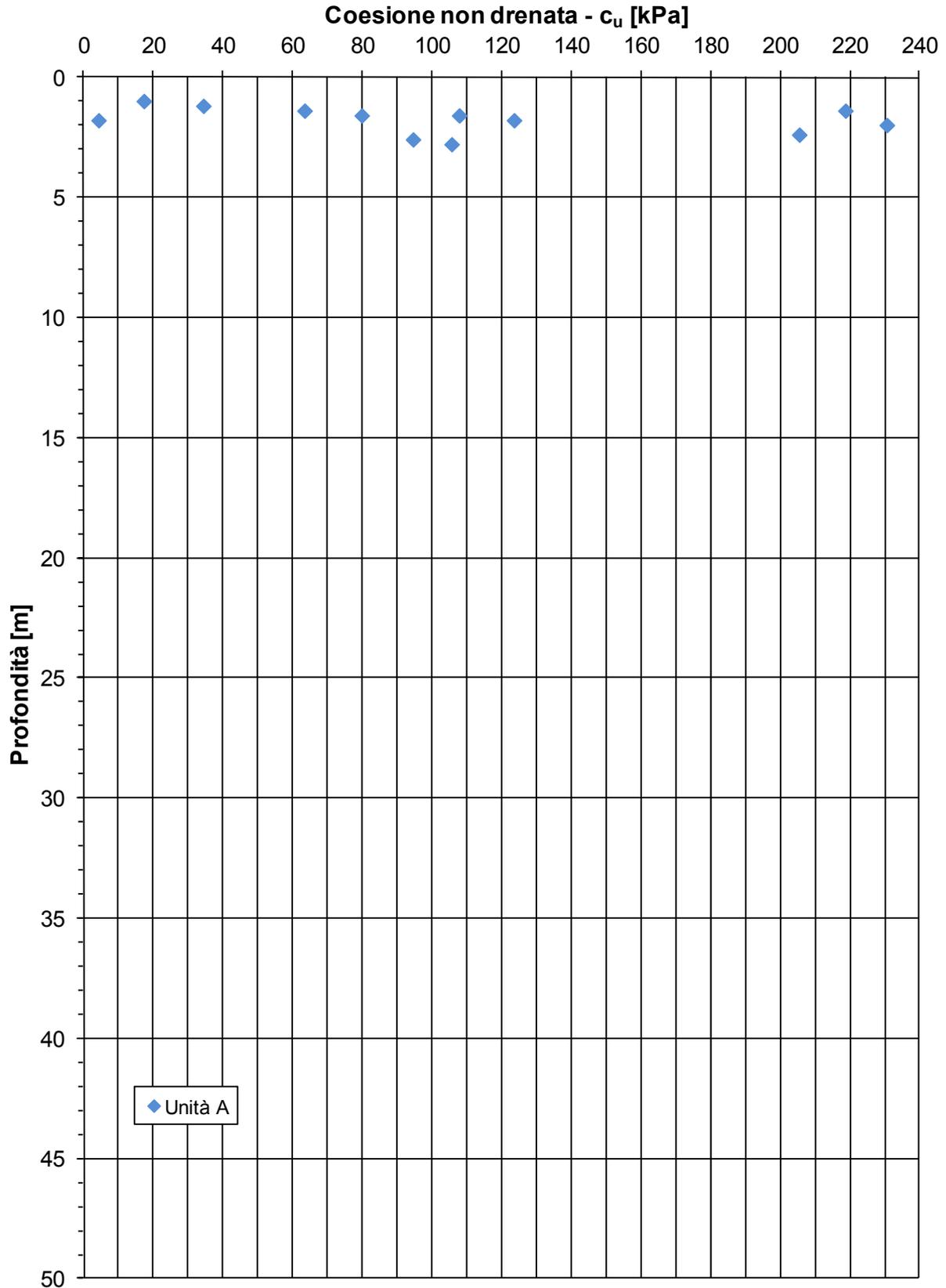
ZONA OMOGENEA 7 - Indagini in sito (SPT)



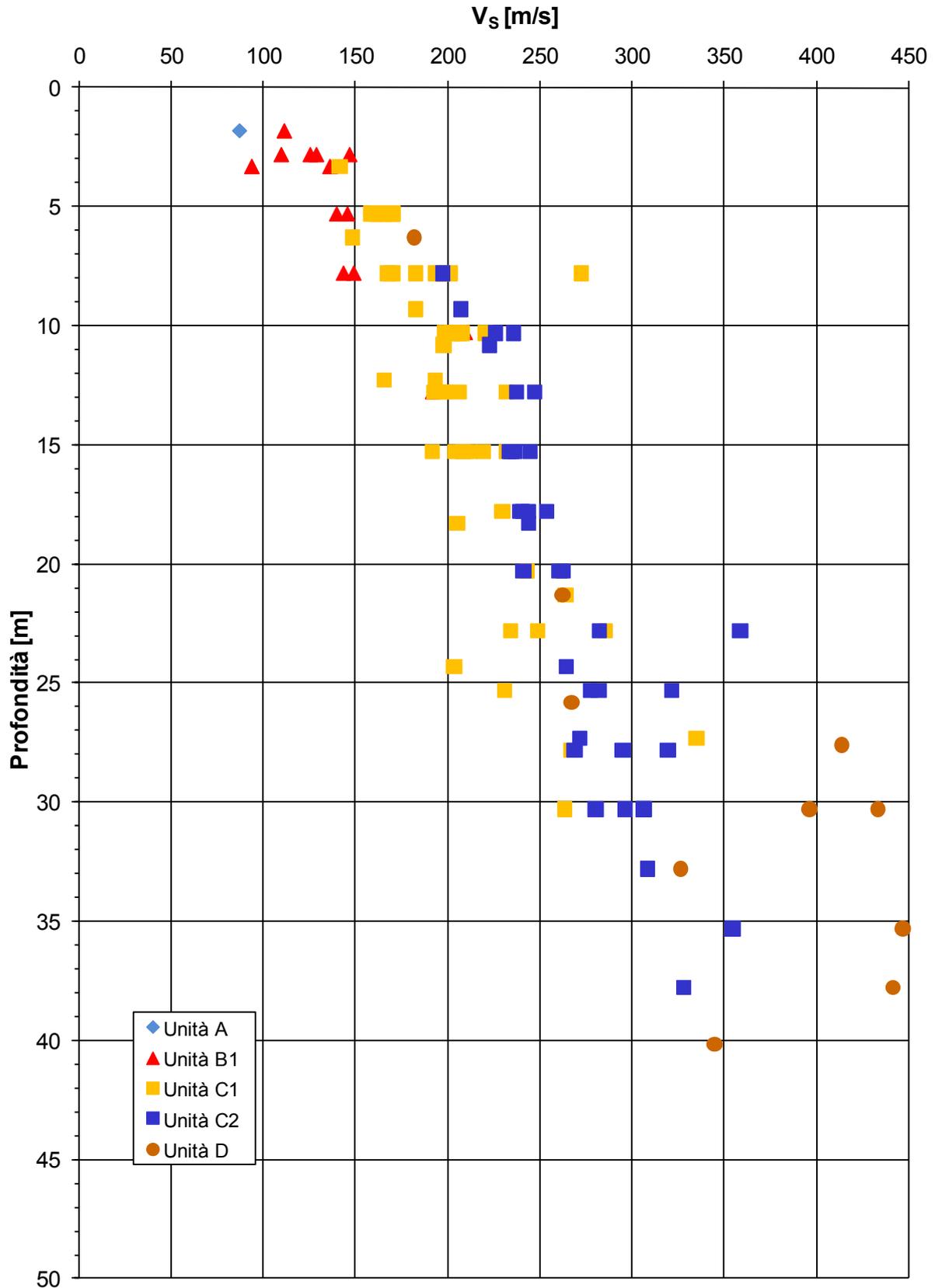
ZONA OMOGENEA 7 - Indagini in sito (SPT)



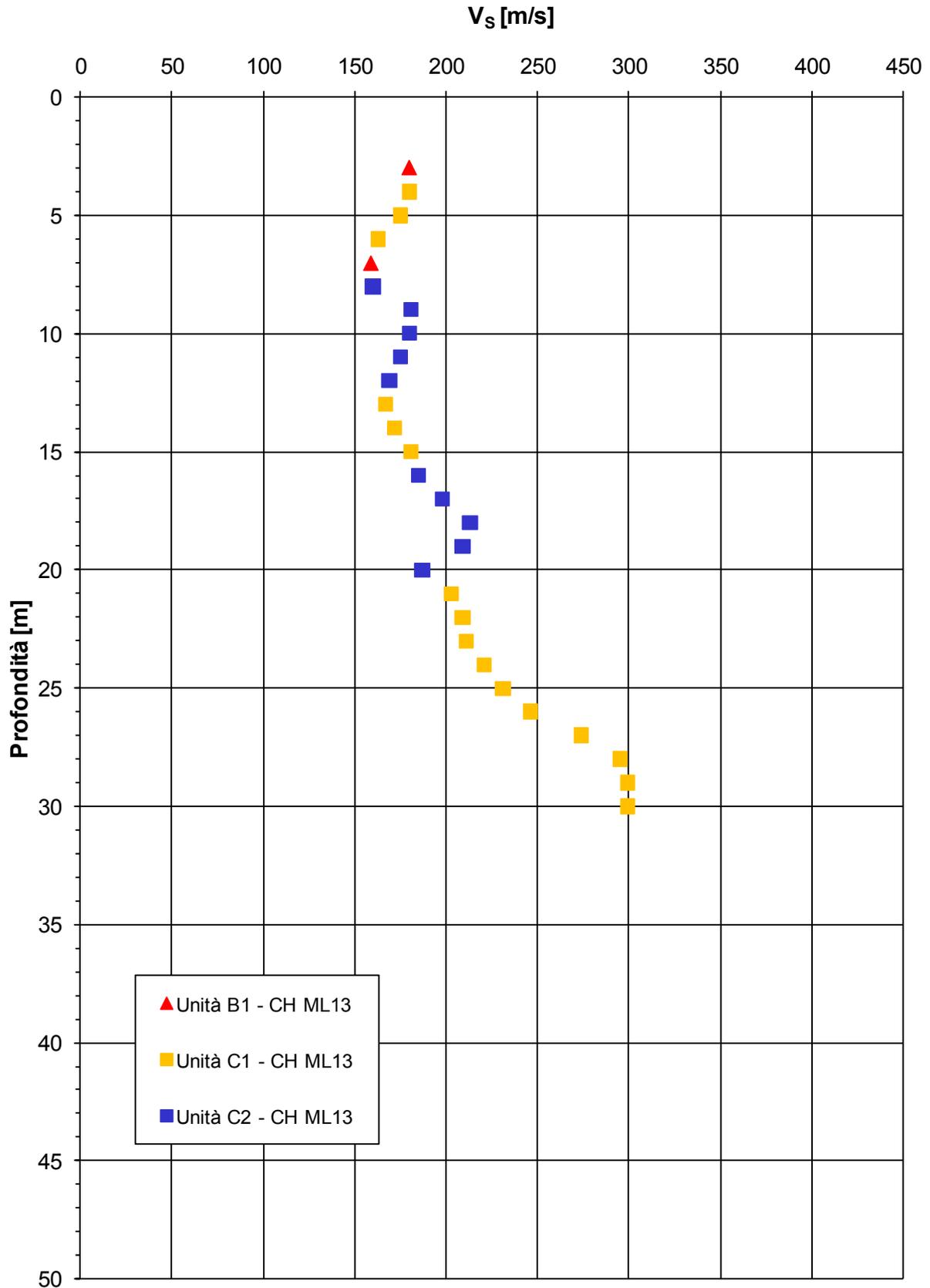
ZONA OMOGENEA 7 - Indagini in sito
(CPT - AP029, AP115, AP117, AP118, AP119)



ZONA OMOGENEA 7 - Indagini in sito (SPT)

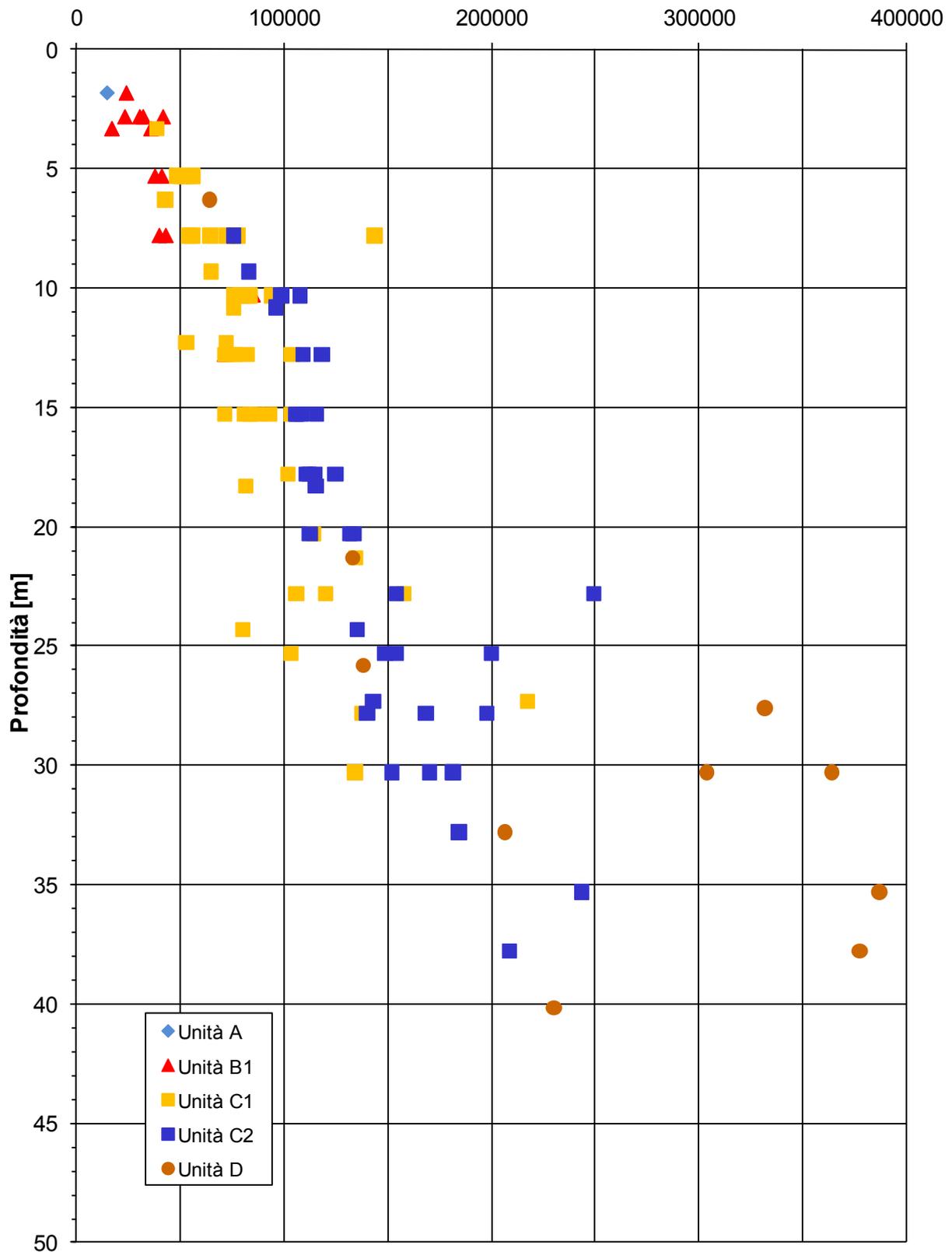


ZONA OMOGENEA 7 - Indagini in sito (CH-ML13)



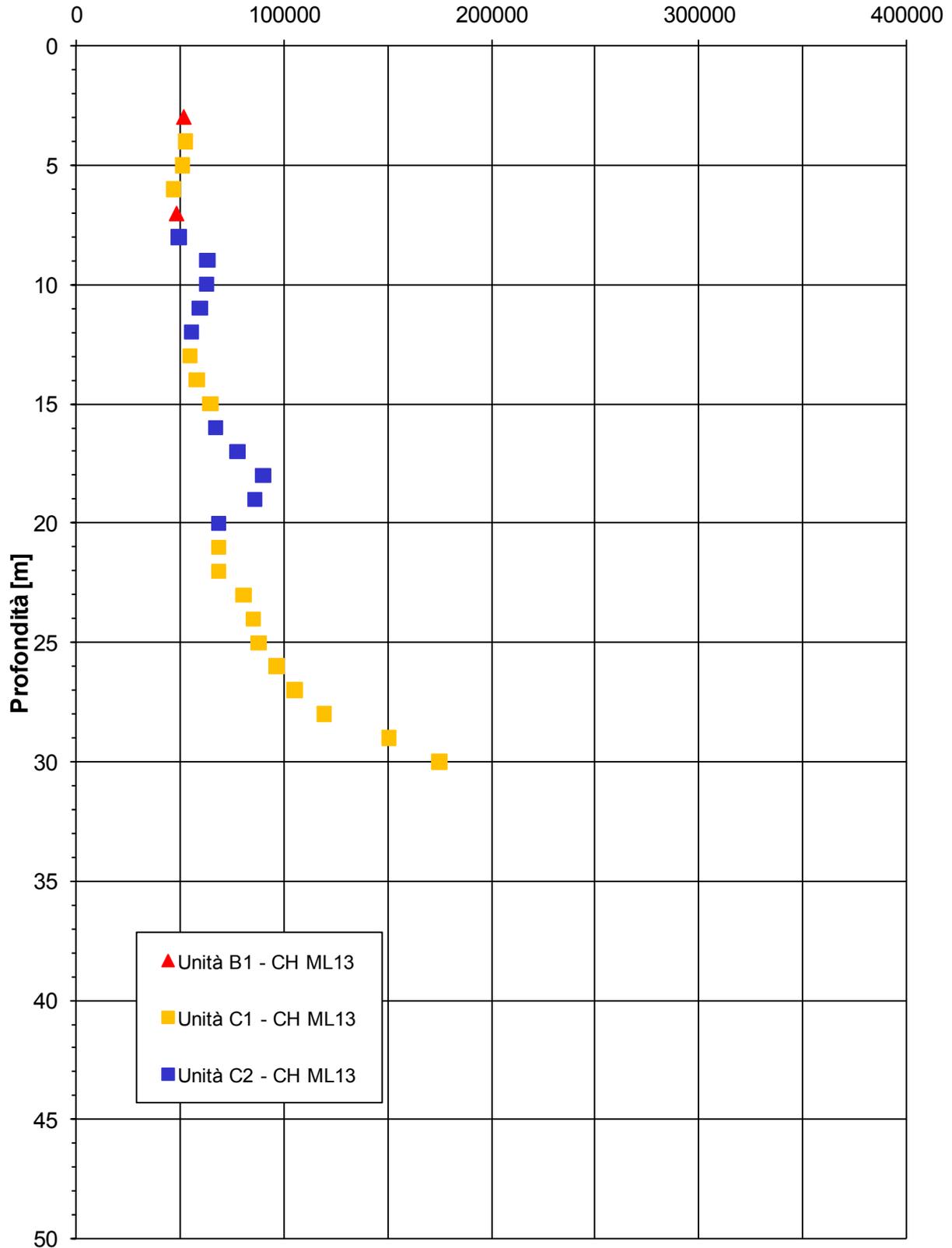
ZONA OMOGENEA 7 - Indagini in sito (SPT)

Modulo di taglio iniziale - G_0 [kPa]

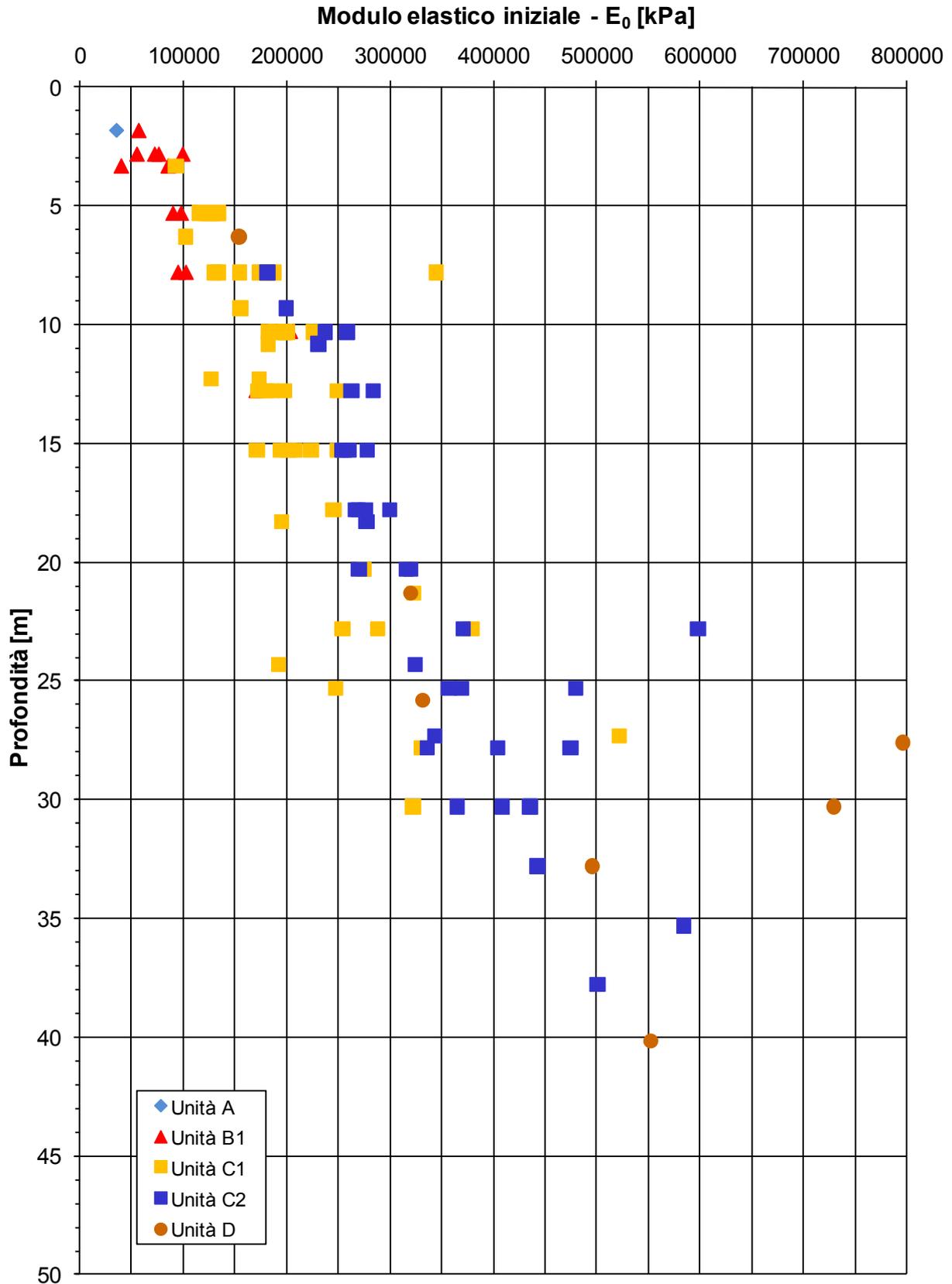


ZONA OMOGENEA 7 - Indagini in sito (CH-ML13)

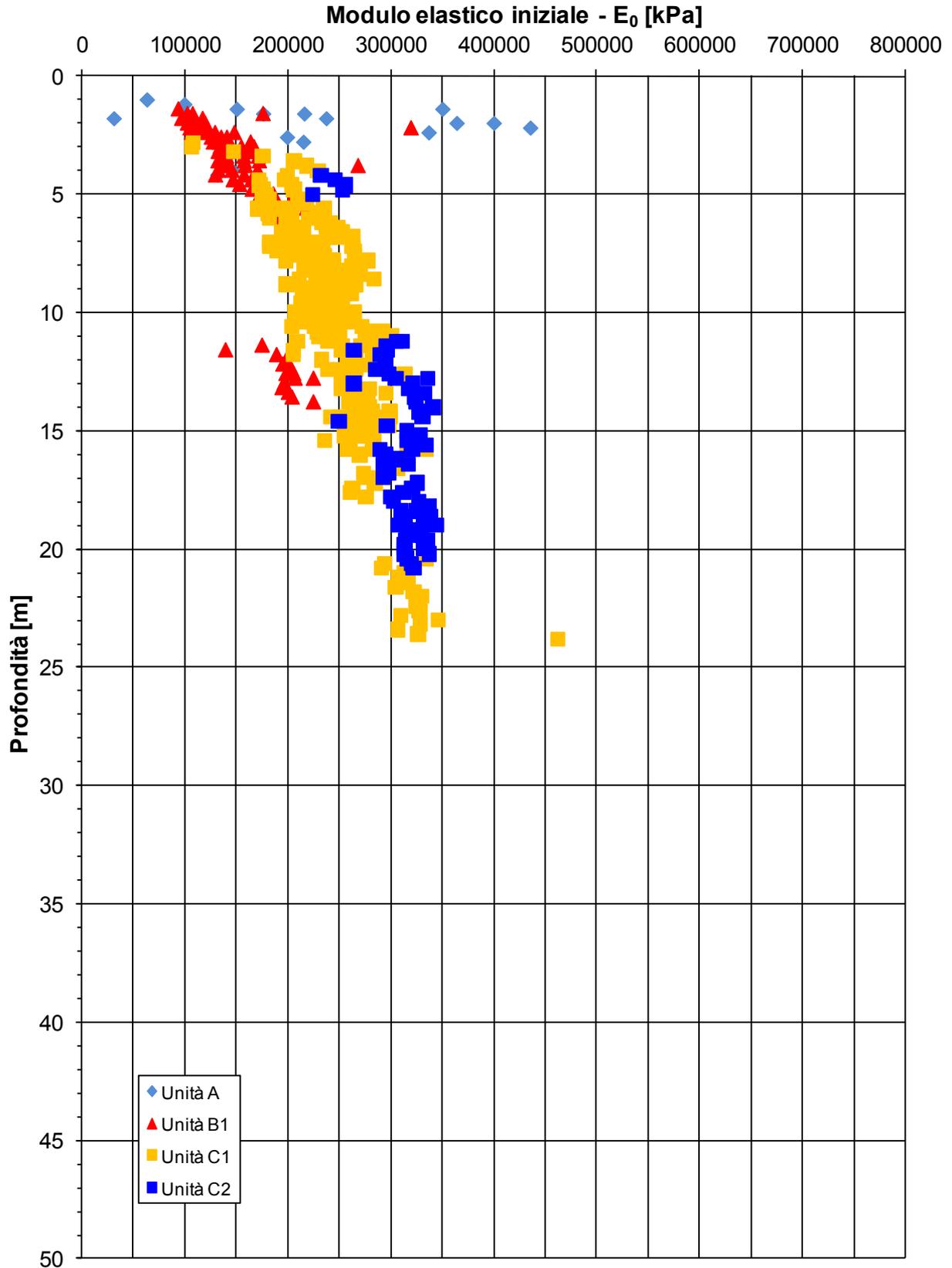
Modulo di taglio iniziale G_0 [kPa]



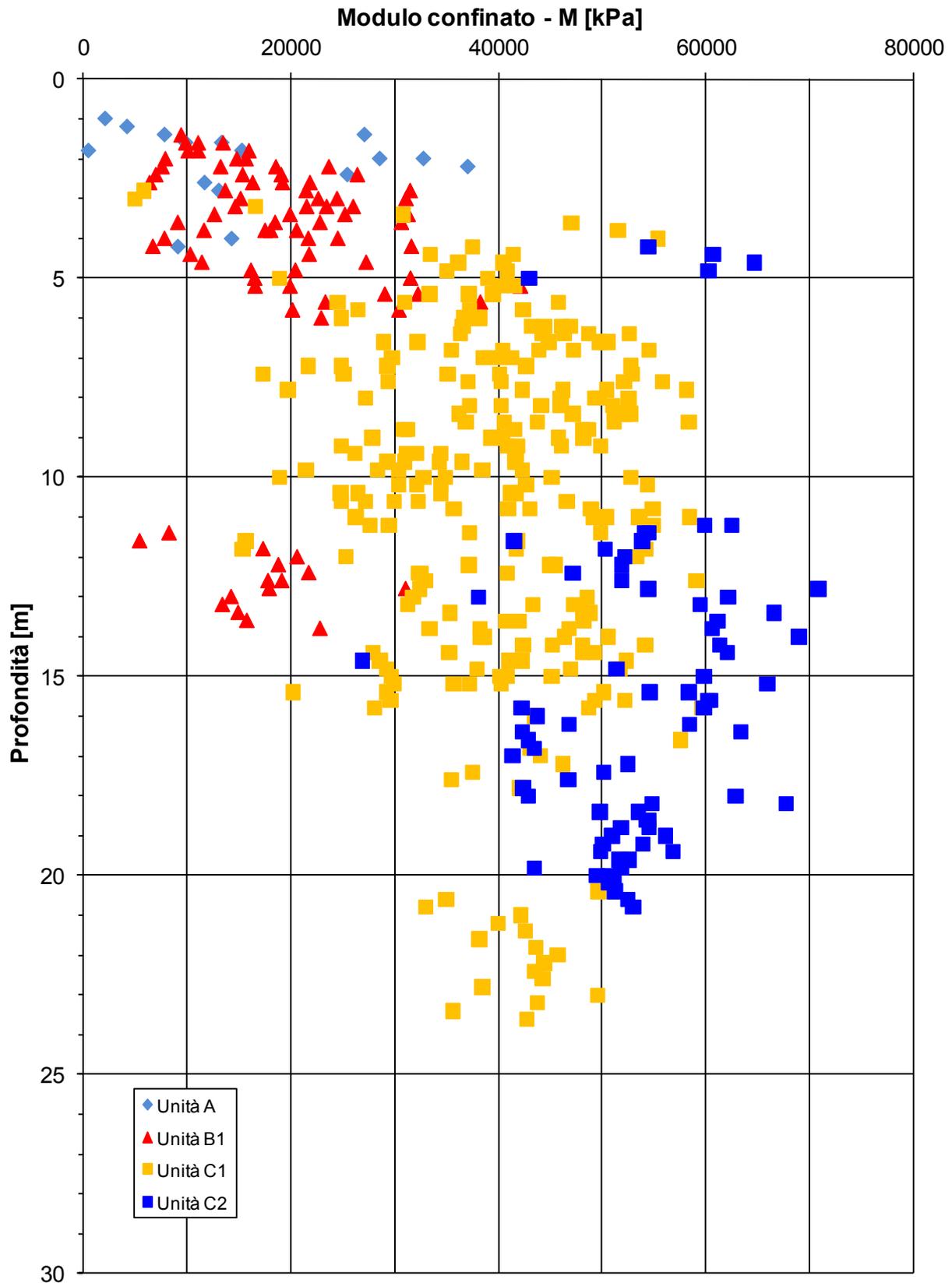
ZONA OMOGENEA 7 - Indagini in sito (SPT)



ZONA OMOGENEA 7 - Indagini in sito
(CPT - AP029, AP115, AP117, AP118, AP119)



ZONA OMOGENEA 7 - Indagini in sito
(CPT - AP029, AP115, AP117, AP118, AP119)



APPENDICE 8:

SCHEDA DI CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DELLE OPERE D'ARTE.

OPERA: PONTE SUL FIUME LAMBRO L = 146.90 m

progressiva km: 11+728.58 – 11+874.79

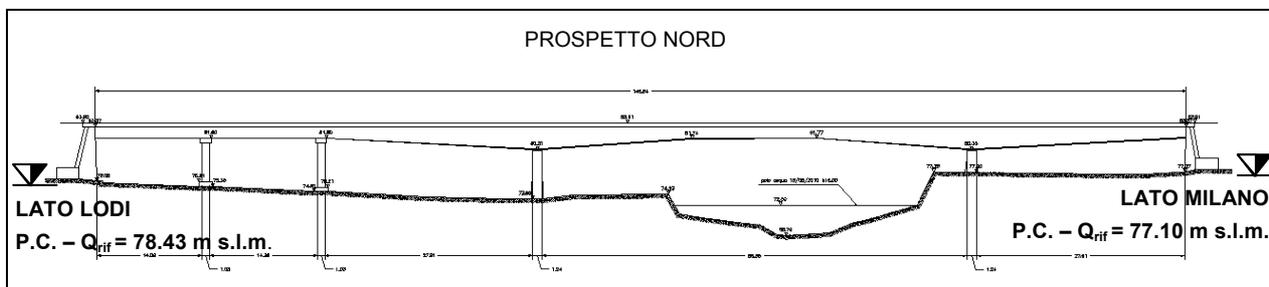


Tabella I: Indagini geostitiche di riferimento

sigla indagine	campagna di indagine	pk (km)	quota p.c. (m s.l.m.)	lunghezza (m)	strumentazione installata
ML4	Campagna d'indagine di progetto definitivo (2010)	11+736.00	77.10	40.00	C(36.00) TA(9.00)
ML5	Campagna d'indagine di progetto definitivo (2010)	11+819.00	74.78	40.00	C(36.00) TA(9.00)
ML6	Campagna d'indagine di progetto definitivo (2010)	11+829.00	78.42	45.00	C(30.00) TA(11.50)
ML7	Campagna d'indagine di progetto definitivo (2010)	11+898.00	78.66	40.00	Cross-Hole
ML7-bis	Campagna d'indagine di progetto definitivo (2010)	11+898.00	78.66	40.00	Cross-Hole
DPSH-ML1	Campagna d'indagine di progetto definitivo (2010)	11+732.00	75.41	16.50	-
DPSH-ML2	Campagna d'indagine di progetto definitivo (2010)	11+886.00	74.87	18.30	-

C (...) = cella piezometrica Casagrande (quota cella);
TA (...) = piezometro a tubo aperto (tratto filtrante)

Tabella II: Unità litostratigrafiche individuate in corrispondenza dell'opera in esame

Unità	Descrizione
R/V	Terreno di riporto e terreno vegetale
A	Limo sabbioso debolmente argilloso
C1	Sabbia medio - fine debolmente limosa
C2	Sabbia da media a medio grossolana con rari clasti
D	Ghiaia fine – media con sabbia generalmente grossolana

Tabella III: Caratterizzazione stratigrafico – geotecnica-Lato Milano (Indagini di riferimento: ML4, DPSH-ML1)

Profondità (m da p.c.)	Unità	z_w	N_{spt}	V_s	γ_n	D_r	$\varphi' (*)$	$c' (*)$	$c_u (*)$	G_0	E'_{op1}	M
Profilo Nord 77.10 m s.l.m.	-	(m)	(colpi)	(m/s)	(kN/m ³)	(%)	(°)	(kPa)	(kPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
0.00÷1.6	R/V	1.85	-	-	18.5	-	24÷26	-	-	-	-	-
1.6÷8.0	C2	1.85	20÷40	175	20.0	62÷78	34÷35	-	-	69	33	-
8.0÷10.2	C1	1.85	11÷33	188	19.5	43÷63	32÷35	-	-	95	46	-
10.2÷10.6	A	1.85	20÷35	170	18.2	-	24÷26	2.5÷7.5	80÷100	84	-	9
10.6÷20.4	C1	1.85	13÷48	230	19.5	43÷67	32÷35	-	-	125	60	-
20.4÷30.0	C2	1.85	58÷78	285	20.0	63÷91	33÷34	-	-	158	76	-
30.0÷33.0	D	1.85	53÷87	360	20.0	64	34÷38	-	-	250	120	-
Da 33.0	C2	1.85	54÷100	320	20.0	63÷92	33÷34	-	-	200	96	-

Q_{ref} = quota assoluta inizio caratterizzazione (m s.l.m.);

z_w = profondità falda da p.c. (m);

N_{SPT} = resistenza penetrometrica dinamica da prova SPT (colpi/30 cm);

V_s = velocità onde di taglio (m/s);

γ_n = peso di volume naturale (kN/m³);

D_r = densità relativa (%);

(*) = Il valore caratteristico di tale parametro viene determinato come segue:

- valori prossimi al valore medio dovranno essere assunti per verifiche che coinvolgono un volume di terreno tale da compensare eventuali eterogeneità e/o quando la struttura a contatto con il terreno presenta una rigidità tale da consentire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti;
- valori prossimi al valore minimo di tale parametro dovranno essere adottati per verifiche che coinvolgono modesti volumi di terreno e/o quando la struttura a contatto con il terreno non è in grado di garantire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti a causa della sua scarsa rigidità.

φ' = valore dell'angolo di resistenza al taglio (°);

c' = valore della coesione efficace (kPa);

C_u = valore della coesione non drenata (kPa);

G_0 = modulo di taglio a piccole deformazioni (MPa);

E_{op1} = modulo di Young secante corrispondente per fondazioni superficiali a un rapporto tra carico trasmesso al terreno e carico ultimo $q/q_{ult} = 0.45$. Tale modulo può essere adottato anche per il calcolo di opere di sostegno (MPa);

M = valore del modulo edometrico da adottare per l'analisi dei cedimenti delle fondazioni.

Analizzando i primi 30 m al di sotto dello strato di terreno vegetale e riporto, la categoria di sottosuolo sulla base delle $V_{s,30}$ risulta la C ($V_{s,30} = 228$ m/s).

Tabella IV: Caratterizzazione stratigrafico - geotecnica-Lato Lodi (Indagini di riferimento: ML5, ML6, ML7, DPSH-ML2)

Profondità (m da p.c.)	Unità	z_w	N_{spt}	V_s	γ_n	D_r	$\varphi' (*)$	$c' (*)$	$c_u (*)$	G_0	E'_{op1}	M
Profilo Nord 78.43 m s.l.m.	-	(m)	(colpi)	(m/s)	(kN/m ³)	(%)	(°)	(kPa)	(kPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
0.0+4.0	R/V	3.85	-	-	18.5	-	24+26	-	-	-	-	-
4.0+11.0	C1	3.85	11+33	188	19.5	43+63	32+34	-	-	87	42	-
11.0+15.3	A	3.85	20+35	205	18.2	-	24+26	2.5+7.5	80+100	94	-	11
15.3+22.5	C1	3.85	13+48	230	19.5	43+67	32+34	-	-	140	67	-
22.5+29.0	C2	3.85	58+78	285	20.0	63+91	32+35	-	-	158	76	-
29.0+31.0	D	3.85	53+87	360	20.0	64	32+35	-	-	250	120	-
Da 31.0	C2	3.85	54+100	320	20.0	63+92	32+35	-	-	200	96	-

Q_{ref} = quota assoluta inizio caratterizzazione (m s.l.m.);

z_w = profondità falda da p.c. (m);

N_{SPT} = resistenza penetrometrica dinamica da prova SPT (colpi/30 cm);

V_s = velocità onde di taglio (m/s);

γ_n = peso di volume naturale (kN/m³);

D_r = densità relativa (%);

(*) = Il valore caratteristico di tale parametro viene determinato come segue:

- valori prossimi al valore medio dovranno essere assunti per verifiche che coinvolgono un volume di terreno tale da compensare eventuali eterogeneità e/o quando la struttura a contatto con il terreno presenta una rigidità tale da consentire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti;
- valori prossimi al valore minimo di tale parametro dovranno essere adottati per verifiche che coinvolgono modesti volumi di terreno e/o quando la struttura a contatto con il terreno non è in grado di garantire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti a causa della sua scarsa rigidità.

φ' = valore dell'angolo di resistenza al taglio (°);

c' = valore della coesione efficace (kPa);

c_u = valore della coesione non drenata (kPa);

G_0 = modulo di taglio a piccole deformazioni (MPa);

E_{op1} = modulo di Young secante corrispondente per fondazioni superficiali a un rapporto tra carico trasmesso al terreno e carico ultimo $q/q_{ult} = 0.45$. Tale modulo può essere adottato anche per il calcolo di opere di sostegno (MPa);

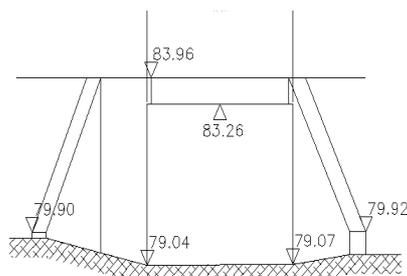
M = valore del modulo edometrico da adottare per l'analisi dei cedimenti delle fondazioni.

Analizzando i primi 30 m al di sotto dello strato di terreno vegetale e riporto, la categoria di sottosuolo sulla base delle $V_{s,30}$ risulta la C ($V_{s,30} = 251$ m/s).

OPERA: STRADA PODERALE SANGALLO L = 5.00 m

progressiva km: 12+044.65

PROSPETTO EST



P.C. – Q_{rif} = 79.67 m s.l.m.



Tabella I: Indagini geognostiche di riferimento

sigla indagine	campagna di indagine	pk (km)	quota p.c. (m s.l.m.)	lunghezza (m)	strumentazione installata
ML4	Campagna d'indagine di progetto definitivo (2010)	11+736.00	77.10	40.00	C(36.00) TA(9.00)
ML5	Campagna d'indagine di progetto definitivo (2010)	11+819.00	74.78	40.00	C(36.00) TA(9.00)
ML6	Campagna d'indagine di progetto definitivo (2010)	11+829.00	78.42	45.00	C(30.00) TA(11.50)
ML7	Campagna d'indagine di progetto definitivo (2010)	11+898.00	78.66	40.00	Cross - Hole
ML7-bis	Campagna d'indagine di progetto definitivo (2010)	11+898.00	78.66	40.00	Cross - Hole
DPSH-ML1	Campagna d'indagine di progetto definitivo (2010)	11+732.00	75.41	16.50	-
DPSH-ML2	Campagna d'indagine di progetto definitivo (2010)	11+886.00	74.87	18.30	-

C (...) = cella piezometrica Casagrande (quota cella);

TA (...) = piezometro a tubo aperto (tratto filtrante)

Tabella II: Unità litostratigrafiche individuate in corrispondenza dell'opera in esame

Unità	Descrizione
R/V	Terreno di riporto e terreno vegetale
A	Limo sabbioso debolmente argilloso
C1	Sabbia medio - fine debolmente limosa
C2	Sabbia da media a medio grossolana con rari clasti
D	Ghiaia fine – media con sabbia generalmente grossolana

Tabella III: Caratterizzazione stratigrafico – geotecnica

Profondità (m da p.c.)	Unità	z_w	N_{spt}	V_s	γ_n	D_r	$\varphi' (*)$	$c' (*)$	$c_u (*)$	G_0	E'_{op1}	M
Profilo Nord 79.67 m s.l.m.	-	(m)	(colpi)	(m/s)	(kN/m ³)	(%)	(°)	(kPa)	(kPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
0.0÷2.6	R/V	5.0	-	-	18.5	-	24÷26	-	-	-	-	-
2.6÷9.6	C1	5.0	8÷29	165	19.5	49	32÷34	-	-	50	24	-
9.6÷10.3	D	5.0	-	380	20.0	-	33÷38	-	-	195	93	-
10.3÷13.7	C1	5.0	22	192	19.5	55	32÷34	-	-	73	35	-
13.7÷15.1	A	5.0	13	167	18.8	-	24÷26	2.5÷7.5	40÷60	59	-	10
15.1÷21.6	C1	5.0	25	222	19.5	58	32÷34	-	-	99	47	-
Da 21.6	C2	5.0	64	267	20.0	78	32÷35	-	-	142	68	-

Q_{ref} = quota assoluta inizio caratterizzazione (m s.l.m.);

z_w = profondità falda da p.c. (m);

N_{SPT} = resistenza penetrometrica dinamica da prova SPT (colpi/30 cm);

V_s = velocità onde di taglio (m/s);

γ_n = peso di volume naturale (kN/m³);

D_r = densità relativa (%);

(*) = Il valore caratteristico di tale parametro viene determinato come segue:

- valori prossimi al valore medio dovranno essere assunti per verifiche che coinvolgono un volume di terreno tale da compensare eventuali eterogeneità e/o quando la struttura a contatto con il terreno presenta una rigidità tale da consentire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti;
- valori prossimi al valore minimo di tale parametro dovranno essere adottati per verifiche che coinvolgono modesti volumi di terreno e/o quando la struttura a contatto con il terreno non è in grado di garantire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti a causa della sua scarsa rigidità.

φ' = valore dell'angolo di resistenza al taglio (°);

c' = valore della coesione efficace (kPa);

c_u = valore della coesione non drenata (kPa);

G_0 = modulo di taglio a piccole deformazioni (MPa);

E_{op1} = modulo di Young secante corrispondente per fondazioni superficiali a un rapporto tra carico trasmesso al terreno e carico ultimo $q/q_{ult} = 0.45$. Tale modulo può essere adottato anche per il calcolo di opere di sostegno (MPa);

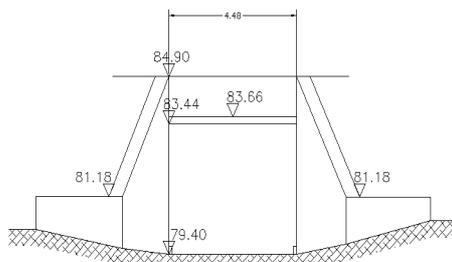
M = valore del modulo edometrico da adottare per l'analisi dei cedimenti delle fondazioni.

Analizzando i primi 30 m al di sotto dello strato di terreno vegetale e riporto, la categoria di sottosuolo sulla base delle $V_{s,30}$ risulta la C ($V_{s,30} = 213$ m/s).

OPERA: STRADA VICINALE CEREGALLO L = 5.00 m

progressiva km: 12+666.35

PROSPETTO EST



P.C. – Q_{rif} = 80.07 m s.l.m.



Tabella I: Indagini geognostiche di riferimento

sigla indagine	campagna di indagine	pk (km)	quota p.c. (m s.l.m.)	lunghezza (m)	strumentazione installata
ML8	Campagna d'indagine progetto definitivo (2010)	12+659.00	79.56	20.00	C(20.00) TA(10.00)
PZ-ML7	Campagna d'indagine progetto definitivo (2010)	12+691.00	79.64	3.40	-

C (....) = cella piezometrica Casagrande (quota cella);
 TA (....) = piezometro a tubo aperto (tratto filtrante)

Tabella II: Unità litostratigrafiche individuate in corrispondenza dell'opera in esame

Unità	Descrizione
R/V	Terreno di riporto e terreno vegetale
A	Limo sabbioso debolmente argilloso
C1	Sabbia medio - fine debolmente limosa
C2	Sabbia da media a medio grossolana con rari clasti
D	Ghiaia fine – media con sabbia generalmente grossolana

Tabella III: Caratterizzazione stratigrafico – geotecnica

Profondità (m da p.c.)	Unità	z_w	N_{spt}	V_s	γ_n	D_r	$\varphi' (*)$	$c' (*)$	$c_u (*)$	G_0	E'_{opt}	M
Profilo Nord 80.07 m s.l.m	-	(m)	(colpi)	(m/s)	(kN/m ³)	(%)	(°)	(kPa)	(kPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
0.0÷1.0	R/V	4.95	-	-	18.5	-	24÷26	-	-	-	-	-
1.0÷5.0	C1	4.95	7÷11	147	19.5	38÷55	32÷34	-	-	38	17	-
5.0÷8.0	D	4.95	-	380	20.0	-	34÷38	-	-	181	81	-
8.0÷9.6	C1	4.95	14	177	19.5	34÷64	32÷34	-	-	61	27	-
9.6÷10.6	B2	4.95	5÷11	145	18.8	-	27÷29	-	25÷45	41	-	6
10.6÷11.0	A	4.95	13	150	18.8	-	24÷26	2.5÷7.5	40÷60	48	-	7.5
11.0÷12.5	C1	4.95	18	191	19.5	51	32÷34	-	-	72	32	-
12.5÷13.0	A	4.95	24	159	18.8	-	24÷26	2.5÷7.5	40÷60	54	-	10
13.0÷14.0	C1	4.95	16÷22	199	19.5	48÷56	32÷34	-	-	79	36	-
Da 14.0	C2	4.95	55	238	20.0	72	32÷33	-	-	110	49	-

Q_{ref} = quota assoluta inizio caratterizzazione (m s.l.m.);

z_w = profondità falda da p.c. (m);

N_{SPT} = resistenza penetrometrica dinamica da prova SPT (colpi/30 cm);

V_s = velocità onde di taglio (m/s);

γ_n = peso di volume naturale (kN/m³);

D_r = densità relativa (%);

(*) = Il valore caratteristico di tale parametro viene determinato come segue:

- valori prossimi al valore medio dovranno essere assunti per verifiche che coinvolgono un volume di terreno tale da compensare eventuali eterogeneità e/o quando la struttura a contatto con il terreno presenta una rigidezza tale da consentire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti;
- valori prossimi al valore minimo di tale parametro dovranno essere adottati per verifiche che coinvolgono modesti volumi di terreno e/o quando la struttura a contatto con il terreno non è in grado di garantire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti a causa della sua scarsa rigidezza.

φ' = valore dell'angolo di resistenza al taglio (°);

c' = valore della coesione efficace (kPa);

c_u = valore della coesione non drenata (kPa);

G_0 = modulo di taglio a piccole deformazioni (MPa);

E'_{opt} = modulo di Young secante corrispondente per fondazioni superficiali a un rapporto tra carico trasmesso al terreno e carico ultimo $q/q_{ult} = 0.45$. Tale modulo può essere adottato anche per il calcolo di opere di sostegno (MPa);

M = valore del modulo edometrico da adottare per l'analisi dei cedimenti delle fondazioni.

Analizzando i primi 30 m al di sotto dello strato di terreno vegetale e riporto, la categoria di sottosuolo sulla base delle $V_{s,30}$ risulta la C ($V_{s,30} = 213$ m/s).

OPERA: PONTE SUL CAVO LORINI-MAROCCO L = 11.30 m

progressiva km: 13+262.44

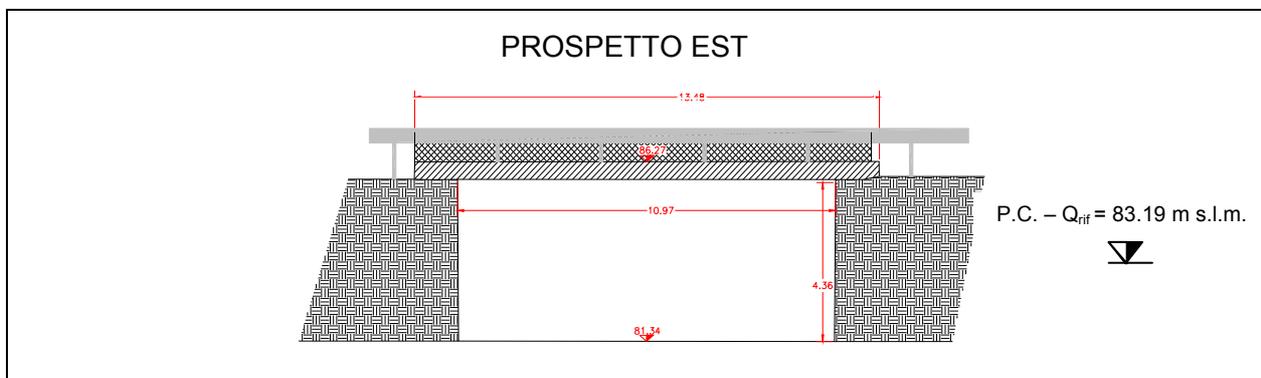


Tabella I: Indagini geognostiche di riferimento

sigla indagine	campagna di indagine	pk (km)	quota p.c. (m s.l.m.)	lunghezza (m)	strumentazione installata
S3	Indagini pregresse – Società Italiana per le strade ferrate del Mediterraneo	13+232.00	84.30	10.00	-
ML9	Campagna d'indagine di progetto definitivo (2010)	13+319.00	84.93	30.00	-
DPSH-ML3	Campagna d'indagine di progetto definitivo (2010)	13+272.00	84.77	25.20	-

C (....) = cella piezometrica Casagrande (quota cella);
TA (....) = piezometro a tubo aperto (tratto filtrante)

Tabella II: Unità litostratigrafiche individuate in corrispondenza dell'opera in esame

Unità	Descrizione
R/V	Terreno di riporto e terreno vegetale
A	Argilla limosa debolmente sabbiosa a tratti con limo e sabbia fine localmente fine-media, limosa
C1	Sabbia fine media, debolmente ghiaiosa con resti vegetali
C2	Sabbia media grossolana con tracce di ghiaia, localmente debolmente ghiaiosa
D	Ghiaia eterometrica, poligenica ben arrotondata con sabbia grossolana

Tabella III: Caratterizzazione stratigrafico – geotecnica

Profondità (m da p.c.)	Unità	z_w	N_{spt}	V_s	γ_n	D_r	$\varphi' (*)$	$c' (*)$	$c_u (*)$	G_0	E'_{op1}	M
Profilo Nord 83.19 m s.l.m.	-	(m)	(colpi)	(m/s)	(kN/m ³)	(%)	(°)	(kPa)	(kPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
0.0+0.2	R/V	1.4	-	-	18.5	-	24÷26	-	-	-	-	-
0.2+2.3	C1	1.4	7÷11	125	19.0	55	31÷36	-	-	30	14	-
2.3+7.7	A	1.4	9	134	18.8	-	26÷28	2.5÷7.5	30÷70	50	-	10
Da 7.7	C2	1.4	28÷67	200÷300	19.5	80	31÷34	-	-	80÷180	38÷86	-

Q_{ref} = quota assoluta inizio caratterizzazione (m s.l.m.);

z_w = profondità falda da p.c. (m);

N_{SPT} = resistenza penetrometrica dinamica da prova SPT (colpi/30 cm);

V_s = velocità onde di taglio (m/s);

γ_n = peso di volume naturale (kN/m³);

D_r = densità relativa (%);

(*) = Il valore caratteristico di tale parametro viene determinato come segue:

- valori prossimi al valore medio dovranno essere assunti per verifiche che coinvolgono un volume di terreno tale da compensare eventuali eterogeneità e/o quando la struttura a contatto con il terreno presenta una rigidità tale da consentire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti;
- valori prossimi al valore minimo di tale parametro dovranno essere adottati per verifiche che coinvolgono modesti volumi di terreno e/o quando la struttura a contatto con il terreno non è in grado di garantire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti a causa della sua scarsa rigidità.

φ' = valore dell'angolo di resistenza al taglio (°);

c' = valore della coesione efficace (kPa);

c_u = valore della coesione non drenata (kPa);

G_0 = modulo di taglio a piccole deformazioni (MPa);

E_{op1} = modulo di Young secante corrispondente per fondazioni superficiali a un rapporto tra carico trasmesso al terreno e carico ultimo $q/q_{ult} = 0.45$. Tale modulo può essere adottato anche per il calcolo di opere di sostegno (MPa);

M = valore del modulo edometrico da adottare per l'analisi dei cedimenti delle fondazioni.

Analizzando i primi 30 m al di sotto dello strato di terreno vegetale e riporto, la categoria di sottosuolo sulla base delle $V_{s,30}$ risulta la C ($V_{s,30} = 220$ m/s).

OPERA: PONTE SUL CAVO SILLARO L = 18.30m

progressiva km: 18+432.94

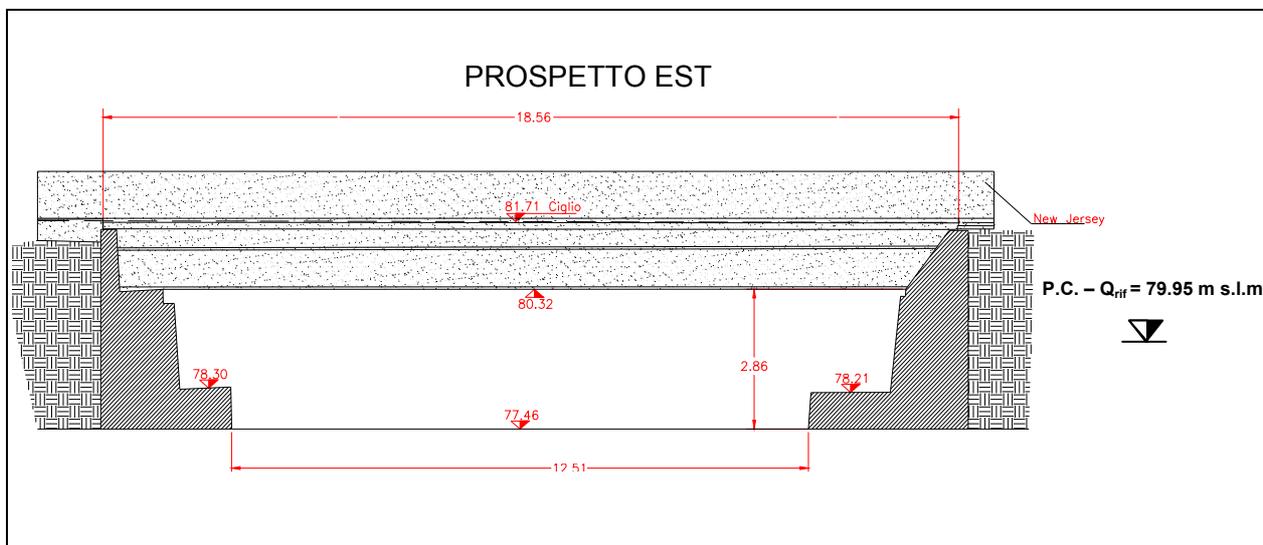


Tabella I: Indagini geognostiche di riferimento

sigla indagine	campagna di indagine	pk (km)	quota p.c. (m s.l.m.)	lunghezza (m)	strumentazione installata
AS108	Indagini bibliografiche da CEPAV UNO	18+307.00	80.20	15.00	TA(15.00)
ML13	Campagna d'indagine di progetto definitivo (2010)	18+433.00	80.32	30.00	TA(2.00+30.00) Cross-Hole
ML13bis	Campagna d'indagine di progetto definitivo (2010)	18+433.00	80.32	-	Cross-Hole
ML13ter	Campagna d'indagine di progetto definitivo (2010)	18+433.00	80.32	-	Cross-Hole
AS008	Indagini bibliografiche da CEPAV UNO	18+489.00	79.90	30.00	TA(30.00)

C (....) = cella piezometrica Casagrande (quota cella);
 TA (....) = piezometro a tubo aperto (tratto filtrante)

Tabella II: Unità litostratigrafiche individuate in corrispondenza dell'opera in esame

Unità	Descrizione
R/V	Terreno di riporto e terreno vegetale
B1	Limo e sabbia debolmente argillosi , sono presenti livelli di argilla limosa
C1	Sabbia ghiaiosa mediamente addensata; negli starti più superficiali si presenta debolmente limosa
C2	Sabbia ghiaiosa addensata

Tabella III: Caratterizzazione stratigrafico – geotecnica

Profondità (m da p.c.)	Unità	Z _w	N _{spt}	V _s	γ _n	D _r	φ' (*)	c' (*)	c _u (*)	G ₀	E' _{op1}	M
Profilo Nord 79.95 m s.l.m.	-	(m)	(colpi)	(m/s)	(kN/m ³)	(%)	(°)	(kPa)	(kPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
0.0÷2.5	R/V	4.50	5	-	18.5	-	24÷26	-	-	-	-	-
2.5÷3.2	B1	4.50	8	180	18.5	40	32÷36	-	-	30	14	-
3.2÷6.5	C1	4.50	15	170	19.0	42	33÷36	-	-	47	23	-
6.5÷7.5	B1	4.50	4÷7	160	18.5	26	30÷33	-	-	40	19	-
7.5÷11.8	C2	4.50	31÷59 (42)	175	19.5	78	31÷34	-	-	62	30	-
11.8÷15.0	C1	4.50	6÷16 (11)	170	19.0	37	33÷34	-	-	57	27	-
15.0÷20.0	C2	4.50	35÷46 (39)	200	19.5	65	32÷33	-	-	82	39	-
da 20.0	C1	4.50	6÷32 (21)	250	19.0	45	33÷36	-	-	120	58	-

Q_{ref} = quota assoluta inizio caratterizzazione (m s.l.m.);

Z_w = profondità falda da p.c. (m);

N_{SPT} = resistenza penetrometrica dinamica da prova SPT (colpi/30 cm);

V_s = velocità onde di taglio (m/s);

γ_n = peso di volume naturale (kN/m³);

D_r = densità relativa (%);

(*) = Il valore caratteristico di tale parametro viene determinato come segue:

- valori prossimi al valore medio dovranno essere assunti per verifiche che coinvolgono un volume di terreno tale da compensare eventuali eterogeneità e/o quando la struttura a contatto con il terreno presenta una rigidità tale da consentire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti;
- valori prossimi al valore minimo di tale parametro dovranno essere adottati per verifiche che coinvolgono modesti volumi di terreno e/o quando la struttura a contatto con il terreno non è in grado di garantire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti a causa della sua scarsa rigidità.

φ' = valore dell'angolo di resistenza al taglio (°);

c' = valore della coesione efficace (kPa);

c_u = valore della coesione non drenata (kPa);

G₀ = modulo di taglio a piccole deformazioni (MPa);

E'_{op1} = modulo di Young secante corrispondente per fondazioni superficiali a un rapporto tra carico trasmesso al terreno e carico ultimo q/q_{ult} = 0.45. Tale modulo può essere adottato anche per il calcolo di opere di sostegno (MPa);

M = valore del modulo edometrico da adottare per l'analisi dei cedimenti delle fondazioni.

Analizzando i primi 30 m al di sotto dello strato di terreno vegetale e riporto, la categoria di sottosuolo sulla base delle V_{s,30} risulta la C (V_{s,30} = 209 m/s).

OPERA: STRADA PROVINCIALE N°115 VIA PIAVE L = 7.00 m

progressiva km: 18+569.58

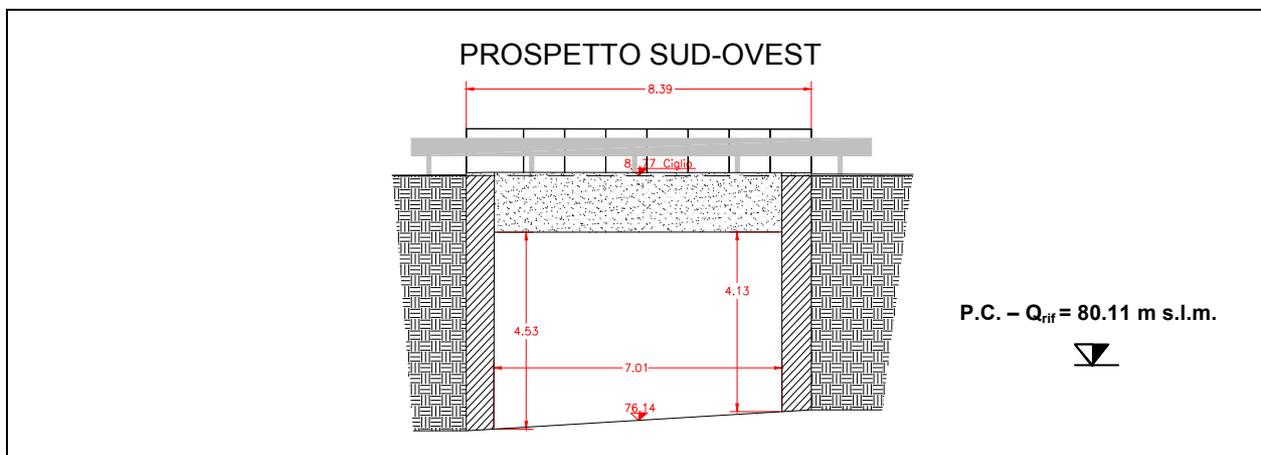


Tabella I: Indagini geognostiche di riferimento

sigla indagine	campagna di indagine	pk (km)	quota p.c. (m s.l.m.)	lunghezza (m)	strumentazione installata
AS108	Indagini bibliografiche da CEPV UNO	18+307.00	80.20	15.00	TA(15.00)
ML13	Campagna d'indagine di progetto definitivo (2010)	18+433.00	80.32	30.00	TA(2.00 ÷ 30.00) Cross-Hole
ML13 bis	Campagna d'indagine di progetto definitivo (2010)	18+433.00	80.32	-	Cross-Hole
ML13 ter	Campagna d'indagine di progetto definitivo (2010)	18+433.00	80.32	-	Cross-Hole
AS008	Indagini bibliografiche da CEPV UNO	18+489.00	79.90	30.00	TA(30.00)
AP020	Indagini bibliografiche da CEPV UNO	18+562.00	80.40	24.40	-

C (....) = cella piezometrica Casagrande (quota cella);
TA (....) = piezometro a tubo aperto (tratto filtrante)

Tabella II: Unità litostratigrafiche individuate in corrispondenza dell'opera in esame

Unità	Descrizione
R/V	Terreno di riporto e terreno vegetale
A	Limo argilloso
B1	Limo sabbioso, limo e sabbia debolmente argillosi
C1	Sabbia limosa mediamente addensata
C2	Sabbia limosa addensata

Tabella III: Caratterizzazione stratigrafico – geotecnica

Profondità (m da p.c.) Profilo Nord 80.11 m s.l.m.	Unità	z_w (m)	N_{spt} (colpi)	V_s (m/s)	γ_n (kN/m ³)	D_r (%)	φ' (*) (°)	c' (*) (kPa)	c_u (*) (kPa)	G_0 (MPa)	E'_{opt} (MPa)	M (MPa)
0.0÷1.4	R/V	5.7	5	-	18.5	-	24÷26	-	-	-	-	-
1.4÷4.5	B1	5.7	8	120	19	42	29÷31	-	-	30	14	-
4.5÷5.0	A	5.7	-	125	18.8	-	24÷26	2.5÷7.5	40÷60	30	-	3
5.0÷6.2	B1	5.7	7	140	19	35	29÷31	-	-	40	18	-
6.2÷6.7	A	5.7	-	150	18.8	-	24÷26	2.5÷7.5	40÷60	45	-	7.5
6.7÷8.8	C2	5.7	-	190	20	-	32÷34	-	-	100	46	-
8.8÷9.3	C1	5.7	-	195	19.5	-	32÷35	-	-	70	32	-
9.3÷11.0	C2	5.7	31÷59 (42)	210	20	69÷93 (78)	32÷34	-	-	110	51	-
11.0÷12.5	C1	5.7	6	209	19.5	29	32÷35	-	-	80	37	-
12.5÷14.4	C2	5.7	54	235	20	85	32÷34	-	-	110	51	-
14.4÷17.6	C1	5.7	16	225	19.5	45	32÷35	-	-	80	37	-
17.6÷20.5	C2	5.7	35÷37 (36)	240	20	62÷65 (63)	32÷34	-	-	110	51	-
20.5÷21.0	C1	5.7	32	230	19.5	58	32÷35	-	-	100	46	-
21.0÷24.7	C2	5.7	-	275	20	-	32÷34	-	-	120	55	-
da 24.7	C1	5.7	6÷25 (18)	240	19.5	24÷55 (40)	32÷35	-	-	100	46	-

Q_{ref} = quota assoluta inizio caratterizzazione (m s.l.m.);

z_w = profondità falda da p.c. (m);

N_{SPT} = resistenza penetrometrica dinamica da prova SPT (colpi/30 cm);

V_s = velocità onde di taglio (m/s);

γ_n = peso di volume naturale (kN/m³);

D_r = densità relativa (%);

(*) = Il valore caratteristico di tale parametro viene determinato come segue:

- valori prossimi al valore medio dovranno essere assunti per verifiche che coinvolgono un volume di terreno tale da compensare eventuali eterogeneità e/o quando la struttura a contatto con il terreno presenta una rigidità tale da consentire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti;
- valori prossimi al valore minimo di tale parametro dovranno essere adottati per verifiche che coinvolgono modesti volumi di terreno e/o quando la struttura a contatto con il terreno non è in grado di garantire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti a causa della sua scarsa rigidità.

φ' = valore dell'angolo di resistenza al taglio (°);

c' = valore della coesione efficace (kPa);

c_u = valore della coesione non drenata (kPa);

G_0 = modulo di taglio a piccole deformazioni (MPa);

E'_{opt} = modulo di Young secante corrispondente per fondazioni superficiali a un rapporto tra carico trasmesso al terreno e carico ultimo $q/q_{ult} = 0.45$. Tale modulo può essere adottato anche per il calcolo di opere di sostegno (MPa);

M = valore del modulo edometrico da adottare per l'analisi dei cedimenti delle fondazioni.

Analizzando i primi 30 m al di sotto dello strato di terreno vegetale e riporto, la categoria di sottosuolo sulla base delle $V_{s,30}$ risulta la C ($V_{s,30} = 202$ m/s).

OPERA: ROGGIO BARBARAVA L = 9.00 m

progressiva km: 21+327.10

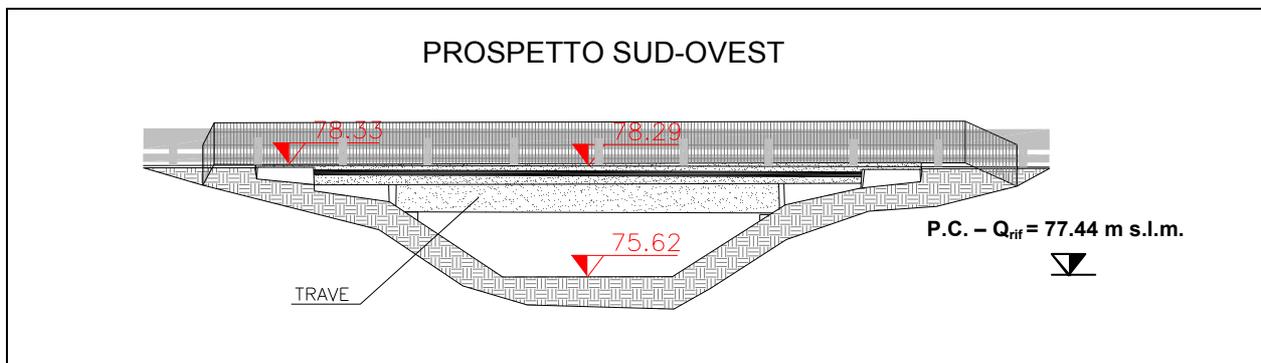


Tabella I: Indagini geognostiche di riferimento

sigla indagine	campagna di indagine	pk (km)	quota p.c. (m s.l.m.)	lunghezza (m)	strumentazione installata
AP027	Indagini bibliografiche da CEPAV UNO	21+275.00	77.30	19.55	-
AS010	Indagini bibliografiche da CEPAV UNO	21+330.00	77.30	30.00	C(30.00)

C (....) = cella piezometrica Casagrande (quota cella);
TA (....) = piezometro a tubo aperto (tratto filtrante)

Tabella II: Unità litostratigrafiche individuate in corrispondenza dell'opera in esame

Unità	Descrizione
R/V	Terreno di riporto e terreno vegetale
B1	Sabbia Limosa
C1	Sabbia ghiaiosa debolmente limosa mediamente addensata
C2	Sabbia limosa debolmente ghiaiosa e sabbia e ghiaia debolmente limosa addensata
D	Ghiaia e sabbia

Tabella III: Caratterizzazione stratigrafico – geotecnica

Profondità (m da p.c.)	Unità	z_w	N_{spt}	V_s	γ_n	D_r	$f' (*)$	$c' (*)$	$c_u (*)$	G_0	E'_{op1}	M
Profilo Nord 77.44 m s.l.m.	-	(m)	(colpi)	(m/s)	(kN/m ³)	(%)	(°)	(kPa)	(kPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
0.0÷2.7	R/V	3.0	-	-	18.5	-	26	-	-	-	-	-
2.7÷6.4	B1	3.0	6÷7	130	18.5	32÷41 (36)	33÷35	-	-	35	17	-
6.4÷15.3	C1	3.0	11÷27 (21)	210	19.0	45÷51 (49)	33÷36	-	-	85	41	-
15.3÷29.4	C2	3.0	35÷83 (55)	230÷330 (290)	19.5	52÷67 (63)	35÷38	-	-	105÷200	50÷96	-
Da 29.4	D	3.0	100	430	20	66	34÷38	-	-	330	158	-

Q_{ref} = quota assoluta inizio caratterizzazione (m s.l.m.);

z_w = profondità falda da p.c. (m);

N_{SPT} = resistenza penetrometrica dinamica da prova SPT (colpi/30 cm);

V_s = velocità onde di taglio (m/s);

γ_n = peso di volume naturale (kN/m³);

D_r = densità relativa (%);

(*) = Il valore caratteristico di tale parametro viene determinato come segue:

- valori prossimi al valore medio dovranno essere assunti per verifiche che coinvolgono un volume di terreno tale da compensare eventuali eterogeneità e/o quando la struttura a contatto con il terreno presenta una rigidità tale da consentire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti;
- valori prossimi al valore minimo di tale parametro dovranno essere adottati per verifiche che coinvolgono modesti volumi di terreno e/o quando la struttura a contatto con il terreno non è in grado di garantire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti a causa della sua scarsa rigidità.

φ' = valore dell'angolo di resistenza al taglio (°);

c' = valore della coesione efficace (kPa);

c_u = valore della coesione non drenata (kPa);

G_0 = modulo di taglio a piccole deformazioni (MPa);

E'_{op1} = modulo di Young secante corrispondente per fondazioni superficiali a un rapporto tra carico trasmesso al terreno e carico ultimo $q/q_{ult} = 0.45$. Tale modulo può essere adottato anche per il calcolo di opere di sostegno (MPa);

M = valore del modulo edometrico da adottare per l'analisi dei cedimenti delle fondazioni.

Analizzando i primi 30 m al di sotto dello strato di terreno vegetale e riporto, la categoria di sottosuolo sulla base delle $V_{s,30}$ risulta la C ($V_{s,30} = 262$ m/s).

OPERA: CAVO SILLARO 2 L = 9.00 m

progressiva km: 21+795.37

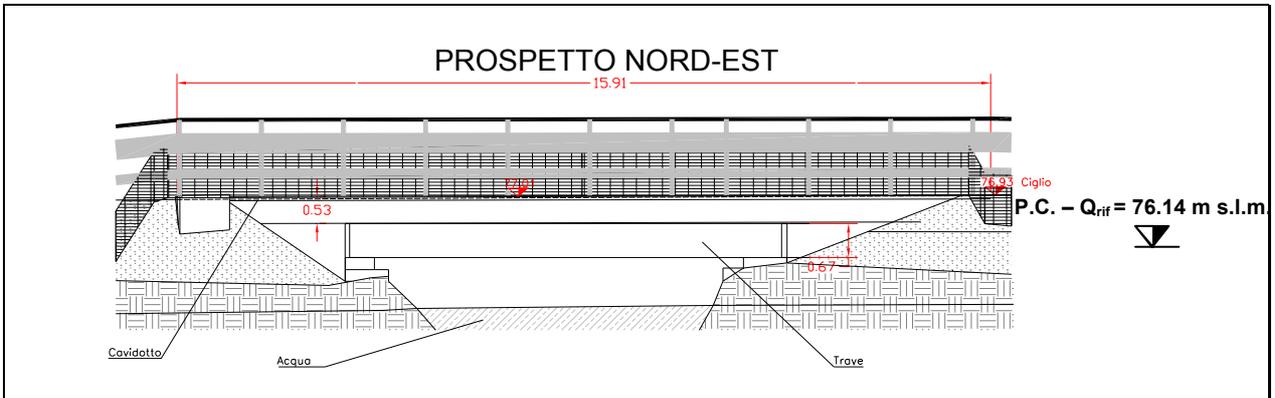


Tabella I: Indagini geognostiche di riferimento

sigla indagine	campagna di indagine	pk (km)	quota p.c. (m s.l.m.)	lunghezza (m)	strumentazione installata
AP028	Indagini bibliografiche da CEPV UNO	21+700.00	76.90	15.75	-
ML14	Campagna d'indagine progetto definitivo (2010)	21+790.00	75.71	30.00	TA(2.00-21.00)
AS113	Indagini bibliografiche da CEPV UNO	21+873.00	75.70	15.00	-

C (....) = cella piezometrica Casagrande (quota cella);
 TA (....) = piezometro a tubo aperto (tratto filtrante)

Tabella II: Unità litostratigrafiche individuate in corrispondenza dell'opera in esame

Unità	Descrizione
R/V	Terreno di riporto e terreno vegetale
A	Alternanza di argilla limosa debolmente sabbiosa e argilla limosa
C1	Sabbia debolmente ghiaiosa alternata negli strati più superficiali a sabbia debolmente ghiaiosa con livelli di limo argilloso – sabbioso mediamente addensata
C2	Sabbia ghiaiosa addensata
D	Ghiaia e sabbia

Tabella III: Caratterizzazione stratigrafico – geotecnica

Profondità (m da p.c.)	Unità	z_w	N_{spt}	V_s	γ_n	D_r	$\varphi' (*)$	$c' (*)$	$c_u (*)$	G_0	E'_{op1}	M
Profilo Nord 76.14 m s.l.m.	-	(m)	(colpi)	(m/s)	(kN/m ³)	(%)	(°)	(kPa)	(kPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
0.0÷1.4	R/V	1.5	-	-	18.5	-	24÷26	-	-	-	-	-
1.4÷2.8	A	1.5	2	90	18.8	-	26÷28	2.5÷7.5	50÷70	20	-	6
2.8÷3.4	D	1.5	-	180	20.0	-	34÷38	-	-	64	52	-
3.4÷5.9	C1	1.5	13	154	19.0	50	32÷34	-	-	45	22	-
5.9÷7.9	D	1.5	15	180	20.0	-	34÷38	-	-	64	52	-
7.9÷19.9	C1	1.5	16	195	19.0	50	33÷36	-	-	75	36	-
19.9÷21.8	D	1.5	31	260	20.0	-	34÷38	-	-	130	62	-
Da 21.8	C2	1.5	41	273	19.5	65	32÷34	-	-	143	69	-

Q_{ref} = quota assoluta inizio caratterizzazione (m s.l.m.);

z_w = profondità falda da p.c. (m);

N_{SPT} = resistenza penetrometrica dinamica da prova SPT (colpi/30 cm);

V_s = velocità onde di taglio (m/s);

γ_n = peso di volume naturale (kN/m³);

D_r = densità relativa (%);

(*) = Il valore caratteristico di tale parametro viene determinato come segue:

- valori prossimi al valore medio dovranno essere assunti per verifiche che coinvolgono un volume di terreno tale da compensare eventuali eterogeneità e/o quando la struttura a contatto con il terreno presenta una rigidità tale da consentire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti;
- valori prossimi al valore minimo di tale parametro dovranno essere adottati per verifiche che coinvolgono modesti volumi di terreno e/o quando la struttura a contatto con il terreno non è in grado di garantire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti a causa della sua scarsa rigidità.

φ' = valore dell'angolo di resistenza al taglio (°);

c' = valore della coesione efficace (kPa);

c_u = valore della coesione non drenata (kPa);

G_0 = modulo di taglio a piccole deformazioni (MPa);

E_{op1} = modulo di Young secante corrispondente per fondazioni superficiali a un rapporto tra carico trasmesso al terreno e carico ultimo $q/q_{ult} = 0.45$. Tale modulo può essere adottato anche per il calcolo di opere di sostegno (MPa);

M = valore del modulo edometrico da adottare per l'analisi dei cedimenti delle fondazioni.

Analizzando i primi 30 m al di sotto dello strato di terreno vegetale e riporto, la categoria di sottosuolo sulla base delle $V_{s,30}$ risulta la C ($V_{s,30} = 214$ m/s).

APPENDICE 9:

VERIFICHE NEI CONFRONTI DEI FENOMENI DI LIQUEFAZIONE – Disaggregazione del
terremoto di progetto.

Mappe interattive di pericolosità sismica  

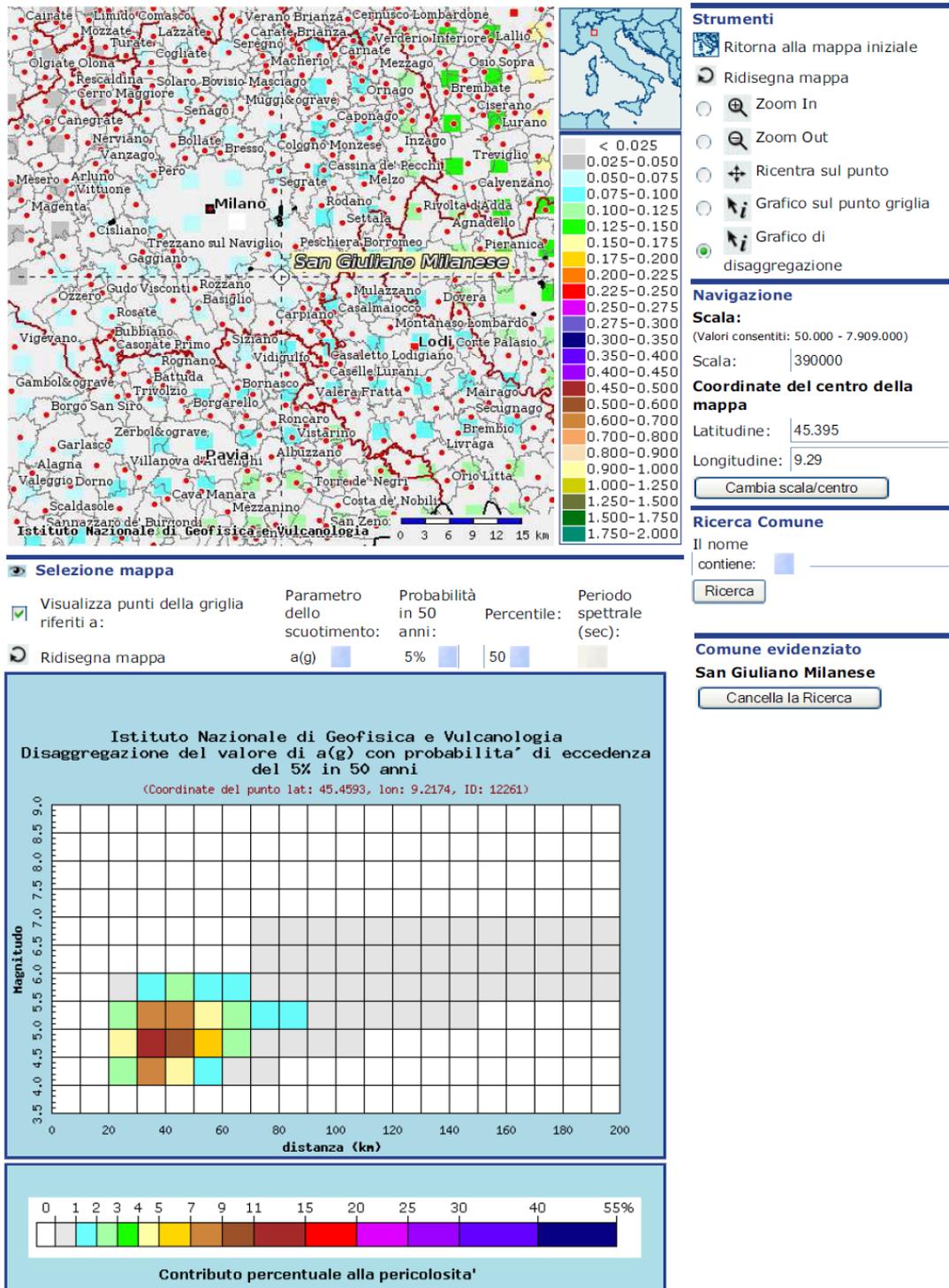


Figura 1: Comune di San Giuliano Milanese (Milano) - Disaggregazione del terremoto di progetto.

Tabella 1: Comune di San Giuliano Milanese (Milano) - Disaggregazione del terremoto di progetto.

Distanza in km	Disaggregazione del valore di a(g) con probabilita' di eccedenza del 5% in 50 anni (Coordinate del punto lat: 45.4593, lon: 9.2174, ID: 12261)										
	Magnitudo										
	3.5-4.0	4.0-4.5	4.5-5.0	5.0-5.5	5.5-6.0	6.0-6.5	6.5-7.0	7.0-7.5	7.5-8.0	8.0-8.5	8.5-9.0
0-10	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
10-20	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
20-30	0.000	2.640	4.600	2.270	0.415	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
30-40	0.000	7.200	13.800	7.660	1.950	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
40-50	0.000	4.560	10.500	7.040	2.160	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
50-60	0.000	1.890	5.830	4.850	1.720	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
60-70	0.000	0.380	2.340	2.640	1.040	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
70-80	0.000	0.008	0.781	1.470	0.761	0.170	0.026	0.000	0.000	0.000	0.000
80-90	0.000	0.000	0.216	1.070	0.934	0.406	0.066	0.000	0.000	0.000	0.000
90-100	0.000	0.000	0.035	0.665	0.918	0.496	0.086	0.000	0.000	0.000	0.000
100-110	0.000	0.000	0.001	0.324	0.823	0.614	0.116	0.000	0.000	0.000	0.000
110-120	0.000	0.000	0.000	0.123	0.619	0.579	0.115	0.000	0.000	0.000	0.000
120-130	0.000	0.000	0.000	0.035	0.515	0.475	0.088	0.000	0.000	0.000	0.000
130-140	0.000	0.000	0.000	0.008	0.337	0.356	0.066	0.000	0.000	0.000	0.000
140-150	0.000	0.000	0.000	0.000	0.171	0.243	0.048	0.000	0.000	0.000	0.000
150-160	0.000	0.000	0.000	0.000	0.078	0.165	0.036	0.000	0.000	0.000	0.000
160-170	0.000	0.000	0.000	0.000	0.037	0.122	0.025	0.000	0.000	0.000	0.000
170-180	0.000	0.000	0.000	0.000	0.020	0.109	0.016	0.000	0.000	0.000	0.000
180-190	0.000	0.000	0.000	0.000	0.008	0.096	0.012	0.000	0.000	0.000	0.000
190-200	0.000	0.000	0.000	0.000	0.002	0.091	0.008	0.000	0.000	0.000	0.000

Valori medi		
Magnitudo	Distanza	Epsilon
5.010	51.000	1.760

Mappe interattive di pericolosità sismica  

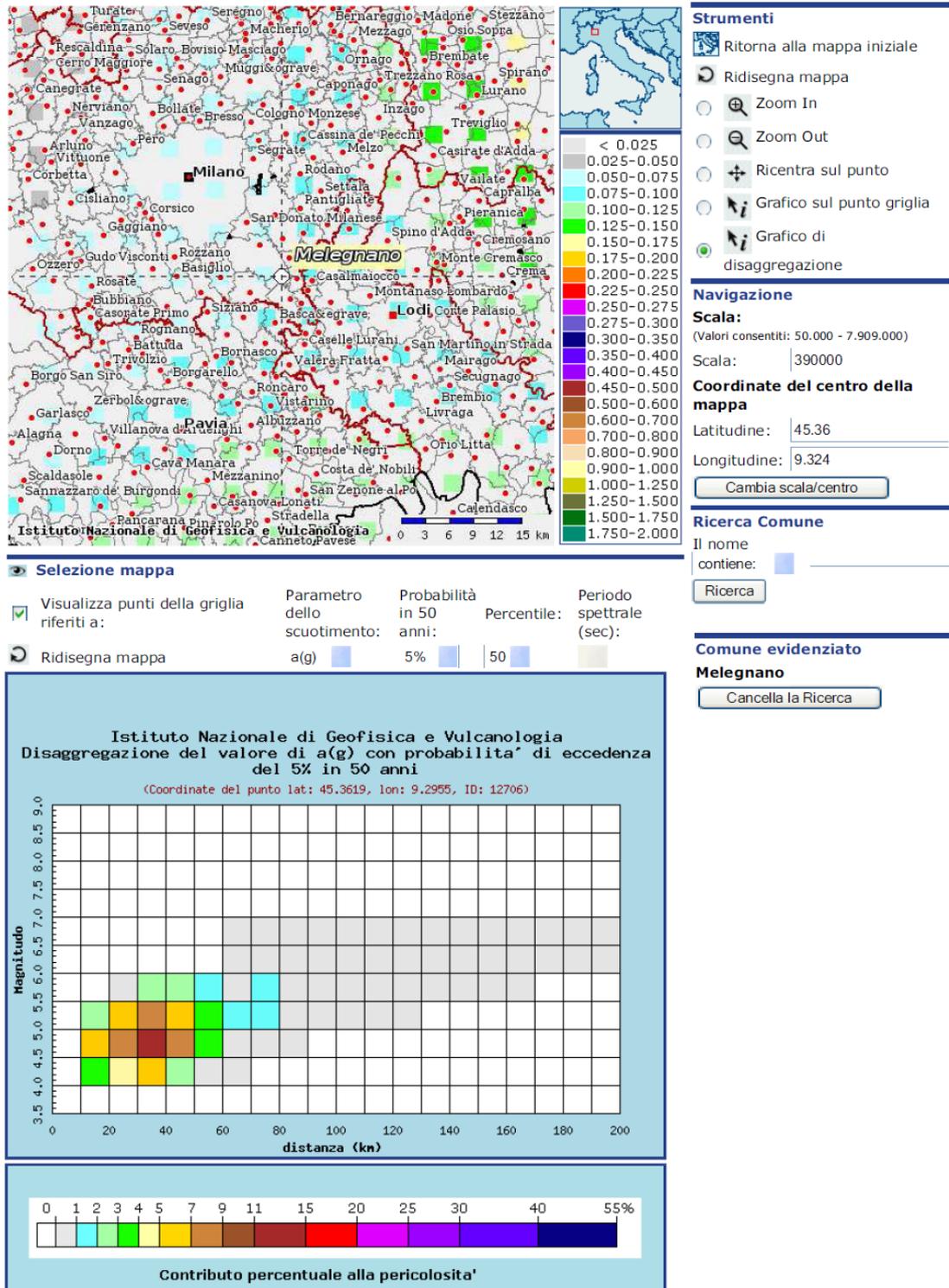


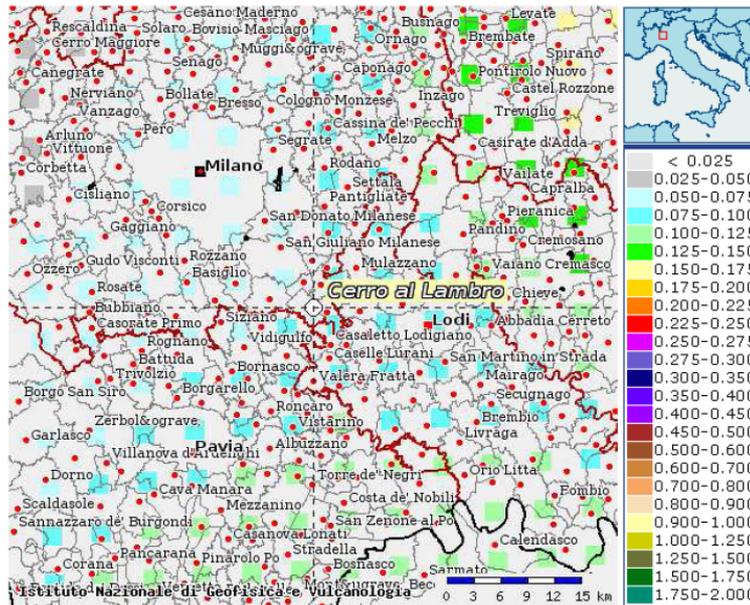
Figura 2: Comune di Melegnano (Milano) - Disaggregazione del terremoto di progetto.

Tabella 14-2: Comune di Melegnano (Milano) - Disaggregazione del terremoto di progetto.

Distanza in km	Disaggregazione del valore di a(g) con probabilita' di eccedenza del 5% in 50 anni (Coordinate del punto lat: 45.3619, lon: 9.2955, ID: 12706)										
	Magnitudo										
	3.5-4.0	4.0-4.5	4.5-5.0	5.0-5.5	5.5-6.0	6.0-6.5	6.5-7.0	7.0-7.5	7.5-8.0	8.0-8.5	8.5-9.0
0-10	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
10-20	0.000	3.750	6.310	2.990	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
20-30	0.000	4.320	8.610	5.090	0.415	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
30-40	0.000	5.820	12.700	8.160	2.080	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
40-50	0.000	2.610	7.540	6.070	2.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
50-60	0.000	0.568	3.280	3.620	1.430	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
60-70	0.000	0.007	0.931	1.820	0.903	0.074	0.012	0.000	0.000	0.000	0.000
70-80	0.000	0.000	0.174	1.120	1.010	0.322	0.053	0.000	0.000	0.000	0.000
80-90	0.000	0.000	0.012	0.524	0.830	0.460	0.083	0.000	0.000	0.000	0.000
90-100	0.000	0.000	0.000	0.180	0.605	0.571	0.113	0.000	0.000	0.000	0.000
100-110	0.000	0.000	0.000	0.050	0.390	0.494	0.105	0.000	0.000	0.000	0.000
110-120	0.000	0.000	0.000	0.009	0.216	0.361	0.081	0.000	0.000	0.000	0.000
120-130	0.000	0.000	0.000	0.000	0.128	0.256	0.059	0.000	0.000	0.000	0.000
130-140	0.000	0.000	0.000	0.000	0.070	0.183	0.042	0.000	0.000	0.000	0.000
140-150	0.000	0.000	0.000	0.000	0.028	0.117	0.030	0.000	0.000	0.000	0.000
150-160	0.000	0.000	0.000	0.000	0.009	0.074	0.020	0.000	0.000	0.000	0.000
160-170	0.000	0.000	0.000	0.000	0.002	0.056	0.012	0.000	0.000	0.000	0.000
170-180	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.040	0.007	0.000	0.000	0.000	0.000
180-190	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.029	0.004	0.000	0.000	0.000	0.000
190-200	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.019	0.003	0.000	0.000	0.000	0.000

Valori medi		
Magnitudo	Distanza	Epsilon
4.980	40.800	1.720

Mappe interattive di pericolosità sismica  



Strumenti

- Ritorna alla mappa iniziale
- Ridisegna mappa
- Zoom In
- Zoom Out
- Ricentra sul punto
- Grafico sul punto griglia
- Grafico di disaggregazione

Navigazione

Scala: (Valori consentiti: 50.000 - 7.909.000)
Scala:

Coordinate del centro della mappa

Latitudine:
Longitudine:

Ricerca Comune

Il nome contiene:

Comune evidenziato
Cerro al Lambro

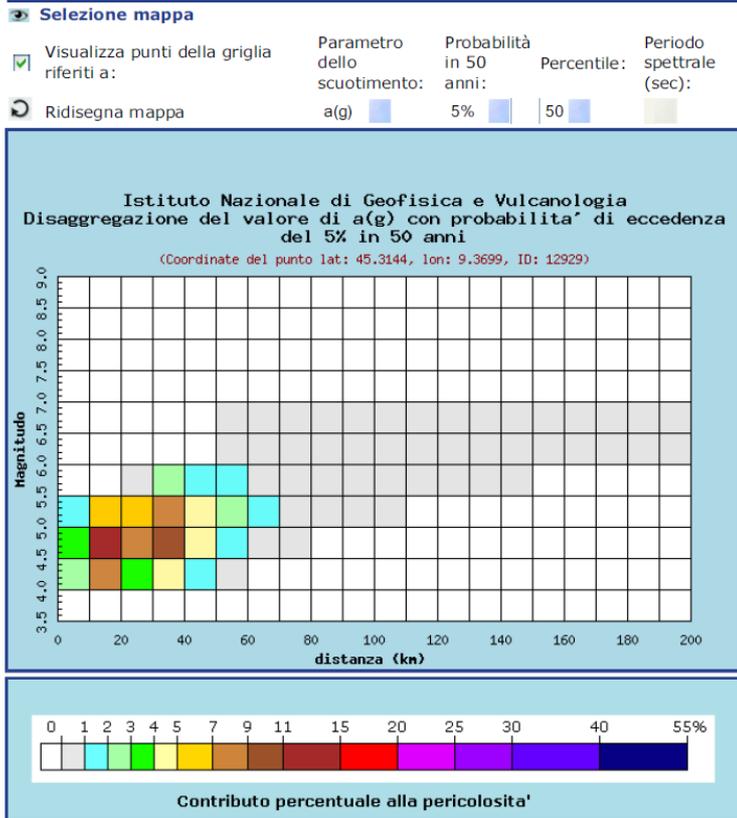


Figura 3: Comune di Cerro al Lambro (Milano) - Disaggregazione del terremoto di progetto.

Tabella 14-3: Comune di Cerro al Lambro (Milano) - Disaggregazione del terremoto di progetto.

Distanza in km	Disaggregazione del valore di a(g) con probabilita' di eccedenza del 5% in 50 anni (Coordinate del punto lat: 45.3144, lon: 9.3699, ID: 12929)										
	Magnitudo										
	3.5-4.0	4.0-4.5	4.5-5.0	5.0-5.5	5.5-6.0	6.0-6.5	6.5-7.0	7.0-7.5	7.5-8.0	8.0-8.5	8.5-9.0
0-10	0.000	2.590	3.600	1.300	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
10-20	0.000	7.360	12.500	6.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
20-30	0.000	3.780	8.130	5.250	0.457	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
30-40	0.000	4.280	10.300	7.350	2.080	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
40-50	0.000	1.200	4.700	4.470	1.610	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
50-60	0.000	0.060	1.510	2.350	1.050	0.011	0.002	0.000	0.000	0.000	0.000
60-70	0.000	0.000	0.279	1.300	0.999	0.210	0.035	0.000	0.000	0.000	0.000
70-80	0.000	0.000	0.017	0.550	0.784	0.340	0.061	0.000	0.000	0.000	0.000
80-90	0.000	0.000	0.000	0.162	0.534	0.455	0.091	0.000	0.000	0.000	0.000
90-100	0.000	0.000	0.000	0.036	0.308	0.426	0.092	0.000	0.000	0.000	0.000
100-110	0.000	0.000	0.000	0.004	0.153	0.306	0.071	0.000	0.000	0.000	0.000
110-120	0.000	0.000	0.000	0.000	0.080	0.214	0.053	0.000	0.000	0.000	0.000
120-130	0.000	0.000	0.000	0.000	0.038	0.137	0.037	0.000	0.000	0.000	0.000
130-140	0.000	0.000	0.000	0.000	0.012	0.082	0.025	0.000	0.000	0.000	0.000
140-150	0.000	0.000	0.000	0.000	0.002	0.047	0.016	0.000	0.000	0.000	0.000
150-160	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.026	0.010	0.000	0.000	0.000	0.000
160-170	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.016	0.005	0.000	0.000	0.000	0.000
170-180	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.009	0.003	0.000	0.000	0.000	0.000
180-190	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.004	0.002	0.000	0.000	0.000	0.000
190-200	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000

Valori medi		
Magnitudo	Distanza	Epsilon
4.940	31.800	1.530

Mappe interattive di pericolosità sismica

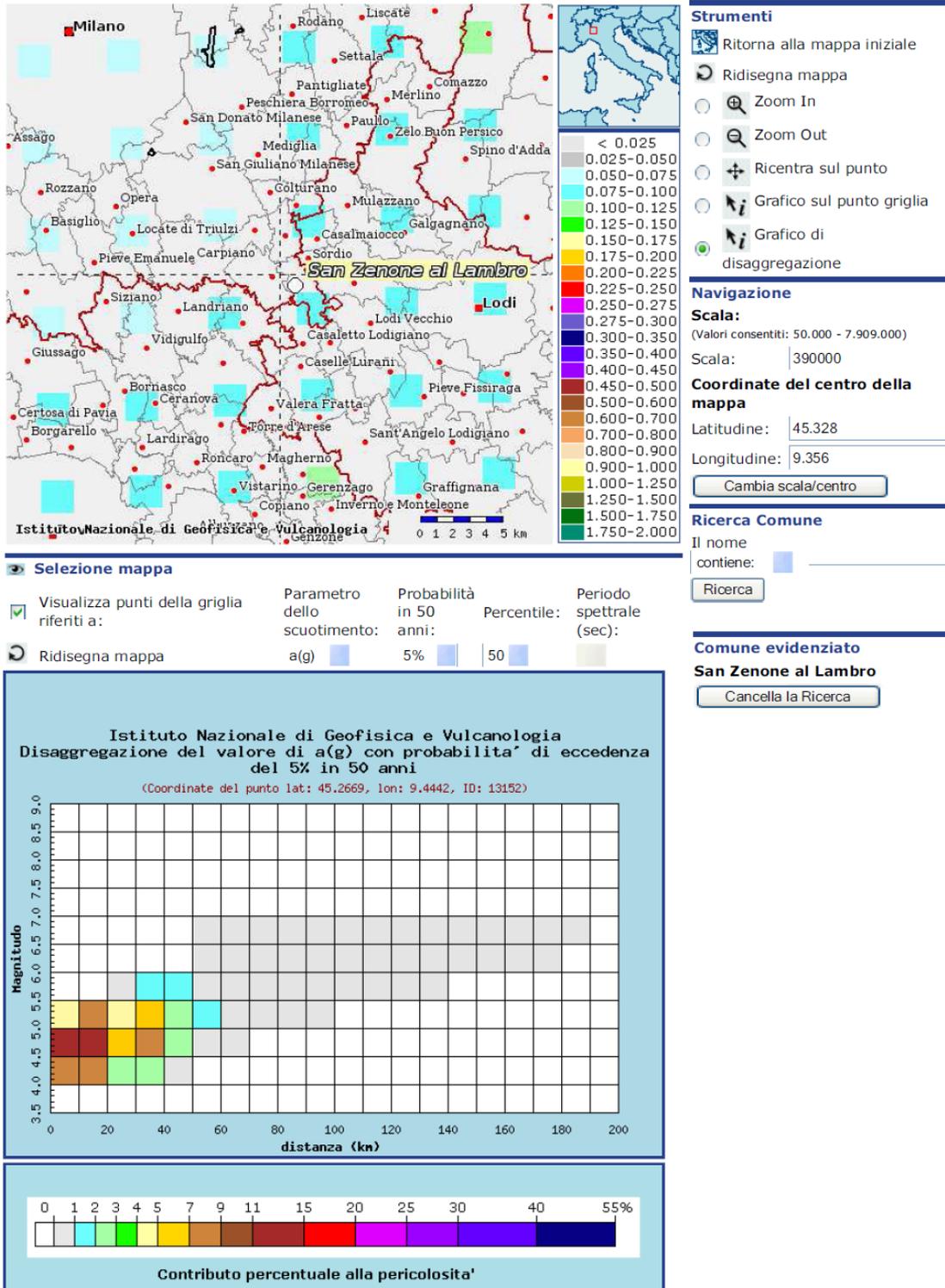


Figura 1: Comune di San Zenone (Milano) - Disaggregazione del terremoto di progetto.

Tabella 14-4: Comune di San Zenone (Milano) - Disaggregazione del terremoto di progetto.

Distanza in km	Disaggregazione del valore di a(g) con probabilita' di eccedenza del 5% in 50 anni (Coordinate del punto lat: 45.6116, lon: 9.2778, ID: 11596)										
	Magnitudo										
	3.5-4.0	4.0-4.5	4.5-5.0	5.0-5.5	5.5-6.0	6.0-6.5	6.5-7.0	7.0-7.5	7.5-8.0	8.0-8.5	8.5-9.0
0-10	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
10-20	0.000	0.123	0.177	0.066	0.017	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
20-30	0.000	9.630	15.600	6.910	2.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
30-40	0.000	6.830	13.200	7.280	2.520	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
40-50	0.000	2.790	6.770	4.730	1.800	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
50-60	0.000	0.793	3.040	2.790	1.160	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
60-70	0.000	0.058	1.090	1.500	0.693	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
70-80	0.000	0.000	0.282	0.857	0.580	0.172	0.028	0.000	0.000	0.000	0.000
80-90	0.000	0.000	0.050	0.571	0.703	0.389	0.066	0.000	0.000	0.000	0.000
90-100	0.000	0.000	0.001	0.305	0.651	0.397	0.071	0.000	0.000	0.000	0.000
100-110	0.000	0.000	0.000	0.115	0.507	0.353	0.066	0.000	0.000	0.000	0.000
110-120	0.000	0.000	0.000	0.029	0.412	0.344	0.063	0.000	0.000	0.000	0.000
120-130	0.000	0.000	0.000	0.004	0.233	0.287	0.056	0.000	0.000	0.000	0.000
130-140	0.000	0.000	0.000	0.000	0.101	0.196	0.043	0.000	0.000	0.000	0.000
140-150	0.000	0.000	0.000	0.000	0.050	0.131	0.031	0.000	0.000	0.000	0.000
150-160	0.000	0.000	0.000	0.000	0.020	0.081	0.021	0.000	0.000	0.000	0.000
160-170	0.000	0.000	0.000	0.000	0.006	0.044	0.014	0.000	0.000	0.000	0.000
170-180	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.025	0.009	0.000	0.000	0.000	0.000
180-190	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.022	0.006	0.000	0.000	0.000	0.000
190-200	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.018	0.004	0.000	0.000	0.000	0.000

Valori medi		
Magnitudo	Distanza	Epsilon
4.940	40.900	1.570

Mappe interattive di pericolosità sismica  

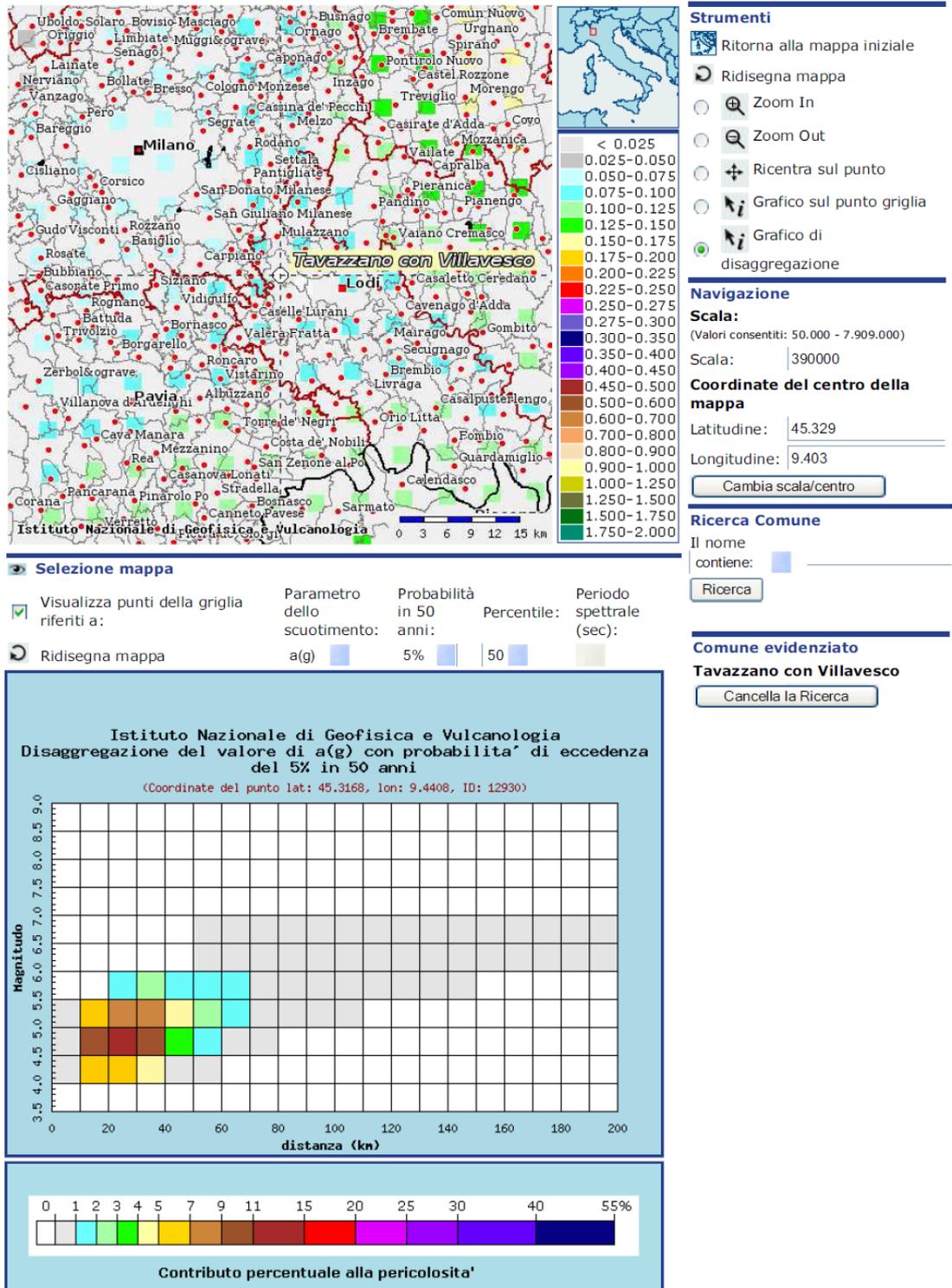


Figura 5: Comune di Tavazzano con Villavesco (Lodi) - Disaggregazione del terremoto di progetto.

Tabella 14-5: Comune di Tavazzano con Villavesco (Lodi) - Disaggregazione del terremoto di progetto.

Distanza in km	Disaggregazione del valore di a(g) con probabilita' di eccedenza del 5% in 50 anni (Coordinate del punto lat: 45.3168, lon: 9.4408, ID: 12930)										
	Magnitudo										
	3.5-4.0	4.0-4.5	4.5-5.0	5.0-5.5	5.5-6.0	6.0-6.5	6.5-7.0	7.0-7.5	7.5-8.0	8.0-8.5	8.5-9.0
0-10	0.000	0.188	0.277	0.108	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
10-20	0.000	6.270	10.900	5.410	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
20-30	0.000	6.580	13.500	8.180	1.590	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
30-40	0.000	4.270	10.700	7.790	2.430	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
40-50	0.000	0.847	3.950	4.040	1.550	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
50-60	0.000	0.013	1.110	2.120	1.130	0.121	0.019	0.000	0.000	0.000	0.000
60-70	0.000	0.000	0.148	1.070	1.010	0.322	0.054	0.000	0.000	0.000	0.000
70-80	0.000	0.000	0.003	0.381	0.696	0.378	0.069	0.000	0.000	0.000	0.000
80-90	0.000	0.000	0.000	0.095	0.436	0.439	0.090	0.000	0.000	0.000	0.000
90-100	0.000	0.000	0.000	0.016	0.230	0.380	0.085	0.000	0.000	0.000	0.000
100-110	0.000	0.000	0.000	0.000	0.107	0.259	0.063	0.000	0.000	0.000	0.000
110-120	0.000	0.000	0.000	0.000	0.056	0.172	0.044	0.000	0.000	0.000	0.000
120-130	0.000	0.000	0.000	0.000	0.020	0.103	0.029	0.000	0.000	0.000	0.000
130-140	0.000	0.000	0.000	0.000	0.004	0.058	0.019	0.000	0.000	0.000	0.000
140-150	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.030	0.012	0.000	0.000	0.000	0.000
150-160	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.013	0.006	0.000	0.000	0.000	0.000
160-170	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.008	0.003	0.000	0.000	0.000	0.000
170-180	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.004	0.002	0.000	0.000	0.000	0.000
180-190	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000
190-200	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000

Valori medi		
Magnitudo	Distanza	Epsilon
4.950	32.400	1.650

Mappe interattive di pericolosità sismica

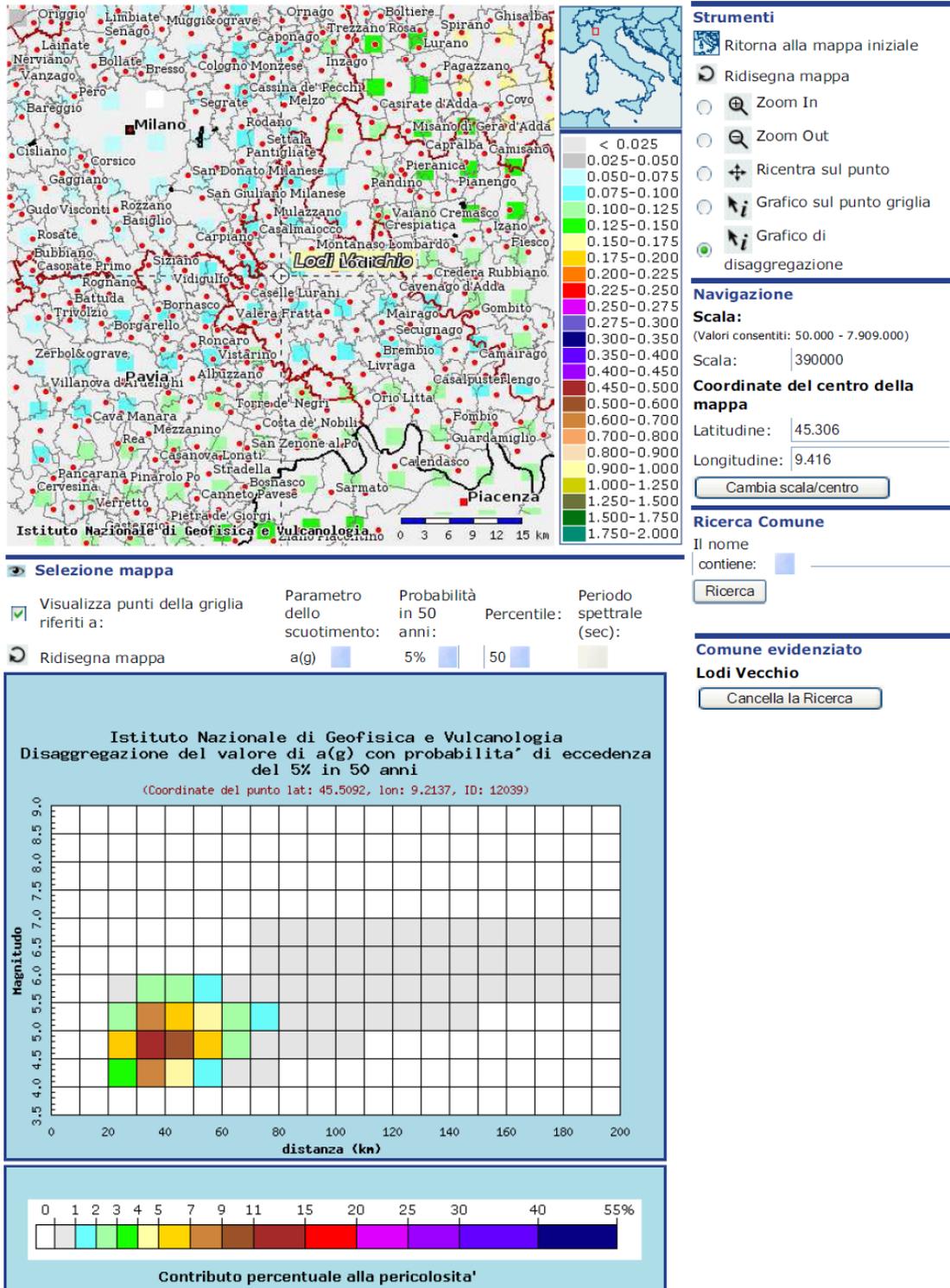


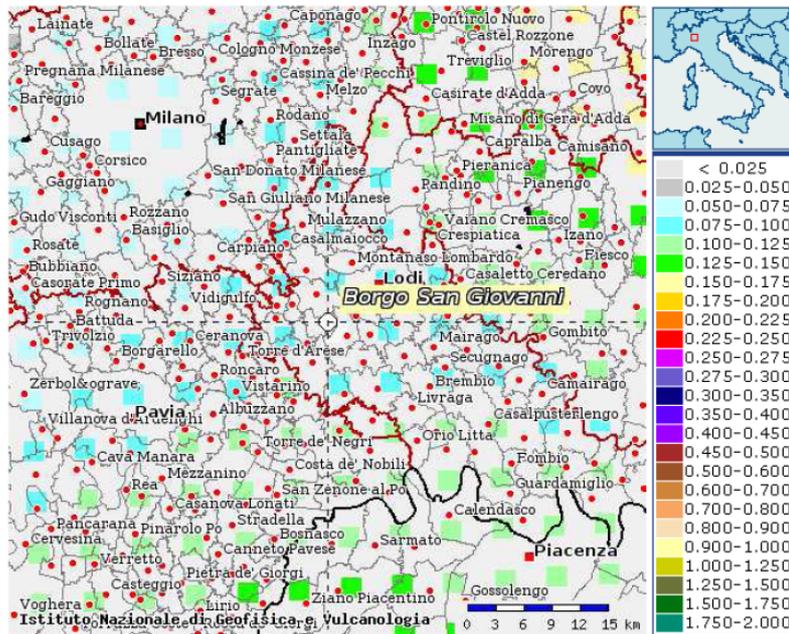
Figura 2: Comune di Lodi Vecchio (Lodi) - Disaggregazione del terremoto di progetto.

Tabella 14-6: Comune di Lodi Vecchio (Lodi) - Disaggregazione del terremoto di progetto.

Distanza in km	Disaggregazione del valore di a(g) con probabilita' di eccedenza del 5% in 50 anni (Coordinate del punto lat: 45.5092, lon: 9.2137, ID: 12039)										
	Magnitudo										
	3.5-4.0	4.0-4.5	4.5-5.0	5.0-5.5	5.5-6.0	6.0-6.5	6.5-7.0	7.0-7.5	7.5-8.0	8.0-8.5	8.5-9.0
0-10	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
10-20	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
20-30	0.000	3.130	5.050	2.210	0.621	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
30-40	0.000	7.380	13.800	7.360	2.070	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
40-50	0.000	4.660	10.400	6.840	2.190	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
50-60	0.000	1.880	5.570	4.520	1.620	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
60-70	0.000	0.423	2.340	2.530	0.999	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
70-80	0.000	0.014	0.822	1.430	0.717	0.129	0.020	0.000	0.000	0.000	0.000
80-90	0.000	0.000	0.231	0.956	0.794	0.402	0.065	0.000	0.000	0.000	0.000
90-100	0.000	0.000	0.045	0.706	0.930	0.457	0.078	0.000	0.000	0.000	0.000
100-110	0.000	0.000	0.002	0.367	0.828	0.529	0.098	0.000	0.000	0.000	0.000
110-120	0.000	0.000	0.000	0.150	0.736	0.588	0.110	0.000	0.000	0.000	0.000
120-130	0.000	0.000	0.000	0.044	0.586	0.489	0.088	0.000	0.000	0.000	0.000
130-140	0.000	0.000	0.000	0.010	0.334	0.348	0.065	0.000	0.000	0.000	0.000
140-150	0.000	0.000	0.000	0.001	0.185	0.245	0.048	0.000	0.000	0.000	0.000
150-160	0.000	0.000	0.000	0.000	0.086	0.167	0.036	0.000	0.000	0.000	0.000
160-170	0.000	0.000	0.000	0.000	0.037	0.107	0.025	0.000	0.000	0.000	0.000
170-180	0.000	0.000	0.000	0.000	0.020	0.094	0.016	0.000	0.000	0.000	0.000
180-190	0.000	0.000	0.000	0.000	0.010	0.088	0.012	0.000	0.000	0.000	0.000
190-200	0.000	0.000	0.000	0.000	0.003	0.084	0.009	0.000	0.000	0.000	0.000

Valori medi		
Magnitudo	Distanza	Epsilon
5.000	50.800	1.720

Mappe interattive di pericolosità sismica  



Strumenti

- Ritorna alla mappa iniziale
- Ridisegna mappa
- Zoom In
- Zoom Out
- Ricentra sul punto
- Grafico sul punto griglia
- Grafico di disaggregazione

Navigazione

Scala:
(Valori consentiti: 50.000 - 7.909.000)
Scala:

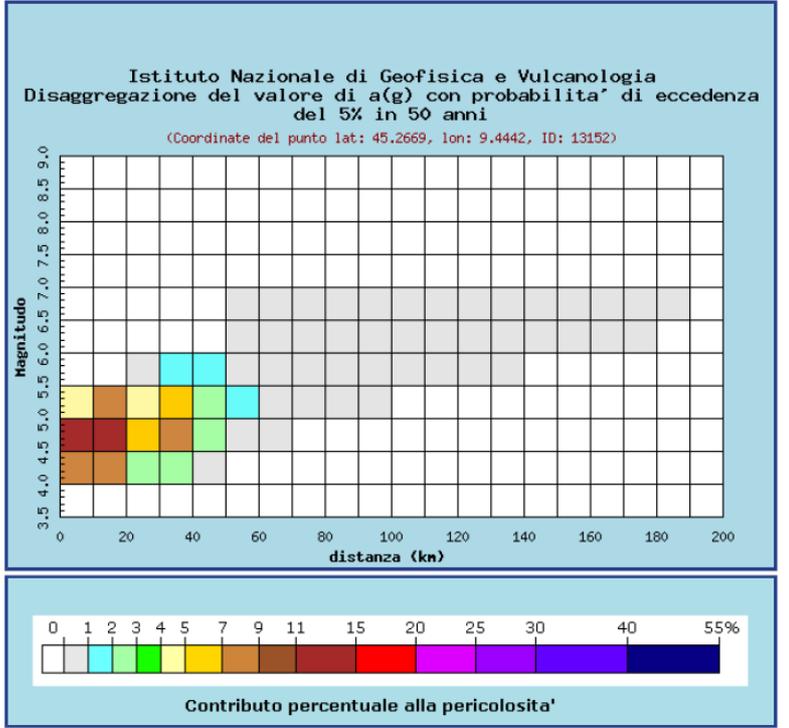
Coordinate del centro della mappa

Latitudine:
Longitudine:

Selezione mappa

Visualizza punti della griglia riferiti a: Parametro dello scuotimento: Probabilità in 50 anni: Percentile: Periodo spettrale (sec):

Ridisegna mappa



Ricerca Comune

Il nome contiene:

Comune evidenziato
Borgo San Giovanni

Figura 3: Comune di Borgo San Giovanni (Lodi) - Disaggregazione del terremoto di progetto.

Tabella 14-7: Comune di Borgo San Giovanni (Lodi) - Disaggregazione del terremoto di progetto.

Distanza in km	Disaggregazione del valore di a(g) con probabilita' di eccedenza del 5% in 50 anni (Coordinate del punto lat: 45.2669, lon: 9.4442, ID: 13152)										
	Magnitudo										
	3.5-4.0	4.0-4.5	4.5-5.0	5.0-5.5	5.5-6.0	6.0-6.5	6.5-7.0	7.0-7.5	7.5-8.0	8.0-8.5	8.5-9.0
0-10	0.000	8.050	11.300	4.120	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
10-20	0.000	8.360	14.900	7.620	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
20-30	0.000	2.580	6.160	4.460	0.332	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
30-40	0.000	2.530	7.290	5.880	1.840	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
40-50	0.000	0.307	2.390	2.940	1.180	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
50-60	0.000	0.000	0.492	1.560	0.983	0.086	0.014	0.000	0.000	0.000	0.000
60-70	0.000	0.000	0.037	0.703	0.831	0.240	0.042	0.000	0.000	0.000	0.000
70-80	0.000	0.000	0.000	0.172	0.505	0.355	0.070	0.000	0.000	0.000	0.000
80-90	0.000	0.000	0.000	0.029	0.267	0.357	0.078	0.000	0.000	0.000	0.000
90-100	0.000	0.000	0.000	0.002	0.116	0.261	0.063	0.000	0.000	0.000	0.000
100-110	0.000	0.000	0.000	0.000	0.049	0.169	0.044	0.000	0.000	0.000	0.000
110-120	0.000	0.000	0.000	0.000	0.022	0.109	0.031	0.000	0.000	0.000	0.000
120-130	0.000	0.000	0.000	0.000	0.005	0.061	0.020	0.000	0.000	0.000	0.000
130-140	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.030	0.012	0.000	0.000	0.000	0.000
140-150	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.014	0.007	0.000	0.000	0.000	0.000
150-160	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.006	0.004	0.000	0.000	0.000	0.000
160-170	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.002	0.002	0.000	0.000	0.000	0.000
170-180	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000
180-190	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
190-200	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Valori medi		
Magnitudo	Distanza	Epsilon
4.890	24.000	1.300

Mappe interattive di pericolosità sismica

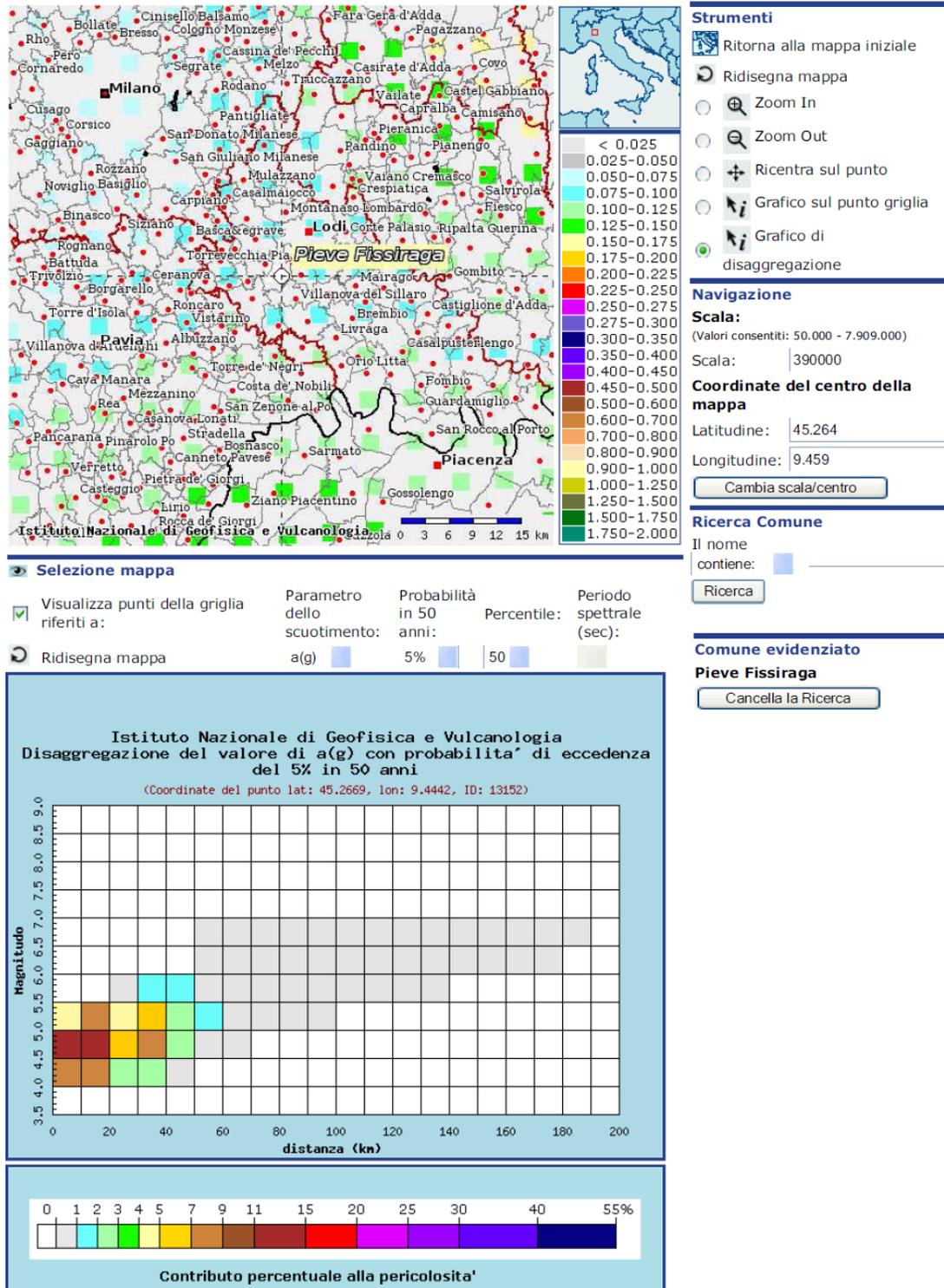


Figura 4: Comune di Pieve Fissiraga (Lodi) - Disaggregazione del terremoto di progetto.

Tabella 14-8: Comune di Pieve Fissiraga (Lodi) - Disaggregazione del terremoto di progetto.

Distanza in km	Disaggregazione del valore di a(g) con probabilita' di eccedenza del 5% in 50 anni (Coordinate del punto lat: 45.2669, lon: 9.4442, ID: 13152)										
	Magnitudo										
	3.5-4.0	4.0-4.5	4.5-5.0	5.0-5.5	5.5-6.0	6.0-6.5	6.5-7.0	7.0-7.5	7.5-8.0	8.0-8.5	8.5-9.0
0-10	0.000	8.050	11.300	4.120	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
10-20	0.000	8.360	14.900	7.620	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
20-30	0.000	2.580	6.160	4.460	0.332	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
30-40	0.000	2.530	7.290	5.880	1.840	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
40-50	0.000	0.307	2.390	2.940	1.180	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
50-60	0.000	0.000	0.492	1.560	0.983	0.086	0.014	0.000	0.000	0.000	0.000
60-70	0.000	0.000	0.037	0.703	0.831	0.240	0.042	0.000	0.000	0.000	0.000
70-80	0.000	0.000	0.000	0.172	0.505	0.355	0.070	0.000	0.000	0.000	0.000
80-90	0.000	0.000	0.000	0.029	0.267	0.357	0.078	0.000	0.000	0.000	0.000
90-100	0.000	0.000	0.000	0.002	0.116	0.261	0.063	0.000	0.000	0.000	0.000
100-110	0.000	0.000	0.000	0.000	0.049	0.169	0.044	0.000	0.000	0.000	0.000
110-120	0.000	0.000	0.000	0.000	0.022	0.109	0.031	0.000	0.000	0.000	0.000
120-130	0.000	0.000	0.000	0.000	0.005	0.061	0.020	0.000	0.000	0.000	0.000
130-140	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.030	0.012	0.000	0.000	0.000	0.000
140-150	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.014	0.007	0.000	0.000	0.000	0.000
150-160	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.006	0.004	0.000	0.000	0.000	0.000
160-170	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.002	0.002	0.000	0.000	0.000	0.000
170-180	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000
180-190	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
190-200	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Valori medi		
Magnitudo	Distanza	Epsilon
4.890	24.000	1.300

APPENDICE 10:

DEFINIZIONE DEGLI SPESSORI DI BONIFICA – Trattazione di Burmister.

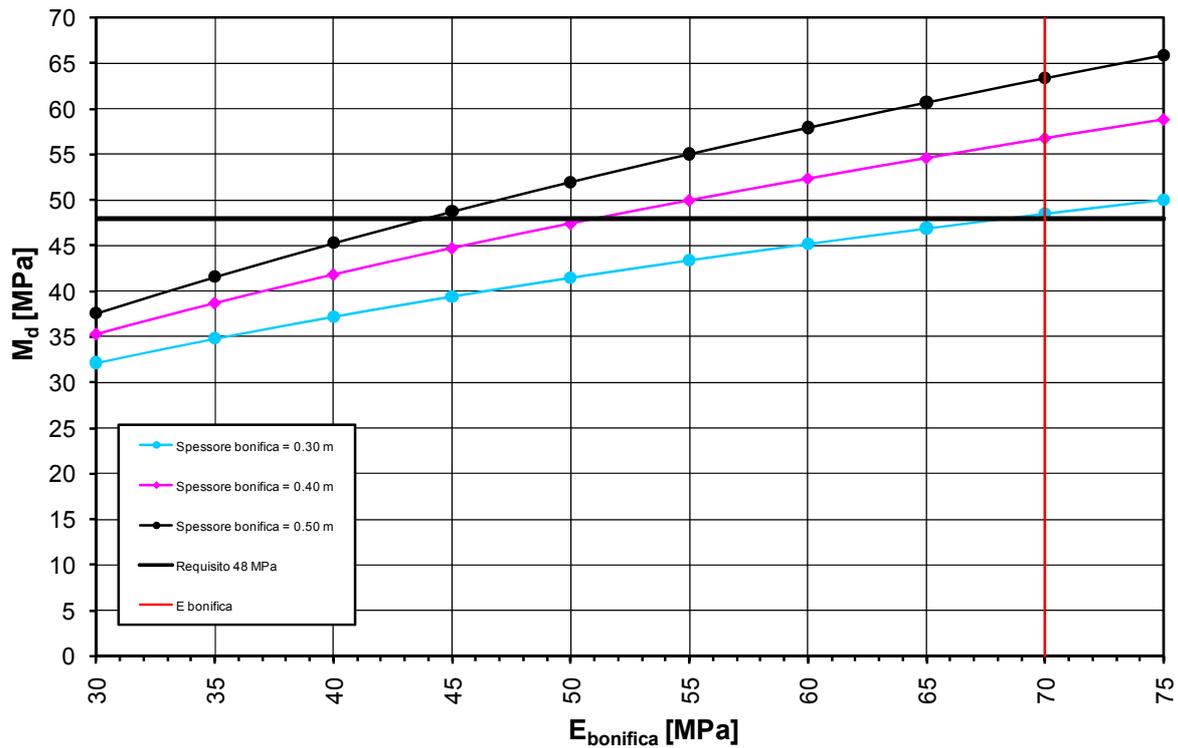


Grafico 1: Profilo Nord e Profilo Sud – Tratto 1 – Determinazione spessore di bonifica

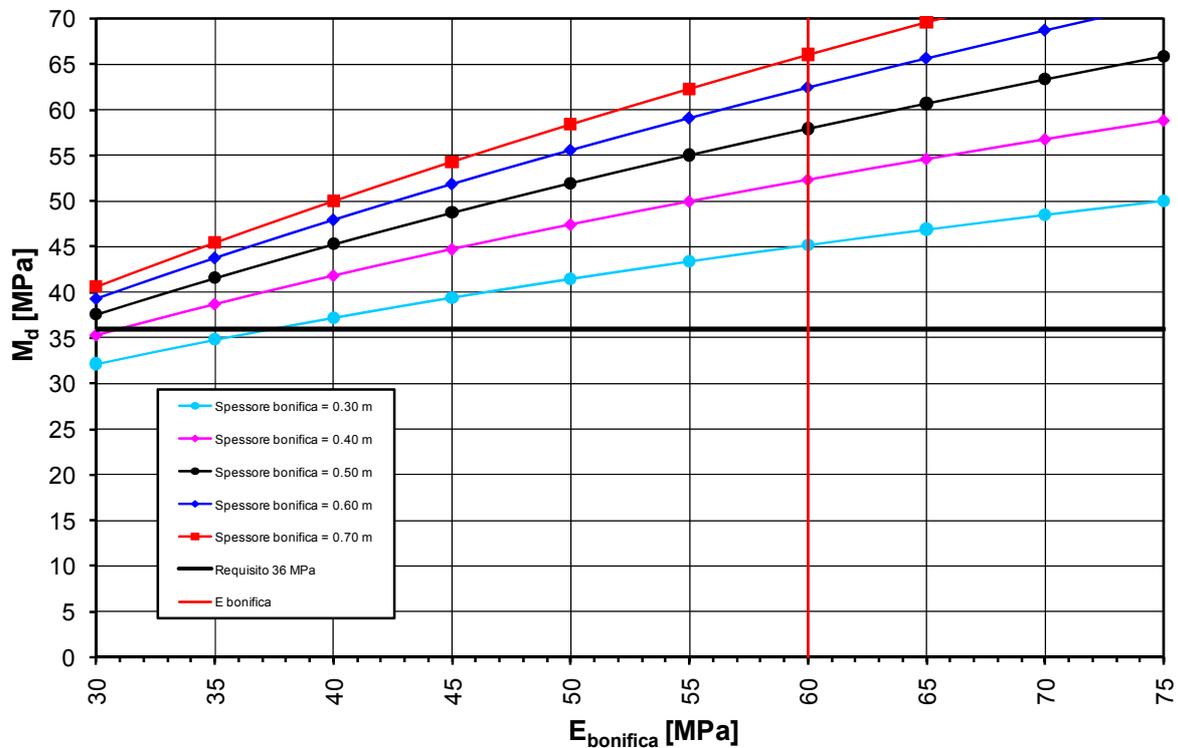


Grafico 2: Profilo Nord e Profilo Sud – Tratto 2 – Determinazione spessore di bonifica

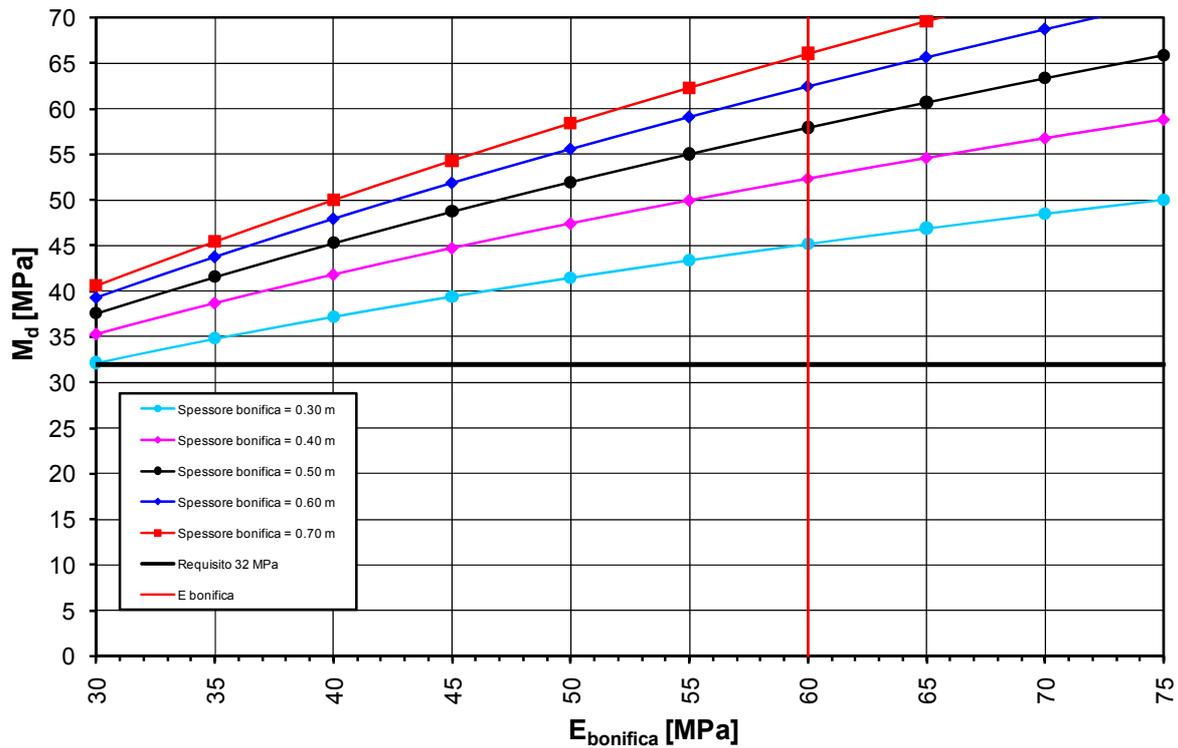


Grafico 3: Profilo Nord e Profilo Sud – Tratto 3 – Determinazione spessore di bonifica

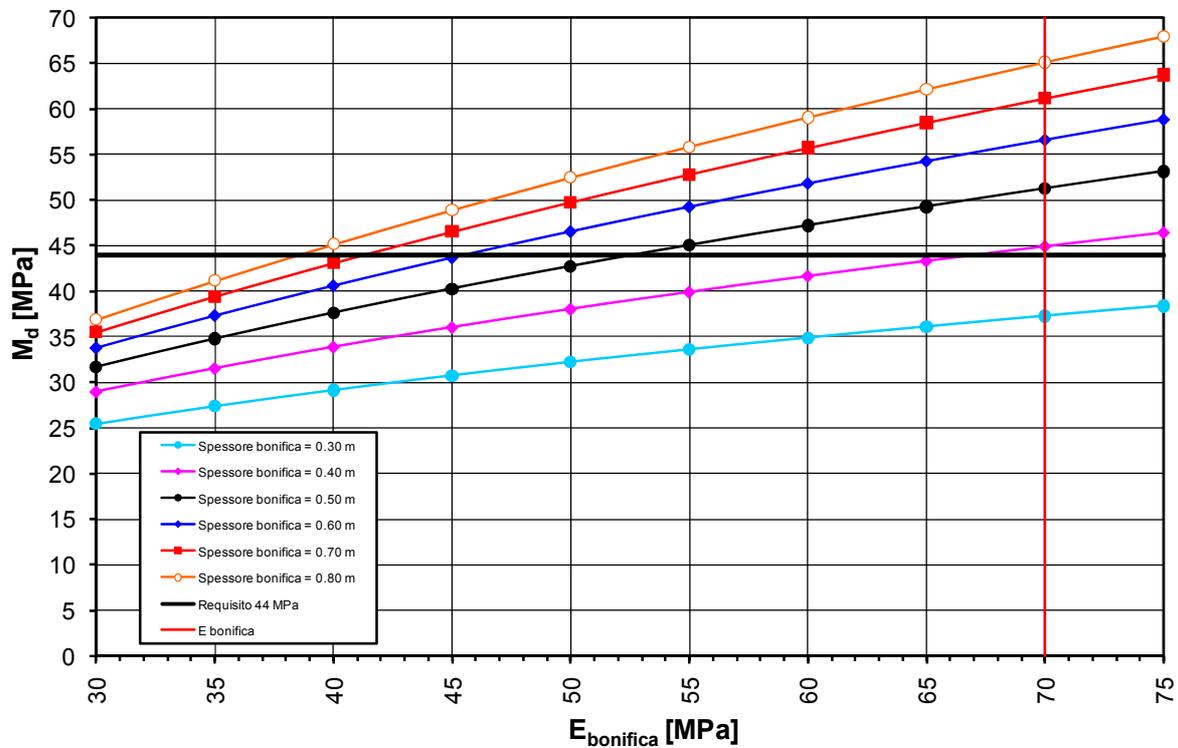


Grafico 4: Profilo Nord e Profilo Sud – Tratto 4 – Determinazione spessore di bonifica

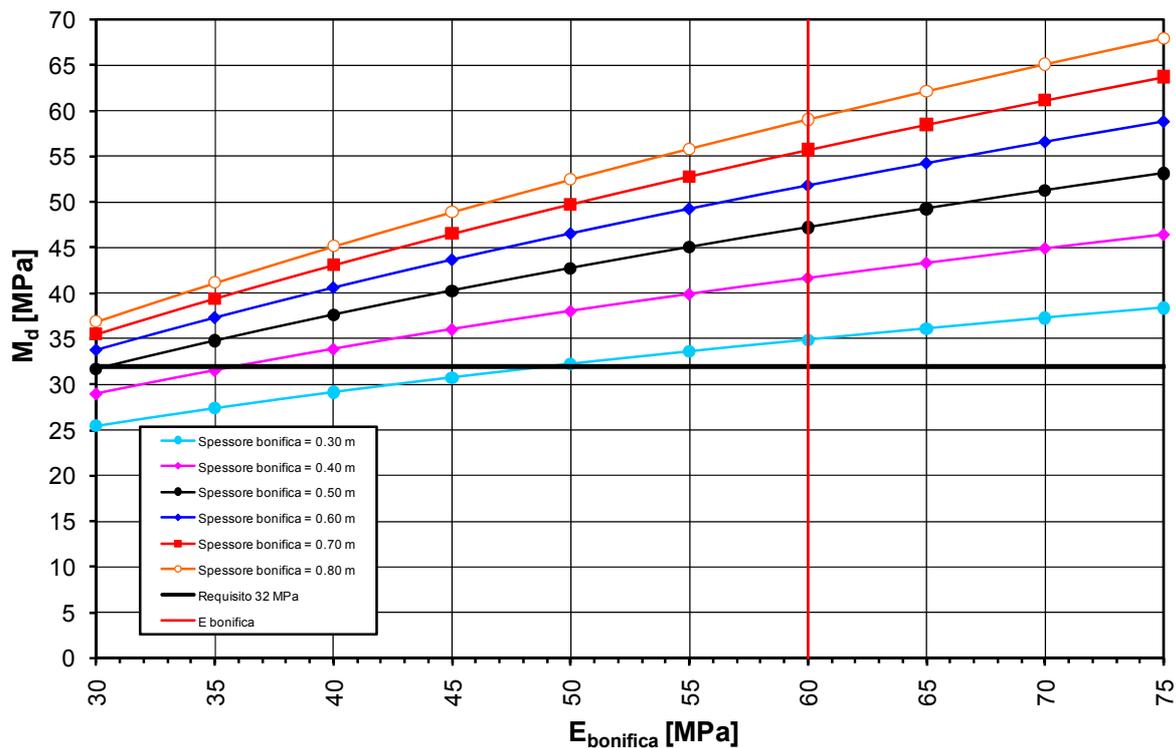


Grafico 5: Profilo Nord e Profilo Sud – Tratto 5 – Determinazione spessore di bonifica

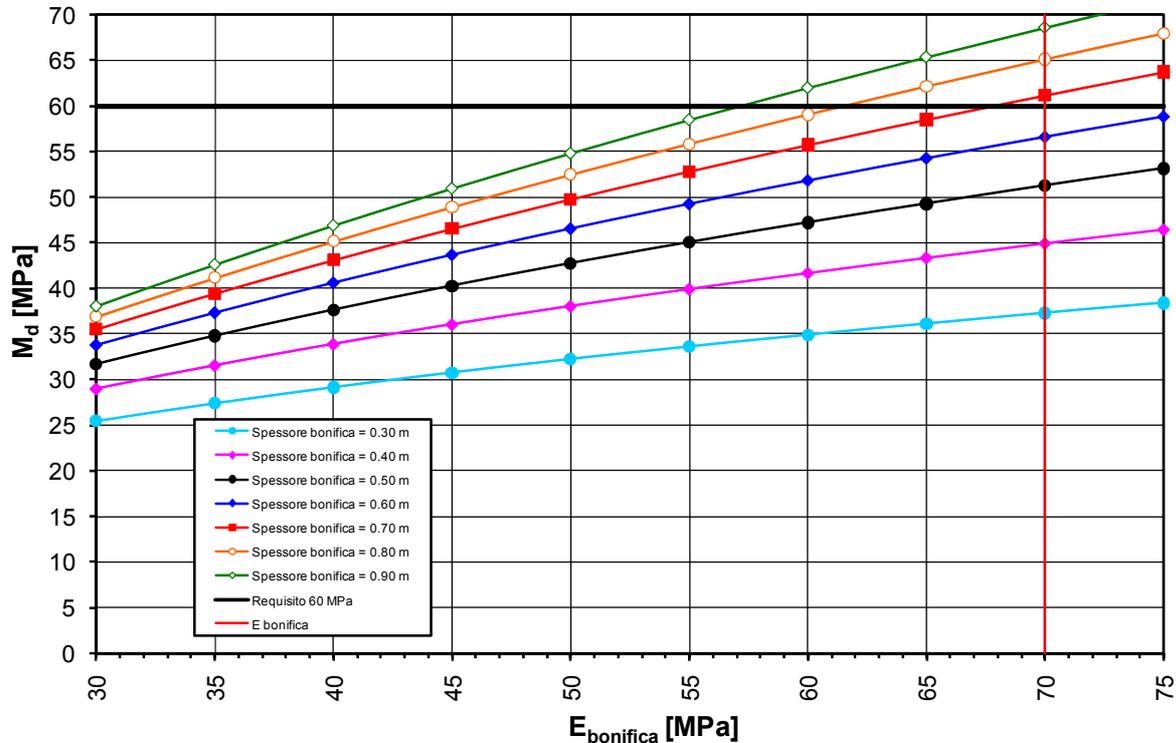


Grafico 6: Profilo Nord e Profilo Sud – Tratto 6 – Determinazione spessore di bonifica

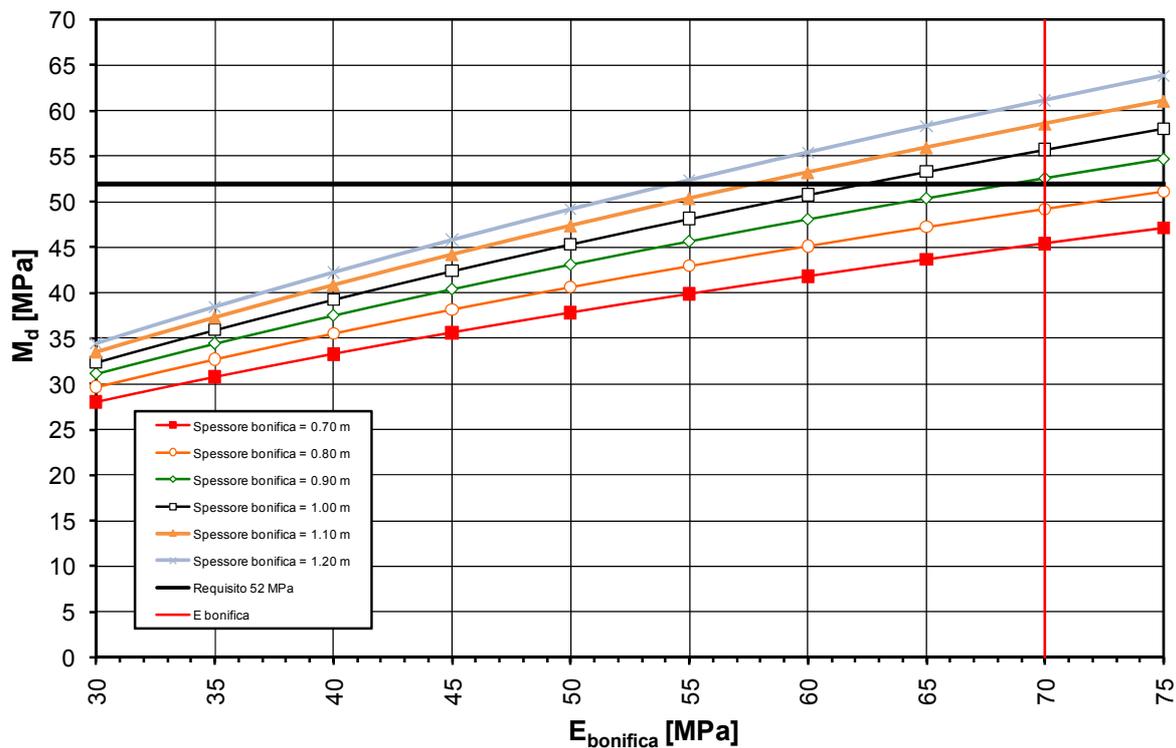


Grafico 7: Profilo Nord – Tratto 7 – Determinazione spessore di bonifica

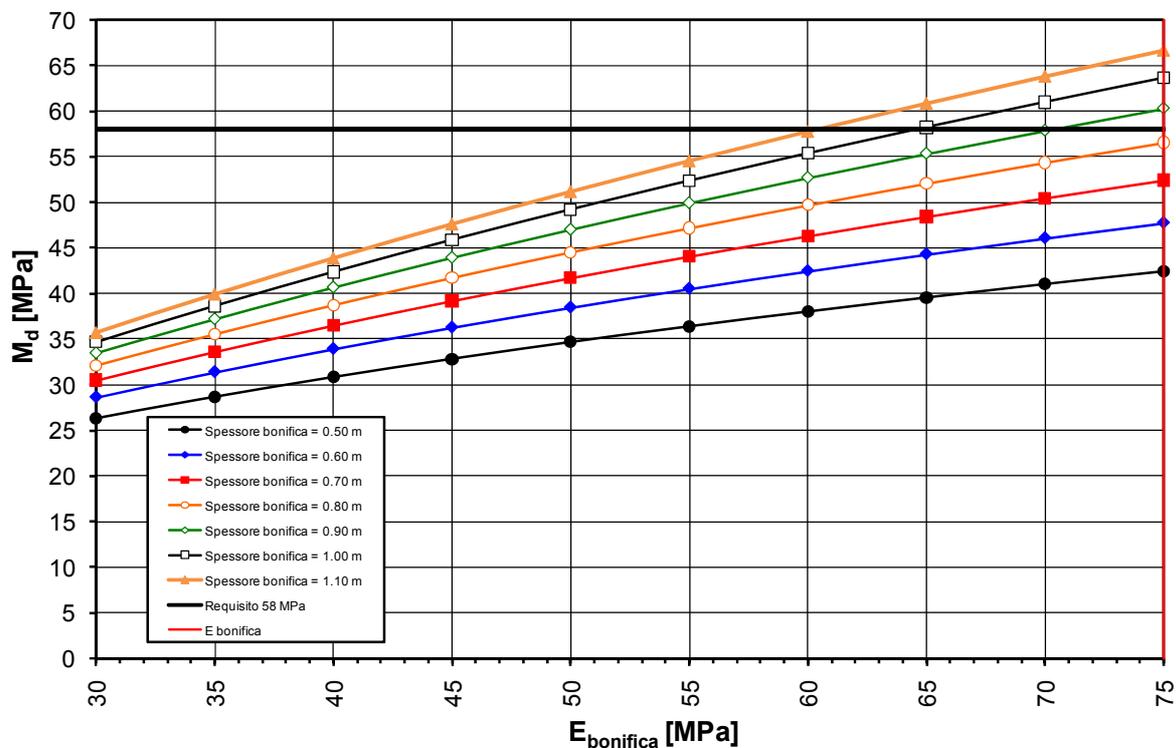


Grafico 8: Profilo Nord – Tratto 8 – Determinazione spessore di bonifica

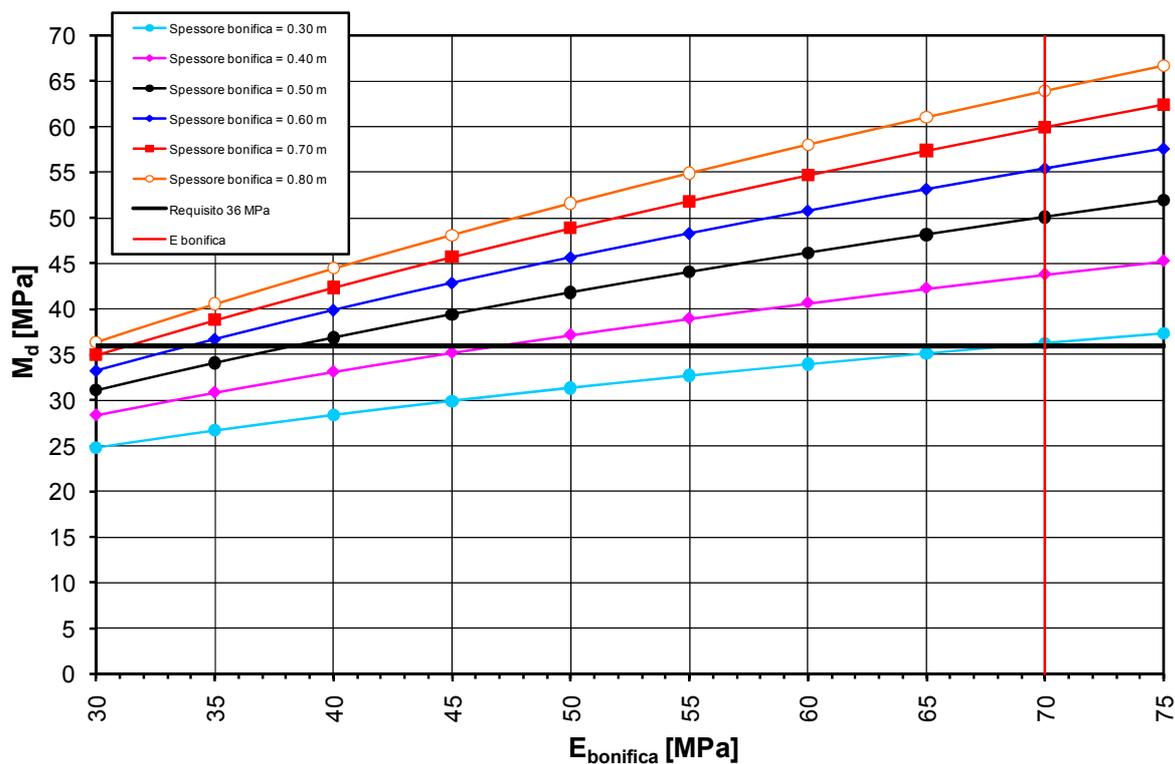


Grafico 9: Profilo Nord – Tratto 9 – Determinazione spessore di bonifica

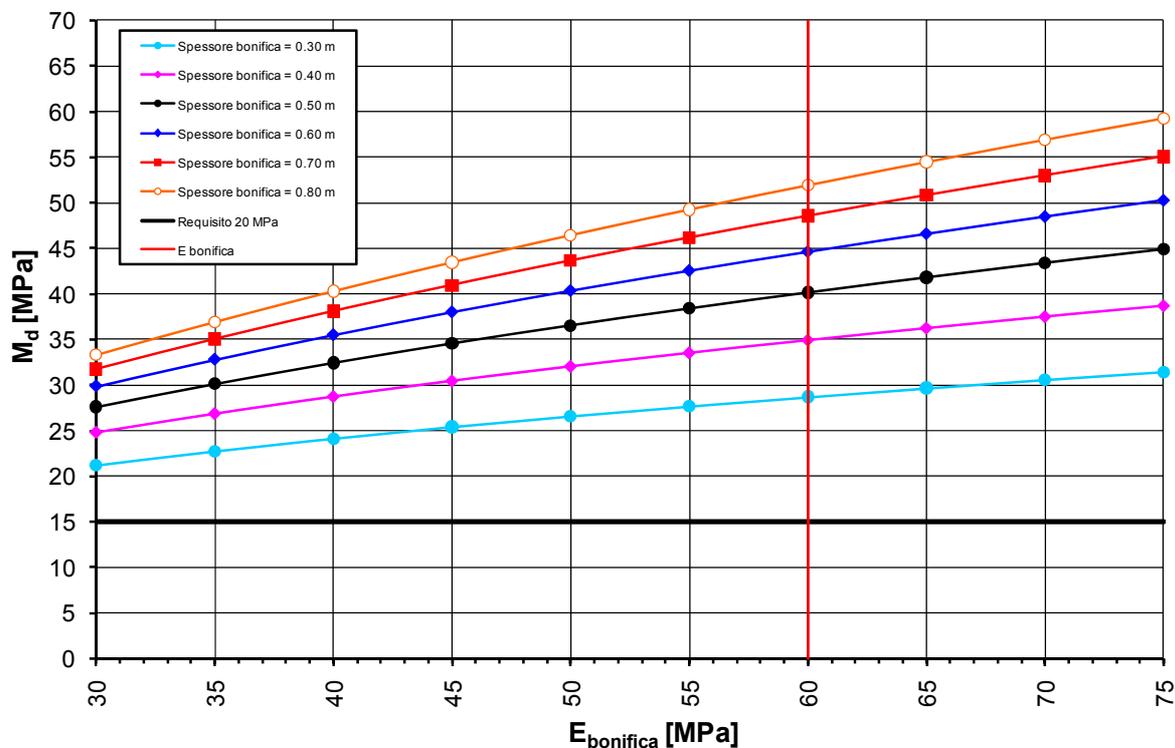


Grafico 10: Profilo Nord e Profilo Sud – Tratto 10 – Determinazione spessore di bonifica

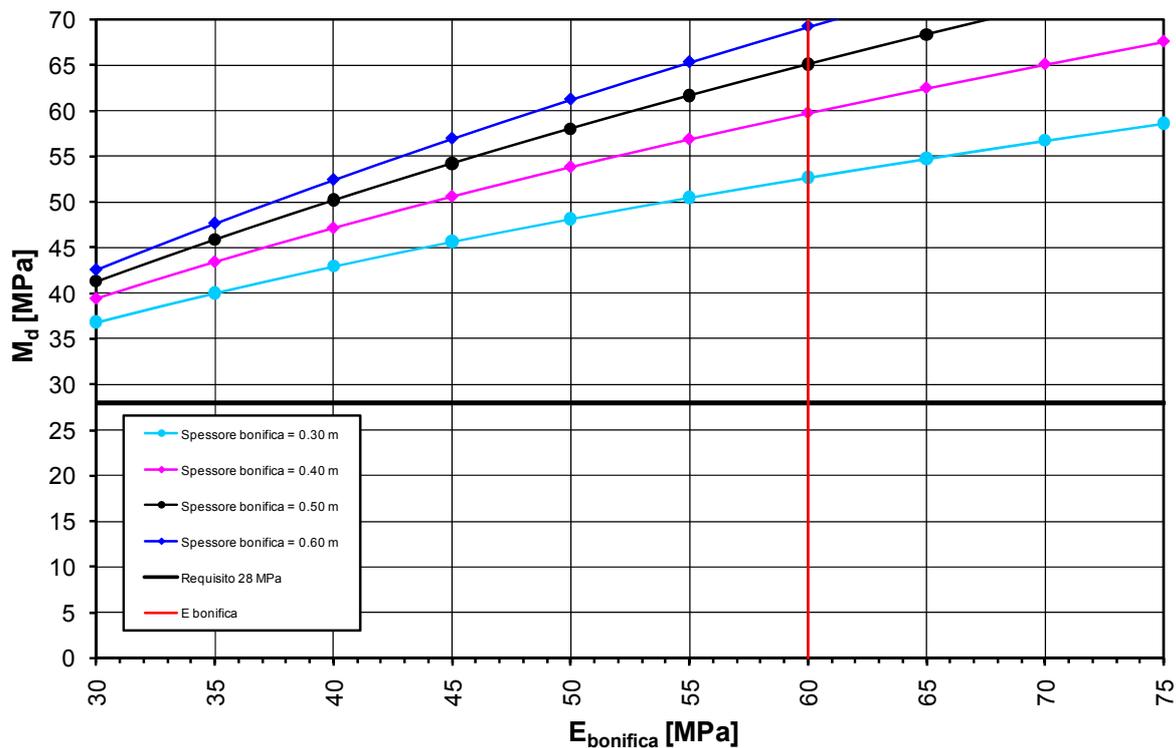


Grafico 11: Profilo Nord – Tratto 11 – Determinazione spessore di bonifica

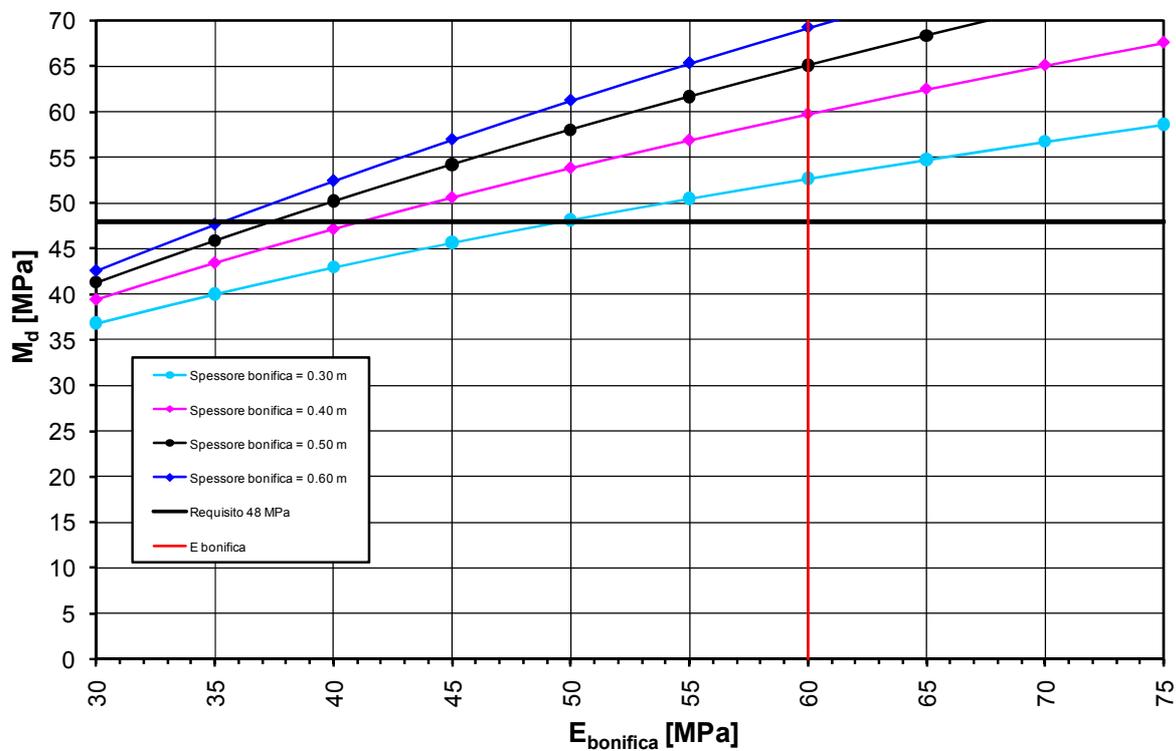


Grafico 12: Profilo Nord e Profilo Sud– Tratto 12 – Determinazione spessore di bonifica

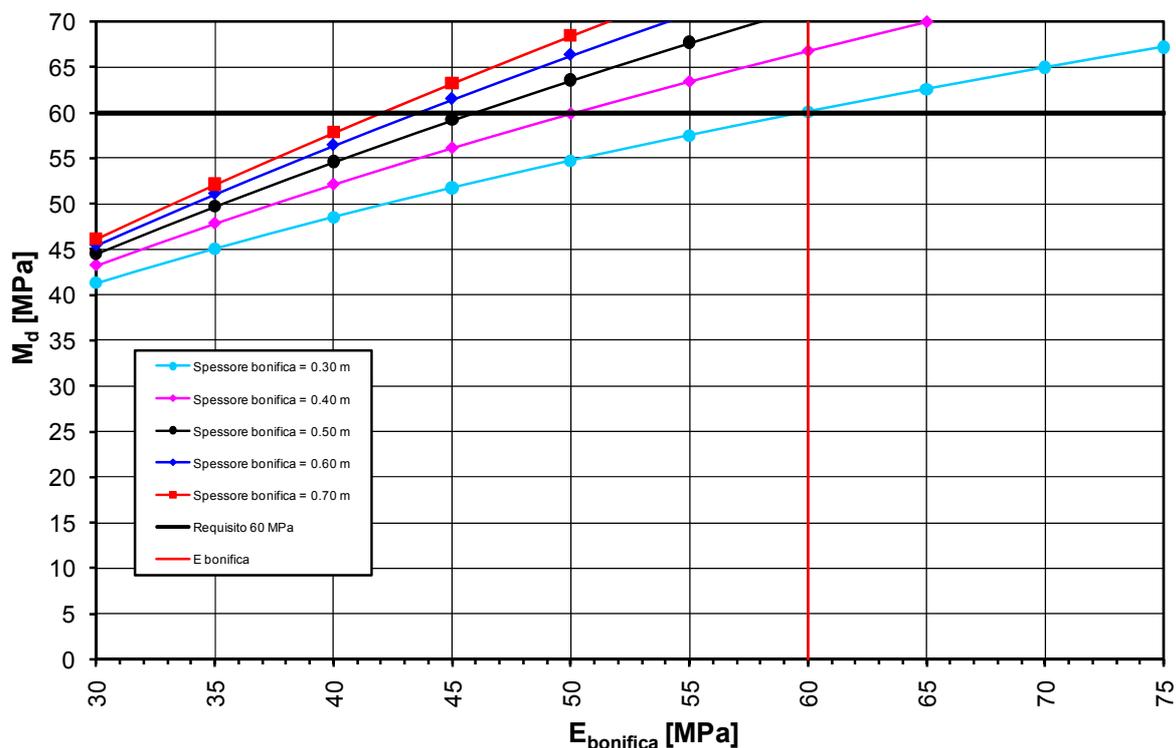


Grafico 13: Profilo Nord e Profilo Sud - Tratto 13 – Determinazione spessore di bonifica

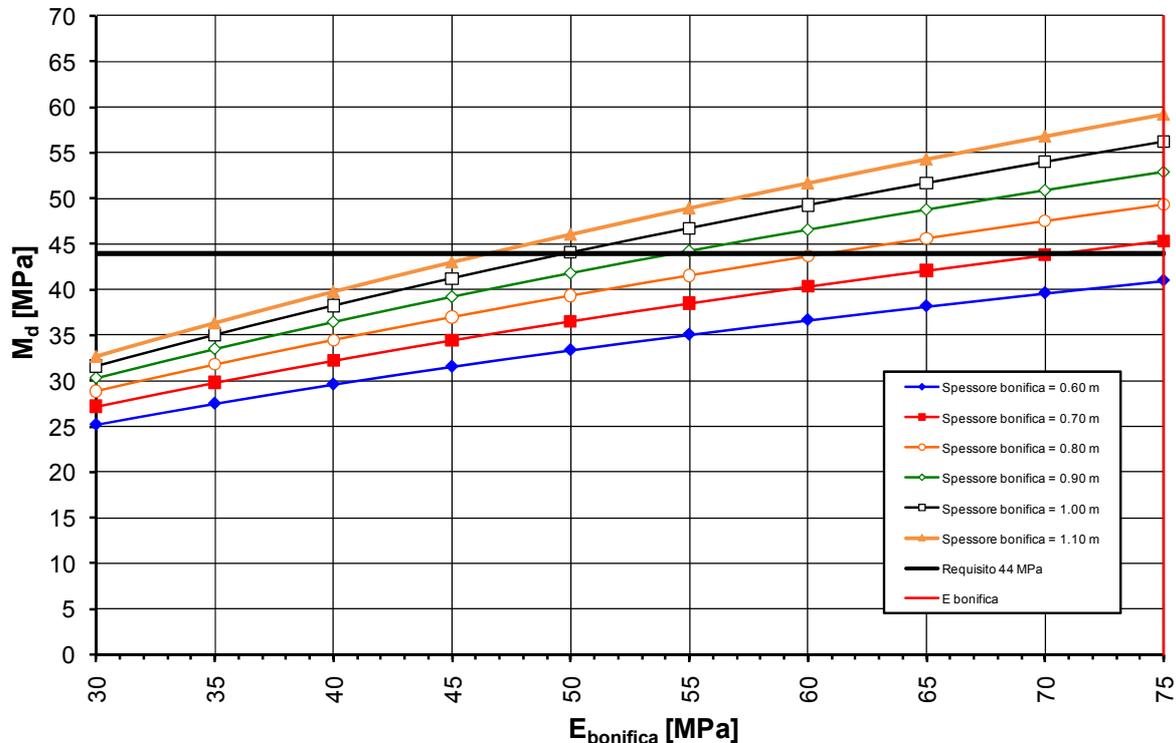


Grafico 14: Profilo Nord e Profilo Sud - Tratto 14 – Determinazione spessore di bonifica

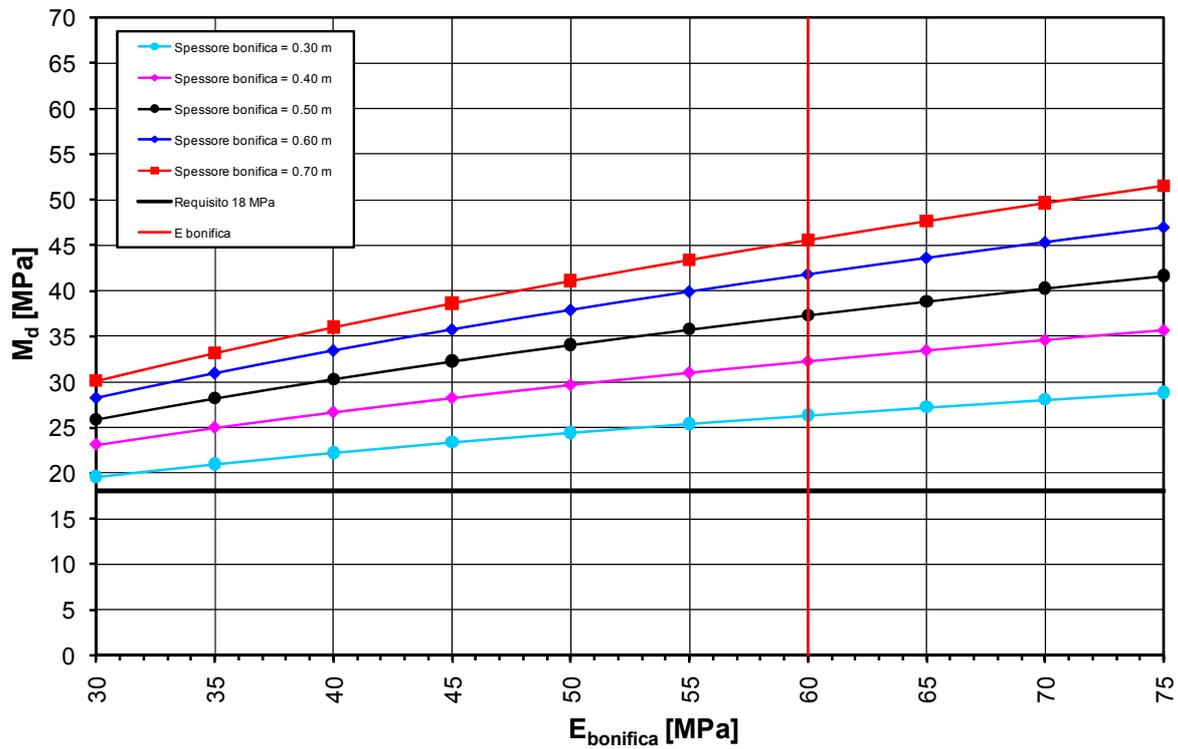


Grafico 15: Profilo Nord - Tratto 15 – Determinazione spessore di bonifica

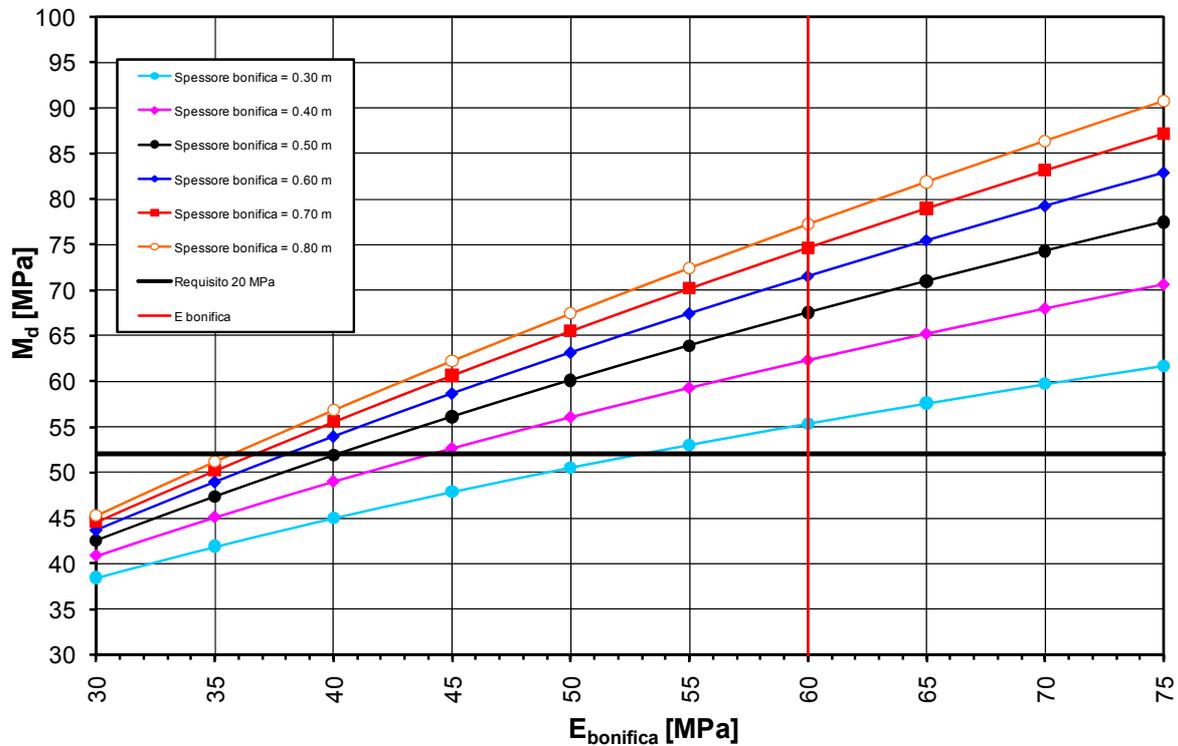


Grafico 16: Profilo Nord e Profilo Sud - Tratto 16 – Determinazione spessore di bonifica

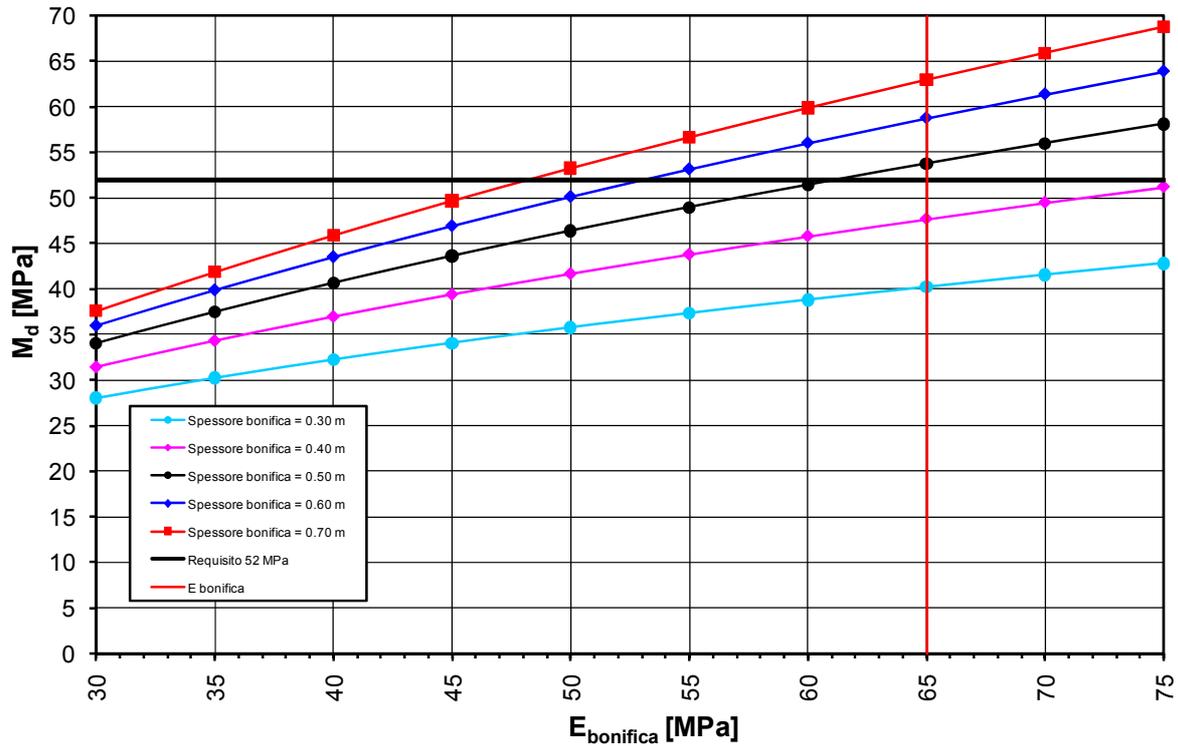


Grafico 17: Profilo Nord e Profilo Sud - Tratto 17 – Determinazione spessore di bonifica

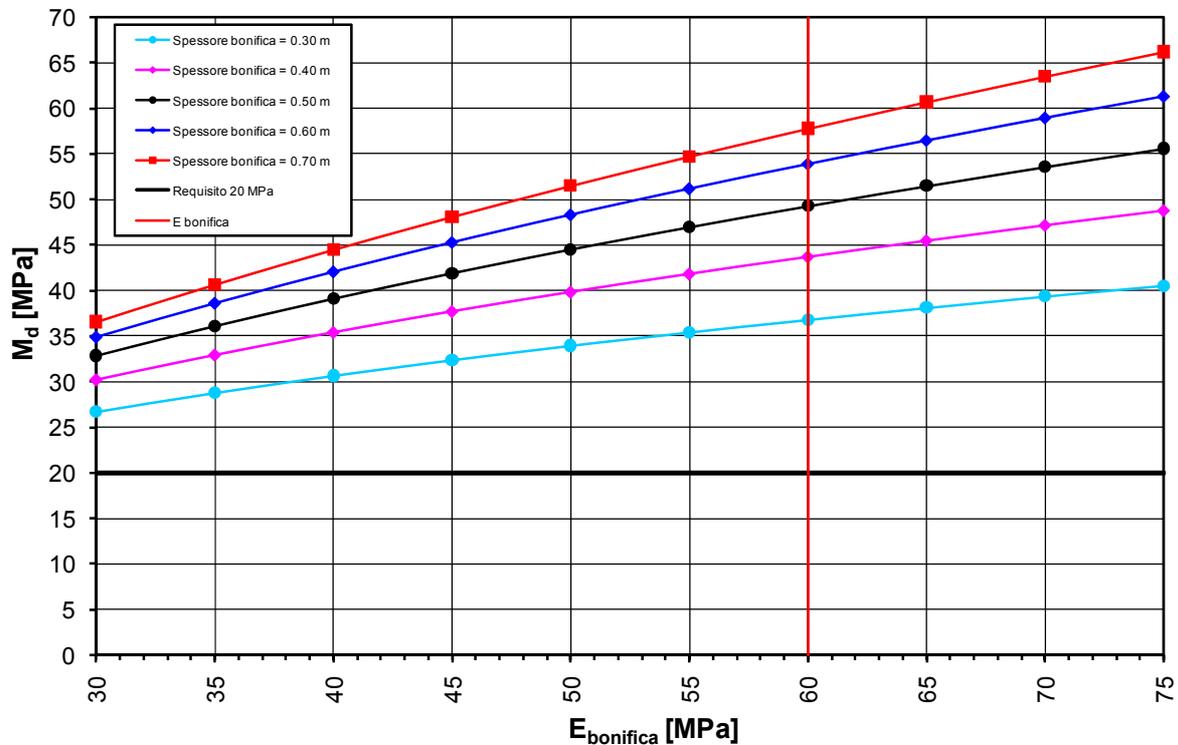


Grafico 18: Profilo Nord - Tratto 18 – Determinazione spessore di bonifica

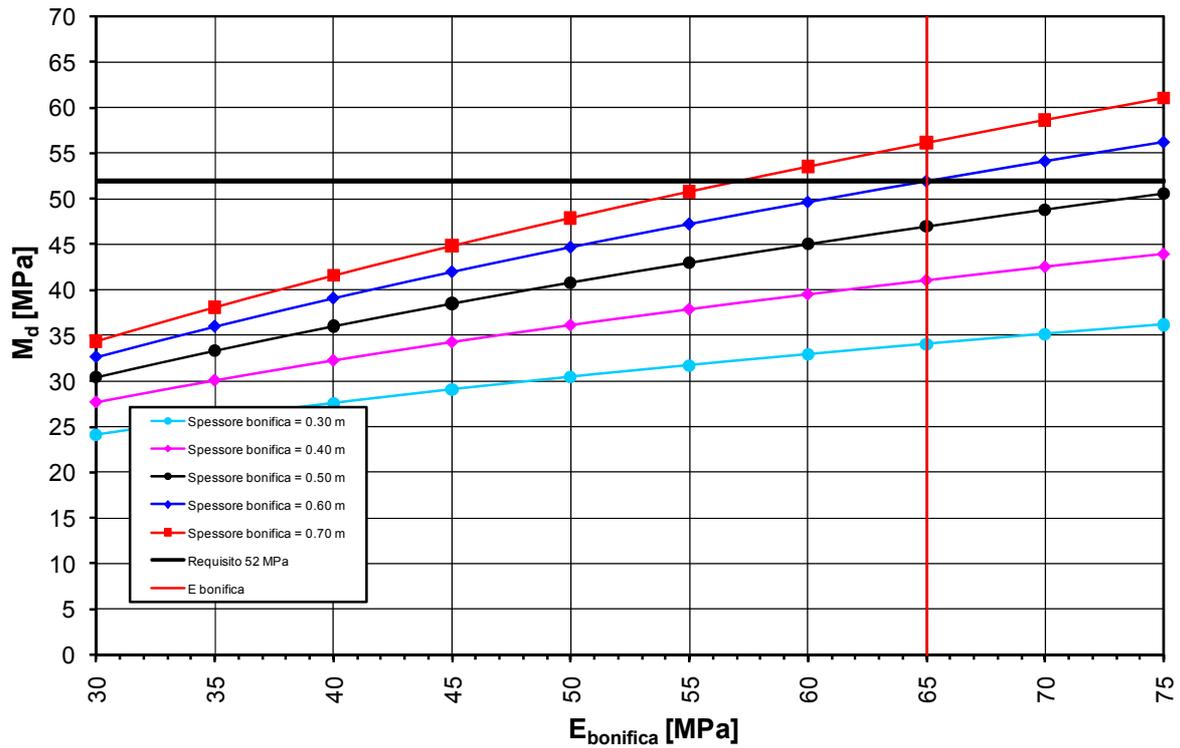


Grafico 19: Profilo Nord e Profilo Sud - Tratto 19 – Determinazione spessore di bonifica

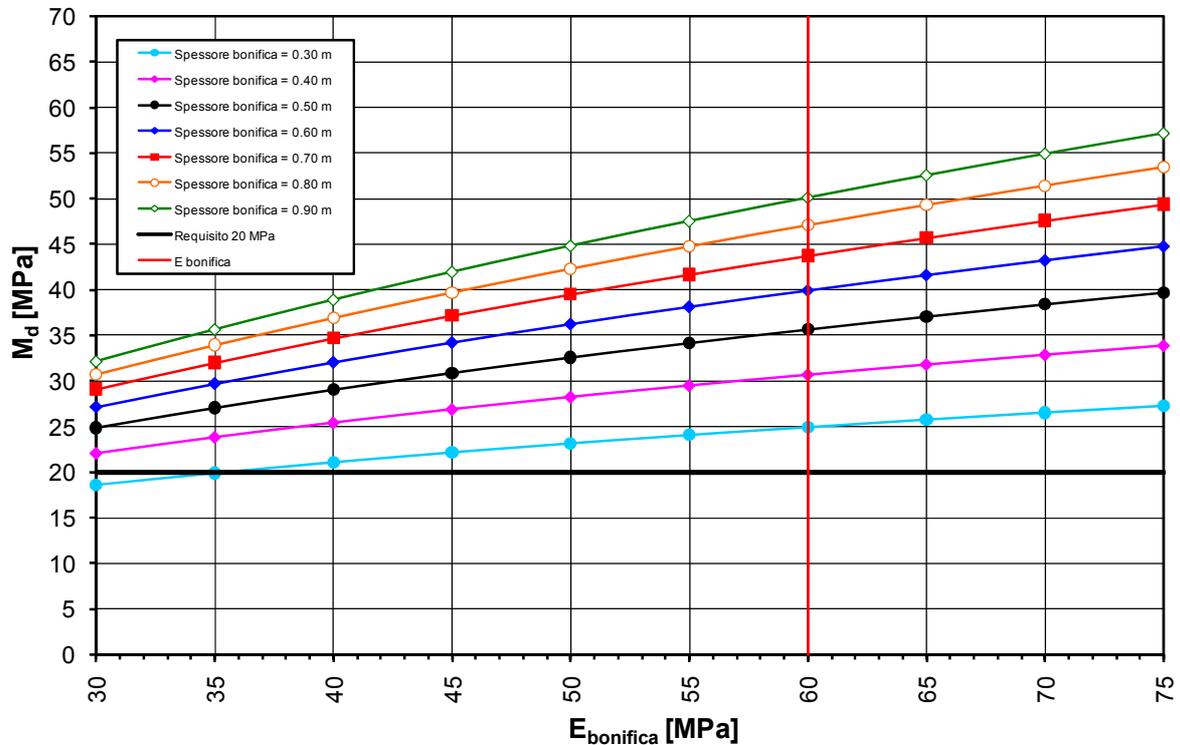


Grafico 20: Profilo Sud - Tratto 7 – Determinazione spessore di bonifica

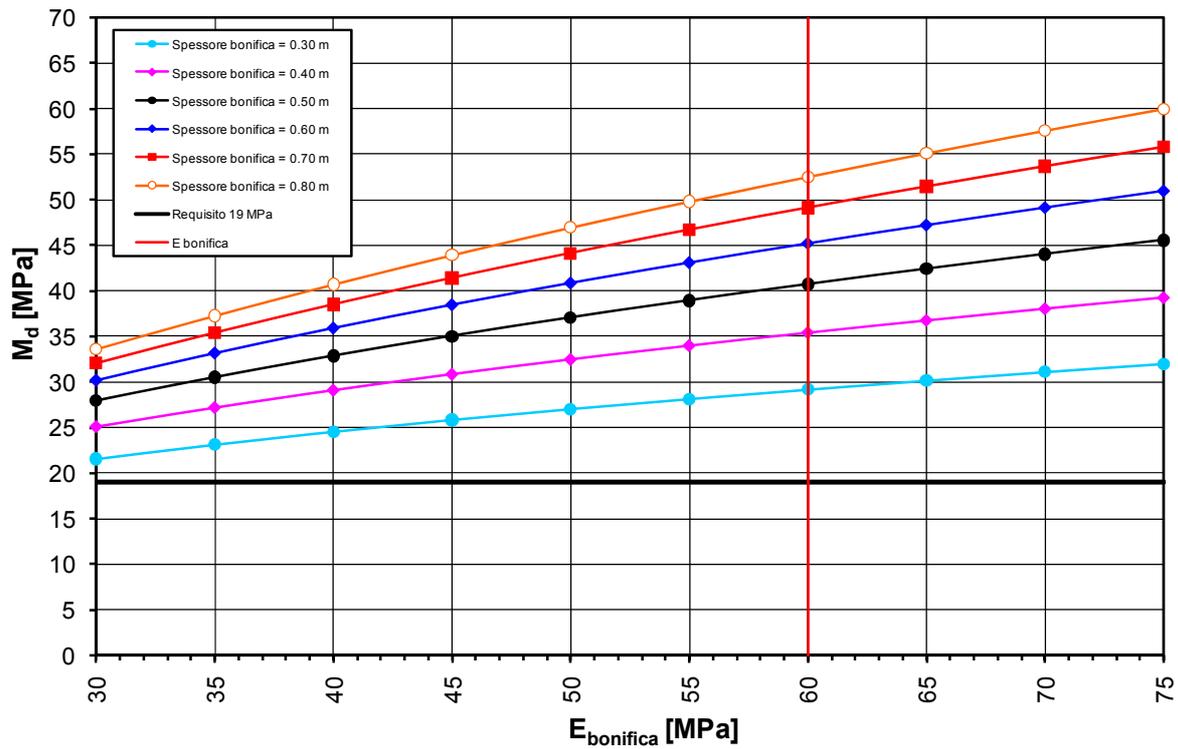


Grafico 21: Profilo Sud - Tratto 8 – Determinazione spessore di bonifica

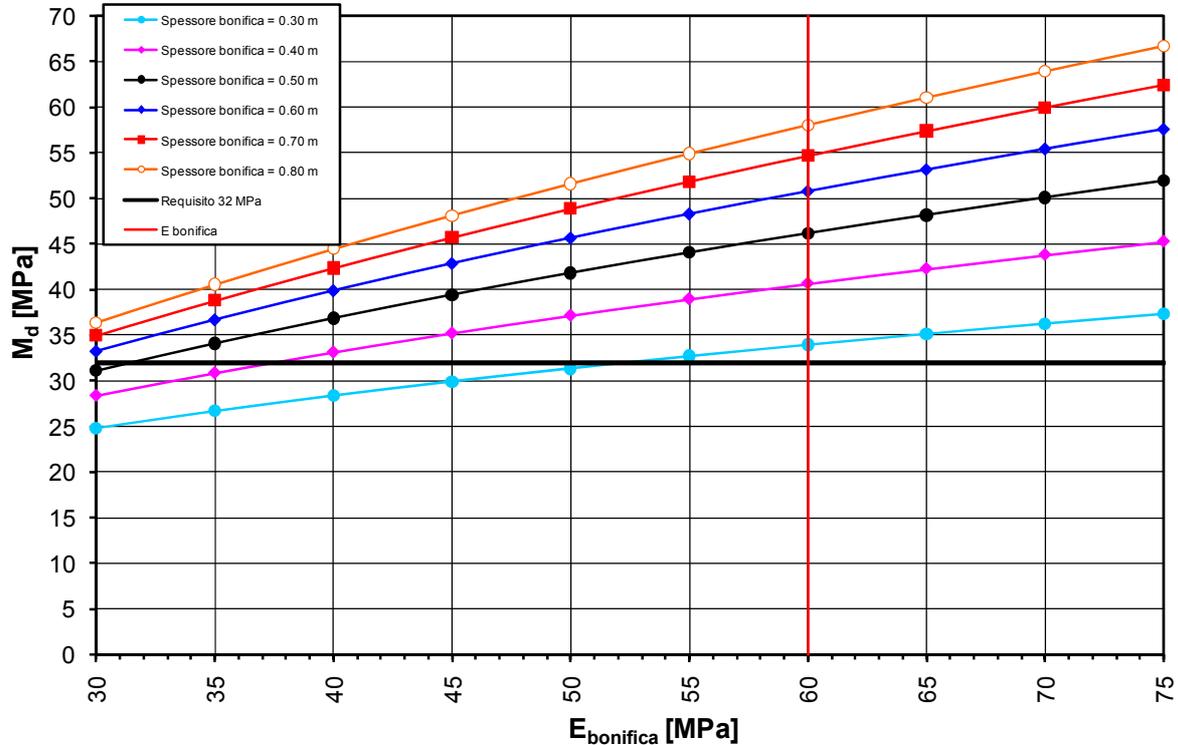


Grafico 22: Profilo Sud - Tratto 9 – Determinazione spessore di bonifica

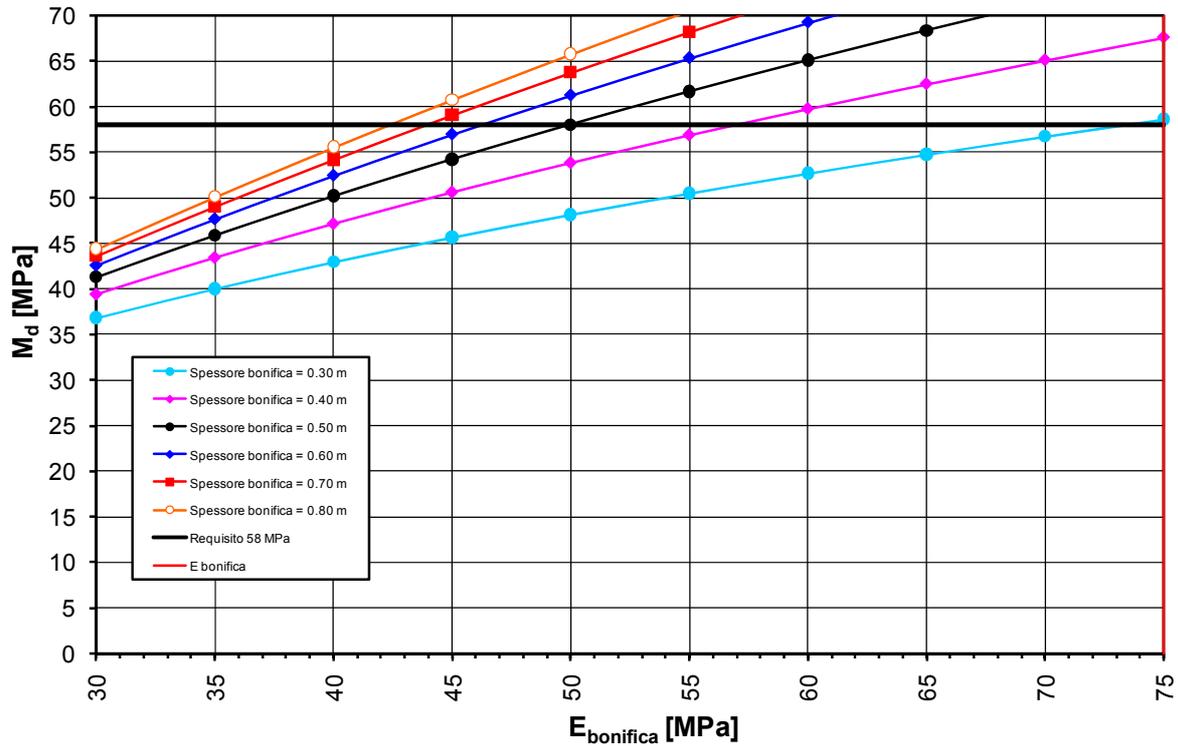


Grafico 23: Profilo Sud - Tratto 11 – Determinazione spessore di bonifica

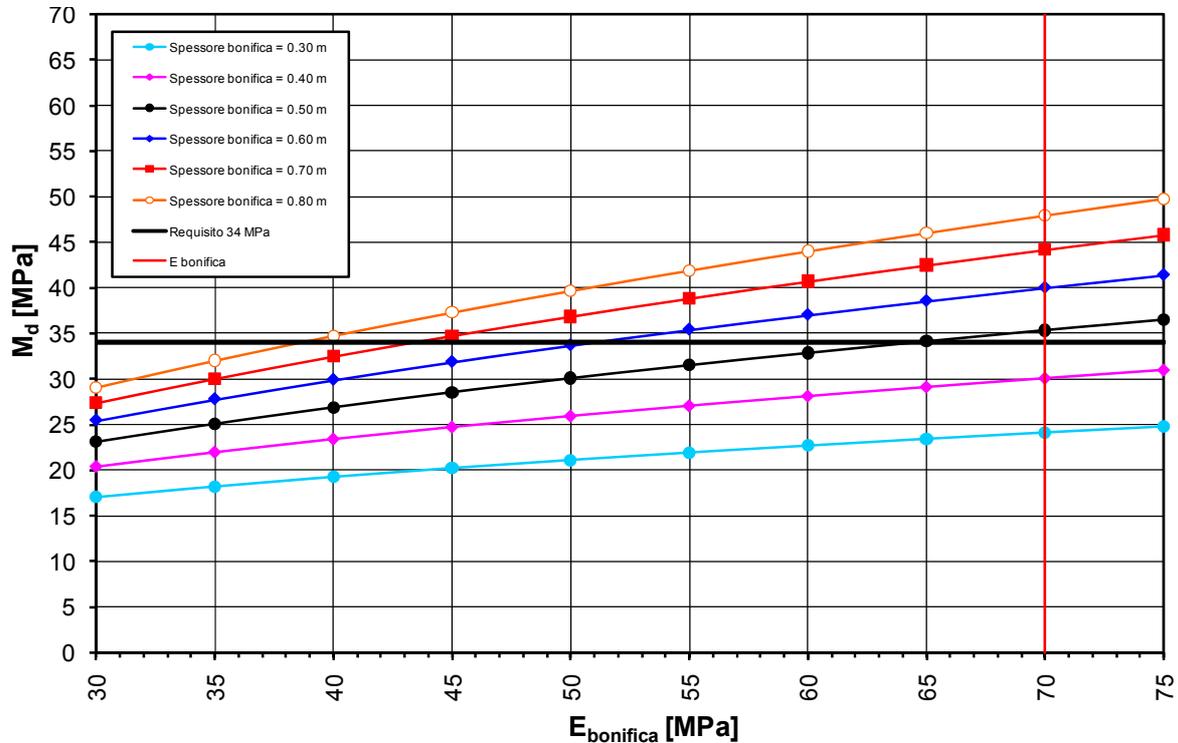


Grafico 24: Profilo Sud - Tratto 15 – Determinazione spessore di bonifica

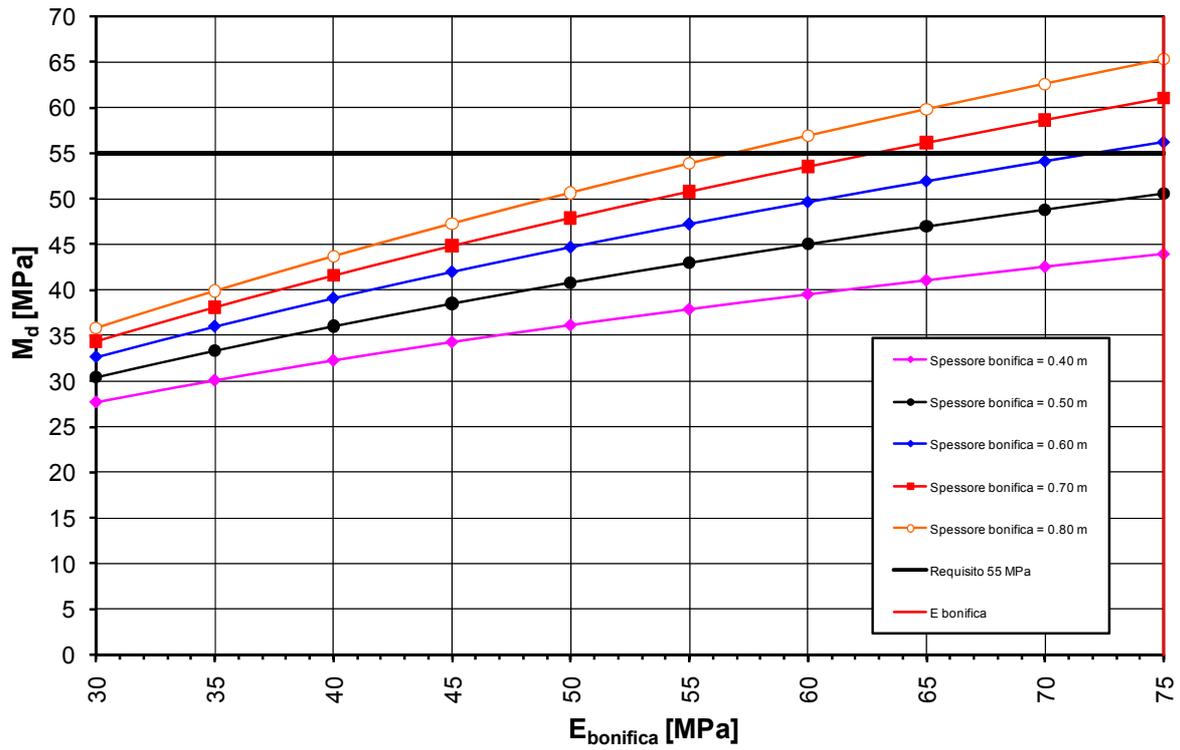


Grafico 25: Profilo Sud - Tratto 18 – Determinazione spessore di bonifica