



AUTOSTRADA REGIONALE CISPADANA DAL CASELLO DI REGGIOLO-ROLO SULLA A22 AL CASELLO DI FERRARA SUD SULLA A13

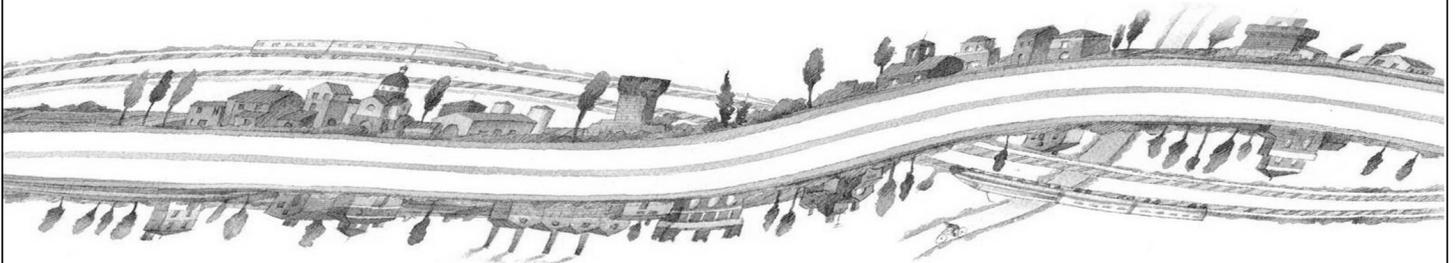
CODICE C.U.P. E81B08000060009

PROGETTO DEFINITIVO

**VIABILITA' DI ADDUZIONE AL SISTEMA AUTOSTRADALE
D04-08 (EX 1FE) RACCORDO BONDENO - CENTO - AUTOSTRADA CISPADANA
GEOLOGIA, IDROGEOLOGIA, SISMICA E GEOTECNICA**

GEOTECNICA

RELAZIONE GEOTECNICA D08 (EX 1FE TRATTO D)



IL PROGETTISTA

Ing. Gianfranco Marchi
Albo Ing. Ravenna n°342

RESPONSABILE INTEGRAZIONE
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

Ing. Emilio Salsi
Albo Ing. Reggio Emilia n° 945



IL CONCESSIONARIO

Autostrada Regionale
Cispadana S.p.A.
IL PRESIDENTE
Graziano Pattuzzi

G										
F										
E										
D										
C										
B										
A	17.04.2012	EMISSIONE				A. Boschi	G. Marchi	E. Salsi		
REV.	DATA	DESCRIZIONE				REDAZIONE	CONTROLLO	APPROVAZIONE		
IDENTIFICAZIONE ELABORATO										DATA: MAGGIO 2012
NUM. PROGR.	FASE	LOTTO	GRUPPO	CODICE OPERA WBS	TRATTO OPERA	AMBITO	TIPO ELABORATO	PROGRESSIVO	REV.	SCALA: _
5256	PD	0	D08	D0000	0	GT	RB	01	A	

INDICE

1. PREMESSA	4
2. NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	5
2.1. NORMATIVA	5
2.2. BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO	5
2.3. ELABORATI DI PROGETTO DEFINITIVO	6
3. INDAGINI GEOGNOSTICHE IN SITO E DI LABORATORIO	8
3.1. INDAGINI IN SITO.....	8
3.2. PROVE DI LABORATORIO	10
4. CARATTERIZZAZIONE STRATIGRAFICA	12
5. DEFINIZIONE DEI LIVELLI PIEZOMETRICI	14
5.1. DATI PIEZOMETRICI DISPONIBILI.....	14
5.1.1. Monitoraggio piezometrico	14
5.2. DEFINIZIONE DELLA FALDA DI PROGETTO.....	15
6. CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	17
7. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	18
7.1. PREMESSA.....	18
7.2. ZONA OMOGENEA 1.....	19
7.3. ZONA OMOGENEA 2.....	23
7.4. ZONA OMOGENEA 3.....	27
8. STRATIGRAFIE E PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO	31
8.1. ZONA OMOGENEA 1.....	31
8.2. ZONA OMOGENEA 2.....	32
8.3. ZONA OMOGENEA 3.....	33
9. DST06 - VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE E SCORRIMENTO MEDIANTE I DIAGRAMMI DI INTERAZIONE PER LE FONDAZIONI SUPERFICIALI	34
9.1. FONDAZIONE DI LARGHEZZA $B = 5.30$ M E APPROFONDIMENTO $D = 0.45$ M.....	36
9.1.1. Carico limite finalizzato alla determinazione dei domini.....	36
9.1.2. Diagrammi di interazione in Condizione Statica – Drenata.....	37
9.1.3. Diagrammi di interazione in Condizione Statica – Non Drenata	38
9.1.4. Diagrammi di interazione in Condizione Sismica.....	39

10. COSTANTE DI SOTTOFONDO	40
11. VERIFICHE DI STABILITÀ DEI RILEVATI.....	41
11.1. VERIFICHE DI STABILITÀ DEL CORPO RILEVATO.....	42
11.1.1. H_{ril} 6.00 m.....	43
11.1.2. H_{ril} 13.50 m.....	45
11.2. VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE DEI RILEVATI.....	47
11.2.1. Zona omogenea 1	47
11.2.1.1 $H_{ril} = 6.00$ m.....	47
11.2.1.2 $H_{ril} = 10.00$ m.....	49
11.2.1.3 $H_{ril} = 12.00$ m.....	51
11.2.1.4 $H_{ril} = 13.50$ m.....	52
11.2.2. Zona omogenea 2	55
11.2.2.1 $H_{ril} = 6.00$ m.....	55
11.2.3. Zona omogenea 3	57
11.2.3.1 $H_{ril} = 6.00$ m.....	57
12. VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI	59
12.1. LIVELLI PRESTAZIONALI RILEVATI	59
12.2. ZONA OMOGENEA 1.....	60
12.2.1. $H_{ril}=13.00$ m.....	60
12.2.2. $H_{ril}=10.00$ m.....	63
12.2.3. $H_{ril}=8.00$ m.....	66
12.2.4. $H_{ril}=6.00$ m.....	69
12.2.5. $H_{ril}=4.00$ m.....	72
12.3. ZONA OMOGENEA 2.....	75
12.3.1. $H_{ril}=6.00$ m.....	75
12.4. ZONA OMOGENEA 3.....	78
12.4.1. $H_{ril}=6.00$ m.....	78
13. INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO PER I RILEVATI IN CORRISPONDENZA DELLE SPALLE DELLE OPERE D'ARTE	81
14. VERIFICA A LIQUEFAZIONE.....	82
15. VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI POST-SISMICI IN TERRENI COESIVI.....	97
16. CLASSI DI ESPOSIZIONE PER OPERE DI FONDAZIONE	98
17. TRATTAMENTO DEL PIANO DI POSA DEI RILEVATI/TRINCEE.....	99
17.1. CRITERI PER LA DEFINIZIONE DEGLI SPESSORI DI BONIFICA AL DI SOTTO DEI RILEVATI.....	99
17.2. SCHEMA GENERALE DELLE BONIFICHE	99

17.3. LIVELLO PRESTAZIONALE PIANO DI POSA DEI RILEVATI	100
17.4. CARATTERIZZAZIONE DEI MATERIALI	100
17.5. EFFETTI DELLA VARIAZIONE DELLO SPESSORE DI BONIFICA E DEL RELATIVO MODULO ELASTICO	101
17.6. STUDIO DELLA STABILIZZAZIONE DELLE TERRE CON CALCE	102
18. APPENDICE 1 – ZONA OMOGENEA 1 – GRAFICI CARATTERISTICHE FISICHE, DI DEFORMABILITÀ, DI RESISTENZA AL TAGLIO E DI CONSOLIDAZIONE.	104
18.1. ZONA OMOGENEA 1.....	104
18.1.1. Risultati indagini di laboratorio.....	104
18.1.2. Interpretazione sondaggi e prove SPT	121
18.1.3. Interpretazione prove CPTU.....	128
19. APPENDICE 2 – ZONA OMOGENEA 2 – GRAFICI CARATTERISTICHE FISICHE, DI DEFORMABILITÀ, DI RESISTENZA AL TAGLIO E DI CONSOLIDAZIONE.	138
19.1. ZONA OMOGENEA 2.....	138
19.1.1. Risultati indagini di laboratorio.....	138
19.1.2. Interpretazione sondaggi e prove SPT	157
19.1.3. Interpretazione prove CPTU.....	164
20. APPENDICE 3 – ZONA OMOGENEA 3 – GRAFICI CARATTERISTICHE FISICHE, DI DEFORMABILITÀ, DI RESISTENZA AL TAGLIO E DI CONSOLIDAZIONE.	174
20.1. ZONA OMOGENEA 3.....	174
20.1.1. Risultati indagini di laboratorio.....	174
20.1.2. Interpretazione sondaggi e prove SPT	193
20.1.3. Interpretazione prove CPTU.....	200

1. PREMESSA

Nell'ambito delle attività di progettazione previste per la redazione del Progetto Definitivo di Autostrada Regionale Cispadana dal casello di Reggiolo-Rolo su A22 al casello di Ferrara Sud su A13, il presente documento illustra i dati disponibili, i criteri generali utilizzati per la caratterizzazione geotecnica dei terreni e le analisi geotecniche inerenti la viabilità di adduzione D08 (ex 1FE tratto D) raccordo Bondeno-Cento-Autostrada Cispadana nella tratta più a Nord che si sviluppa tra Bondeno e l'abitato di Santa Bianca per una lunghezza complessiva di 6+200 km circa.

In particolare, nel seguito dell'elaborato verranno descritte ed approfondite le seguenti tematiche:

- normativa e documentazione di riferimento per la caratterizzazione geotecnica;
- descrizione dei dati geognostici disponibili;
- caratterizzazione stratigrafica dei terreni lungo il tracciato;
- definizione dei livelli piezometrici ai fini delle analisi geotecniche;
- descrizione dei criteri utilizzati per la caratterizzazione geotecnica;
- definizione dei parametri geotecnici per le unità geotecniche individuate, in relazione alle singole zone omogenee definite lungo il tracciato;
- verifiche geotecniche;
- caratterizzazione geotecnica e verifiche di capacità portante per il sottopasso podereale DST06.

2. NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1. NORMATIVA

Le normative di riferimento sono riportate nell'elaborato:

- PD_0_0000_0000_0_GE_KT_01, "Elenco delle Normative di riferimento".

2.2. BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO

- Associazione Geotecnica Italiana (2005) "Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica", Patron Editore, Bologna.
- LANCELLOTTA R. (1993) – "Geotecnica", Seconda edizione, ed. Zanichelli, Bologna.
- LUNNE T., CHRISTOFFERSEN H.P. (1985) – "Interpretation of Cone Penetrometer Data for Offshore Sands" – Norwegian Geotechnical Institute, 1985, Publication n. 156.
- LUNNE T., ROBERTSON P.K., POWELL J.J.M. (1997) – "Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice" – Blackie Academic & Profesional.
- P.K. ROBERTSON (2009) – "Interpretation of cone penetration tests - a unified approach" – Canadian Geotechnical Journal, Vol. 46, 1337-1355.
- "Soil behaviour in earthquake geotechnics"; Ishihara K.; 1996 Oxford science publications.
- "Dinamica dei terreni per le applicazioni sismiche"; Crespellani T., Facciorusso J.; 2010, Dario Flaccovio Editore.
- "Dynamic deformation characteristics of soils determined by laboratory tests", Yokota K., Imai T., Konno M., 1981; OYO Technical report.
- "The behaviour of Drammen clay under cyclic loading", Eekelen H.A.M. Van, Potts D.M., 1978
- "Post-cyclic degradation of strength and stiffness for low plasticity silt", Yasuhara K., Murakami S.M., Song B., Yokokawa S., Hyde A.F.L., 2003

2.3. ELABORATI DI PROGETTO DEFINITIVO

Nell'ambito delle attività di progettazione, a corredo della presente relazione sono state elaborate le cartografie tematiche di seguito elencate:

- Planimetria ubicazione indagini geognostiche in sito - D08 (ex 1FE tratto D) - Tav. 1/2 - scala 1:5.000 - PD_0_D08_D0000_0_GT_PG_01;
- Planimetria ubicazione indagini geognostiche in sito - D08 (ex 1FE tratto D) - Tav. 2/2 - scala 1:5.000 - PD_0_D08_D0000_0_GT_PG_02;
- Planimetria con classificazione sismica del territorio - Tav. 1/4 - scala 1:10.000 PD_0_D00_D0000_0_GT_CT_01;
- Profilo geotecnico - D08 (ex 1FE tratto D) - Tav. 1/2 - scala 1:5000/1:200 PD_0_D08_D0000_0_GT_FT_01;
- Profilo geotecnico - D08 (ex 1FE tratto D) - Tav. 2/2 - scala 1:5000/1:200 PD_0_D08_D0000_0_GT_FT_02.

Ai fini del presente studio, si è fatto inoltre riferimento ai seguenti documenti, inerenti le indagini in sito ed in laboratorio di progetto definitivo:

- INDAGINI GEOGNOSTICHE IN SITO - LOTTO 3 - Relazione illustrativa Cod. PD_0_X03_X0000_0_IS_RG_00;
- INDAGINI GEOGNOSTICHE IN SITO - LOTTO 3 - Sondaggi geognostici Cod. PD_0_X03_X0000_0_IS_CF_01;
- INDAGINI GEOGNOSTICHE IN SITO - LOTTO 3 - Prove penetrometriche statiche CPTU Cod. PD_0_X03_X0000_0_IS_CF_02;
- INDAGINI GEOGNOSTICHE IN SITO - LOTTO 3 - Pozzetti esplorativi e prove di Carico su piastra Cod. PD_0_X03_X0000_0_IS_CF_03;
- INDAGINI GEOGNOSTICHE IN SITO - LOTTO 3 - Prove con cono sismico SCPT Cod. PD_0_X03_X0000_0_IS_CF_04;
- INDAGINI GEOGNOSTICHE IN SITO - LOTTO 3 - Prove sismiche Cross-Hole Cod. PD_0_X03_X0000_0_IS_IG_00;

- PROVE DI LABORATORIO LOTTO 3 - Prove di laboratorio su campioni prelevati da sondaggi geognostici
Cod. PD_0_X03_X0000_0_IL_CF_01;
- PROVE DI LABORATORIO LOTTO 3 - Prove di laboratorio su campioni prelevati da pozzetti esplorativi
Cod. PD_0_X03_X0000_0_IL_CF_02;
- PROVE DI LABORATORIO LOTTO 3 – Analisi chimiche su campioni idrici
Cod. PD_0_X03_X0000_0_IL_CF_03.

3. INDAGINI GEOGNOSTICHE IN SITO E DI LABORATORIO

Le campagne di indagini geognostiche a supporto della caratterizzazione geotecnica dei terreni interessati dalle opere in progetto derivano dalla campagna indagini eseguita a partire dal luglio 2011 (nel seguito definita campagna indagini di Progetto Definitivo), che ha previsto sia l'esecuzione di indagini in sito sia la realizzazione di prove di laboratorio.

3.1. INDAGINI IN SITO

Le indagini geognostiche in sito effettuate nel corso della campagna indagini di Progetto Definitivo sono riportate nel seguito:

- n. 5 sondaggi stratigrafici a carotaggio continuo (BH), eseguiti da Imprefond srl di Trieste (TS), spinti a profondità comprese tra 30 m e 50 m da piano campagna.

Durante l'esecuzione dei sondaggi sono inoltre state effettuate le seguenti attività:

- rilievo stratigrafico;
 - rilievo speditivo della consistenza mediante prove con pocket penetrometer e scissometro sul materiale carotato;
 - rilievo del livello di falda;
 - prelievo di campioni indisturbati con campionatore a pareti sottili tipo Shelby;
 - esecuzione di prove penetrometriche dinamiche in foro di tipo SPT (Standard Penetration Test) con punta aperta e recupero del campione rimaneggiato;
 - installazione di piezometri a tubo aperto di tipo Norton Ø4" e di tipo Casagrande.
- n. 2 sondaggi a distruzione di nucleo con esecuzione di prove sismiche in foro di tipo cross-hole (CH), eseguiti da Imprefond srl di Trieste (TS) spinti fino a 30 m di profondità da piano campagna;
 - n. 12 prove penetrometriche statiche con punta elettrica e piezocono (CPTU), eseguite da Imprefond srl di Trieste (TS), spinte a profondità comprese tra 20 m e 40 m circa da piano campagna. Durante l'esecuzione delle prove penetrometriche sono state effettuate prove di dissipazione sia negli orizzonti incoerenti sia coesivi;
 - n. 5 pozzetti esplorativi (PZ), eseguiti da Imprefond srl di Trieste (TS), eseguiti fino a 2,5 metri di profondità da piano campagna.

Durante l'esecuzione dei sondaggi sono inoltre state effettuate le seguenti attività:

- prelievo di campioni rimaneggiati di terreno;
- esecuzione di prove di carico su piastra.

Un riepilogo delle indagini geonostiche precedentemente descritte è riportato da Tabella 3-1 a Tabella 3-4; per ogni prova si riportano le coordinate del punto di indagine nel sistema Gauss-Boaga e la quota in metri rispetto al livello del mare.

TABELLA 3-1: QUADRO RIASSUNTIVO DEI SONDAGGI STRATIGRAFICI ESEGUITI

Codice	Tipo di indagine	Coordinate Gauss-Boaga		Quota del p.c. [m. slm]
		Est	Nord	
1FE-BH9	Sondaggio stratigrafico	1689226,187	4971252,397	11,223
1FE-BH10	Sondaggio stratigrafico	1688280,453	4972696,958	8,166
1FE-BH11	Sondaggio stratigrafico	1688235,579	4973887,974	8,048
1FE-BH12	Sondaggio stratigrafico	1688471,245	4974423,226	9,101
1FE-BH13	Sondaggio stratigrafico	1688955,657	4975355,526	9,059

TABELLA 3-2: QUADRO RIASSUNTIVO DEI CROSS-HOLE ESEGUITI

Codice	Tipo di indagine	Coordinate Gauss-Boaga		Quota del p.c. [m. slm]
		Est	Nord	
1FE-CH9	Cross-hole	1689230,102	4971249,95	11,019
1FE-CH12	Cross-hole	1688475,813	4974421,974	9,06

TABELLA 3-3: QUADRO RIASSUNTIVO DELLE PROVE PENETROMETRICHE ESEGUITE

Codice	Tipo di indagine	Coordinate Gauss-Boaga		Quota del p.c. [m. slm]
		Est	Nord	
1FE-CPTU23	Prova penetrometrica	1689368,365	4970606,732	9,175
1FE-CPTU24	Prova penetrometrica	1689312,633	4971297,883	10,466
1FE-CPTU25	Prova penetrometrica	1689203,414	4971430,894	9,348
1FE-CPTU26	Prova penetrometrica	1689192,185	4971441,230	9,370
1FE-CPTU27	Prova penetrometrica	1688841,967	4971843,196	8,199
1FE-CPTU28	Prova penetrometrica	1688123,992	4972625,899	7,752
1FE-CPTU29	Prova penetrometrica	1688076,925	4972922,254	7,263
1FE-CPTU30	Prova penetrometrica	1688311,299	4974261,999	9,453
1FE-CPTU31	Prova penetrometrica	1688333,970	4974338,484	10,149
1FE-CPTU32	Prova penetrometrica	1688447,296	4974384,863	10,071
1FE-CPTU32A	Prova penetrometrica	1688533,669	4974666,824	7,670
1FE-CPTU33	Prova penetrometrica	1688971,693	4975348,689	8,874
1FE-CPTU34	Prova penetrometrica	1689593,316	4975501,351	8,506

TABELLA 3-4: QUADRO RIASSUNTIVO DEI POZZETTI ESPLORATIVI ESEGUITI

Codice	Tipo di indagine	Coordinate Gauss-Boaga		Quota del p.c. [m. slm]
		Est	Nord	
1FE-PZ16	Pozzetto esplorativo	1689125,084	4971538,004	8,562
1FE-PZ17	Pozzetto esplorativo	1688346,867	4972511,730	8,035
1FE-PZ18	Pozzetto esplorativo	1688103,277	4973543,187	7,517
1FE-PZ19	Pozzetto esplorativo	1688512,080	4974540,717	8,192
1FE-PZ20	Pozzetto esplorativo	1689420,023	4975424,131	8,384

I certificati delle indagini geognostiche in sito realizzate nella campagna indagini di Progetto Definitivo sono elencati al paragrafo 2.3 del presente documento.

3.2. PROVE DI LABORATORIO

Al fine di caratterizzare dal punto di vista geotecnico i terreni, i campioni indisturbati prelevati durante la campagna indagini di Progetto Definitivo, sono stati sottoposti a prove di laboratorio; in particolare:

- Prove di classificazione
 - apertura del campione con descrizione;
 - classificazione secondo UNI EN ISO 14688;
 - analisi granulometrica secondo ASTM D422 per setacciatura e per sedimentazione;
 - determinazione del contenuto naturale d'acqua;
 - determinazione dei limiti di Atterberg;
 - determinazione del peso di volume allo stato naturale;
 - determinazione del peso specifico dei grani.
- Prove meccaniche
 - prova triassiale non consolidata non drenata (U.U.);
 - prova triassiale consolidata e non drenata con misura delle pressioni interstiziali (C.I.U.);
 - prova di taglio diretto (T.D.);
 - prova di compressione non confinata (ELL);

- prova di compressibilità edometrica con diagramma deformazione/tempo e determinazione dei coefficienti M , C_v , C_α e k .

Inoltre, i campioni rimaneggiati prelevati durante l'esecuzione dei pozzetti esplorativi realizzati nel corso della campagna indagini di Progetto Definitivo, sono stati sottoposti a prove di laboratorio, sia sul terreno naturale sia sui campioni di terreno miscelati con calce; in particolare:

- Prove su terreno naturale
 - apertura del campione con descrizione;
 - classificazione secondo UNI EN ISO 14688;
 - analisi granulometrica secondo ASTM D422 per setacciatura e per sedimentazione;
 - determinazione del contenuto naturale d'acqua;
 - determinazione dei limiti di Atterberg;
 - determinazione del contenuto di sostanza organica;
 - determinazione del contenuto di solfati e nitrati;
 - determinazione del consumo iniziale di calce (CIC).
- Prove su terreno naturale miscelato con calce (secondo tre valori di percentuale di calce)
 - determinazione dei limiti di Atterberg;
 - prova di costipamento Proctor "AASHTO Modificata";
 - definizione dell'indice di portanza immediato (IPI);
 - prova CBR post-saturazione.

Le prove di laboratorio sono state effettuate dalla Tecnolab di Ortona (CH).

I certificati delle prove di laboratorio utilizzate per lo studio geologico-geotecnico dell'area sono riportate nei documenti elencati al paragrafo 2.3 del presente documento.

4. CARATTERIZZAZIONE STRATIGRAFICA

Il profilo geologico-geotecnico, ottenuto dall'interpretazione delle indagini geognostiche, è riportato negli elaborati progettuali "Profilo geotecnico D08 (ex 1FE tratto D) Tav.1/2 e 2/2", doc. PD_0_D08_D0000_0_GT_FT_01, PD_0_D08_D0000_0_GT_FT_02. L'intera profondità indagata lungo tutta la tratta in progetto è caratterizzata dalla presenza di depositi di piana alluvionale che sono stati suddivisi nelle 6 unità stratigrafiche descritte in seguito:

- Unità R

Terreno vegetale e/o suoli agrari, sovraconsolidati per essiccamento. Localmente terreni di riporto.

- Unità 1

Argille, argille limose e debolmente limose o sabbiose, limi, limi argillosi e debolmente argillosi o sabbiosi, di colore nocciola, marrone, grigio e nerastro. Localmente sono presenti striature rossastre e ocre, venature nerastre per presenza di frustoli carboniosi e resti torbosi, e concrezioni calcaree millimetriche (calcinelli). L'unità si presenta da moderatamente consistente a consistente. I primi metri dal piano campagna appaiono talvolta sovraconsolidati per essiccamento. Resistenza alla punta media 1÷3 MPa.

- Unità 2

Limi sabbiosi e sabbie limose, talora debolmente argillose di colore nocciola, marrone e grigio. Resistenza alla punta media 3÷8 MPa.

- Unità 3

Sabbie fini, talora debolmente limose di colore nocciola, marrone e grigio, da poco a mediamente addensate. Intercalate all'unità 3 si rinvencono talora livelli di spessore centimetrico e decimetrico ascrivibili ad altre unità geotecniche. Resistenza alla punta media 8÷10 MPa, $Dr \leq 50\%$.

- Unità 4

Sabbie medie, talora debolmente limose di colore nocciola, marrone e grigio. Localmente sono presenti livelli di sabbie più grossolane. Si presentano da mediamente addensate ad addensate. Intercalate all'unità 4 si rinvencono talora livelli di spessore centimetrico e decimetrico ascrivibili ad altre unità geotecniche. Resistenza alla punta media 10÷15 MPa, $Dr = 50\% \div 70\%$.

- Unità 5

Sabbie medie, talora debolmente limose, di colore nocciola, marrone e grigio. Localmente sono presenti livelli di sabbie più grossolane talora ghiaiose. Le sabbie presentano generalmente un buon grado di

addensamento. Intercalate all'unità 5 si rinvencono talora livelli di spessore centimetrico e decimetrico ascrivibili ad altre unità geotecniche. Resistenza alla punta media >15 MPa, $D_r \geq 70\%$.

- Unità 6

Argille poco consistenti, di colore grigio scuro e nero con abbondante presenza di frustoli carboniosi e livelli organici indecomposti. Localmente si rinvencono livelli di torba di spessore decimetrico.

5. DEFINIZIONE DEI LIVELLI PIEZOMETRICI

5.1. DATI PIEZOMETRICI DISPONIBILI

5.1.1. Monitoraggio piezometrico

Nel corso della campagna indagini eseguita a supporto delle attività di progettazione, alcuni fori di sondaggio stratigrafico sono stati attrezzati mediante l'installazione di verticali piezometriche, sia di tipo Norton (ovvero a tubo aperto), sia con celle di Casagrande.

Contestualmente alle attività di indagine, è stata eseguita una campagna di monitoraggio piezometrico della strumentazione installata, che ha previsto una serie di letture protrattesi fino a Marzo 2012.

Nella successiva Tabella 5-1 si riporta il quadro completo della strumentazione installata e delle letture disponibili, mentre per l'ubicazione in pianta delle verticali piezometriche si rimanda alle cartografie idrogeologiche di progetto.

TABELLA 5-1: QUADRO RIASSUNTIVO DEI PIEZOMETRI INSTALLATI E DELLE LETTURE DEI LIVELLI DI FALDA DISPONIBILI.

Sigla	PIEZ. TIPO	CARATTERISTICHE PIEZOMETRO	Letture livello falda in m da piano campagna								
			Lug	Ago	Set	Ott	Nov	Dic	Gen	Feb	Mar
1FEBH10	Tubo aperto	Tubo cieco 3 metri, tubo finestrato 7 metri	-	-	-	-	-	2,76	-	-	2,59
1FEBH11	Casagrande	Cella posta a 5 m	-	-	-	2,58	2,59	2,65	-	-	2,49
1FEBH13	Tubo aperto	Tubo cieco 3 metri, tubo finestrato 8 metri	-	-	-	3,66	3,45	3,70	4,03	-	3,80
1FEBH13BIS	Tubo aperto	Tubo cieco 3 metri, tubo finestrato 6 metri	-	-	-	-	-	3,72	3,96	-	3,71

Come si può osservare dai dati in Tabella 5-1, i livelli piezometrici misurati appaiono piuttosto depressi rispetto al piano di campagna e lontani dai valori che di norma attesi nel periodo invernale per questa porzione di territorio.

I dati storici e le esperienze pregresse, unitamente alle informazioni raccolte presso la popolazione locale, indicano infatti che la falda può attestarsi a quote molto prossime dal piano campagna nei periodi caratterizzati da apporti meteorici intensi e soprattutto nel periodo invernale/primaverile.

È evidente quindi che i livelli di soggiacenza eccezionalmente bassi misurati nel corso della campagna di rilievi e monitoraggio effettuata risultano affetti da una anomalia conseguente il prolungato periodo siccitoso estivo e la quasi totale assenza di apporti meteorici, protrattasi fino a tutto marzo 2012.

5.2. DEFINIZIONE DELLA FALDA DI PROGETTO

Di seguito sono definiti i livelli piezometrici assunti per la progettazione e le verifiche geotecniche, illustrando inoltre i criteri che ne hanno portato alla definizione.

- **Verifiche geotecniche: cedimenti, stabilità globale dei rilevati, liquefazione, capacità portante di pali/diaframmi fuori alveo**

Tali verifiche si ritengono influenzate prevalentemente dalla falda profonda.

Per la viabilità D08 (ex 1FE tratto D) il monitoraggio piezometrico in essere lungo il tracciato stradale indica valori di soggiacenza della falda mediamente di 2.00 m dal p.c.. Come illustrato anche per l'asse autostradale principali, i livelli misurati risultano affetti da un lungo periodo caratterizzato dalla quasi totale assenza di apporti meteorici, perdurato da luglio 2011 a tutto marzo 2012.

Pertanto, i valori misurati non possono essere considerati rappresentativi per la corretta definizione di una plausibile falda di progetto.

Si ritiene piuttosto che tale livello, analogamente a quanto fatto per la scelta della falda di progetto per l'asse autostradale, possa attestarsi, in condizioni stagionali "normali", ad una quota superiore di un 1,5÷2,0 metri circa. Pertanto, applicando una correzione di 2,0 metri alle letture disponibili, limitando il tetto della falda a 0,5 metri dal p.c. nel tratto di viabilità di adduzione D08 si assume una falda di progetto alla quota di **0.5 m** da piano campagna.

- **Verifiche geotecniche: capacità portante di pali/diaframmi in alveo**

Falda di progetto = 0.0 m da piano campagna.

Tale livello di falda, leggermente superiore a quanto assunto nel punto precedente, non determina comunque variazioni significative in termini di portanza delle fondazioni profonde per cui, in generale, il calcolo delle capacità portanti ha fatto riferimento alla suddetta assunzione.

- **Progettazione e verifiche relative a tombini, scatolari stradali, trincee e muri di sostegno, edifici, basamenti, vasche di trattamento acque**

Dato il limitato approfondimento di tali opere, si ritiene opportuno considerare la falda superficiale, ovvero in linea generale il livello piezometrico massimo proprio delle unità geotecniche superficiali.

Con riferimento ai dati della rete di monitoraggio della regione Emilia Romagna della falda "ipodermica", che non di rado mostra nei periodi invernali livelli freatici a 0,30÷0,50 m di profondità dal piano di campagna, si ritiene di assumere:

Falda di progetto = 0.5 m da piano campagna.

Bisognerà porre particolare attenzione affinché eventuali strati funzionali della sovrastruttura stradale non costituiscano vie preferenziali di infiltrazione lungo lo sviluppo dei sottopassi.

- **Opere provvisionali, scarpate provvisionali, problematiche di cantiere**

Alla luce di quanto indicato nel punto precedente, si può assumere:

Falda di cantiere = 1.5 m da piano campagna.

- **Progettazione rete di smaltimento acque superficiali**

Si ritiene di definire la seguente falda idraulica.

Falda idraulica = 1.0 m da piano campagna.

6. CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Per i criteri adottati nella caratterizzazione geotecnica si rimanda al medesimo capitolo dell'elaborato PD_0_A00_A0000_0_GT_RB_01.

7. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

7.1. PREMESSA

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

- delle indagini geognostiche eseguite (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 4, ovvero:

- unità 1: argille, argille limose e limi argillosi;
- unità 2: limi sabbiosi e sabbie limose, talora debolmente argillose;
- unità 3: sabbie fini, debolmente limosa, da poco a mediamente addensate;
- unità 4: sabbie medie, talora debolmente limose, da mediamente addensate ad addensate;
- unità 5: sabbie medie, talora debolmente limose, con un buon grado di addensamento;
- unità 6: argille poco consistenti, con abbondante presenza di frustoli carboniosi e livelli organici indecomposti.

Si segnala che, in riferimento all'unità superficiale R individuata nel profilo geotecnico, ai fini delle analisi geotecniche l'unità R è stata assimilata all'unità 1.

L'analisi del profilo stratigrafico sulla base delle unità litostratigrafiche suddette ha permesso la suddivisione dell'intero tratto in progetto in 3 zone omogenee, che presentano al loro interno caratteristiche geologico-geotecniche sostanzialmente uniformi.

7.2. ZONA OMOGENEA 1

La zona omogenea 1 si sviluppa dalla pk 0+000 fino alla pk 1+300.

L'area è caratterizzata da un primo strato di spessore pari a circa 15÷17 metri di terreni di natura argilloso-limosa (unità 1) al di sotto della quale si rinvencono materiali sabbiosi ascrivibili alle unità 3 e 4 variamente interdigitati. A partire da circa 23÷24 m di profondità si rinviene l'unità sabbiosa 5 alternata a livelli di spessore metrico di materiali sabbiosi ascrivibili essenzialmente all'unità 4.

Per la definizione del livello di falda si rimanda a quanto precedentemente esposto al capitolo 5.

Nei grafici riportati in Appendice 1 (capitolo 18) 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.

Nel seguito si riportano nel dettaglio i principali parametri geotecnici di calcolo per le varie unità litostratigrafiche considerate.

TABELLA 7-1: Z.O.1 PESO DI VOLUME DEL TERRENO [kN/m³]

	Unità 1	Unità 2	Unità 3	Unità 4	Unità 5
γ [kN/m ³]	18.1	18.8	19.0	19.0	19.9

Nota: n.d. = dato non disponibile per la zona omogenea in esame.

TABELLA 7-2: Z.O.1 COESIONE NON DRENATA [kPa]

Unità 1	
c_u [kPa] (*)	da 0.0 a 4.0 m: 60 ÷ 80 da 4.0 a 17.0 m: 50 ÷ 70

(*) = 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.

TABELLA 7-3: Z.O.1 PARAMETRI DI RESISTENZA AL TAGLIO PER LE UNITÀ COESIVE

Unità 1	
c' [kPa] (*)	2 ÷ 4
φ' [°] (*)	22 ÷ 24

Nota: n.d. = dato non disponibile per la zona omogenea in esame.

(*) = 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.

TABELLA 7-4: Z.O.1 ANGOLO DI RESISTENZA AL TAGLIO PER LE UNITÀ INCOERENTI [°]

	Unità 2	Unità 3	Unità 4	Unità 5
φ' [°] (*)	29 ÷ 31	32 ÷ 34	32 ÷ 35	32 ÷ 35

(*) = 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.

TABELLA 7-5: Z.O.1 MODULI DI DEFORMAZIONE PER LE UNITÀ COESIVE [kPa]

	Unità 1
M [kPa]	da 0.0 a 17.0 m: $167 \cdot z + 4000$
E' [kPa]	da 0.0 a 17.0 m: $124 \cdot z + 2970$
E_u [kPa]	da 0.0 a 4.0 m: 28000 da 4.0 a 9.0 m: 39300 da 9.0 a 17.0 m: 45000

Nota: z = profondità in metri.

TABELLA 7-6: Z.O.1 MODULO DI DEFORMAZIONE PER LE UNITÀ INCOERENTI [kPa]

	Unità 2	Unità 3	Unità 4	Unità 5
E' [MPa]	$640 \cdot z + 4000$	25000	$260 \cdot z + 32000$	55000

TABELLA 7-7: Z.O.1 COEFFICIENTE DI CONSOLIDAZIONE PRIMARIA VERTICALE [m²/s]

	Unità 1
c_v [m ² /s]	$1.3 \cdot 10^{-7}$

Nota: n.d. = dato non disponibile per la zona omogenea in esame.

TABELLA 7-8: Z.O.1 COEFFICIENTE DI CONSOLIDAZIONE SECONDARIA [%]

	Unità 1
c_α [%]	0.19

Nota: n.d. = dato non disponibile per la zona omogenea in esame.

7.3. ZONA OMOGENEA 2

La zona omogenea 2 si sviluppa dalla pk 1+300 fino alla pk 4+250 circa.

Il sottosuolo è caratterizzato dalla presenza di un primo strato di spessore pari a circa 7÷9 metri di terreni argilloso-limosi (unità 1). A profondità maggiori si rinvencono depositi limoso sabbiosi (unità 2) e sabbiosi (unità 3) variamente interdigitati fino a circa 10÷13 m. Al di sotto, sono presenti essenzialmente le unità sabbiose 3 e 4 fino alla profondità di 18÷22 m. Oltre i 18÷22 m l'unità sabbiosa 5 diventa pressoché continua fino alle massime profondità indagate, interrotta solo localmente da lenti di spessore decimetrico a scarsa continuità laterale di materiali ascrivibili alle altre unità geotecniche.

Per la definizione del livello di falda si rimanda a quanto precedentemente esposto al capitolo 5.

Nei grafici riportati in Appendice 2 (capitolo 19) 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.

Nel seguito si riportano nel dettaglio i principali parametri geotecnici di calcolo per le varie unità litostratigrafiche considerate.

TABELLA 7-9: Z.O.2 PESO DI VOLUME DEL TERRENO [kN/m³]

	Unità 1	Unità 2	Unità 3	Unità 4	Unità 5
γ [kN/m ³]	18.1	18.8	19.0	19.0	19.9

Nota: n.d. = dato non disponibile per la zona omogenea in esame.

TABELLA 7-10: Z.O.2 COESIONE NON DRENATA [kPa]

Unità 1	
c_u [kPa] (*)	da 0.0 a 3.0 m: 40 ÷ 70 da 3.0 a 15.0 m: $2.8 \cdot z + 20$ ÷ $2.8 \cdot z + 55$

(*) = 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.

TABELLA 7-11: Z.O.2 PARAMETRI DI RESISTENZA AL TAGLIO PER LE UNITÀ COESIVE

Unità 1	
c' [kPa] (*)	3 ÷ 5
φ' [°] (*)	22 ÷ 24

Nota: n.d. = dato non disponibile per la zona omogenea in esame.

(*) = 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.

TABELLA 7-12: Z.O.2 ANGOLO DI RESISTENZA AL TAGLIO PER LE UNITÀ INCOERENTI [°]

	Unità 2	Unità 3	Unità 4	Unità 5
φ' [°] (*)	29 ÷ 31	31 ÷ 33	32 ÷ 34	33 ÷ 35

(*) = 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.

TABELLA 7-13: Z.O.2 MODULI DI DEFORMAZIONE PER LE UNITÀ COESIVE [kPa]

	Unità 1
M [kPa]	da 0.0 a 3.0 m: 5000 da 3.0 a 15.0 m: $350 \cdot z + 3000$
E' [kPa]	da 0.0 a 3.0 m: 3715 da 3.0 a 15.0 m: $260 \cdot z + 2225$
E _u [kPa]	da 0.0 a 3.0 m: 25575 da 3.0 a 4.0 m: $1820 \cdot z + 24375$ da 4.0 a 15.0 m: $1960 \cdot z + 26250$

Nota: z = profondità da piano campagna in metri.

TABELLA 7-14: Z.O.2 MODULO DI DEFORMAZIONE PER LE UNITÀ INCOERENTI [kPa]

	Unità 2	Unità 3	Unità 4	Unità 5
E' [MPa]	12000	24000	48000	60000

TABELLA 7-15: Z.O.2 COEFFICIENTE DI CONSOLIDAZIONE PRIMARIA VERTICALE [m^2/s]

	Unità 1
c_v [m^2/s]	$1.4 \cdot 10^{-7}$

TABELLA 7-16: Z.O.2 COEFFICIENTE DI CONSOLIDAZIONE SECONDARIA [%]

	Unità 1
c_α [%]	0.2

7.4. ZONA OMOGENEA 3

La zona omogenea 3 si sviluppa dalla pk 4+250 fino a fine tratto (pk 6+179.94).

Il sottosuolo è caratterizzato dalla presenza di un primo strato costituito da depositi argilloso-limosi (unità 1) che si estende fino a circa 6÷9 m di profondità. Al di sotto si rinvencono i limi sabbiosi dell'unità 2 che interessano tutta la zona omogenea con spessori variabili tra 1.5÷3 m e si individuano fino a circa 7÷11 m dal piano campagna. Più in profondità l'unità sabbiosa 3 costituisce anch'essa un orizzonte continuo con spessori dell'ordine di 4÷6 m fino alla quota di 10÷15 m dal piano campagna. Al di sotto le unità sabbiose 4 e 5 si alternano in lenti di spessore plurimetrico fino a circa 30÷35 m di profondità. Dai 30÷35 m fino a circa 43÷45 m di profondità si rinvencono nuovamente i depositi argilloso-limosi ascrivibili all'unità 1 con intercalazioni limoso sabbiose (unità 2) e livelli di argille organiche di spessore decimetrico. Oltre i 35 m si individuano le sabbie dell'unità 5 fino alle massime profondità indagate.

Per la definizione del livello di falda si rimanda a quanto precedentemente esposto al capitolo 5.

Nei grafici riportati in Appendice 3 (capitolo 20) 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.

Nel seguito si riportano nel dettaglio i principali parametri geotecnici di calcolo per le varie unità litostratigrafiche considerate.

TABELLA 7-17: Z.O.3 PESO DI VOLUME DEL TERRENO [kN/m³]

	Unità 1	Unità 2	Unità 3	Unità 4	Unità 5	Unità 6
γ [kN/m ³]	18.5	18.8	19.0	19.0	19.0	n.d.

Nota: n.d. = dato non disponibile per la zona omogenea in esame.

TABELLA 7-18: Z.O.3 COESIONE NON DRENATA [kPa]

	Unità 1	Unità 6
c_u [kPa] (*)	da 0.0 a 5.0 m: $40 \div 80$ da 5.0 a 8.0 m: $3 \cdot z + 10 \div 3 \cdot z + 40$ oltre 29.0 m: $90 \div 120$	$35 \div 90$

(*) = 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.

TABELLA 7-19: Z.O.3 PARAMETRI DI RESISTENZA AL TAGLIO PER LE UNITÀ COESIVE

	Unità 1	Unità 6
c' [kPa] (*)	$2 \div 4$	n.d.
φ' [°] (*)	$22 \div 24$	n.d.

Nota: n.d. = dato non disponibile per la zona omogenea in esame.

(*) = 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.

TABELLA 7-20: Z.O.3 ANGOLO DI RESISTENZA AL TAGLIO PER LE UNITÀ INCOERENTI [°]

	Unità 2	Unità 3	Unità 4	Unità 5
φ' [°] (*)	29 ÷ 31	32 ÷ 34	32 ÷ 35	33 ÷ 35

(*) = 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.

TABELLA 7-21: Z.O.3 MODULI DI DEFORMAZIONE PER LE UNITÀ COESIVE [kPa]

	Unità 1	Unità 6
M [kPa]	da 0.0 a 5.0 m: 5000 da 5.0 a 8.0 m: $333 \cdot z + 2000$ oltre 29.0 m: 14000	10000
E' [kPa]	da 0.0 a 5.0 m: 3715 da 5.0 a 8.0 m: $247 \cdot z + 1485$ oltre 29.0 m: 10400	7430
E _u [kPa]	da 0.0 a 3.0 m: 47100 da 3.0 a 5.0 m: 54600 da 5.0 a 8.0 m: $2925 \cdot z + 24375$ oltre 29.0 m: 102375	n.d.

TABELLA 7-22: Z.O.3 MODULO DI DEFORMAZIONE PER LE UNITÀ INCOERENTI [kPa]

	Unità 2	Unità 3	Unità 4	Unità 5
E' [MPa]	$680 \cdot z + 3000$	24000	44000	56000

TABELLA 7-23: Z.O.3 COEFFICIENTE DI CONSOLIDAZIONE PRIMARIA VERTICALE [m²/s]

	Unità 1	Unità 6
c_v [m ² /s]	$2.5 \cdot 10^{-7}$	$6.6 \cdot 10^{-7}$

Nota: n.d. = dato non disponibile per la zona omogenea in esame.

TABELLA 7-24: Z.O.3 COEFFICIENTE DI CONSOLIDAZIONE SECONDARIA [%]

	Unità 1	Unità 6
c_α [%]	0.25	n.d.

Nota: n.d. = dato non disponibile per la zona omogenea in esame.

8. STRATIGRAFIE E PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Sulla base di quanto riportato nel precedente capitolo, nel seguito si riportano per le singole zone omogenee la stratigrafia di calcolo e i principali parametri geotecnici assunti per le varie unità litostratigrafiche considerate.

8.1. ZONA OMOGENEA 1

La stratigrafia adottata per i calcoli geotecnici relativi alla zona omogenea in questione è riportata in Tabella 8-1.

Per ogni unità litostratigrafica individuata sono riportati i corrispondenti parametri di deformabilità e di consolidazione per la valutazione dei cedimenti e i parametri di resistenza al taglio caratteristici e di progetto ai fini delle verifiche di stabilità.

TABELLA 8-1: STRATIGRAFIA E PARAMETRI DI PROGETTO – ZONA OMOGENEA 1.

Z _{min} [m da p.c.]	Z _{max} [m da p.c.]	Unità	γ [kN/ m ³]	Parametri di deformabilità		Parametri di consolidazione		Parametri di resistenza al taglio caratteristici				Parametri di resistenza al taglio di progetto			
				E' [kPa]	E _u [kPa]	C _v cmq/s	C _{αε} [-]	c' _k [kPa]	φ' _k [°]	c _{uk-in} [kPa]	c _{uk-fin} [kPa]	c' _d [kPa]	φ' _d [°]	c _{ud-in} [kPa]	c _{ud-fin} [kPa]
0.0	4.0	1	18.1	2970-3466	28000	1.3e-3	0.002	3.0	23.0	70.0	70.0	2.4	18.8	50.0	50.0
4.0	9.0	1	18.1	3466-4086	39300	1.3e-3	0.002	3.0	23.0	60.0	60.0	2.4	18.8	42.9	42.9
9.0	15.0	1	18.1	4086-4830	45000	1.3e-3	0.002	3.0	23.0	60.0	60.0	2.4	18.8	42.9	42.9
15.0	19.0	3	19.0	25000	-	-	-	-	33	-	-	-	27.5	-	-
19.0	22.0	4	19.0	36940-37720	-	-	-	-	33	-	-	-	27.5	-	-
22.0	29.0	5	19.9	55000	-	-	-	-	33	-	-	-	27.5	-	-
29.0	32.5	4	19.0	39540-40450	-	-	-	-	33	-	-	-	27.5	-	-
32.5	35.5	5	19.9	55000	-	-	-	-	33	-	-	-	27.5	-	-
35.5	38.0	4	19.0	41230-41880	-	-	-	-	33	-	-	-	27.5	-	-
38.0	60.0	5	19.9	55000	-	-	-	-	33	-	-	-	27.5	-	-

Con riferimento a quanto indicato al precedente paragrafo § 5.2, nelle elaborazioni è stato assunto il livello di falda pari a 0.50 m da p.c.

8.2. ZONA OMOGENEA 2

La stratigrafia adottata per i calcoli geotecnici relativi alla zona omogenea in questione è riportata in Tabella 8-2.

Per ogni unità litostratigrafica individuata sono riportati i corrispondenti parametri di deformabilità e di consolidazione per la valutazione dei cedimenti e i parametri di resistenza al taglio caratteristici e di progetto ai fini delle verifiche di stabilità.

TABELLA 8-2: STRATIGRAFIA E PARAMETRI DI PROGETTO – ZONA OMOGENEA 2.

Z _{min} [m da p.c.]	Z _{max} [m da p.c.]	Unit à	γ [kN/ m ³]	Parametri di deformabilità		Parametri di consolidazione		Parametri di resistenza al taglio caratteristici				Parametri di resistenza al taglio di progetto			
				E' [kPa]	E _u [kPa]	c _v cmq/s	c _{αε} [-]	c' _k [kPa]	φ' _k [°]	c _{uk-in} [kPa]	c _{uk-fin} [kPa]	c' _d [kPa]	φ' _d [°]	c _{ud-in} [kPa]	c _{ud-fin} [kPa]
0.0	3.0	1	18.1	3715	25575	1.4e-3	0.002	4.0	23.0	55.0	55.0	3.2	18.8	50.0	50.0
3.0	4.0	1	18.1	3005-3265	29835-31655	1.4e-3	0.002	4.0	23.0	46.0	48.8	3.2	18.8	32.9	34.9
4.0	8.0	1	18.1	3265-4305	34090-41930	1.4e-3	0.002	4.0	23.0	48.8	60.0	3.2	18.8	34.9	42.9
8.0	11.5	2	18.8	12000	-	-	-	-	30.0	-	-	-	24.8	-	-
11.5	19.0	3	19.0	24000	-	-	-	-	32.0	-	-	-	26.6	-	-
19.0	60.0	5	19.9	60000	-	-	-	-	34.0	-	-	-	28.4	-	-

Con riferimento a quanto indicato al precedente paragrafo § 5.2, nelle elaborazioni è stato assunto il livello di falda pari a 0.50 m da p.c.

8.3. ZONA OMOGENEA 3

La stratigrafia adottata per i calcoli geotecnici relativi alla zona omogenea in questione è riportata in Tabella 8-3.

Per ogni unità litostratigrafica individuata sono riportati i corrispondenti parametri di deformabilità e di consolidazione per la valutazione dei cedimenti e i parametri di resistenza al taglio caratteristici e di progetto ai fini delle verifiche di stabilità.

TABELLA 8-3: STRATIGRAFIA E PARAMETRI DI PROGETTO – ZONA OMOGENEA 3.

Z _{min} [m da p.c.]	Z _{max} [m da p.c.]	Unità	γ [kN/ m ³]	Parametri di deformabilità		Parametri di consolidazione		Parametri di resistenza al taglio caratteristici				Parametri di resistenza al taglio di progetto			
				E' [kPa]	E _u [kPa]	c _v cmq/s	c _{αε} [-]	c' _k [kPa]	φ' _k [°]	c _{uk-in} [kPa]	c _{uk-fin} [kPa]	c' _d [kPa]	φ' _d [°]	c _{ud-in} [kPa]	c _{ud-fin} [kPa]
0.0	3.0	1	18.5	3715	47100	2.5e-3	0.0025	3.0	23.0	60.0	60.0	2.4	18.8	42.9	42.9
3.0	5.0	1	18.5	3715	54600	2.5e-3	0.0025	3.0	23.0	60.0	60.0	2.4	18.8	42.9	42.9
5.0	7.0	1	18.5	2720-3214	39000-44850	2.5e-3	0.0025	3.0	23.0	40	46	2.4	18.8	28.6	32.9
7.0	9.25	2	18.8	7760-9460	-	-	-	-	30.0	-	-	-	24.8	-	-
9.25	12.5	3	19.0	24000	-	-	-	-	33.0	-	-	-	27.5	-	-
12.5	21.0	4	19.0	44000	-	-	-	-	33.0	-	-	-	27.5	-	-
21.0	26.5	5	19.9	56000	-	-	-	-	34.0	-	-	-	28.4	-	-
26.5	30.0	4	19.0	44000	-	-	-	-	33.0	-	-	-	27.5	-	-

Con riferimento a quanto indicato al precedente paragrafo § 5.2, nelle elaborazioni è stato assunto il livello di falda pari a 0.50 m da p.c.

9. DST06 - VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE E SCORRIMENTO MEDIANTE I DIAGRAMMI DI INTERAZIONE PER LE FONDAZIONI SUPERFICIALI

Lo studio della capacità portante di una fondazione superficiale nastriforme di larghezza B può essere affrontato tramite la costruzione del relativo diagramma di interazione nello spazio tridimensionale delle componenti di carico, che delimita le combinazioni ammissibili, al suo interno, da quelle semplicemente inammissibili, al suo esterno.

La risultante dei carichi applicati Q può essere infatti scomposta nelle sue componenti staticamente equivalenti che, nel caso piano, sono costituite dalla componente verticale V , orizzontale H e dal momento M , così definite (Figura 9-1):

$$V = Q \cdot \cos\alpha \quad H = Q \cdot \sin\alpha \quad M = Q \cdot e \cdot \cos\alpha$$

ed il problema della capacità portante può essere così risolto verificando che le diverse possibili combinazioni delle componenti di carico (V, M, H) ricadano all'interno del diagramma di interazione di riferimento.

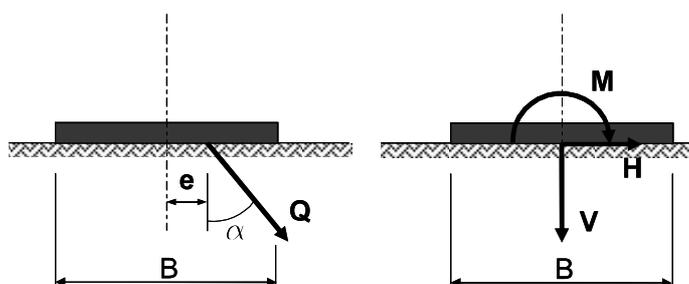


FIGURA 9-1: DEFINIZIONE DELLE COMPONENTI DI CARICO

I luoghi di rottura (o diagrammi di interazione) di una fondazione, opportunamente adimensionalizzati, possono essere definiti mediante le formulazioni di **Brinch-Hansen (1970)** e **Meyerhof (1953)** per condizioni drenate e di **Gourvenec (2007)** per condizioni non drenate riportate in dettaglio nel documento PD_0_A00_A0000_0_GT_RB_02 "Criteri generali per le verifiche geotecniche".

Il calcolo dei diagrammi di interazione è stato condotto, in riferimento al DM 14/01/2008, utilizzando i parametri del terreno fattorizzati con i coefficienti γ_M riportati in Tab. 6.2.11 e decreto sopracitato; nelle seguenti condizioni di calcolo:

- Condizione statica a breve termine (calcolo in termini di parametri non drenati delle unità coesive);
- Condizione statica a lungo termine (calcolo in termini di parametri drenati dei terreni);
- Condizione sismica (calcolo in termini di parametri non drenati delle unità coesive).

Nel calcolo sono state considerate le seguenti condizioni geometriche:

	Approfondimento D [m]	Larghezza fondazione B [m]
DST06	0.45	5.30

Nei seguenti paragrafi sono riportati i diagrammi di interazione per le condizioni precedentemente descritte.

Per la verifica della capacità portante della fondazione, per ciascuna combinazione di carico analizzata, il progettista dovrà seguire la seguente procedura coerentemente con le combinazioni di fattori γ_A , γ_M e γ_R contemplate da normativa:

- 1) si determina la terna delle azioni sollecitanti di progetto agenti in fondazione (V_{ED} , H_{ED} , M_{ED});
- 2) si verifica che il valore dell'azione verticale sollecitante di progetto V_{ED} sia inferiore al valore di $V_{max} = V_{RD}$ fornito (vedi paragrafi seguenti);
- 3) dal dominio di interazione nel piano V-H, si determina il valore dell'azione orizzontale H_{RD} corrispondente al valore dell'azione verticale sollecitante di progetto V_{ED} per la quale si fornisce l'equazione:

$$H_{RD} = \frac{10}{7} \cdot V_{ED} \left(1 - \left(\frac{V_{ED}}{V_{max}} \right)^{1/5} \right) \text{ in condizioni drenate;}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} H_{RD} = 4 \cdot H_{max} \cdot \left[\frac{V_{ED}}{V_{max}} - \left(\frac{V_{ED}}{V_{max}} \right)^2 \right] \Leftrightarrow 0.5 \leq \frac{V_{ED}}{V_{max}} \leq 1 \\ H_{RD} = H_{max} \Leftrightarrow 0 \leq \frac{V_{ED}}{V_{max}} < 0.5 \end{array} \right. \text{ in condizioni non drenate}$$

- 4) dal dominio di interazione nel piano V-M, si determina il valore del momento flettente M_{RD} corrispondente al valore dell'azione verticale sollecitante di progetto V_{ED} per il quale si fornisce l'equazione:

$$M_{RD} = 0.5 \cdot B \cdot V_{ED} \left(1 - \sqrt{\frac{V_{ED}}{V_{max}}} \right) \text{ in condizioni drenate;}$$

$$M_{RD} = 4 \cdot M_{max} \cdot \left[\frac{V_{ED}}{V_{max}} - \left(\frac{V_{ED}}{V_{max}} \right)^2 \right] \text{ in condizioni non drenate;}$$

- 5) Come primo requisito è necessario che la terna delle azioni sollecitanti di progetto agenti in fondazione (V_{ED} , M_{ED} , H_{ED}) analizzata soddisfi la seguente disuguaglianza:

$$\left(\frac{H_{ED}}{H_{RD}}\right)^2 + \left(\frac{M_{ED}}{M_{RD}}\right)^2 < 1;$$

- 6) Per garantire inoltre che siano rispettati i margini di sicurezza imposti da normativa attraverso i coefficienti γ_R riportati in tabella Tab. 6.4.I del DM 14/01/2008, si richiede di verificare come illustrato ai punti 2, 3, 4 e 5 del presente elenco anche le terne di sollecitazione così composte:

($V_{ED} \cdot \gamma_R; H_{ED}; M_{ED}$) adottando i coefficienti γ_R relativi alle verifiche di capacità portante

($V_{ED}; H_{ED} \cdot \gamma_R; M_{ED}$) adottando i coefficienti γ_R relativi alle verifiche di scorrimento.

La verifica della fondazione può considerarsi soddisfatta ove siano contemporaneamente soddisfatti i requisiti riportati al punto 5 ed al punto 6.

9.1. FONDAZIONE DI LARGHEZZA B = 5.30 M E APPROFONDIMENTO D = 0.45 M

9.1.1. Carico limite finalizzato alla determinazione dei domini

Nella seguente tabella si riportano i valori di V_{max} , H_{max} , M_{max} di riferimento per le combinazioni di calcolo analizzate, parametri fondamentali per la costruzione dei domini di interazione. V_{max} rappresenta la capacità portante limite per condizioni di carico verticale centrato, H_{max} è il carico orizzontale limite in assenza di carico verticale e momento flettente (determinabile esclusivamente in condizioni non drenate), infine M_{max} rappresenta il momento flettente limite il corrispondenza di un carico verticale pari a $0.5 \cdot V_{max}$.

TABELLA 9-1: CARICHI LIMITE FINALIZZATI ALLA DETERMINAZIONE DEI DOMINI

	Stat-D	Stat-U	Sisma
$V_{max,M1}$	1169	1226	1226
$H_{max,M1}$	-	223	223
$M_{max,M1}$	-	755	755
$V_{max,M2}$	669	888	888
$H_{max,M2}$	-	159	159
$M_{max,M2}$	-	539	539

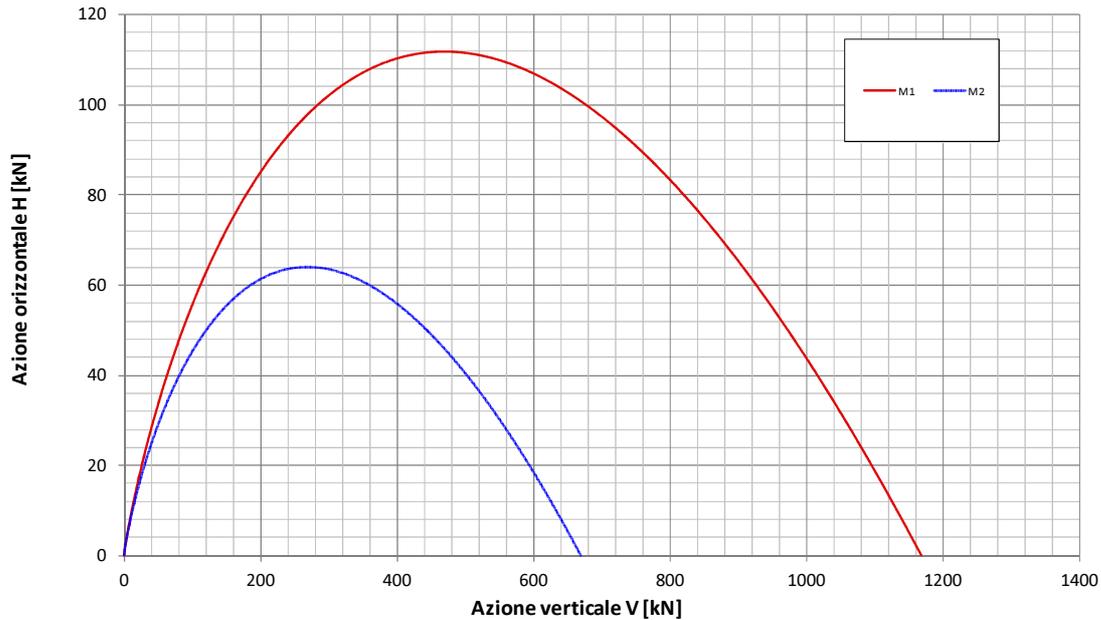
Nel caso in esame trattandosi di fondazioni nastriformi tutti i carichi indicati sono riferiti a un metro lineare di struttura.

9.1.2. Diagrammi di interazione in Condizione Statica – Drenata

Fondazione B=5.3m - Approfondimento D=0.45m

Condizione Statica Drenata

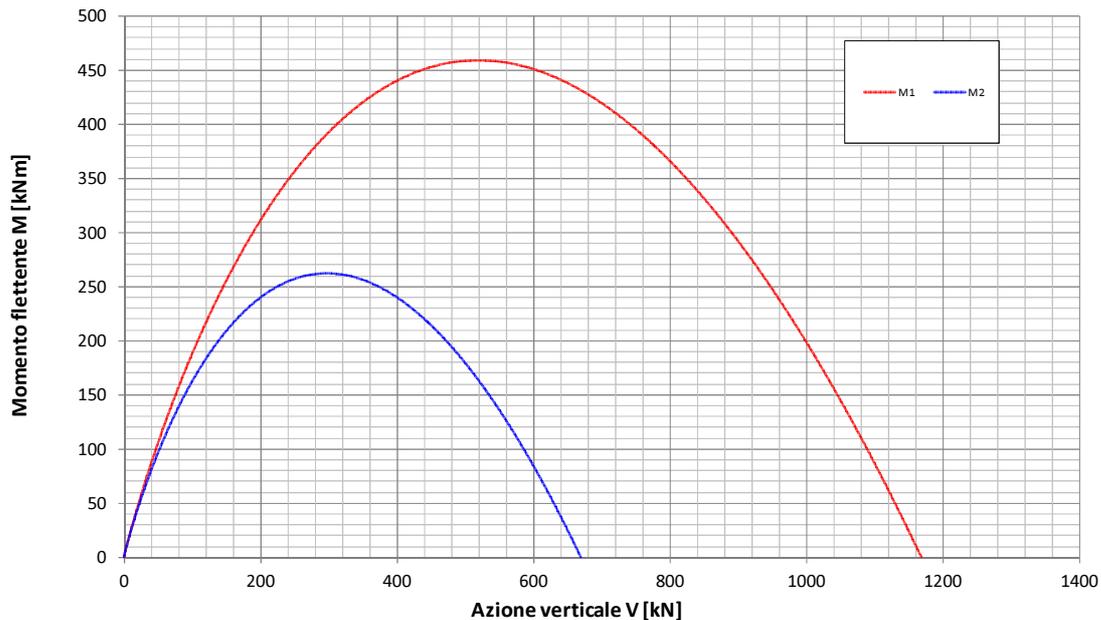
Dominio di interazione nel piano V-H (*Brinch Hansen, 1970*)



Fondazione B=5.3m - Approfondimento D=0.45m

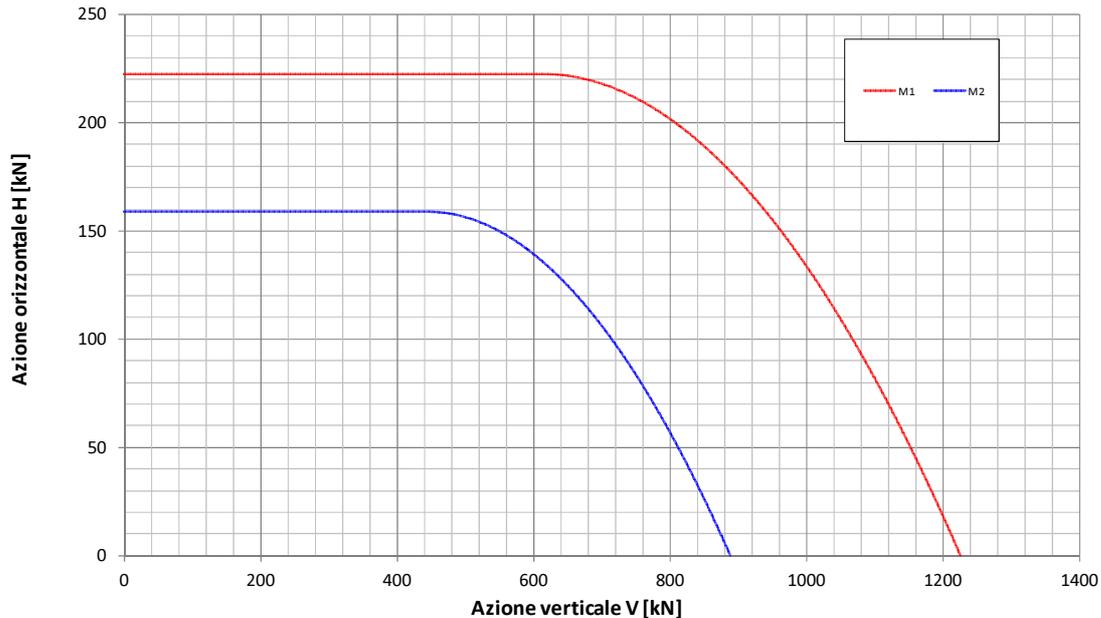
Condizione Statica Drenata

Dominio di interazione nel piano V-M (*Meyerhof, 1953*)

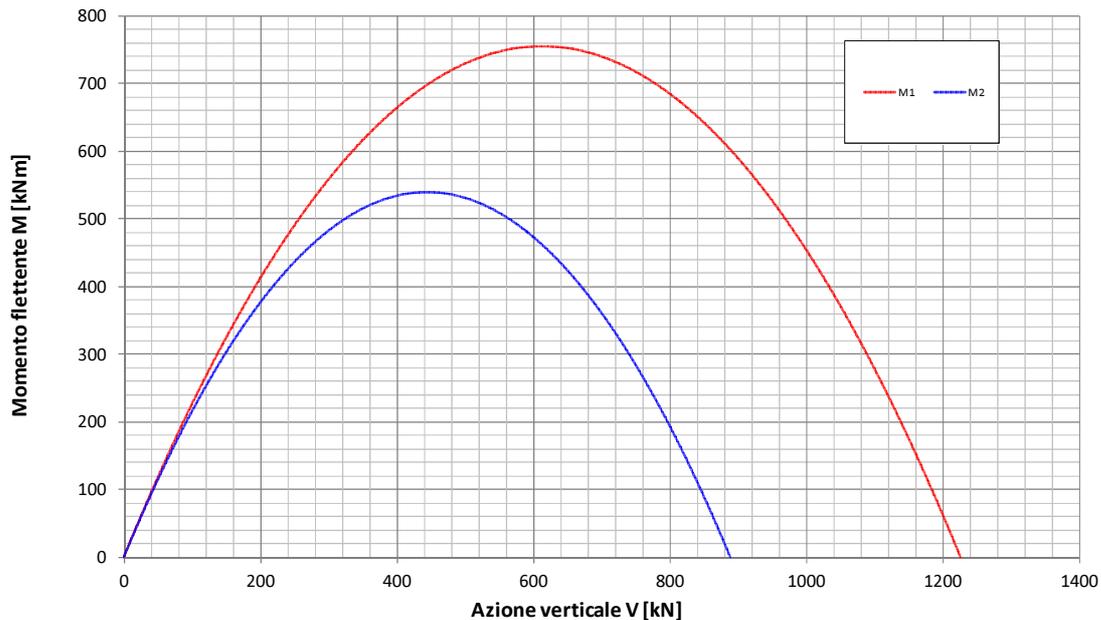


9.1.3. Diagrammi di interazione in Condizione Statica – Non Drenata

Fondazione B=5.3m - Approfondimento D=0.45m
Condizione Statica Non Drenata
 Dominio di interazione nel piano V-H (*Gourvenec, 2007*)

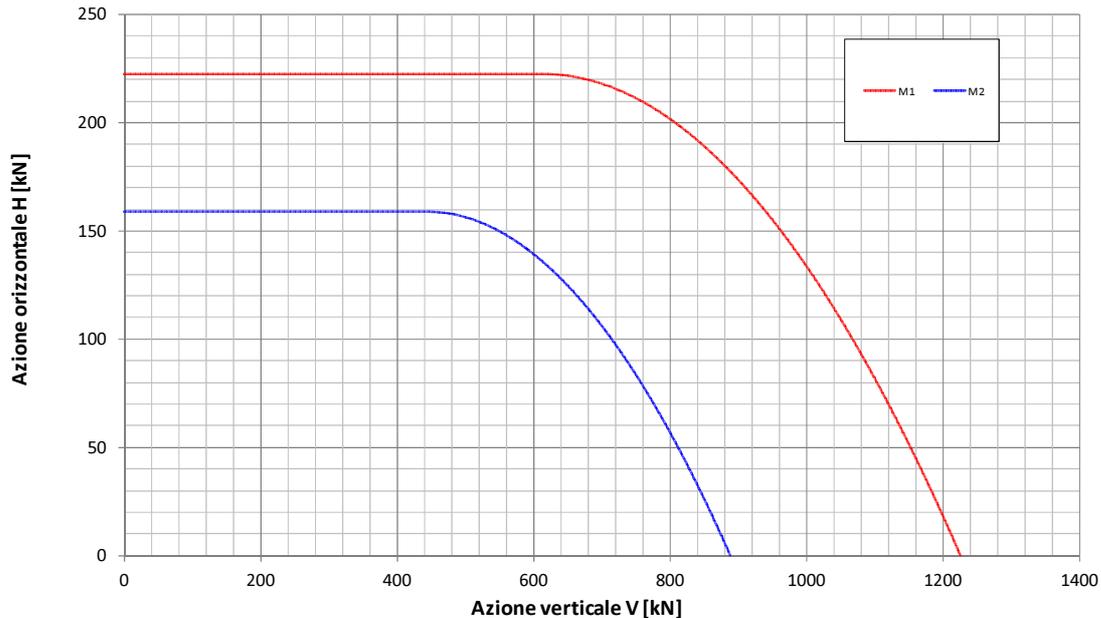


Fondazione B=5.3m - Approfondimento D=0.45m
Condizione Statica Non Drenata
 Dominio di interazione nel piano V-M (*Gourvenec, 2007*)

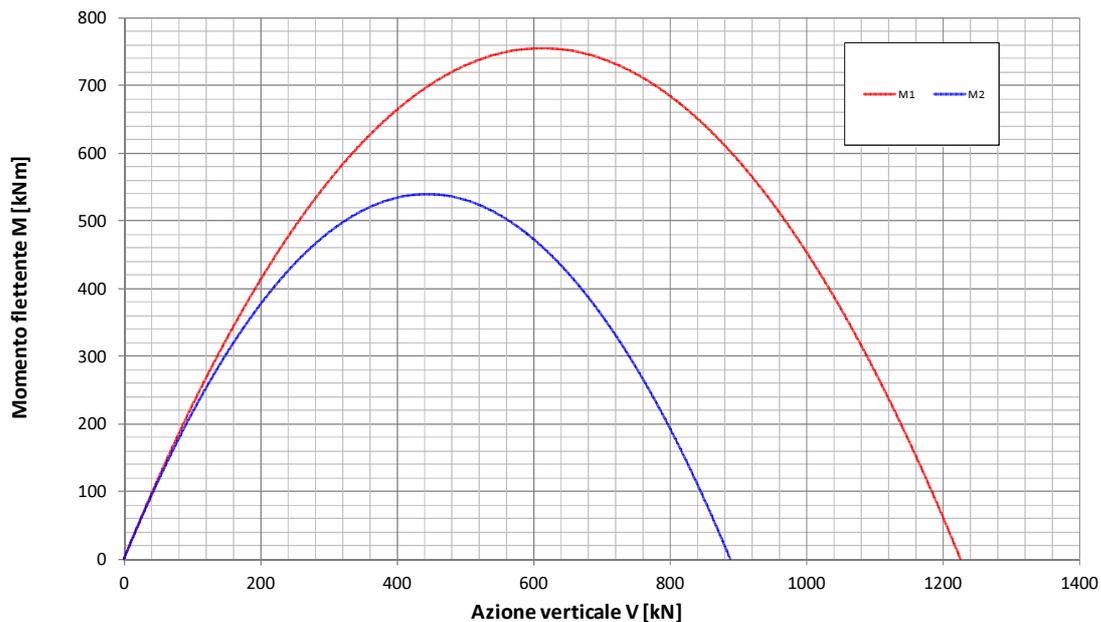


9.1.4. Diagrammi di interazione in Condizione Sismica

Fondazione B=5.3m - Approfondimento D=0.45m
Condizione Sismica Non Drenata
 Dominio di interazione nel piano V-H (*Gourvenec, 2007*)



Fondazione B=5.3m - Approfondimento D=0.45m
Condizione Sismica Non Drenata
 Dominio di interazione nel piano V-M (*Gourvenec, 2007*)



10. COSTANTE DI SOTTOFONDO

Il terreno di fondazione può essere schematizzato secondo il modello di Winkler che prevede una relazione lineare fra il cedimento in un punto della superficie e la pressione agente nello stesso punto.

Con riferimento a quanto riportato in "VIGGIANI C. – Fondazioni – Hevelius Edizioni", la determinazione della costante di sottofondo del terreno al fine di una schematizzazione del piano di posa della struttura mediante molle può avvenire mediante la seguente formula:

$$k = \frac{M}{B}$$

dove:

- M: modulo edometrico del terreno di fondazione;
- B: larghezza della fondazione inerente alla modellazione adottata.

11. VERIFICHE DI STABILITÀ DEI RILEVATI

Nel presente capitolo saranno riportate separatamente:

- le analisi relative alla stabilità delle scarpate dei rilevati;
- le analisi relative alla stabilità globale dei rilevati.

Per quanto concerne i criteri adottati per tali verifiche e le condizioni di analisi si rimanda all'elaborato PD_0_A00_A0000_0_GT_RB_02 "Criteri generali verifiche geotecniche".

Le verifiche sono state condotte con riferimento alla stratigrafia riportata al precedente § 8.

Per completezza in aggiunta a tali parametri si riportano nella seguente tabella i parametri geotecnici caratteristici adottati per il materiale da rilevato ipotizzato in materiale stabilizzato a calce e per il terreno vegetale adottato per il rivestimento delle scarpate.

TABELLA 11-1: PARAMETRI DI RESISTENZA AL TAGLIO MATERIALE DA RILEVATO E TERRENO VEGETALE.

Unità	γ [kN/m ³]	Parametri di resistenza al taglio caratteristici			Parametri di resistenza al taglio di progetto		
		c'_k [kPa]	ϕ'_k [°]	c_{uk} [kPa]	c'_d [kPa]	ϕ'_d [°]	c_{ud} [kPa]
Materiale da rilevato	19.5	15	28	200.0	12	23.04	142.90
Terreno vegetale	18.5	5	24	-	4	19.61	

Con riferimento ai seguenti parametri per la determinazione di a_g :

- Vita nominale V_N : 50 anni;
- Classe d'uso: III;
- Coefficiente d'uso C_U : 1.5;
- Periodo di riferimento V_R : 75 anni

si riassumono nella seguente tabella, per ciascuna zona omogenea, i valori dei coefficienti sismici adottati nelle verifiche di stabilità ottenuti a partire dai massimi valori di a_g in corrispondenza dei comuni interessati dalla specifica zona omogenea.

TABELLA 11-2: COEFFICIENTI SISMICI ADOTTATI PER LE VERIFICHE DI STABILITÀ DEI RILEVATI.

ZONA OMOGENEA	Comune	Categoria sottosuolo	a_g	S_s	S_T	a_{max}	β_s	k_h	k_v
1-2-3	<i>Bondeno</i>	D	0.156	1.798	1.000	0.281	0.24	0.06740	± 0.03370

11.1. VERIFICHE DI STABILITÀ DEL CORPO RILEVATO

Ai fini delle verifiche di stabilità del corpo rilevato sono state assunte le seguenti ipotesi:

- rilevati di altezza $H_{ril} \leq 6.00$ m: pendenza delle scarpate pari a 2/3;
- rilevati di altezza $6.00 \text{ m} < H_{ril} \leq 13.50$ m:
 - pendenza delle scarpate pari a 2/3;
 - larghezza banca pari a 2.00 m a 6.00 m dalla sommità del rilevato;

In Tabella 11-3 si riportano i valori dei coefficienti di sicurezza FS ottenuti per le due altezze di rilevato analizzate.

Nei paragrafi seguenti si riportano nel dettaglio le verifiche condotte.

TABELLA 11-3: RISULTATI DELLE ANALISI DI STABILITÀ DEL CORPO RILEVATO.

VERIFICHE	FS ($\gamma_R \geq 1.1$)			
	Cond. STATICA NON DRENATA	Cond. STATICA DRENATA	Cond. SISMA +	Cond. SISMA -
H=6.00 m	6.448	1.513	6.814	7.203
H=13.50 m	3.492	1.260	3.186	3.372

11.1.1. H_{ril} 6.00 m

Nelle figure seguenti si riportano i risultati ottenuti per il rilevato di altezza 6.00 m per le diverse condizioni di calcolo.

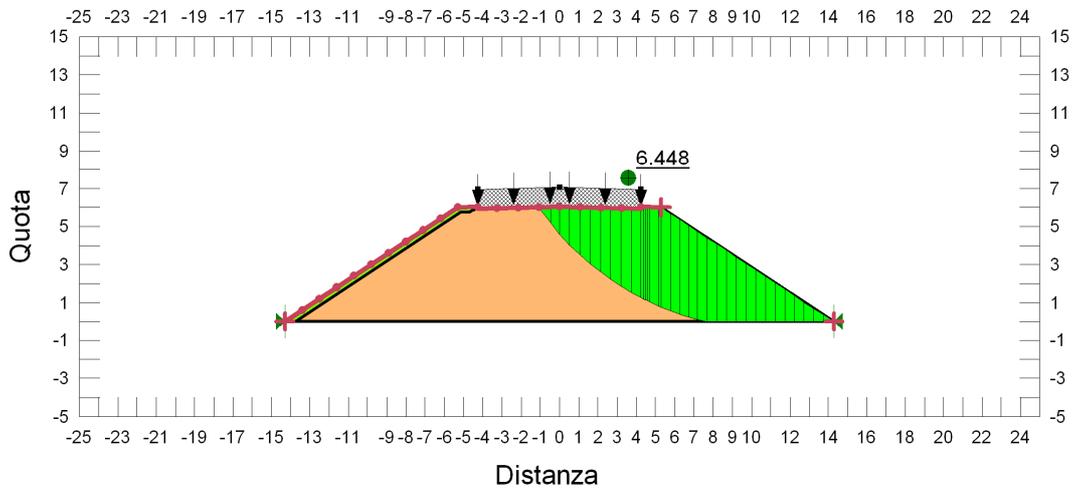


FIGURA 11-1: SUPERFICIE DI SCORRIMENTO PER RILEVATO DI H=6.00 M - CONDIZIONE STATICA NON DRENATA.

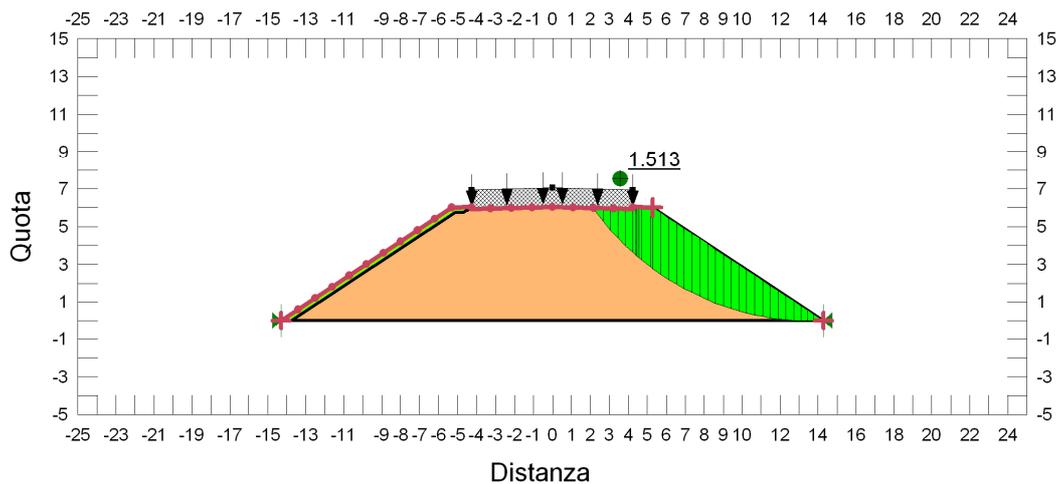


FIGURA 11-2: SUPERFICIE DI SCORRIMENTO PER RILEVATO DI H=6.00 M - CONDIZIONE STATICA DRENATA.

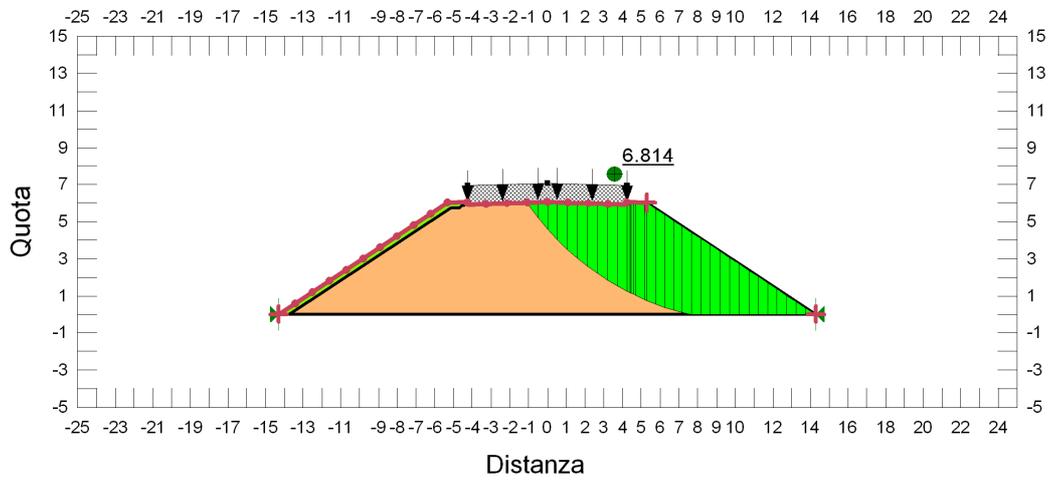


FIGURA 11-3: SUPERFICIE DI SCORRIMENTO PER RILEVATO DI H=6.00 M - CONDIZIONE SISMA+.

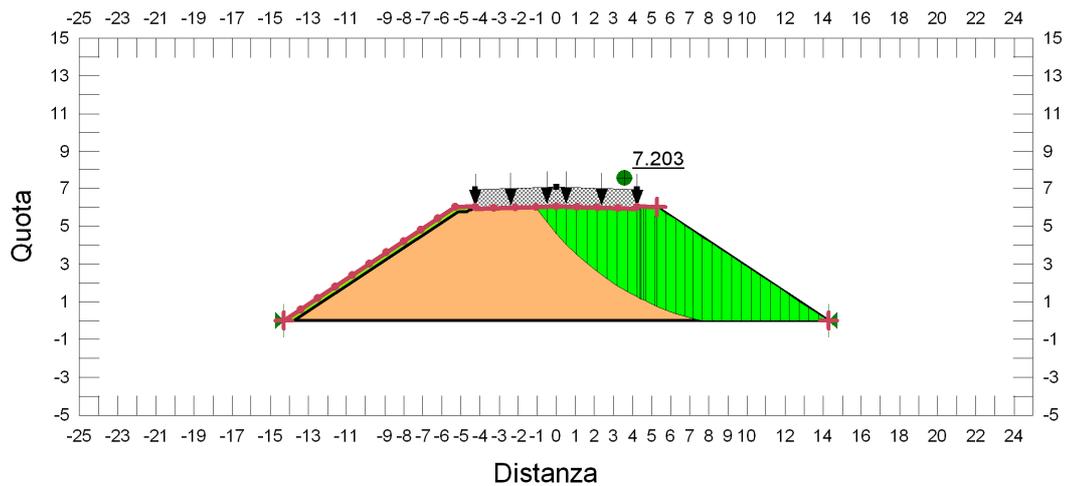


FIGURA 11-4: SUPERFICIE DI SCORRIMENTO PER RILEVATO DI H=6.00 M - CONDIZIONE SISMA-.

11.1.2. H_{ril} 13.50 m

Nelle figure seguenti si riportano i risultati ottenuti per il rilevato di altezza 13.50 m per le diverse condizioni di calcolo.

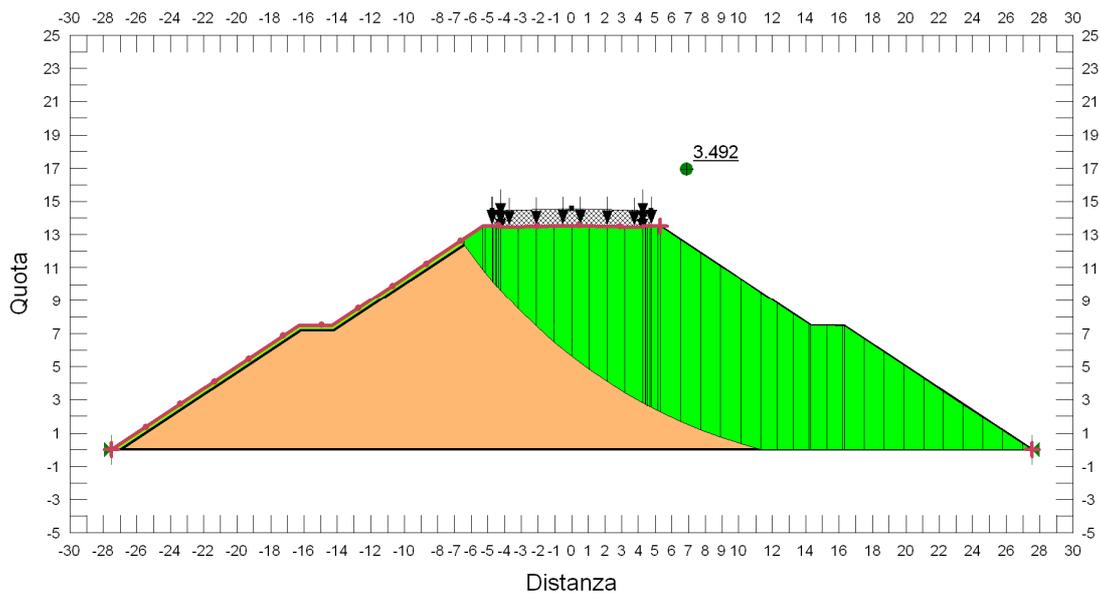


FIGURA 11-5: SUPERFICIE DI SCORRIMENTO PER RILEVATO DI H=13.50 M - CONDIZIONE STATICA NON DRENATA.

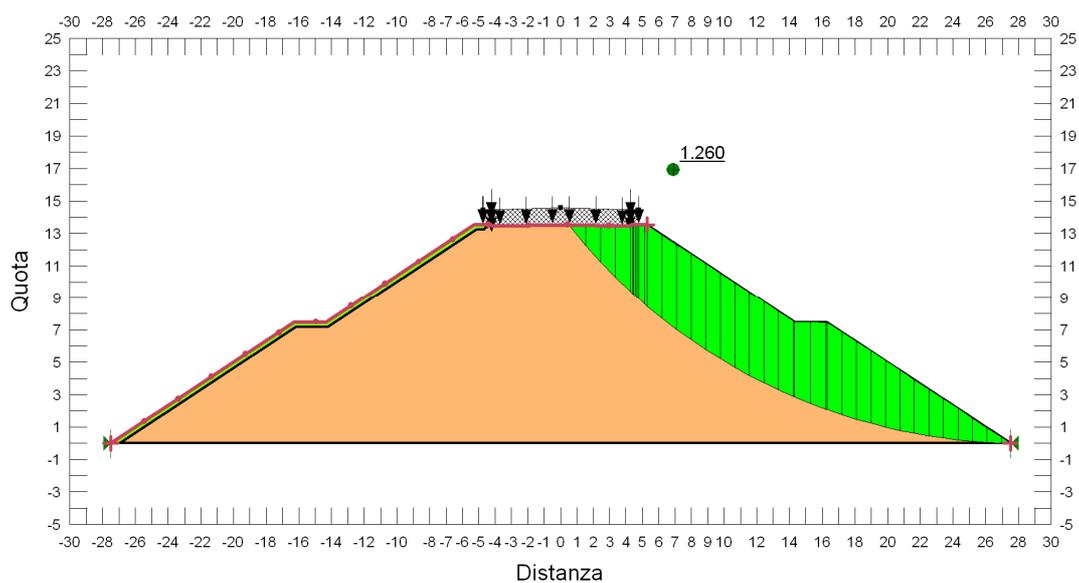


FIGURA 11-6: SUPERFICIE DI SCORRIMENTO PER RILEVATO DI H=13.50 M - CONDIZIONE STATICA DRENATA.

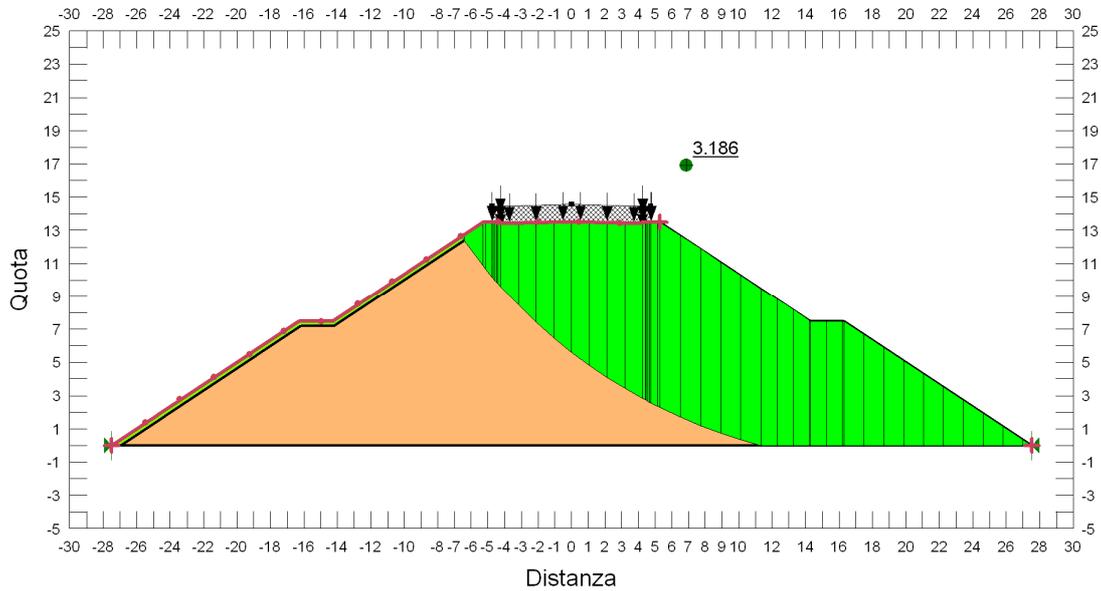


FIGURA 11-7: SUPERFICIE DI SCORRIMENTO PER RILEVATO DI H=13.50 M - CONDIZIONE SISMA+.

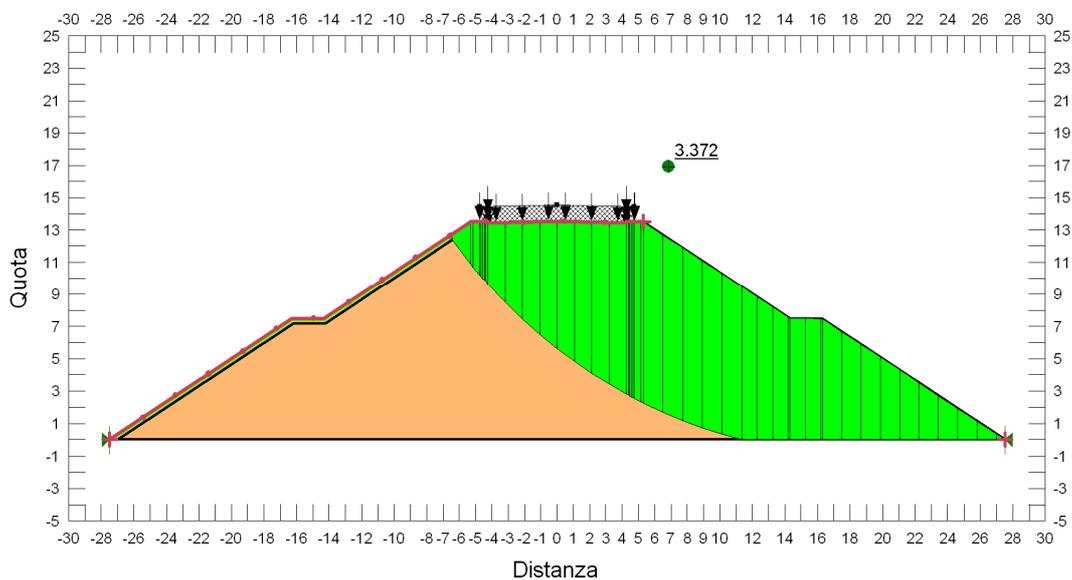


FIGURA 11-8: SUPERFICIE DI SCORRIMENTO PER RILEVATO DI H=13.50 M - CONDIZIONE SISMA-.

11.2. VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE DEI RILEVATI

Sulla base delle altezze massime di rilevato individuate in corrispondenza delle singole zone omogenee è stata analizzata la stabilità globale; in questo caso, le superfici di scorrimento interessano anche gli strati di terreno al di sotto del rilevato e consentono di definire la necessità di elementi di rinforzo alla base o all'interno del corpo rilevato. Nella seguente tabella si riassumono le altezze analizzate per le singole zone omogenee.

TABELLA 11-4: ALTEZZE DI RILEVATO ANALIZZATE NELLE VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE PER CIASCUNA ZONA OMOGENEA.

ZONA OMOGENEA	H _{ril} [m]	Nota
1	6.00	Massima altezza di rilevato senza banca intermedia
	10.00	Massima altezza di rilevato con banca e senza geogriglia di rinforzo
	12.00	Altezza di rilevato intermedia con banca e con geogriglia di rinforzo
	13.50	Massima altezza di rilevato con banca e con geogriglia di rinforzo
2-3	6.00	Massima altezza di rilevato

11.2.1. Zona omogenea 1

11.2.1.1 H_{ril} = 6.00 m

Si riportano nella tabella e nelle immagini seguenti i risultati ottenuti per le diverse condizioni di calcolo per rilevati di altezza 6.00 m.

TABELLA 11-5: RISULTATI DELLE ANALISI DI STABILITÀ GLOBALE – H_{RIL} = 6.00 M.

VERIFICHE	FS ($\gamma_R \geq 1.1$)			
	Cond. STATICA NON DRENATA	Cond. STATICA DRENATA	Cond. SISMA +	Cond. SISMA -
H=6.00 m	2.402	1.162	1.840	1.930

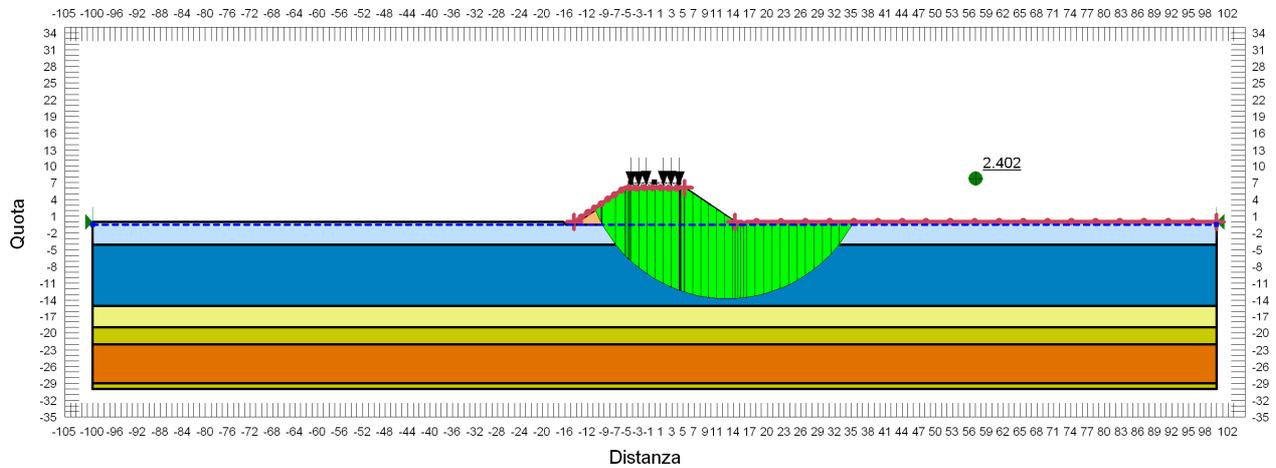


FIGURA 11-9: VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE RILEVATO DI H=6.00 M - CONDIZIONE STATICA NON DRENATA.

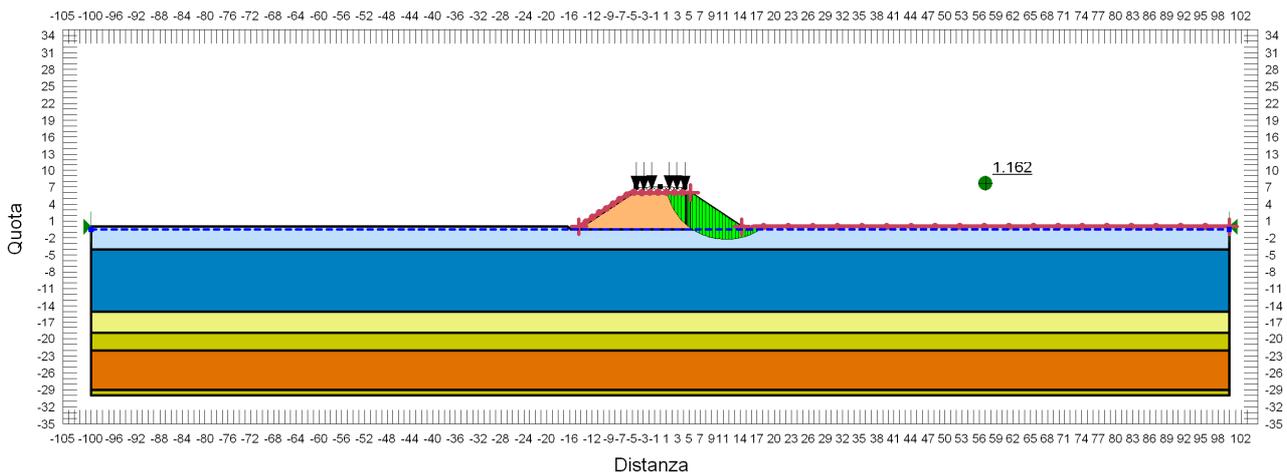


FIGURA 11-10: VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE RILEVATO DI H=6.00 M - CONDIZIONE STATICA DRENATA.

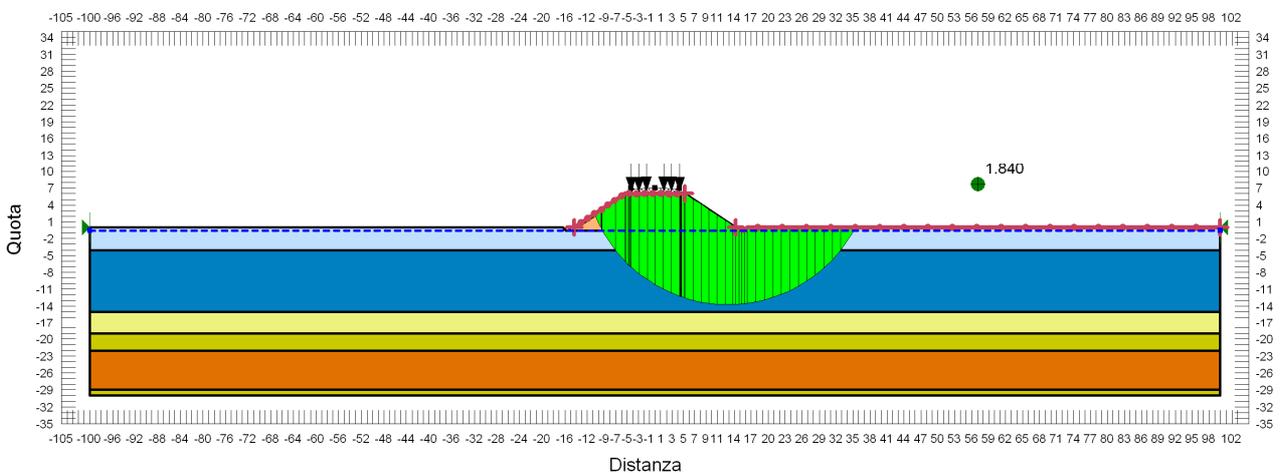


FIGURA 11-11: VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE RILEVATO DI H=6.00 M - CONDIZIONE SISMA+.

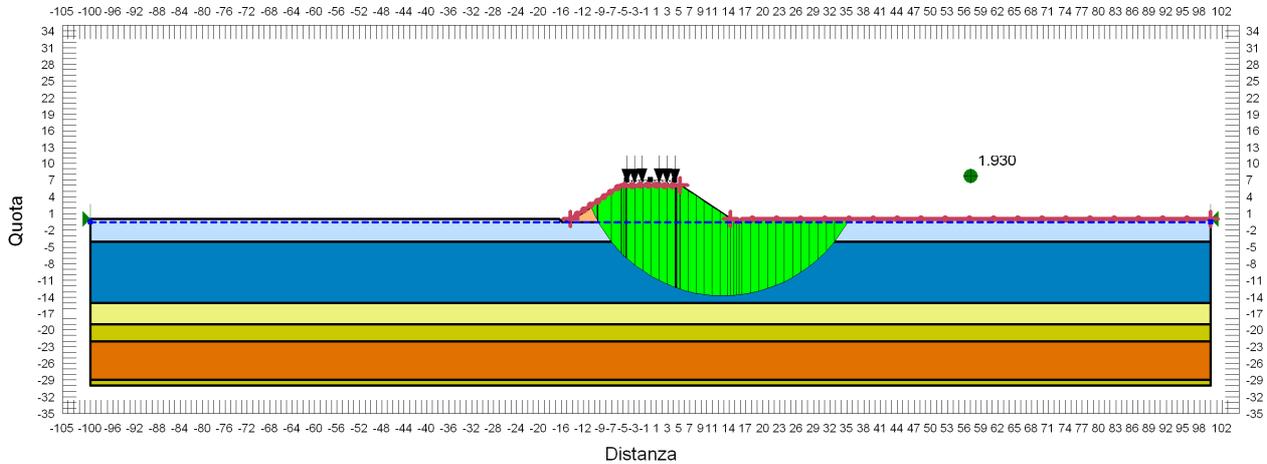


FIGURA 11-12: VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE RILEVATO DI H=6.00 M - CONDIZIONE SISMA-

11.2.1.2 $H_{ril} = 10.00\text{ m}$

Si riportano nella tabella e nelle immagini seguenti i risultati ottenuti per le diverse condizioni di calcolo per rilevati di altezza 10.00 m.

TABELLA 11-6: RISULTATI DELLE ANALISI DI STABILITÀ GLOBALE – $H_{RIL} = 10.00\text{ M}$.

VERIFICHE	FS ($\gamma_R \geq 1.1$)			
	Cond. STATICA NON DRENATA	Cond. STATICA DRENATA	Cond. SISMA +	Cond. SISMA -
H=10.00 m	1.637	1.107	1.303	1.373

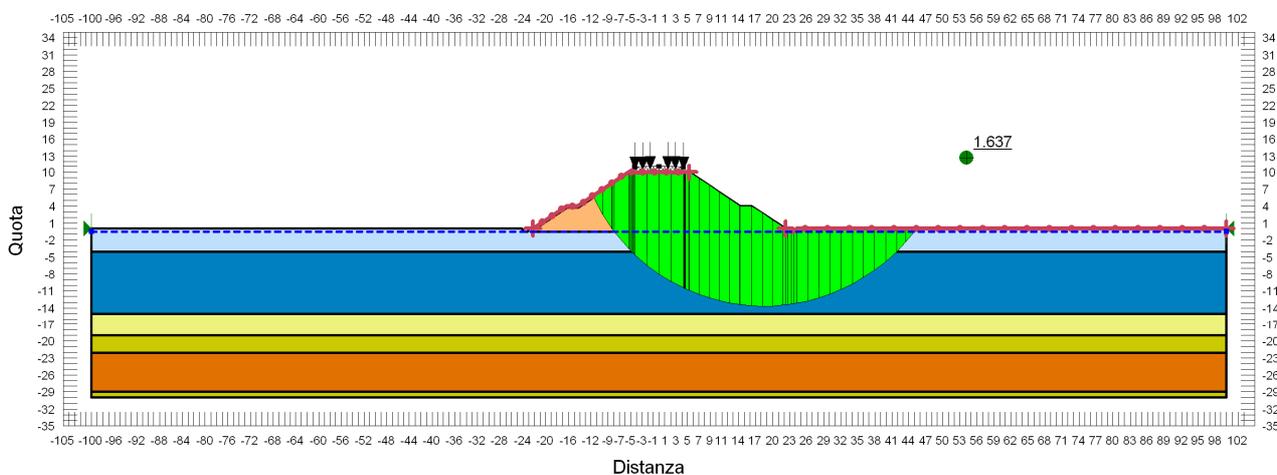


FIGURA 11-13: VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE RILEVATO DI H=10.00 M - CONDIZIONE STATICA NON DRENATA.

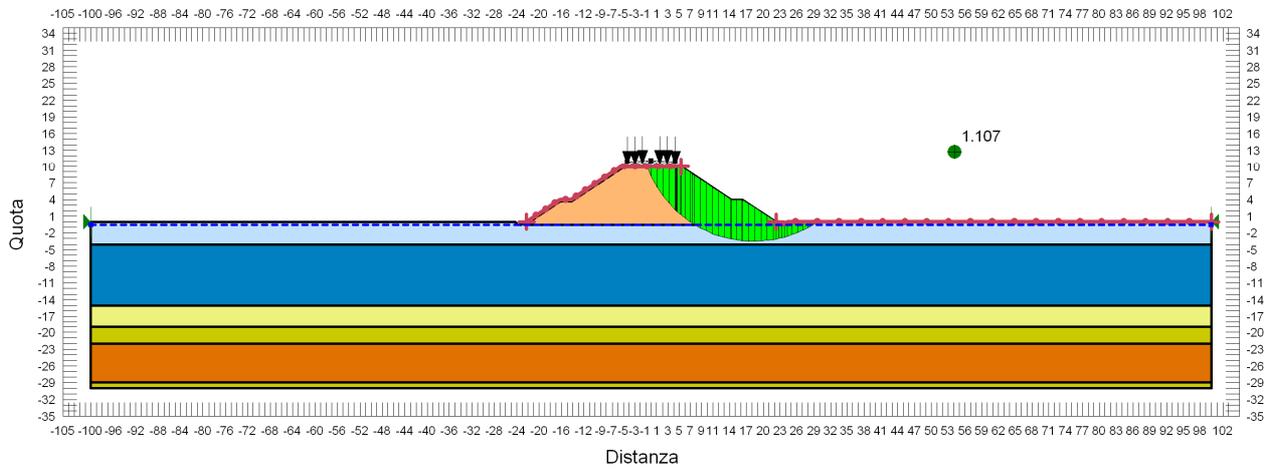


FIGURA 11-14: VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE RILEVATO DI H=10.00 M - CONDIZIONE STATICA DRENATA.

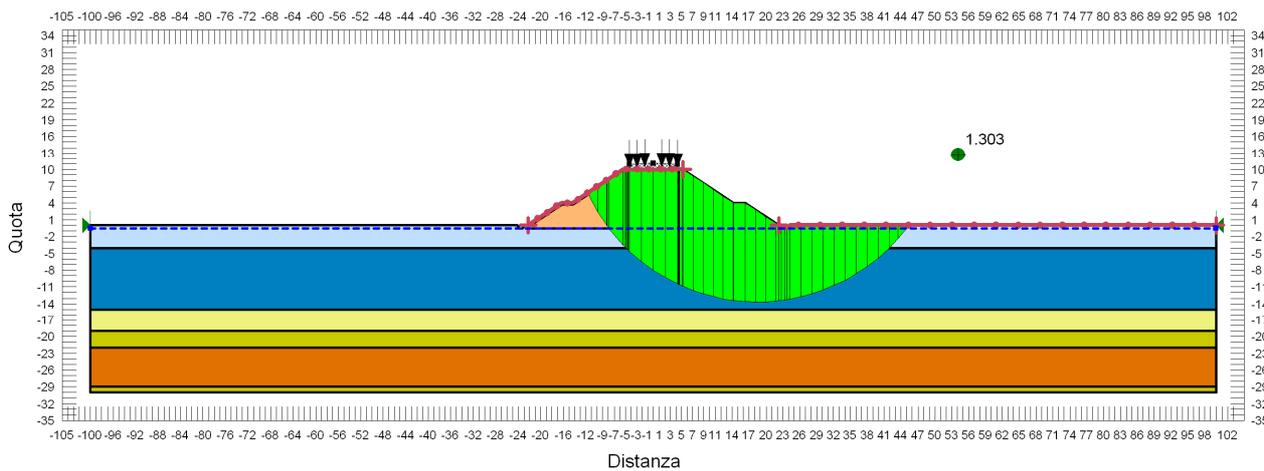


FIGURA 11-15: VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE RILEVATO DI H=10.00 M - CONDIZIONE SISMA+.

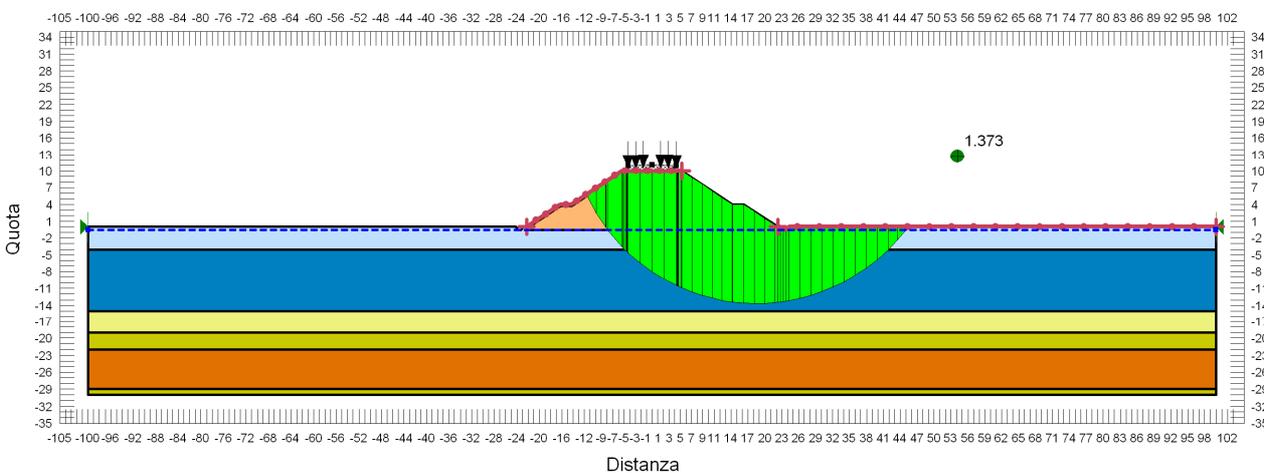


FIGURA 11-16: VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE RILEVATO DI H=10.00 M - CONDIZIONE SISMA-.

11.2.1.3 $H_{ril} = 12.00\text{ m}$

Per i rilevati di altezza superiore a 10.00 m sono state introdotte alla base del rilevato delle geogriglie di rinforzo. Per rilevati di altezza aventi altezza compresa tra 10.00 m e 12.00 m sono state introdotte geogriglie aventi resistenza ultima a trazione pari a 130 kN in corrispondenza di un allungamento $\epsilon=10\%$.

Si riportano nella tabella e nelle immagini seguenti i risultati ottenuti per le diverse condizioni di calcolo per rilevati di altezza 12.00 m.

TABELLA 11-7: RISULTATI DELLE ANALISI DI STABILITÀ GLOBALE DEI RILEVATI $H_{RIL}=12.00\text{ M}$.

VERIFICHE	FS ($\gamma_R \geq 1.1$)			
ALTEZZA RILEVATI	Cond. STATICA NON DRENATA	Cond. STATICA DRENATA	Cond. SISMA +	Cond. SISMA -
H=12.00 m	1.455	1.188	1.157	1.222

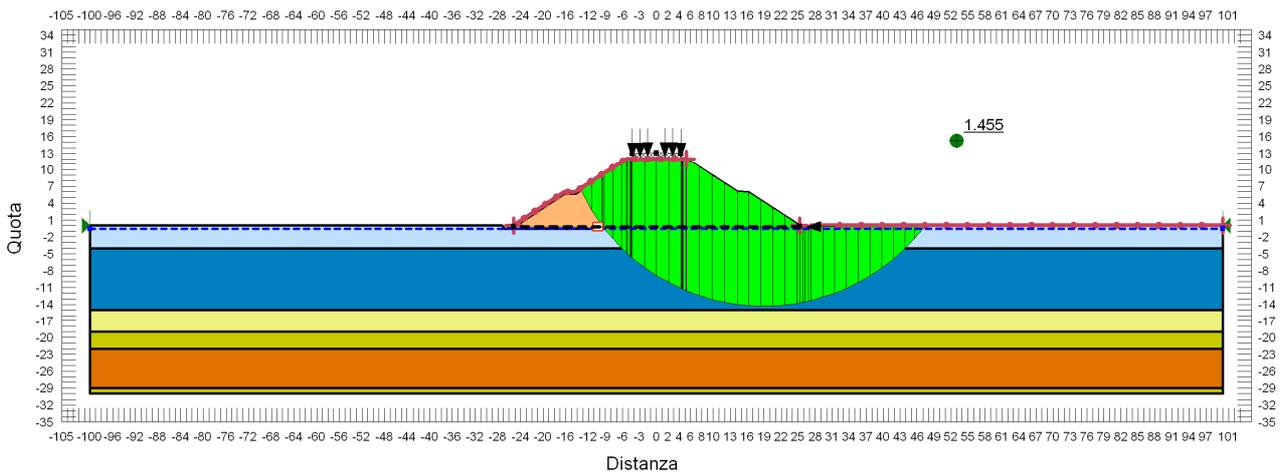


FIGURA 11-17: VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE RILEVATO DI H=12.00 M - CONDIZIONE STATICA NON DRENATA.

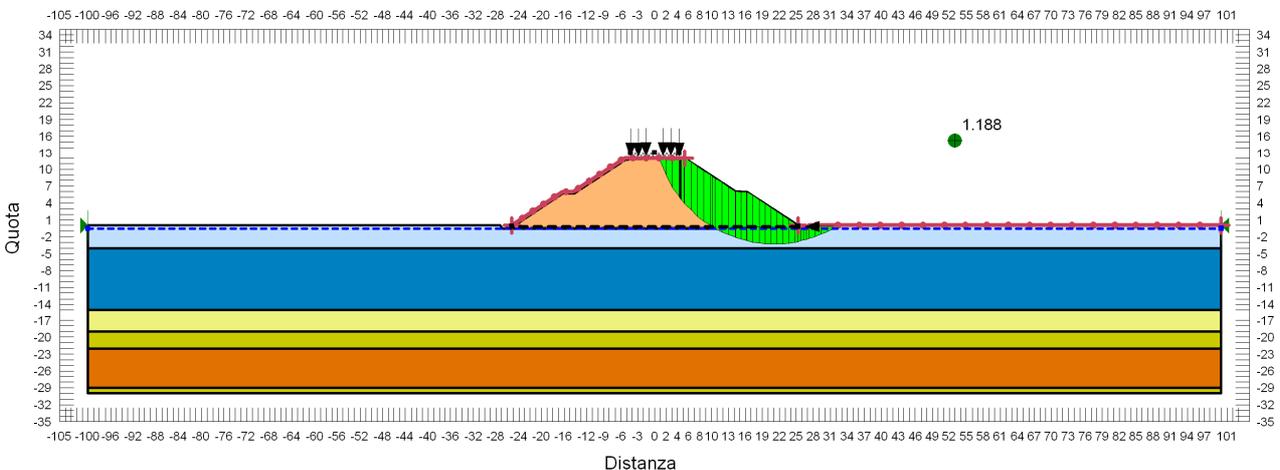


FIGURA 11-18: VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE RILEVATO DI H=12.00 M - CONDIZIONE STATICA DRENATA.

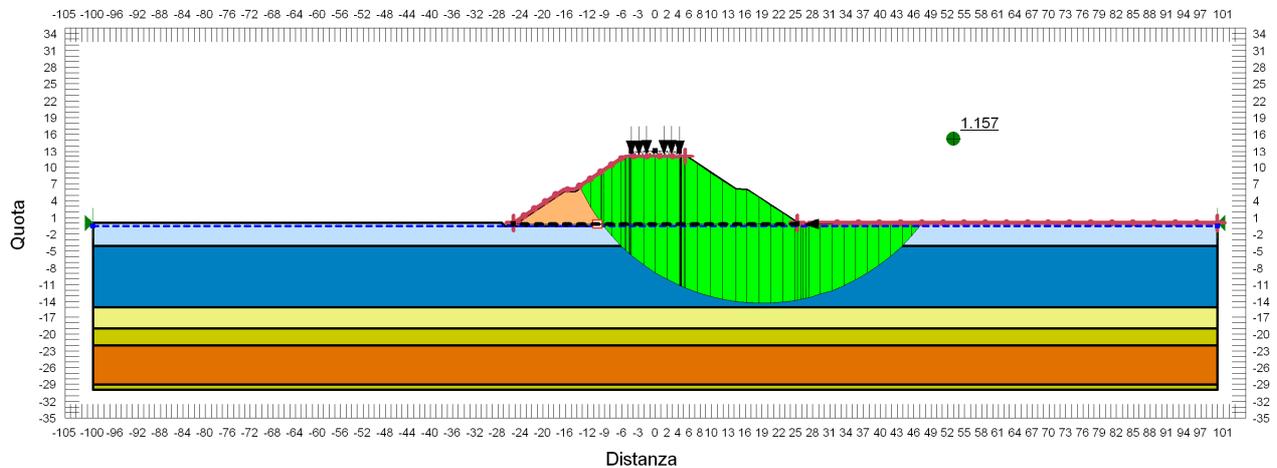


FIGURA 11-19: VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE RILEVATO DI H=12.00 M - CONDIZIONE SISMA+.

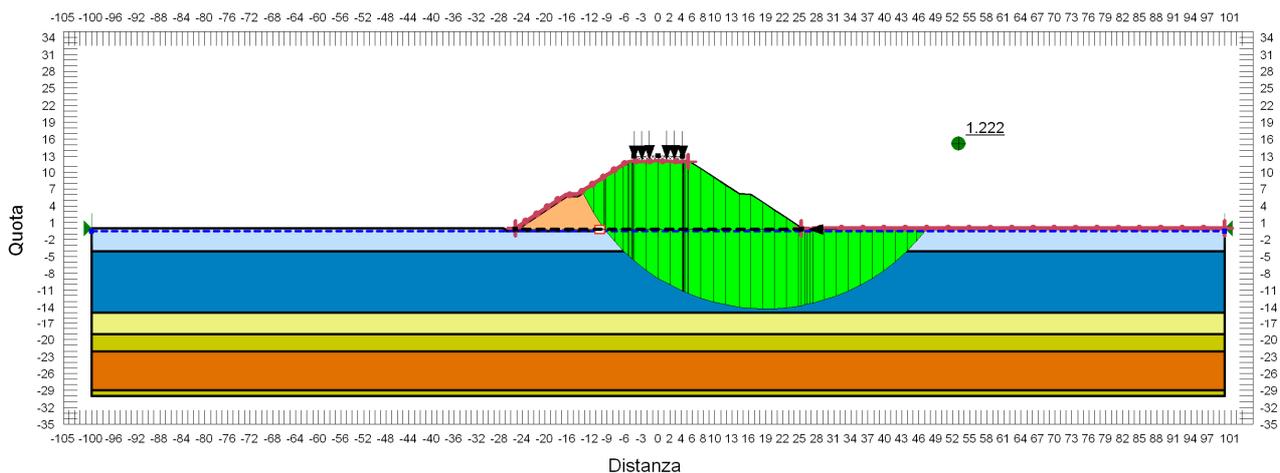


FIGURA 11-20: VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE RILEVATO DI H=12.00 M - CONDIZIONE SISMA-.

11.2.1.4 $H_{rij} = 13.50\text{ m}$

Per i rilevati di altezza superiore a 10.00 m sono state introdotte alla base del rilevato delle geogriglie di rinforzo. Per rilevati di altezza aventi altezza compresa tra 12.00 m e 13.50 m sono state introdotte geogriglie aventi resistenza ultima a trazione pari a 350 kN in corrispondenza di un allungamento $\epsilon=10\%$.

Si riportano nella tabella e nelle immagini seguenti i risultati ottenuti per le diverse condizioni di calcolo per rilevati di altezza 13.50 m.

TABELLA 11-8: RISULTATI DELLE ANALISI DI STABILITÀ GLOBALE DEI RILEVATI $H_{RIL}=13.50$ M.

VERIFICHE	FS ($\gamma_R \geq 1.1$)			
ALTEZZA RILEVATI	Cond. STATICA NON DRENATA	Cond. STATICA DRENATA	Cond. SISMA +	Cond. SISMA -
H=13.50 m	1.401	1.175	1.107	1.172

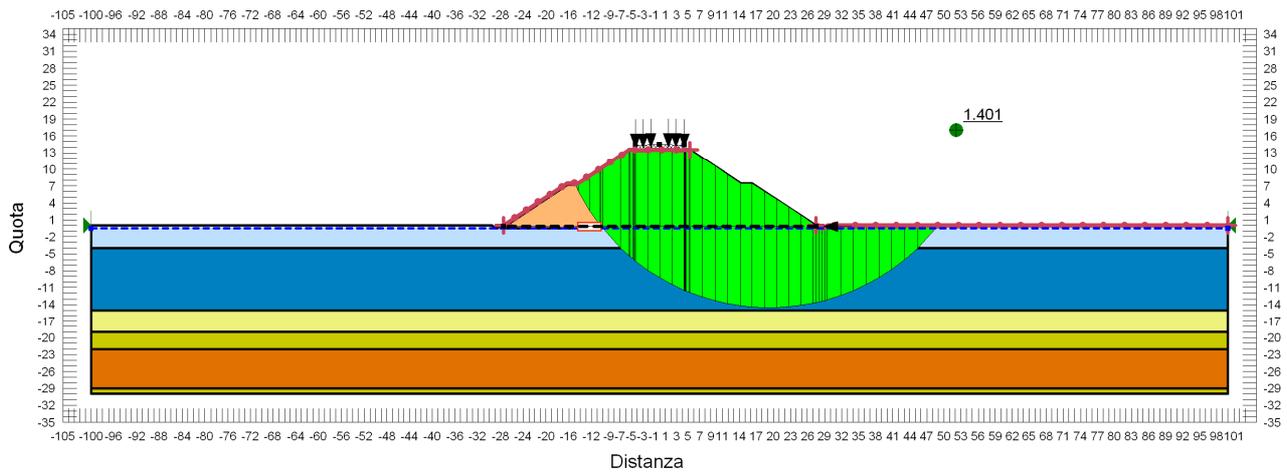


FIGURA 11-21: VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE RILEVATO DI H=13.50 M - CONDIZIONE STATICA NON DRENATA.

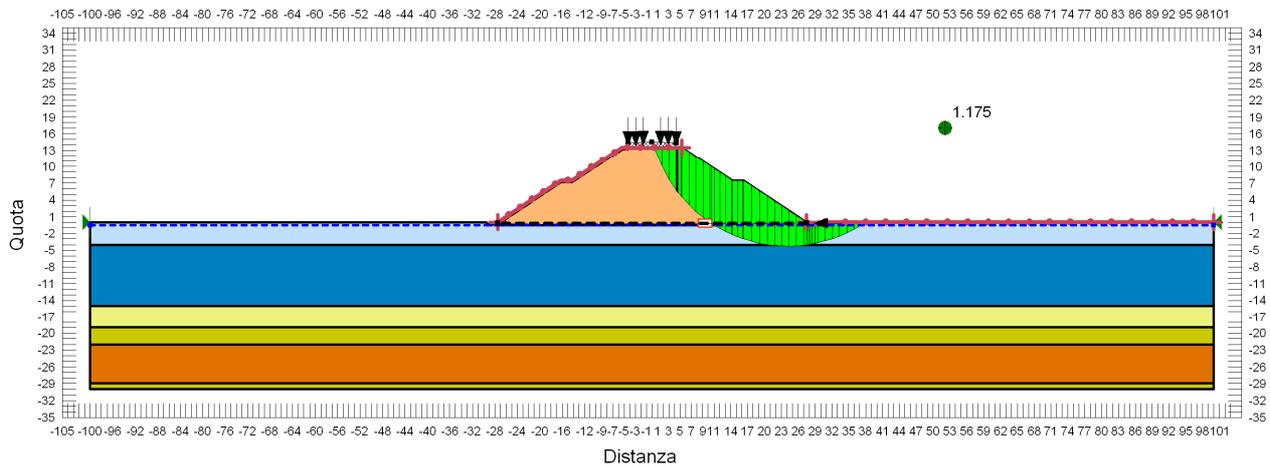


FIGURA 11-22: VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE RILEVATO DI H=13.50 M - CONDIZIONE STATICA DRENATA.

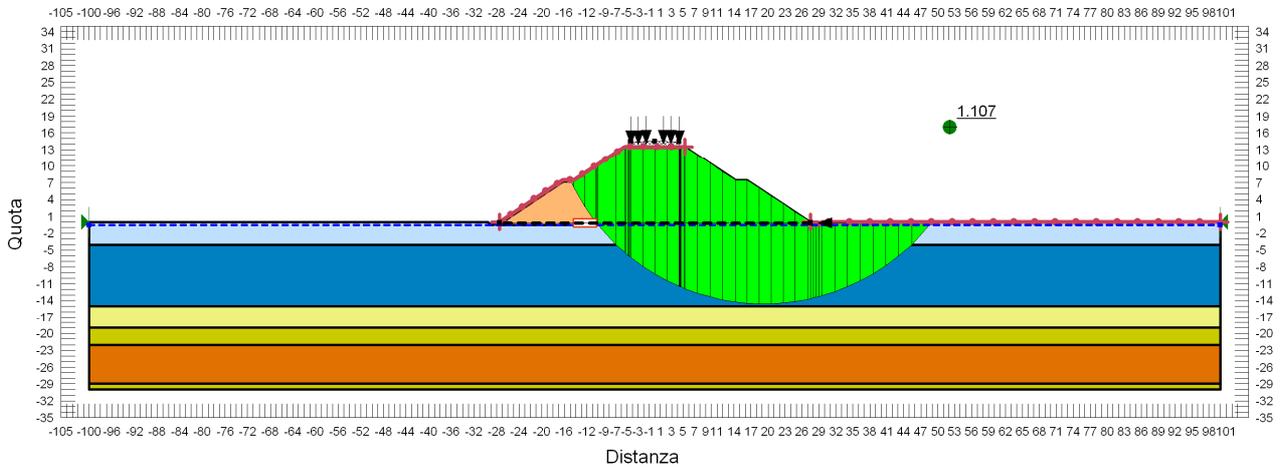


FIGURA 11-23: VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE RILEVATO DI H=13.50 M - CONDIZIONE SISMA+.

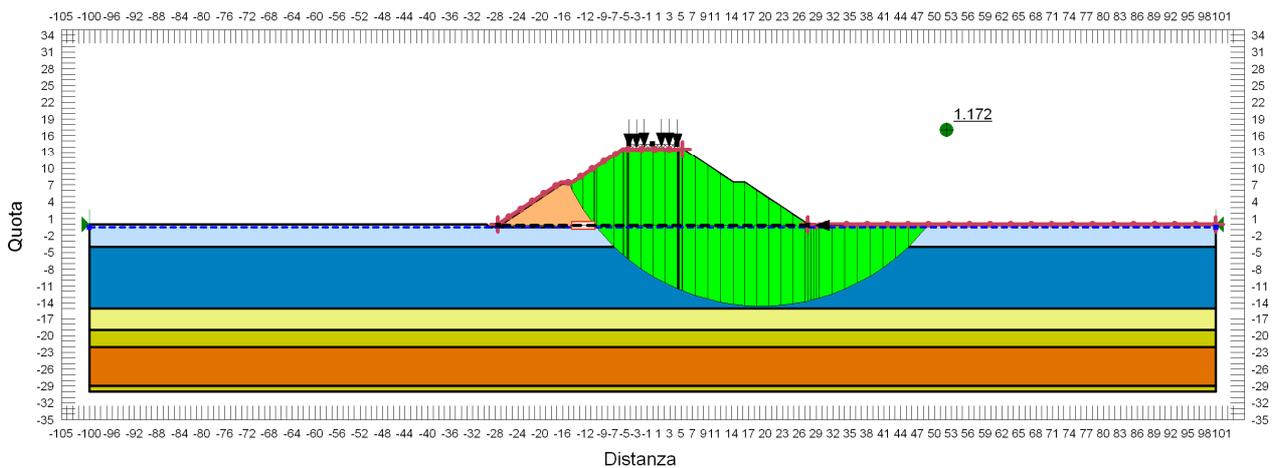


FIGURA 11-24: VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE RILEVATO DI H=13.50 M - CONDIZIONE SISMA-.

11.2.2. Zona omogenea 2

11.2.2.1 $H_{ril} = 6.00\text{ m}$

Si riportano nella tabella e nelle immagini seguenti i risultati ottenuti per le diverse condizioni di calcolo per rilevati di altezza 6.00 m.

TABELLA 11-9: RISULTATI DELLE ANALISI DI STABILITÀ GLOBALE – $H_{RIL} = 6.00\text{ M}$.

VERIFICHE	FS ($\gamma_R \geq 1.1$)			
ALTEZZA RILEVATI	Cond. STATICA NON DRENATA	Cond. STATICA DRENATA	Cond. SISMA +	Cond. SISMA -
H=6.00 m	2.327	1.197	2.013	2.073

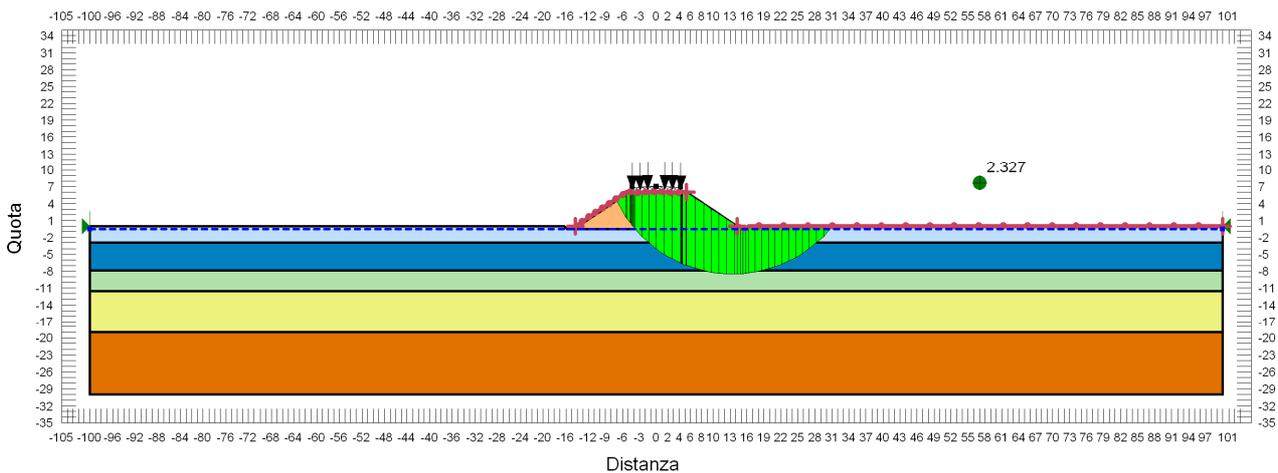


FIGURA 11-25: VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE RILEVATO DI H=6.00 M - CONDIZIONE STATICA NON DRENATA.

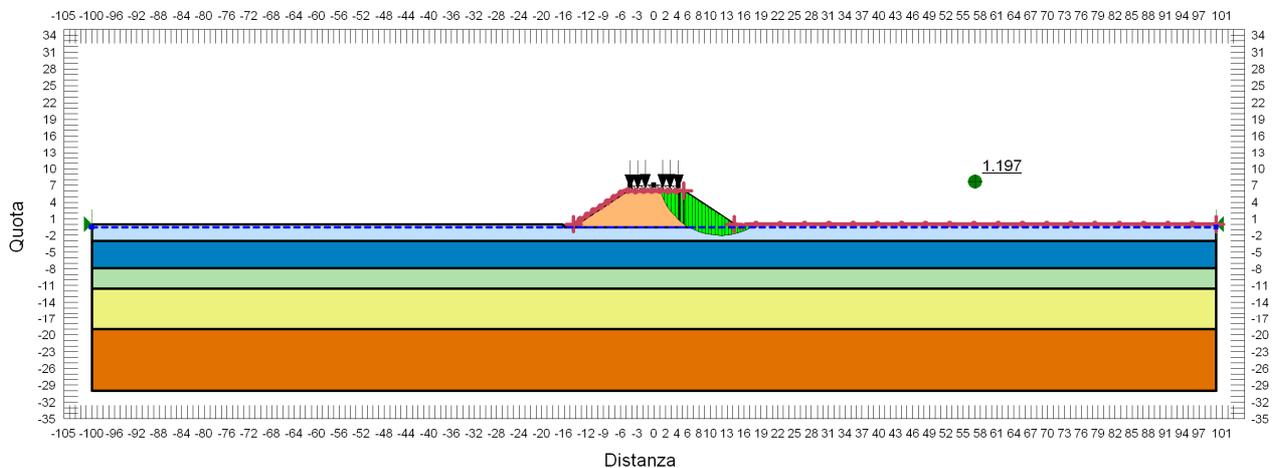


FIGURA 11-26: VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE RILEVATO DI H=6.00 M - CONDIZIONE STATICA DRENATA.

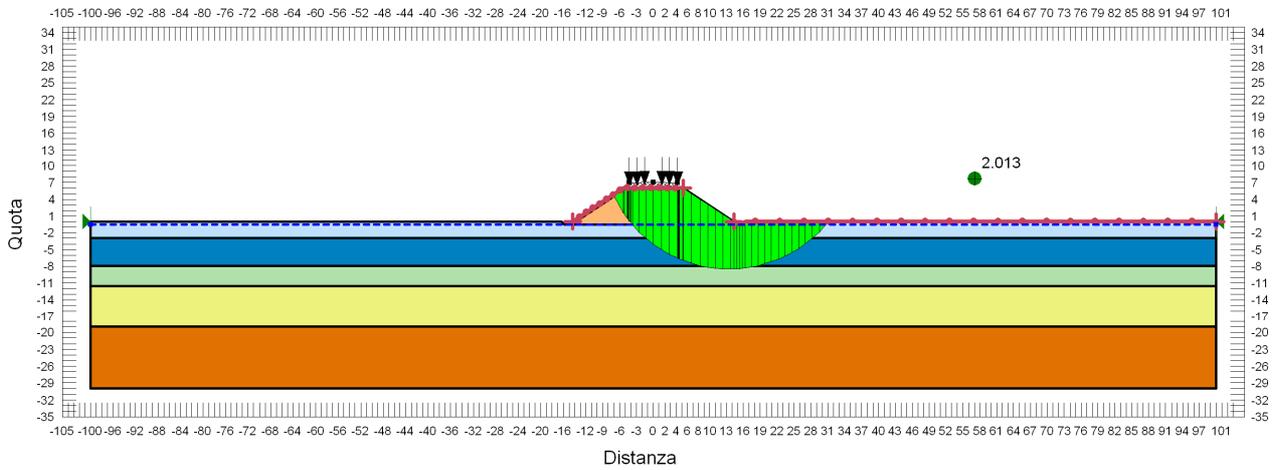


FIGURA 11-27: VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE RILEVATO DI H=6.00 M - CONDIZIONE SISMA+.

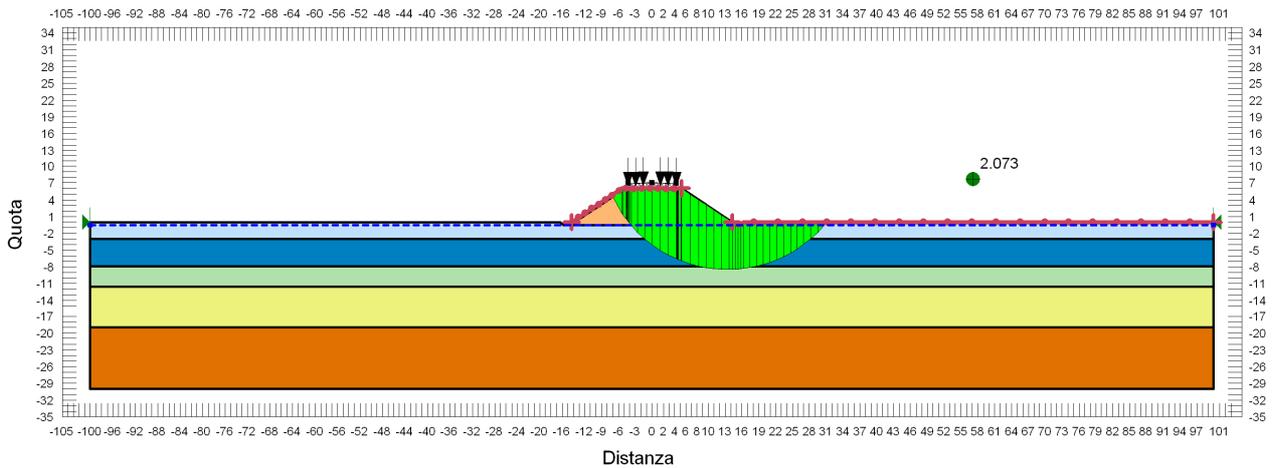


FIGURA 11-28: VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE RILEVATO DI H=6.00 M - CONDIZIONE SISMA-.

11.2.3. Zona omogenea 3

11.2.3.1 $H_{ril} = 6.00\text{ m}$

Si riportano nella tabella e nelle immagini seguenti i risultati ottenuti per le diverse condizioni di calcolo per rilevati di altezza 6.00 m.

TABELLA 11-10: RISULTATI DELLE ANALISI DI STABILITÀ GLOBALE – $H_{RIL} = 6.00\text{ M.}$

VERIFICHE	FS ($\gamma_R \geq 1.1$)			
ALTEZZA RILEVATI	Cond. STATICA NON DRENATA	Cond. STATICA DRENATA	Cond. SISMA +	Cond. SISMA -
H=6.00 m	2.303	1.165	1.948	2.051

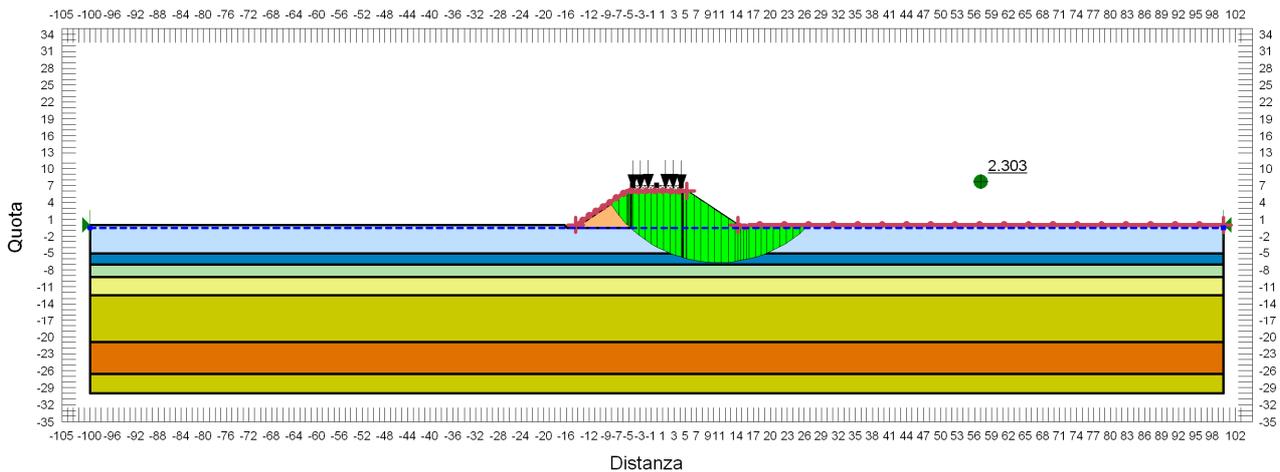


FIGURA 11-29: VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE RILEVATO DI H=6.00 M - CONDIZIONE STATICA NON DRENATA.

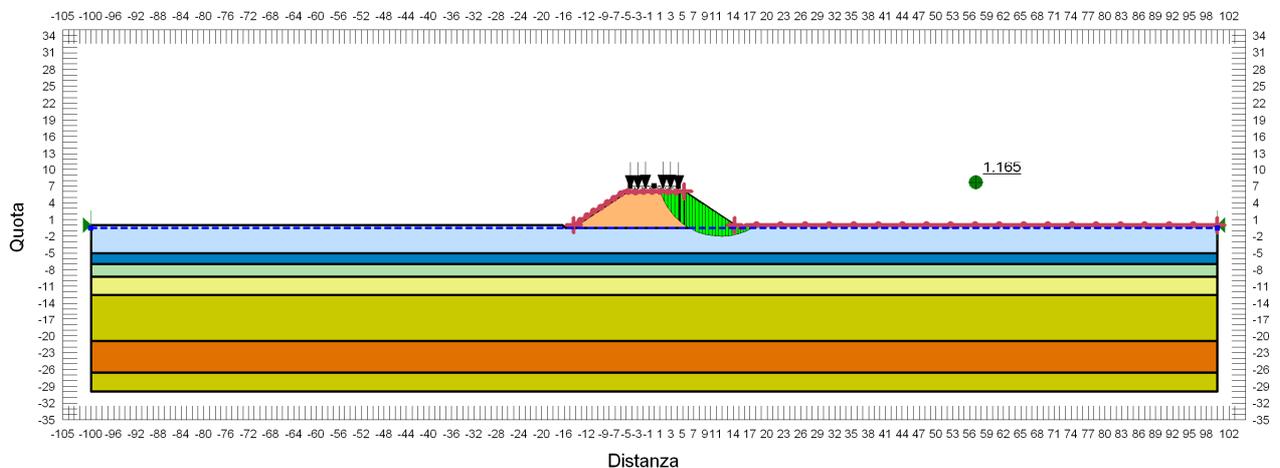


FIGURA 11-30: VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE RILEVATO DI H=6.00 M - CONDIZIONE STATICA DRENATA.

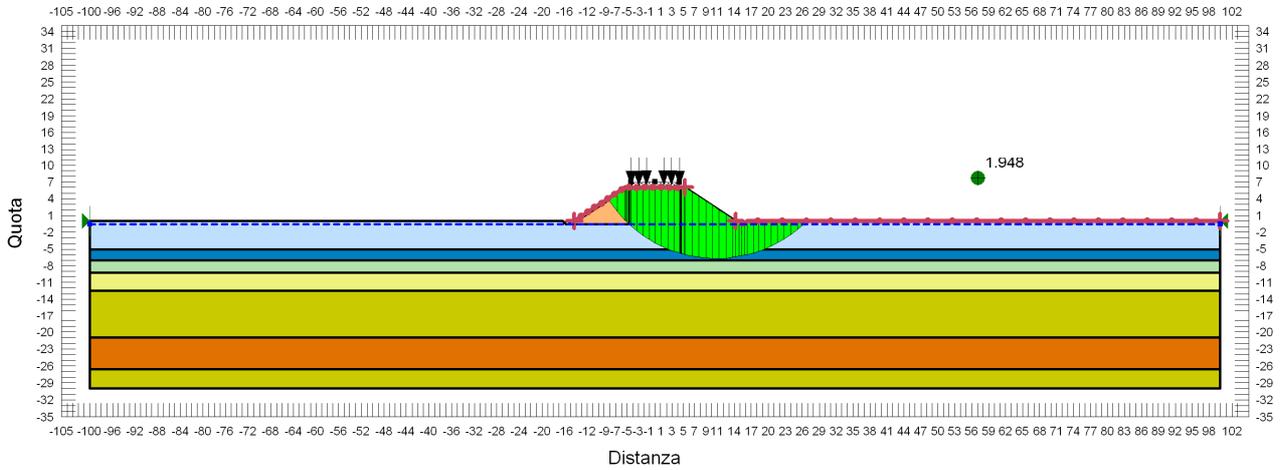


FIGURA 11-31: VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE RILEVATO DI H=6.00 M - CONDIZIONE SISMA+.

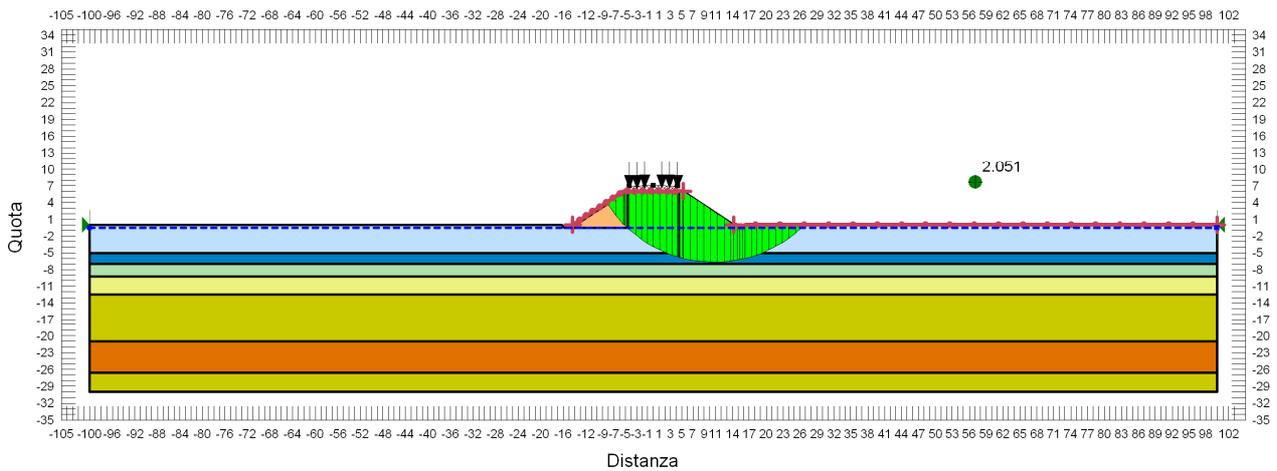


FIGURA 11-32: VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE RILEVATO DI H=6.00 M - CONDIZIONE SISMA-.

12. VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI

12.1. LIVELLI PRESTAZIONALI RILEVATI

Per la progettazione degli interventi di consolidamento al di sotto del rilevato corrente sono stati considerati i seguenti livelli prestazionali:

- il cedimento residuo, dopo la messa in esercizio dell'opera (T_c+T_a), deve risultare **inferiore a 7.5 cm nel corso del primo anno di esercizio** ($T_c+T_a+360gg$);
- il cedimento residuo, dopo la messa in esercizio dell'opera (T_c+T_a), deve risultare **inferiore a 22.5 cm nel corso dei primi 10 anni di esercizio** ($T_c+T_a+3600gg$);

dove:

T_c è il tempo di costruzione del rilevato considerato pari a 10 gg/metro;

T_a è il tempo che intercorre tra la fine della costruzione del rilevato e la realizzazione della sovrastruttura stradale.

Le elaborazioni sono state condotte secondo quanto riportato nell'elaborato PD_0_A00_A0000_0_GT_RB_02 "Criteri generali verifiche geotecniche".

12.2. ZONA OMOGENEA 1

La valutazione dei cedimenti è stata condotta con riferimento alla stratigrafia riportata al precedente § 8.1.

12.2.1. $H_{ril}=13.00$ m

Si riportano nella seguente figura i cedimenti immediati e totali (immediati, consolidazione primaria e secondaria).

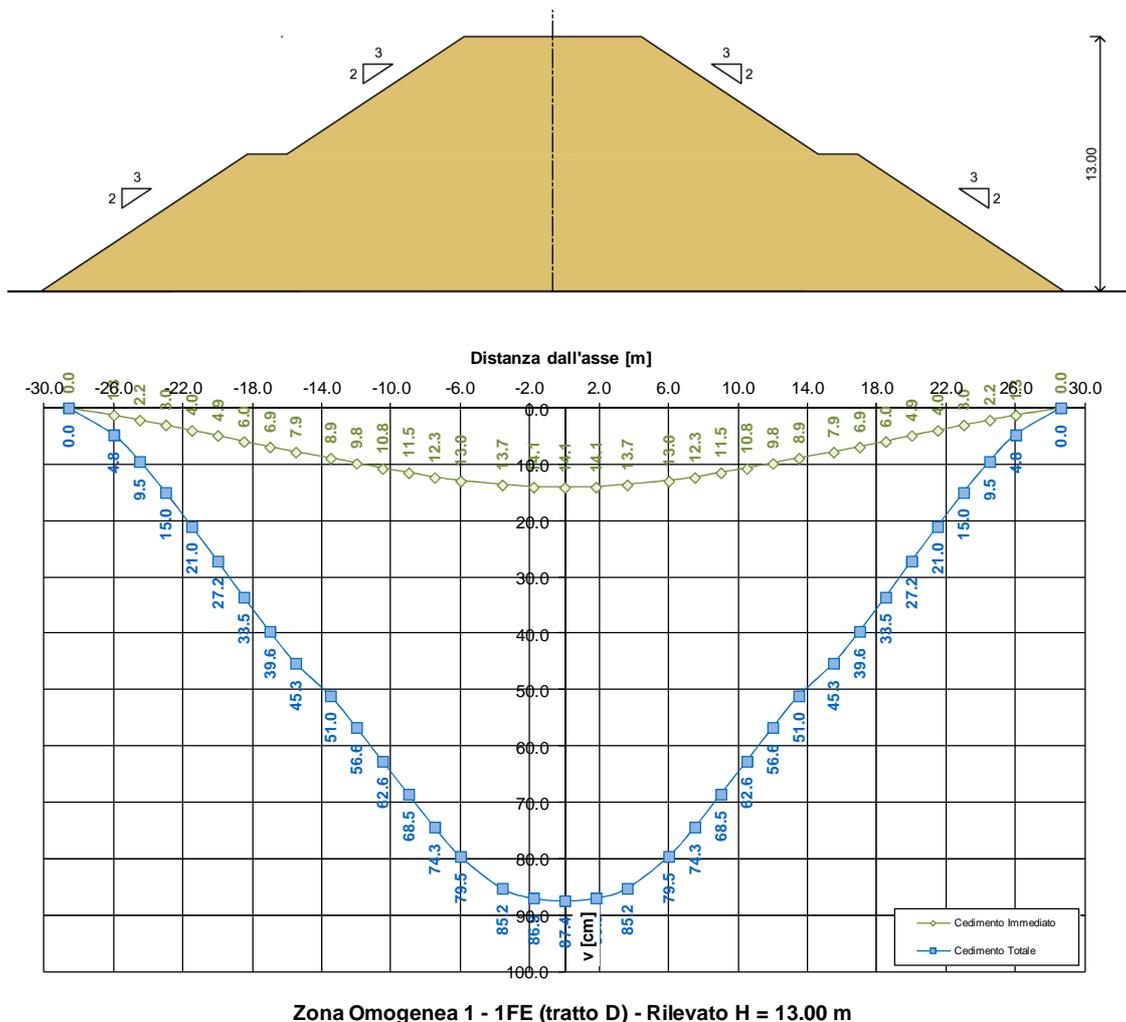


FIGURA 12-1: ANDAMENTO DEI CEDIMENTI IMMEDIATI E TOTALI.

Nelle figure seguenti sono riportati gli andamenti dei cedimenti totali (consolidazione primaria + consolidazione secondaria) nel tempo relativi rispettivamente agli intervalli temporali 0-100 anni e 0-5 anni.

1FE (tratto D) - Zona Omogenea 1 - Rilevato H = 13.00 m
 Evoluzione del cedimento nel tempo

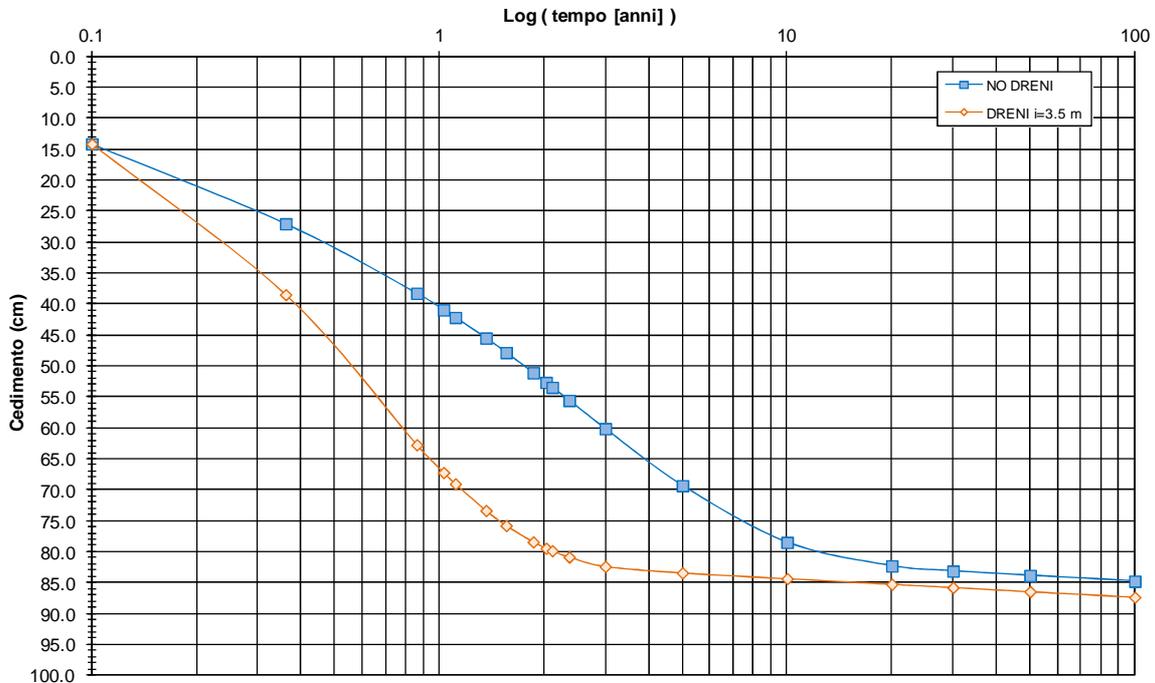


FIGURA 12-2: EVOLUZIONE DEL CEDIMENTO NEL TEMPO – SCALA LOGARITMICA.

1FE (tratto D) - Zona Omogenea 1 - Rilevato H = 13.00 m
 Evoluzione del cedimento nel tempo

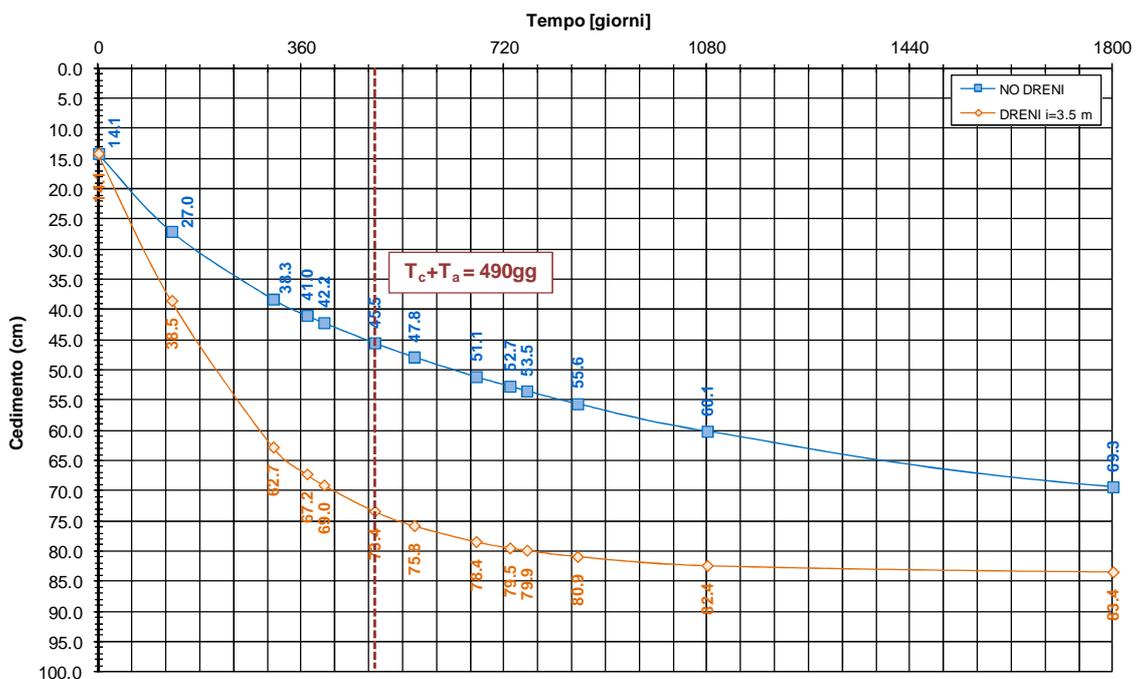


FIGURA 12-3: EVOLUZIONE DEL CEDIMENTO NEL TEMPO – SCALA NATURALE.

Nelle seguenti tabelle sono riportate rispettivamente le entità di cedimento immediato, di consolidazione primaria e secondaria e la valutazione del rispetto dei limiti prestazionali nel caso di dreni posti ad interasse di 3.5m e di lunghezza 16.0m.

TABELLA 12-1: ENTITA' DEL CEDIMENTO A 100 ANNI – ZONA OMOGENEA 1.

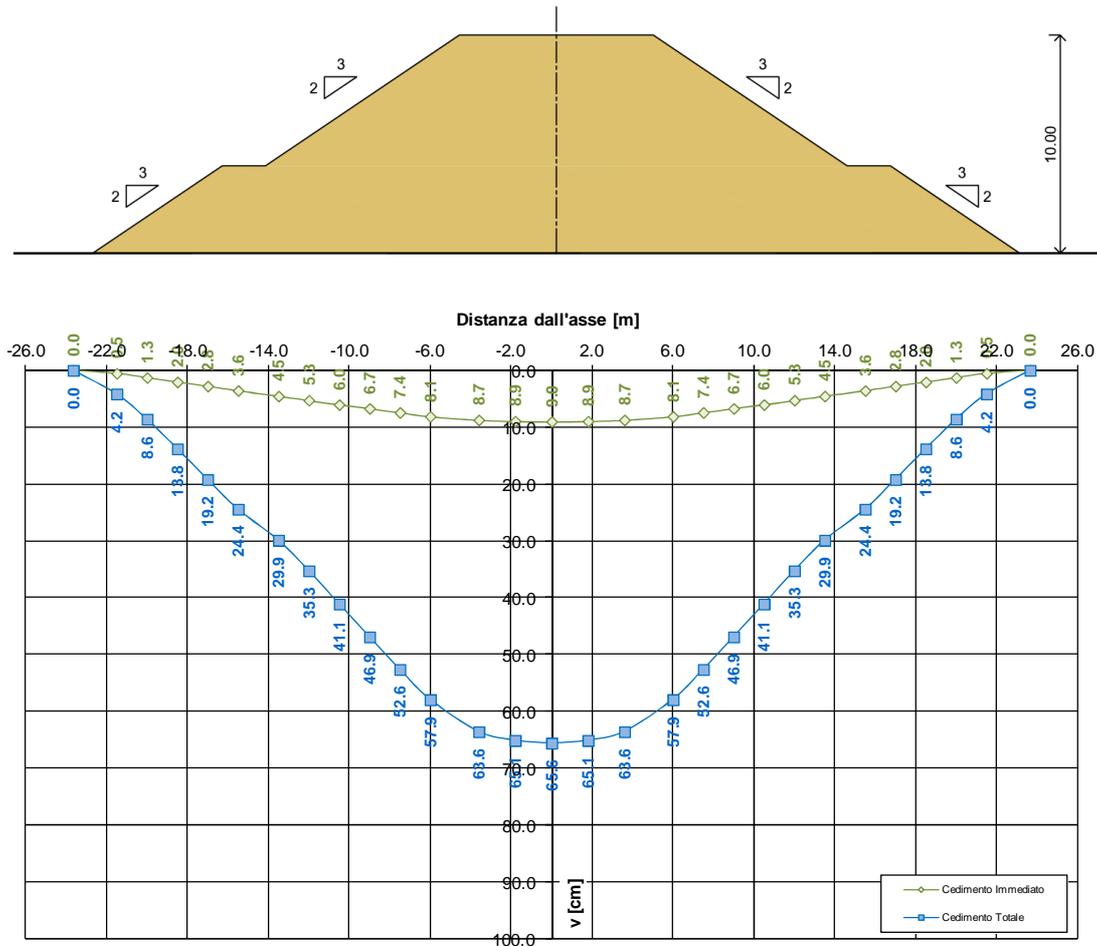
Cedimento immediato [cm]	14.1
Cedimento di consolidazione primaria [cm]	69.2
Cedimento di consolidazione secondaria [cm]	4.1

TABELLA 12-2: VERIFICA LIMITI PRESTAZIONALI – ZONA OMOGENEA 1.

Tempi	Cedimento in funzione delle caratteristiche dell'intervento previsto [cm]	
$T_c + T_a$	73.4	
$T_c + T_a + 360gg$	80.8	$\Delta_{1^{\circ}anno} = 7.4 \text{ cm} < 7.5 \text{ cm}$
$T_c + T_a + 3600gg$	84.5	$\Delta_{10^{\circ}anno} = 11.1 \text{ cm} < 22.5 \text{ cm}$

12.2.2. $H_{rij}=10.00$ m

Si riportano nella seguente figura i cedimenti immediati e totali (immediati, consolidazione primaria e secondaria).



Zona Omogenea 1 - 1FE (tratto D) - Rilevato H = 10.00 m

FIGURA 12-4: ANDAMENTO DEI CEDIMENTI IMMEDIATI E TOTALI.

Nelle figure seguenti sono riportati gli andamenti dei cedimenti totali (consolidazione primaria + consolidazione secondaria) nel tempo relativi rispettivamente agli intervalli temporali 0-100 anni e 0-5 anni.

1FE (tratto D) - Zona Omogenea 1 - Rilevato H = 10.00 m
 Evoluzione del cedimento nel tempo

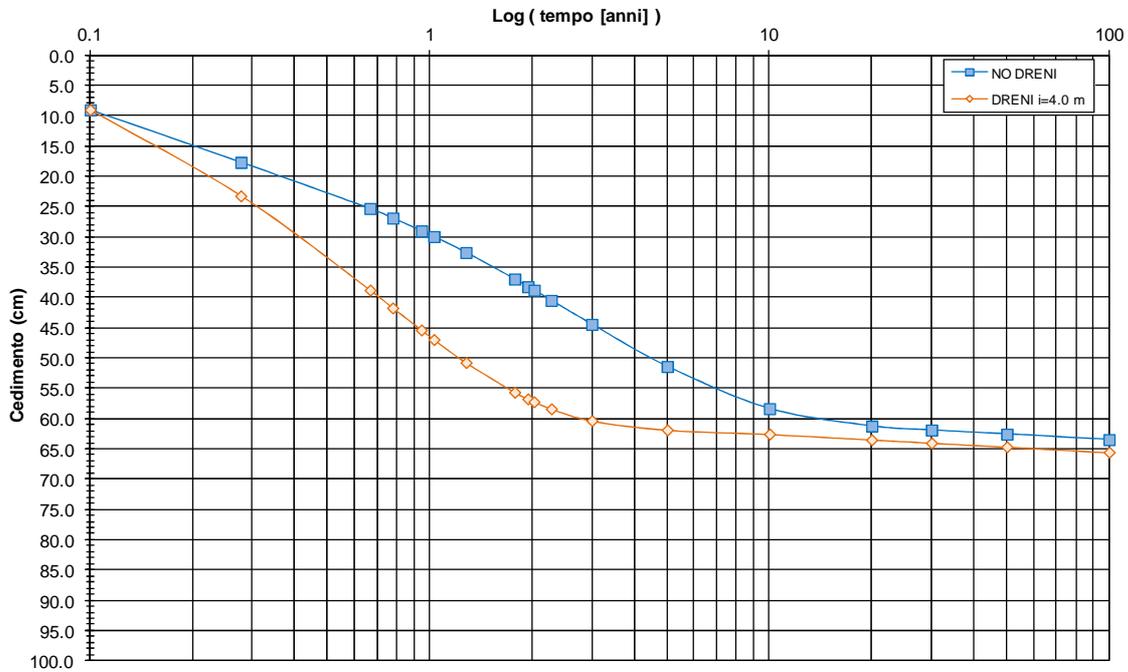


FIGURA 12-5: EVOLUZIONE DEL CEDIMENTO NEL TEMPO – SCALA LOGARITMICA.

1FE (tratto D) - Zona Omogenea 1 - Rilevato H = 10.00 m
 Evoluzione del cedimento nel tempo

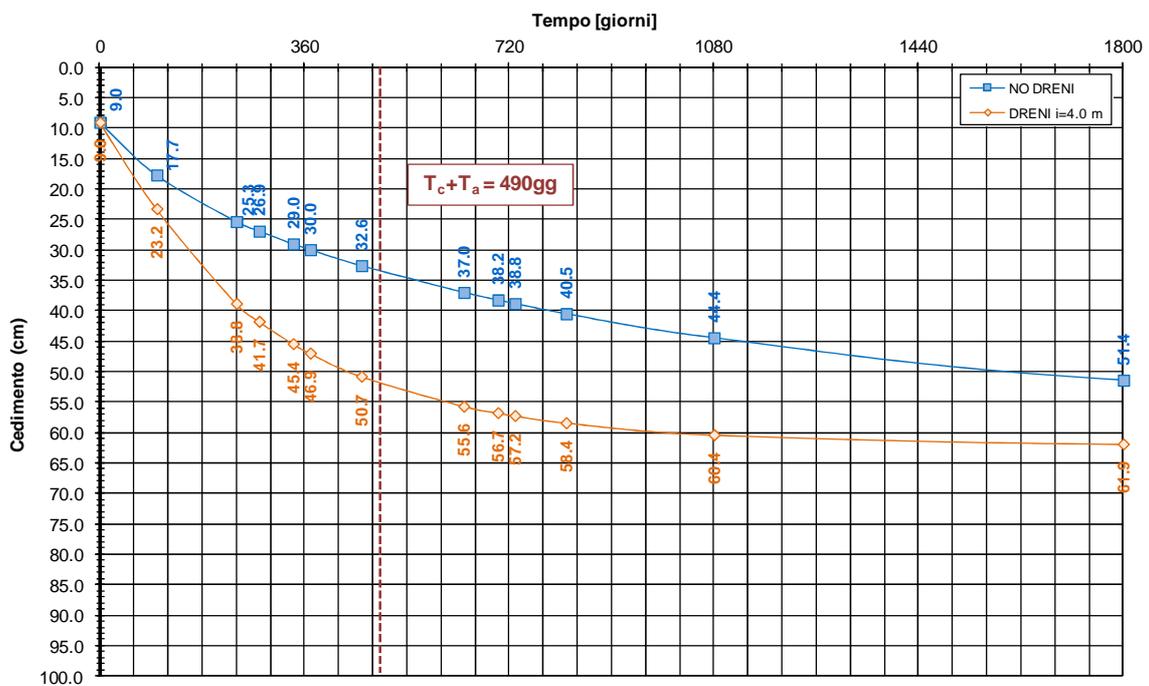


FIGURA 12-6: EVOLUZIONE DEL CEDIMENTO NEL TEMPO – SCALA NATURALE.

Nelle seguenti tabelle sono riportate rispettivamente le entità di cedimento immediato, di consolidazione primaria e secondaria e la valutazione del rispetto dei limiti prestazionali nel caso di dreni posti ad interasse pari a 4.0m e di lunghezza 16.0m.

TABELLA 12-3: ENTITA' DEL CEDIMENTO A 100 ANNI – ZONA OMOGENEA 1.

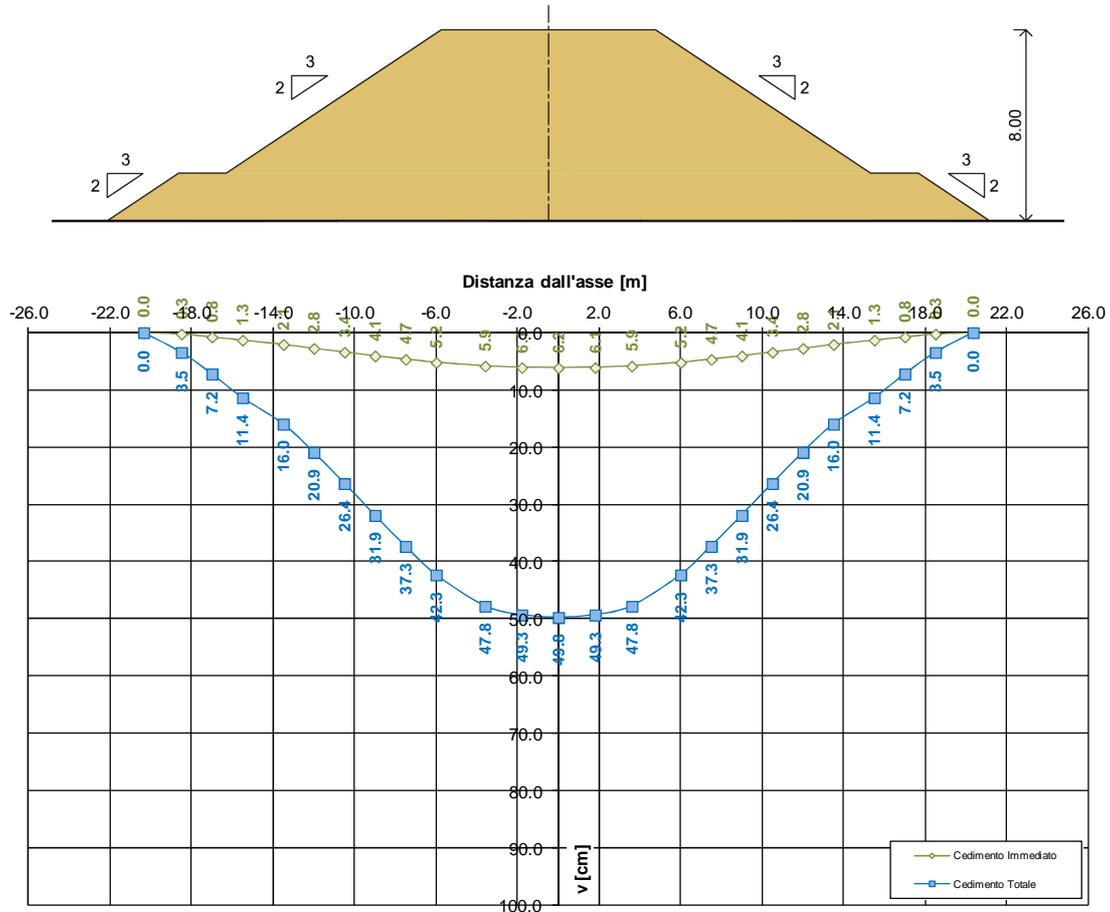
Cedimento immediato [cm]	9.0
Cedimento di consolidazione primaria [cm]	53.0
Cedimento di consolidazione secondaria [cm]	3.6

TABELLA 12-4: VERIFICA LIMITI PRESTAZIONALI – ZONA OMOGENEA 1.

Tempi	Cedimento in funzione delle caratteristiche dell'intervento previsto [cm]	
$T_c + T_a$	51.6	
$T_c + T_a + 360gg$	58.6	$\Delta_{1^{\circ}anno} = 7.0 \text{ cm} < 7.5 \text{ cm}$
$T_c + T_a + 3600gg$	62.7	$\Delta_{10^{\circ}anno} = 11.1 \text{ cm} < 22.5 \text{ cm}$

12.2.3. $H_{rij}=8.00$ m

Si riportano nella seguente figura i cedimenti immediati e totali (immediati, consolidazione primaria e secondaria).



Zona Omogenea 1 - 1FE (tratto D) - Rilevato H = 8.00 m

FIGURA 12-7: ANDAMENTO DEI CEDIMENTI IMMEDIATI E TOTALI.

Nelle figure seguenti sono riportati gli andamenti dei cedimenti totali (consolidazione primaria + consolidazione secondaria) nel tempo relativi rispettivamente agli intervalli temporali 0-100 anni e 0-5 anni.

1FE (tratto D) - Zona Omogenea 1 - Rilevato H = 8.00 m
Evoluzione del cedimento nel tempo

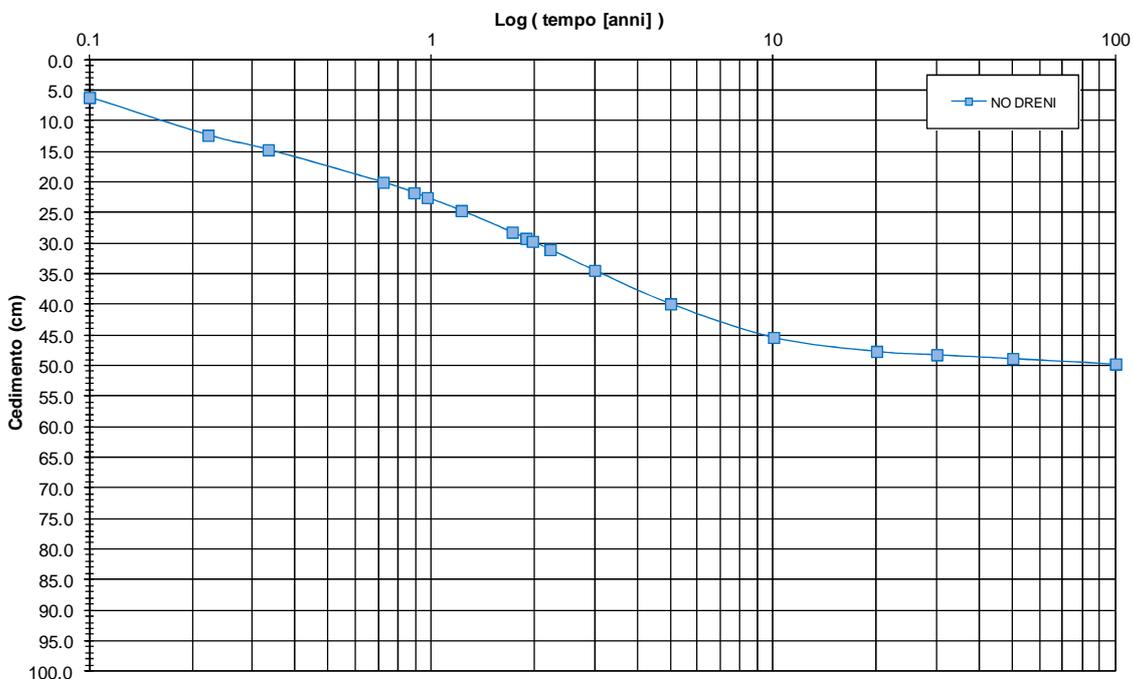


FIGURA 12-8: EVOLUZIONE DEL CEDIMENTO NEL TEMPO – SCALA LOGARITMICA.

1FE (tratto D) - Zona Omogenea 1 - Rilevato H = 8.00 m
Evoluzione del cedimento nel tempo

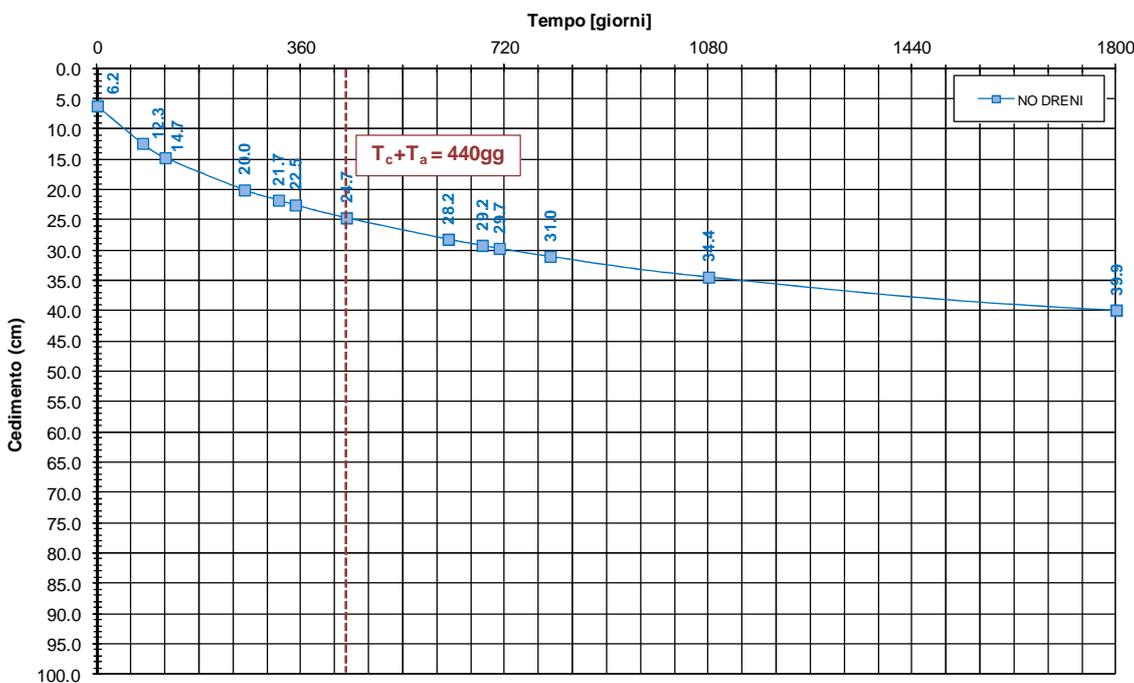


FIGURA 12-9: EVOLUZIONE DEL CEDIMENTO NEL TEMPO – SCALA NATURALE.

Nelle seguenti tabelle sono riportate rispettivamente le entità di cedimento immediato, di consolidazione primaria e secondaria e la valutazione del rispetto dei limiti prestazionali nel caso di assenza di interventi di consolidamento.

TABELLA 12-5: ENTITA' DEL CEDIMENTO A 100 ANNI – ZONA OMOGENEA 1.

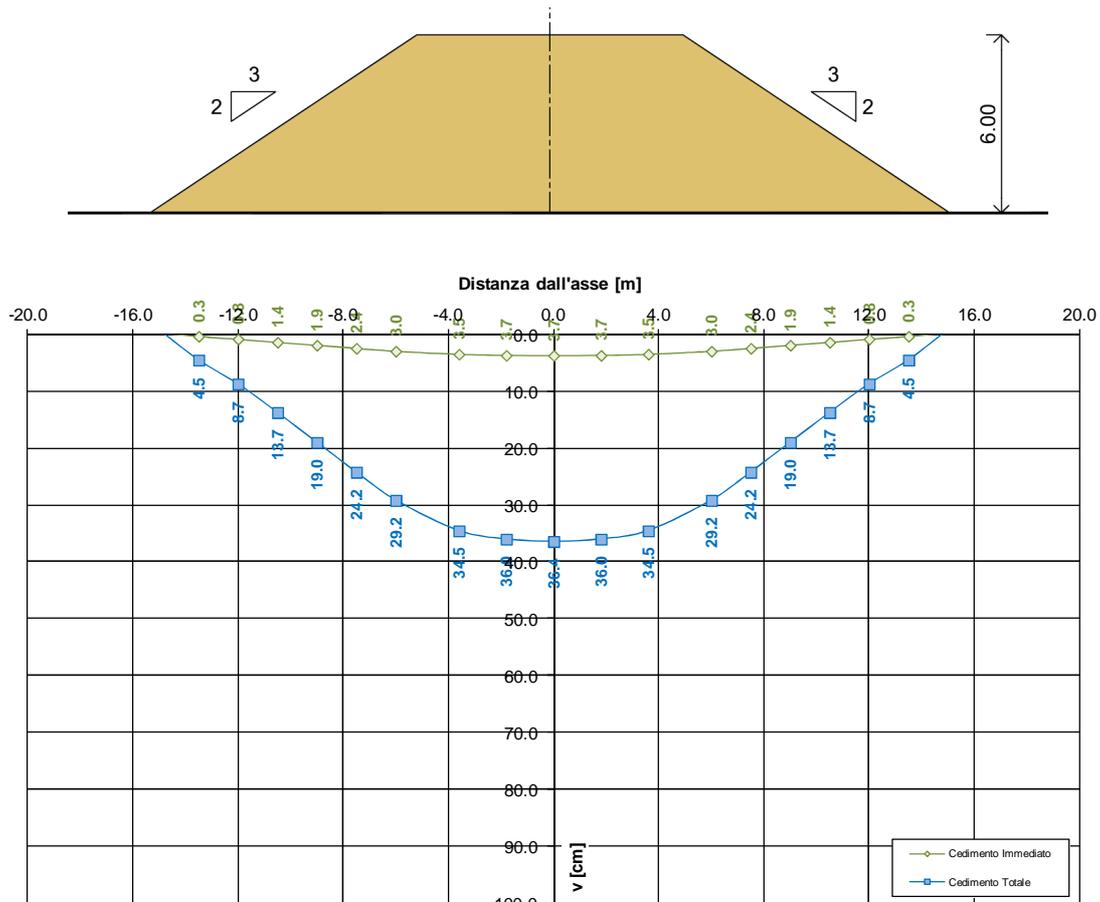
Cedimento immediato [cm]	6.2
Cedimento di consolidazione primaria [cm]	42.1
Cedimento di consolidazione secondaria [cm]	1.5

TABELLA 12-6: VERIFICA LIMITI PRESTAZIONALI – ZONA OMOGENEA 1.

Tempi	Cedimento in funzione delle caratteristiche dell'intervento previsto [cm]	
$T_c + T_a$	24.7	
$T_c + T_a + 360gg$	31.0	$\Delta_{1^{\circ}anno} = 6.3 \text{ cm} < 7.5 \text{ cm}$
$T_c + T_a + 3600gg$	45.7	$\Delta_{10^{\circ}anno} = 21.0 \text{ cm} < 22.5 \text{ cm}$

12.2.4. $H_{rij}=6.00$ m

Si riportano nella seguente figura i cedimenti immediati e totali (immediati, consolidazione primaria e secondaria).



Zona Omogenea 1 - 1FE (tratto D) - Rilevato H = 6.00 m

FIGURA 12-10: ANDAMENTO DEI CEDIMENTI IMMEDIATI E TOTALI.

Nelle figure seguenti sono riportati gli andamenti dei cedimenti totali (consolidazione primaria + consolidazione secondaria) nel tempo relativi rispettivamente agli intervalli temporali 0-100 anni e 0-5 anni.

1FE (tratto D) - Zona Omogenea 1 - Rilevato H = 6.00 m
Evoluzione del cedimento nel tempo

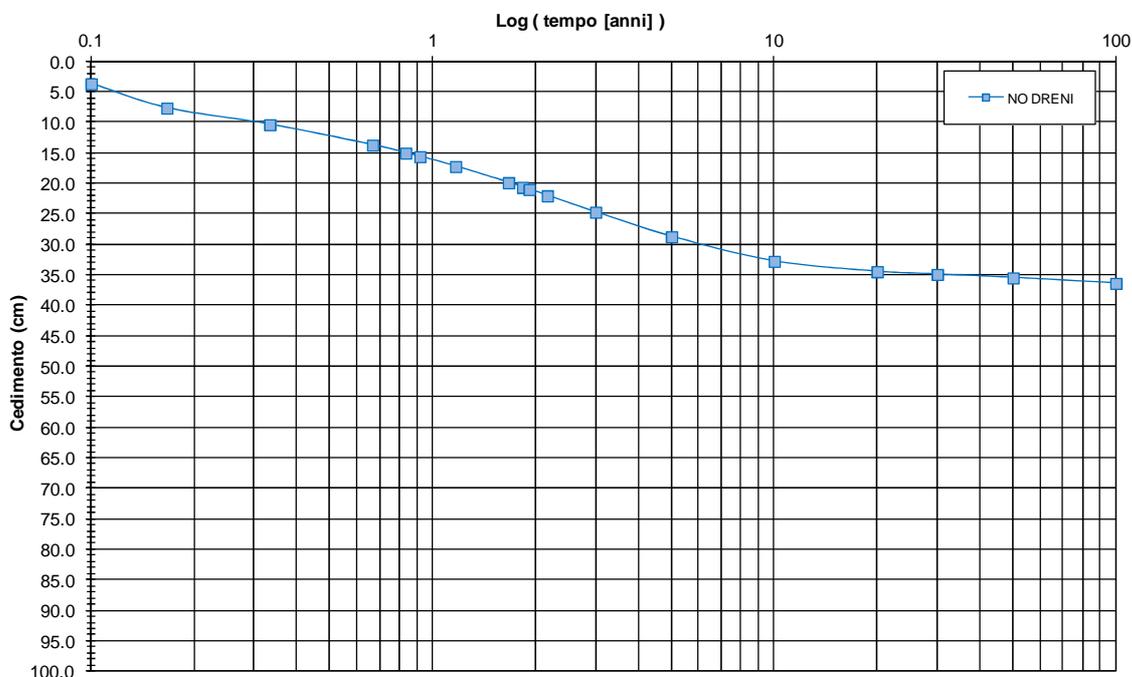


FIGURA 12-11: EVOLUZIONE DEL CEDIMENTO NEL TEMPO – SCALA LOGARITMICA.

1FE (tratto D) - Zona Omogenea 1 - Rilevato H = 6.00 m
Evoluzione del cedimento nel tempo

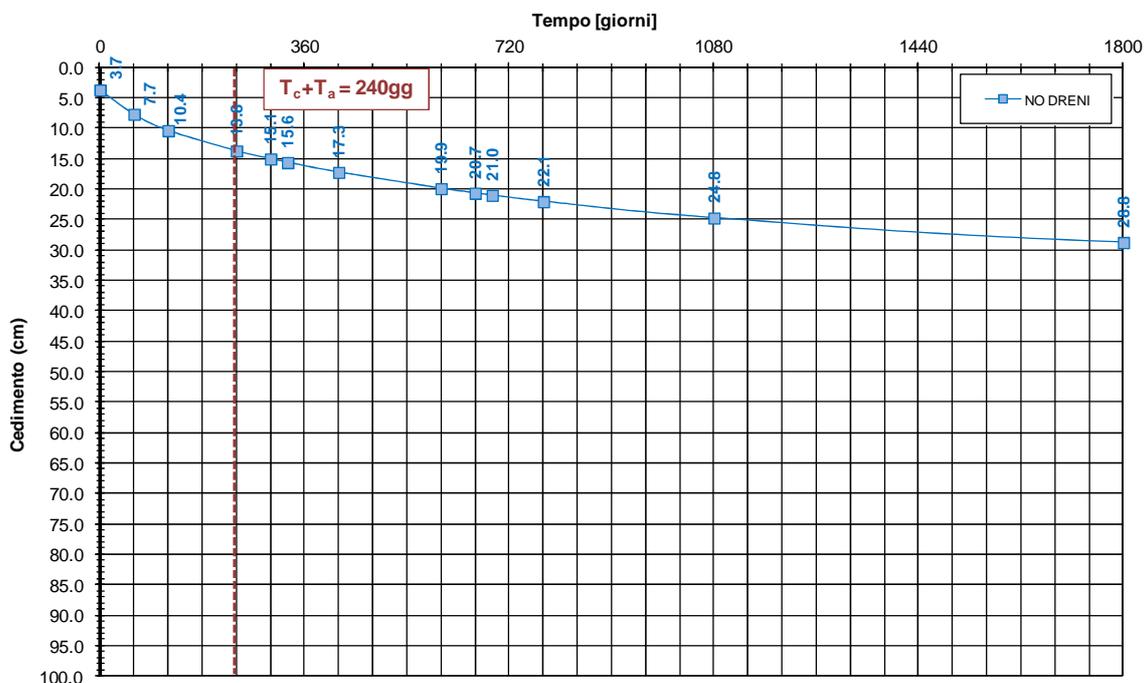


FIGURA 12-12: EVOLUZIONE DEL CEDIMENTO NEL TEMPO – SCALA NATURALE.

Nelle seguenti tabelle sono riportate rispettivamente le entità di cedimento immediato, di consolidazione primaria e secondaria e la valutazione del rispetto dei limiti prestazionali nel caso di assenza di interventi di consolidamento.

TABELLA 12-7: ENTITA' DEL CEDIMENTO A 100 ANNI – ZONA OMOGENEA 1.

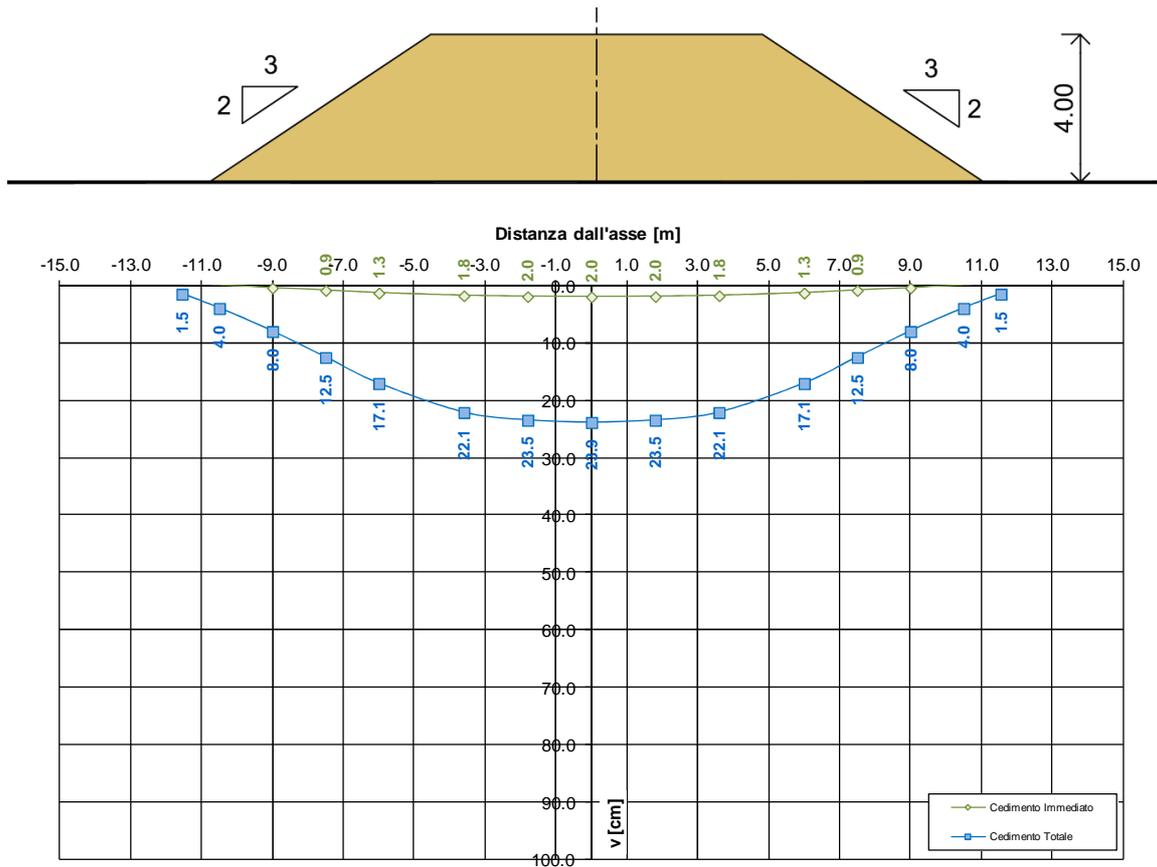
Cedimento immediato [cm]	3.7
Cedimento di consolidazione primaria [cm]	31.2
Cedimento di consolidazione secondaria [cm]	1.5

TABELLA 12-8: VERIFICA LIMITI PRESTAZIONALI – ZONA OMOGENEA 1.

Tempi	Cedimento in funzione delle caratteristiche dell'intervento previsto [cm]	
$T_c + T_a$	13.8	
$T_c + T_a + 360gg$	19.9	$\Delta_{1^{\circ}anno} = 6.1 \text{ cm} < 7.5 \text{ cm}$
$T_c + T_a + 3600gg$	32.9	$\Delta_{10^{\circ}anno} = 19.1 \text{ cm} < 22.5 \text{ cm}$

12.2.5. $H_{rij}=4.00$ m

Si riportano nella seguente figura i cedimenti immediati e totali (immediati, consolidazione primaria e secondaria).



Zona Omogenea 1 - 1FE (tratto D) - Rilevato H = 4.00 m

FIGURA 12-13: ANDAMENTO DEI CEDIMENTI IMMEDIATI E TOTALI.

Nelle figure seguenti sono riportati gli andamenti dei cedimenti totali (consolidazione primaria + consolidazione secondaria) nel tempo relativi rispettivamente agli intervalli temporali 0-100 anni e 0-5 anni.

1FE (tratto D) - Zona Omogenea 1 - Rilevato H = 4.00 m
 Evoluzione del cedimento nel tempo

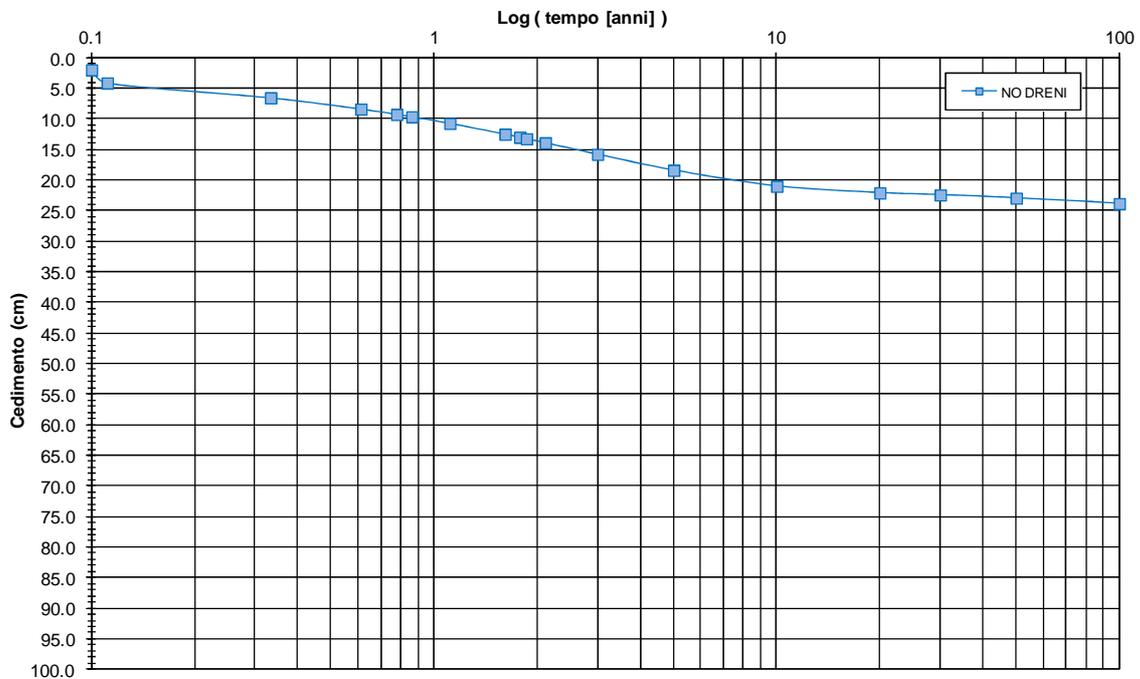


FIGURA 12-14: EVOLUZIONE DEL CEDIMENTO NEL TEMPO – SCALA LOGARITMICA.

1FE (tratto D) - Zona Omogenea 1 - Rilevato H = 4.00 m
 Evoluzione del cedimento nel tempo

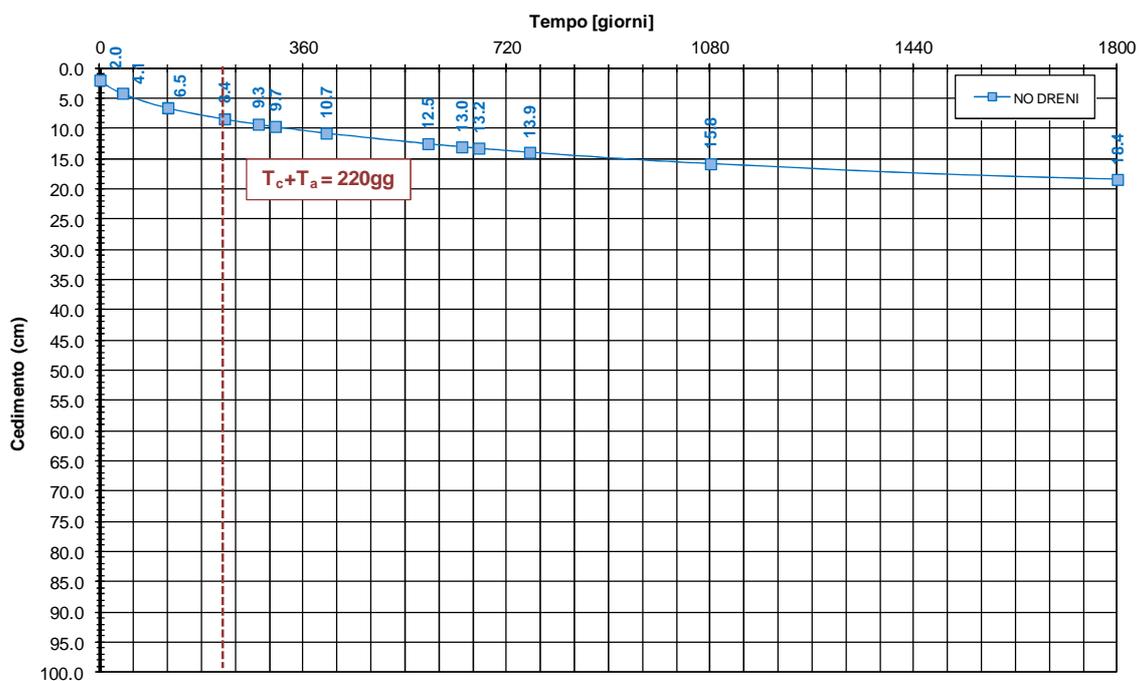


FIGURA 12-15: EVOLUZIONE DEL CEDIMENTO NEL TEMPO – SCALA NATURALE.

Nelle seguenti tabelle sono riportate rispettivamente le entità di cedimento immediato, di consolidazione primaria e secondaria e la valutazione del rispetto dei limiti prestazionali nel caso di assenza di interventi di consolidamento.

TABELLA 12-9: ENTITA' DEL CEDIMENTO A 100 ANNI – ZONA OMOGENEA 1.

Cedimento immediato [cm]	2.0
Cedimento di consolidazione primaria [cm]	20.4
Cedimento di consolidazione secondaria [cm]	1.5

TABELLA 12-10: VERIFICA LIMITI PRESTAZIONALI – ZONA OMOGENEA 1.

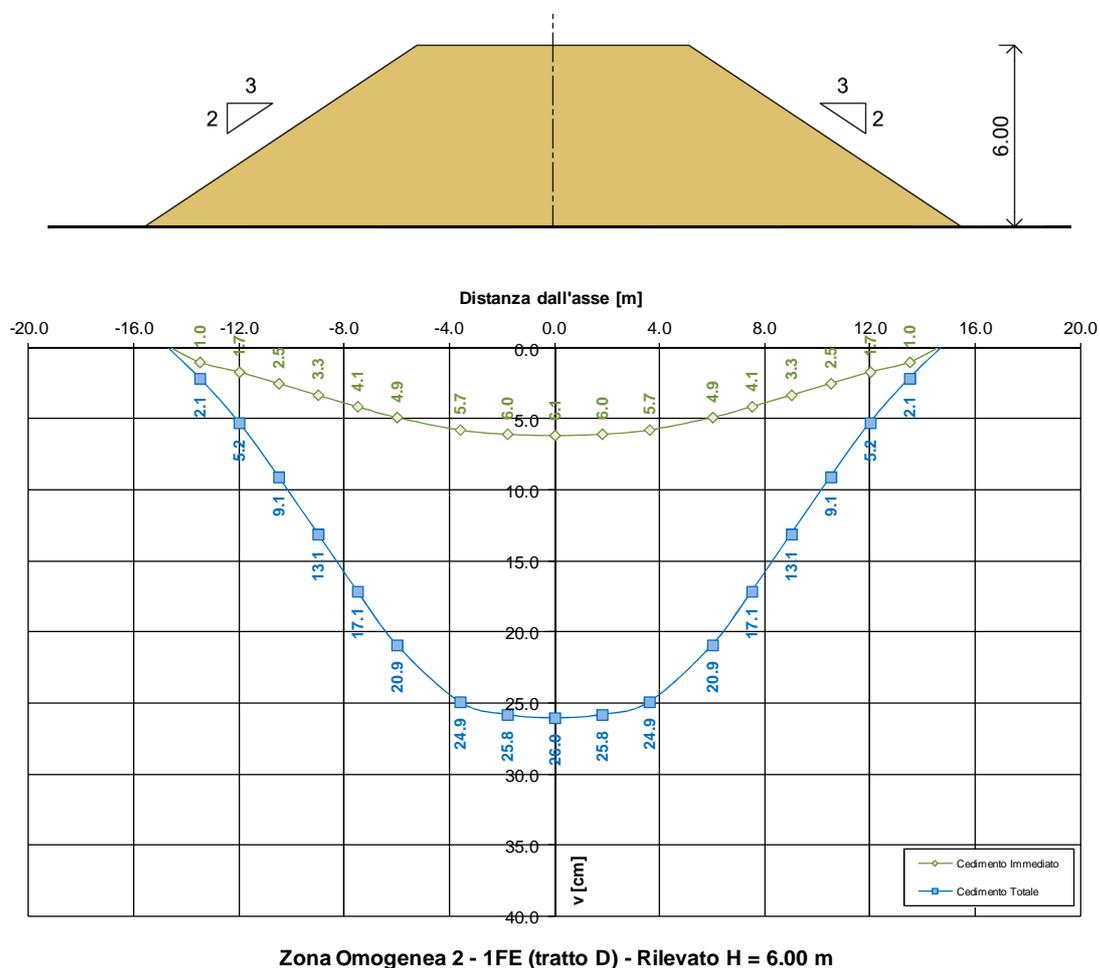
Tempi	Cedimento in funzione delle caratteristiche dell'intervento previsto [cm]	
$T_c + T_a$	8.4	
$T_c + T_a + 360gg$	12.5	$\Delta_{1^{\circ}anno} = 4.1 \text{ cm} < 7.5 \text{ cm}$
$T_c + T_a + 3600gg$	21.1	$\Delta_{10^{\circ}anno} = 12.7 \text{ cm} < 22.5 \text{ cm}$

12.3. ZONA OMOGENEA 2

La valutazione dei cedimenti è stata condotta con riferimento alla stratigrafia riportata al precedente § 8.2.

12.3.1. $H_{ril}=6.00$ m

Si riportano nella seguente figura i cedimenti immediati e totali (immediati, consolidazione primaria e secondaria).



Zona Omogenea 2 - 1FE (tratto D) - Rilevato H = 6.00 m

FIGURA 12-16: ANDAMENTO DEI CEDIMENTI IMMEDIATI E TOTALI.

Nelle figure seguenti sono riportati gli andamenti dei cedimenti totali (consolidazione primaria + consolidazione secondaria) nel tempo relativi rispettivamente agli intervalli temporali 0-100 anni e 0-5 anni.

1FE (tratto D) - Zona Omogenea 2 - Rilevato H = 6.00 m
Evoluzione del cedimento nel tempo

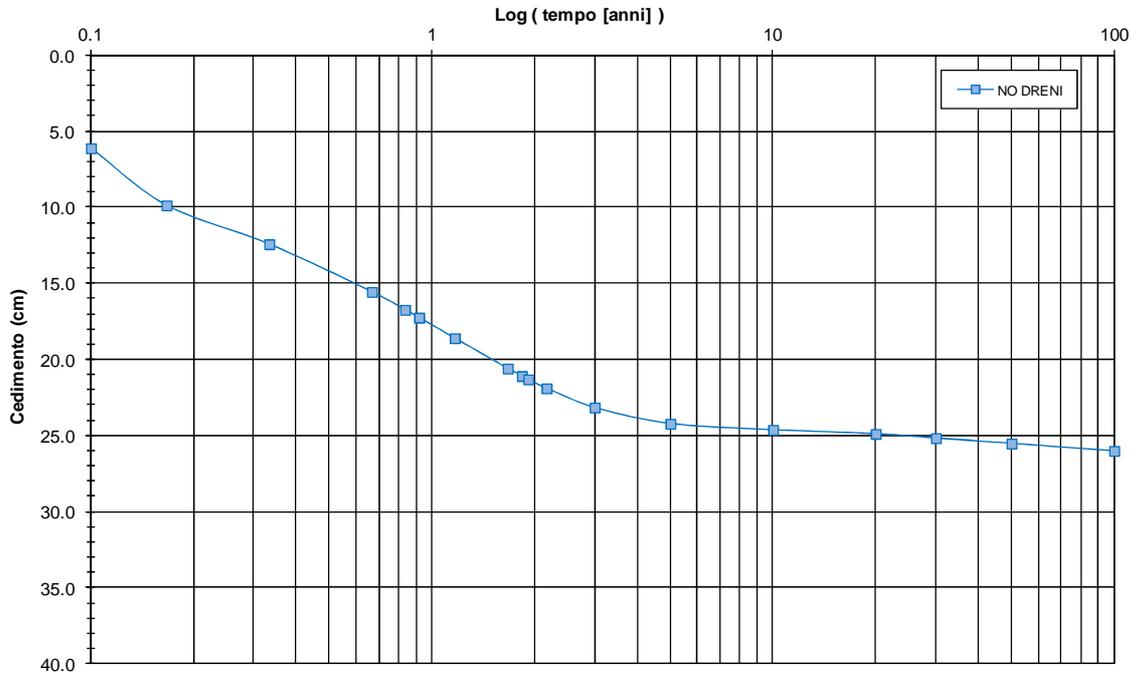


FIGURA 12-17: EVOLUZIONE DEL CEDIMENTO NEL TEMPO – SCALA LOGARITMICA.

1FE (tratto D) - Zona Omogenea 2 - Rilevato H = 6.00 m
Evoluzione del cedimento nel tempo

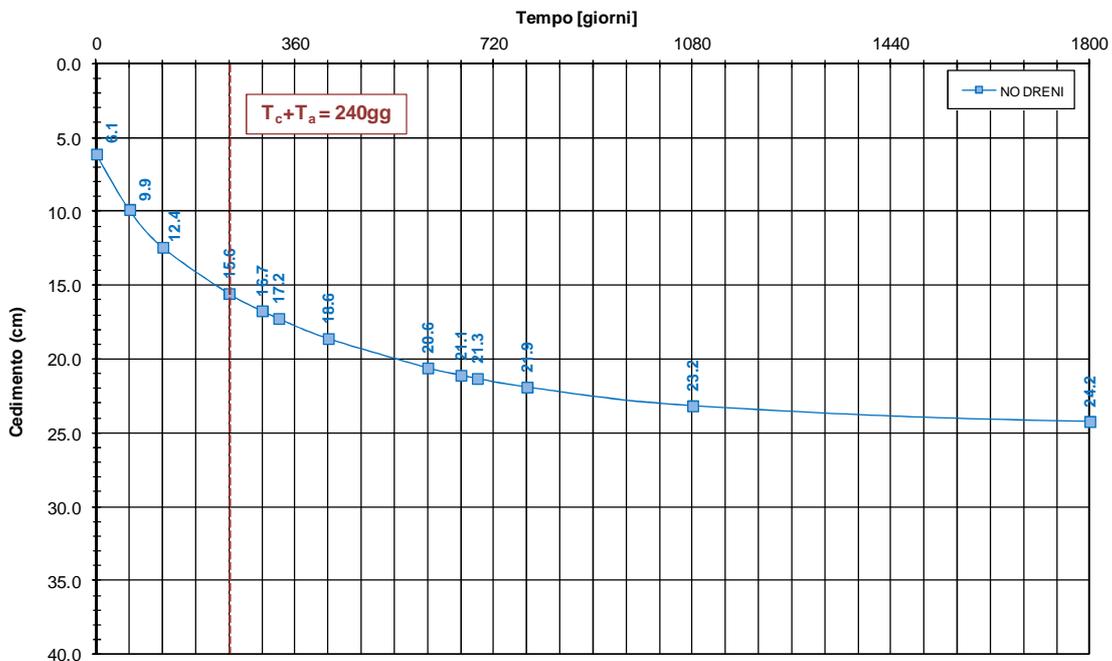


FIGURA 12-18: EVOLUZIONE DEL CEDIMENTO NEL TEMPO – SCALA NATURALE.

Nelle seguenti tabelle sono riportate rispettivamente le entità di cedimento immediato, di consolidazione primaria e secondaria e la valutazione del rispetto dei limiti prestazionali nel caso di assenza di interventi di consolidamento.

TABELLA 12-11: ENTITA' DEL CEDIMENTO A 100 ANNI – ZONA OMOGENEA 2.

Cedimento immediato [cm]	6.1
Cedimento di consolidazione primaria [cm]	18.6
Cedimento di consolidazione secondaria [cm]	1.3

TABELLA 12-12: VERIFICA LIMITI PRESTAZIONALI – ZONA OMOGENEA 2.

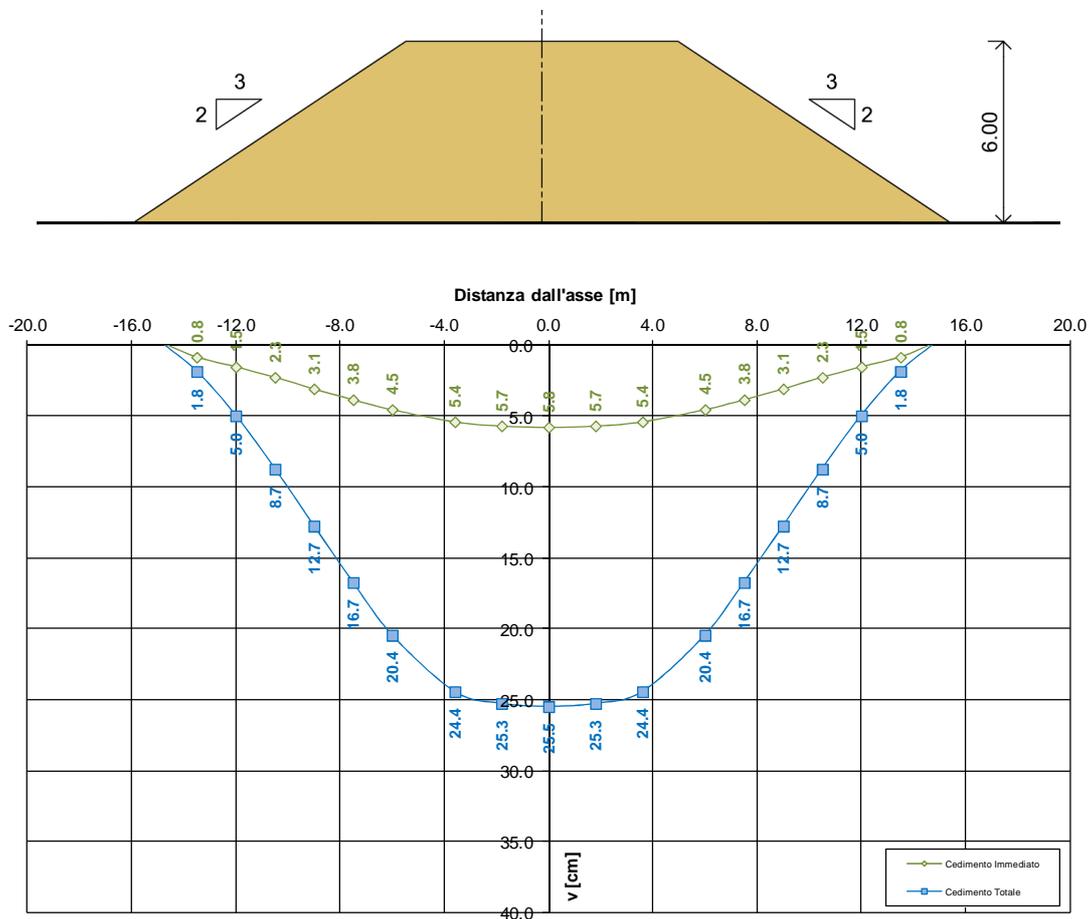
Tempi	Cedimento in funzione delle caratteristiche dell'intervento previsto [cm]	
$T_c + T_a$	15.6	
$T_c + T_a + 360\text{gg}$	20.6	$\Delta_{1\text{anno}} = 5.0 \text{ cm} < 7.5 \text{ cm}$
$T_c + T_a + 3600\text{gg}$	24.6	$\Delta_{10\text{anno}} = 9.0 \text{ cm} < 22.5 \text{ cm}$

12.4. ZONA OMOGENEA 3

La valutazione dei cedimenti è stata condotta con riferimento alla stratigrafia riportata al precedente § 8.3.

12.4.1. $H_{ril}=6.00$ m

Si riportano nella seguente figura i cedimenti immediati e totali (immediati, consolidazione primaria e secondaria).



Zona Omogenea 3 - 1FE (tratto D) - Rilevato H = 6.00 m

FIGURA 12-19: ANDAMENTO DEI CEDIMENTI IMMEDIATI E TOTALI.

Nelle figure seguenti sono riportati gli andamenti dei cedimenti totali (consolidazione primaria + consolidazione secondaria) nel tempo relativi rispettivamente agli intervalli temporali 0-100 anni e 0-5 anni.

1FE (tratto D) - Zona Omogenea 3 - Rilevato H = 6.00 m
Evoluzione del cedimento nel tempo

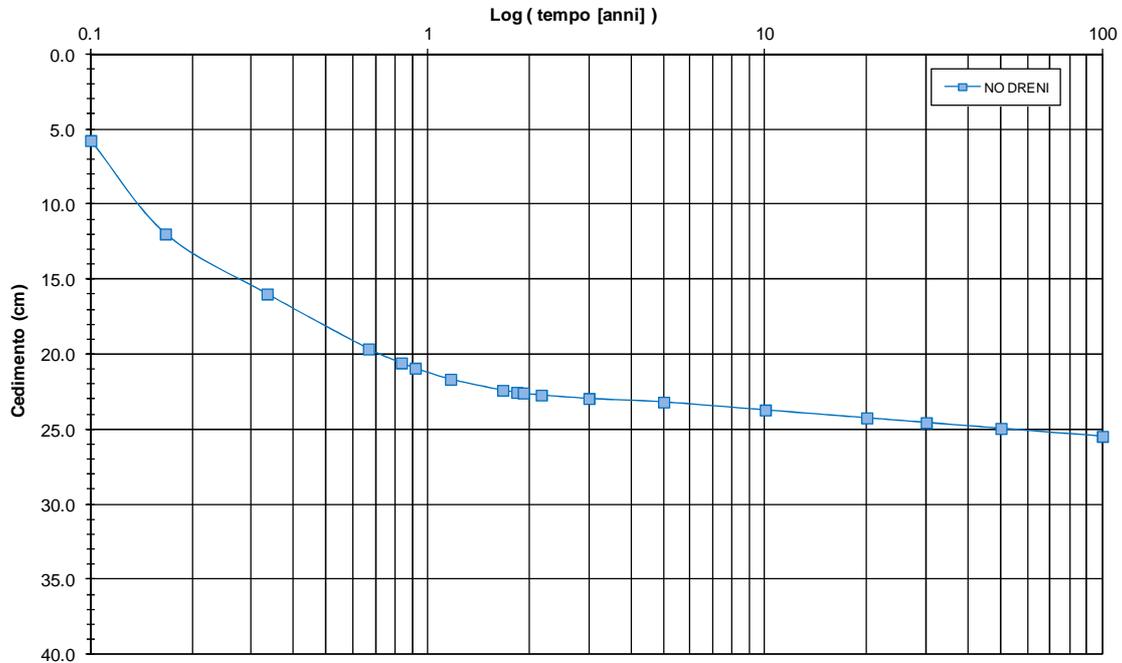


FIGURA 12-20: EVOLUZIONE DEL CEDIMENTO NEL TEMPO – SCALA LOGARITMICA.

1FE (tratto D) - Zona Omogenea 3 - Rilevato H = 6.00 m
Evoluzione del cedimento nel tempo

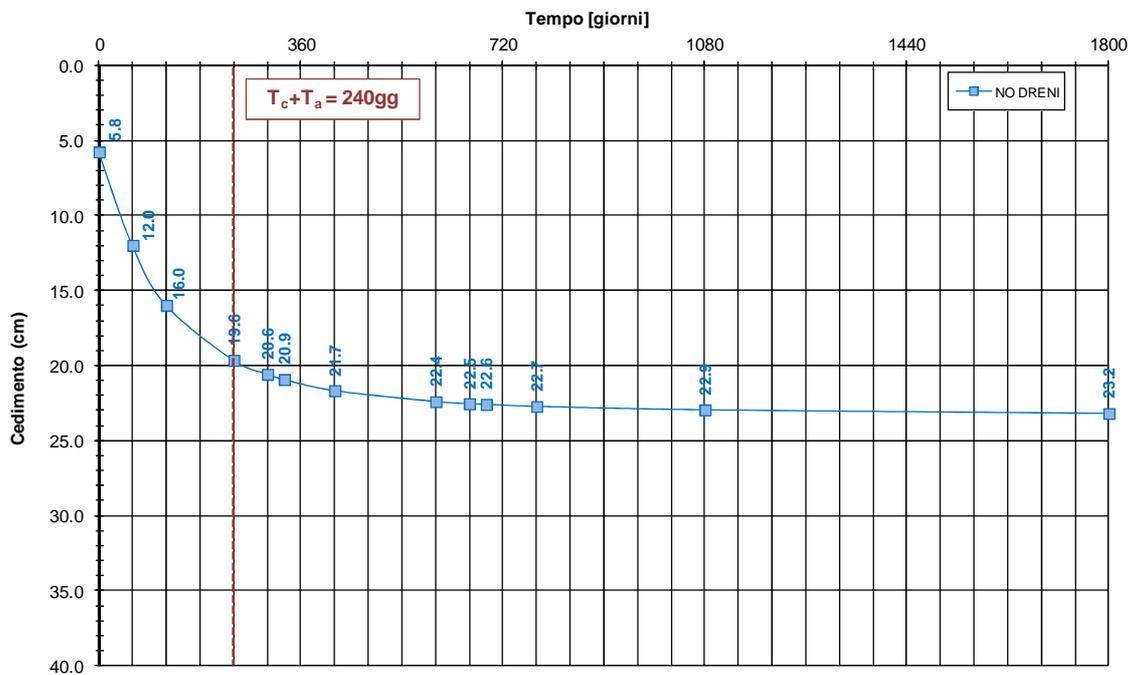


FIGURA 12-21: EVOLUZIONE DEL CEDIMENTO NEL TEMPO – SCALA NATURALE.

Nelle seguenti tabelle sono riportate rispettivamente le entità di cedimento immediato, di consolidazione primaria e secondaria e la valutazione del rispetto dei limiti prestazionali nel caso di assenza di interventi di consolidamento.

TABELLA 12-13: ENTITA' DEL CEDIMENTO A 100 ANNI – ZONA OMOGENEA 3.

Cedimento immediato [cm]	5.8
Cedimento di consolidazione primaria [cm]	17.2
Cedimento di consolidazione secondaria [cm]	2.5

TABELLA 12-14: VERIFICA LIMITI PRESTAZIONALI – ZONA OMOGENEA 3.

Tempi	Cedimento in funzione delle caratteristiche dell'intervento previsto [cm]	
$T_c + T_a$	22.4	
$T_c + T_a + 360\text{gg}$	23.3	$\Delta_{1\text{anno}} = 0.9 \text{ cm} < 7.5 \text{ cm}$
$T_c + T_a + 3600\text{gg}$	23.8	$\Delta_{10\text{anno}} = 1.4 \text{ cm} < 22.5 \text{ cm}$

13. INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO PER I RILEVATI IN CORRISPONDENZA DELLE SPALLE DELLE OPERE D'ARTE

Per la valutazione dei cedimenti si rimanda al documento PD_0_A00_00000_0_GT_RB_03.

In particolare gli interventi previsti sono riassunti nella seguente tabella.

TABELLA 13-1: INTERVENTI SPALLE OPERE D'ARTE.

Opera d'arte		Tipologia opera	Pk di riferimento	ZO	Tipologia Spalla	H _{RIL,max} [m]	Tipologia dreni	L _d (valutata da piano campagna) [m]	i _d [m]	H _{precarico} [m]	T _c (Tempo di costruzione)	T _a (Tempo di attesa: fine esecuzione rilevato - esecuzione della spalla)
DPO10	Ponte sul Fiume Panaro	Iperstatico	0+800	1	passante (2 file di pali)	13.5	dreni a nastro	16.0	2.5	2.0	10 gg/metro	12 mesi
DPO11	Ponte sul Cavo Porretto	Isostatico	2+500	2	passante (1 fila di pali)	2.5	dreni a nastro	9.0	2.0	-	-	-
DPO12	Ponte sul Canale collettore Burana	Isostatico	4+300	3	chiusa (2 file di pali)	6.0	dreni a nastro	8.0	2.0	-	-	-
DPO13	Ponte sul Cavo Rondone Primo	Isostatico	5+550	3	passante (1 fila di pali)	3.0	dreni a nastro	8.0	2.0	-	-	-

14. VERIFICA A LIQUEFAZIONE

Tale capitolo è finalizzato alla stima dell'occorrenza dei fenomeni di liquefazione del tratto di viabilità di adduzione in oggetto; in particolare si sono utilizzati i risultati provenienti da prove penetrometriche con piezocono eseguite durante la campagna d'indagine.

La verifica a liquefazione è stata articolata nelle seguenti fasi:

- analisi dei dati di pericolosità sismica finalizzata all'individuazione dei parametri di pericolosità (a_g e M_w) variabili a seconda della vita nominale dell'opera, della categoria di sottosuolo e del comune in cui è stata eseguita la verticale di indagine;
- verifica preliminare di suscettibilità alla liquefazione, mediante la classificazione riportata nel paragrafo 7.11.3.4.2 delle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14 gennaio 2008);
- verifiche di sicurezza, mediante metodi semplificati, atte a fornire l'andamento del coefficiente di sicurezza alla liquefazione (FL) con la profondità ed il relativo Indice del potenziale di liquefazione IL;
- individuazione delle verticali d'indagine che presentano elevato potenziale di rottura (indicativamente $IL > 5$) e conseguente stima dei possibili cedimenti permanenti dei terreni granulari liquefacibili.

Le elaborazioni sono state condotte secondo quanto riportato nell'elaborato PD_0_A00_A0000_0_GT_RB_02.

In Tabella 14-1 vengono riportati i parametri di pericolosità sismica adottati ed i valori dell'Indice del potenziale di liquefazione calcolato per ogni verticale di indagine.

TABELLA 14-1: PARAMETRI DI PERICOLOSITÀ SISMICA E INDICE DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE.

	n° CPTU	Vita Nominale [anni]	Classe d'uso	Categoria di sottosuolo	Comune	Magnitudo	a_{max}/g	Falda m da p.c.	Potenziale di liquefazione (IL)	
1FE	1	CPTU 23	50	III	D	Bondeno (FE)	5.04	0.281	0.5	0.00
		CPTU 24	50	III	D	Bondeno (FE)	5.04	0.281	0.5	0.09
		CPTU 25	50	III	D	Bondeno (FE)	5.04	0.281	0.5	0.26
		CPTU 26	50	III	D	Bondeno (FE)	5.04	0.281	0.5	0.03
	2	CPTU 27	50	III	D	Bondeno (FE)	5.04	0.281	0.5	0.06
		CPTU 28	50	III	D	Bondeno (FE)	5.04	0.281	0.5	2.54
		CPTU 29	50	III	D	Bondeno (FE)	5.04	0.281	0.5	1.39
		CPTU 30	50	III	D	Bondeno (FE)	5.04	0.281	0.5	0.85
	3	CPTU 31	50	III	D	Bondeno (FE)	5.04	0.281	0.5	2.58
		CPTU 32	50	III	D	Bondeno (FE)	5.04	0.281	0.5	2.71
		CPTU 32a	50	III	D	Bondeno (FE)	5.04	0.281	0.5	3.20
		CPTU 33	50	III	D	Bondeno (FE)	5.04	0.281	0.5	3.41
		CPTU 34	50	III	D	Bondeno (FE)	5.04	0.281	0.5	0.83

In generale tutte le verticali presentano un valore di IL inferiore; pertanto la probabilità di occorrenza del fenomeno di liquefazione è da considerarsi molto bassa.

Nelle seguenti figure seguenti sono riportati gli andamenti del coefficiente di sicurezza alla liquefazione con la profondità per le varie verticali di indagine.

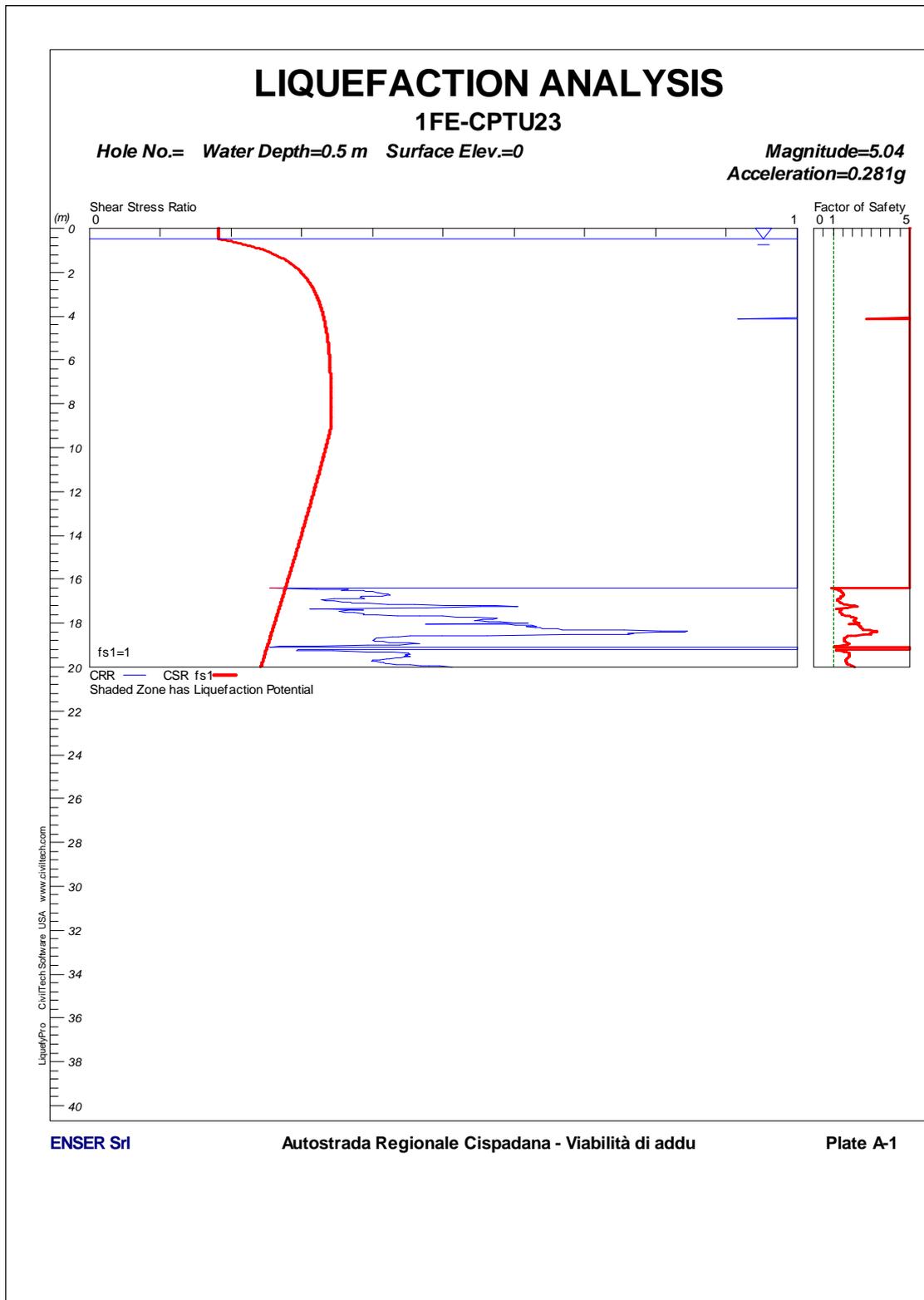


FIGURA 14-1: 1FE-CPTU23 – VERIFICA A LIQUEFAZIONE.

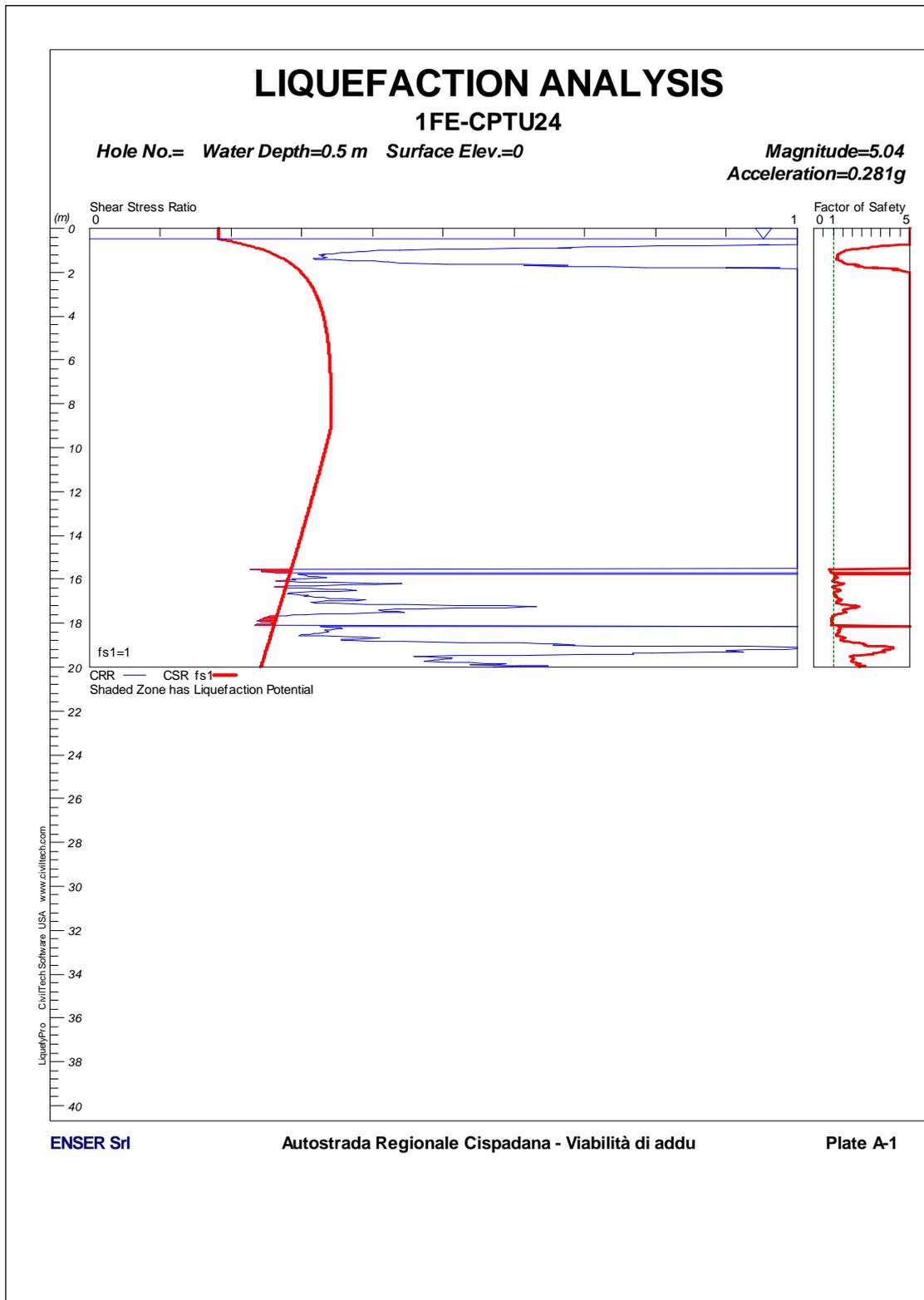


FIGURA 14-2: 1FE-CPTU24 – VERIFICA A LIQUEFAZIONE.

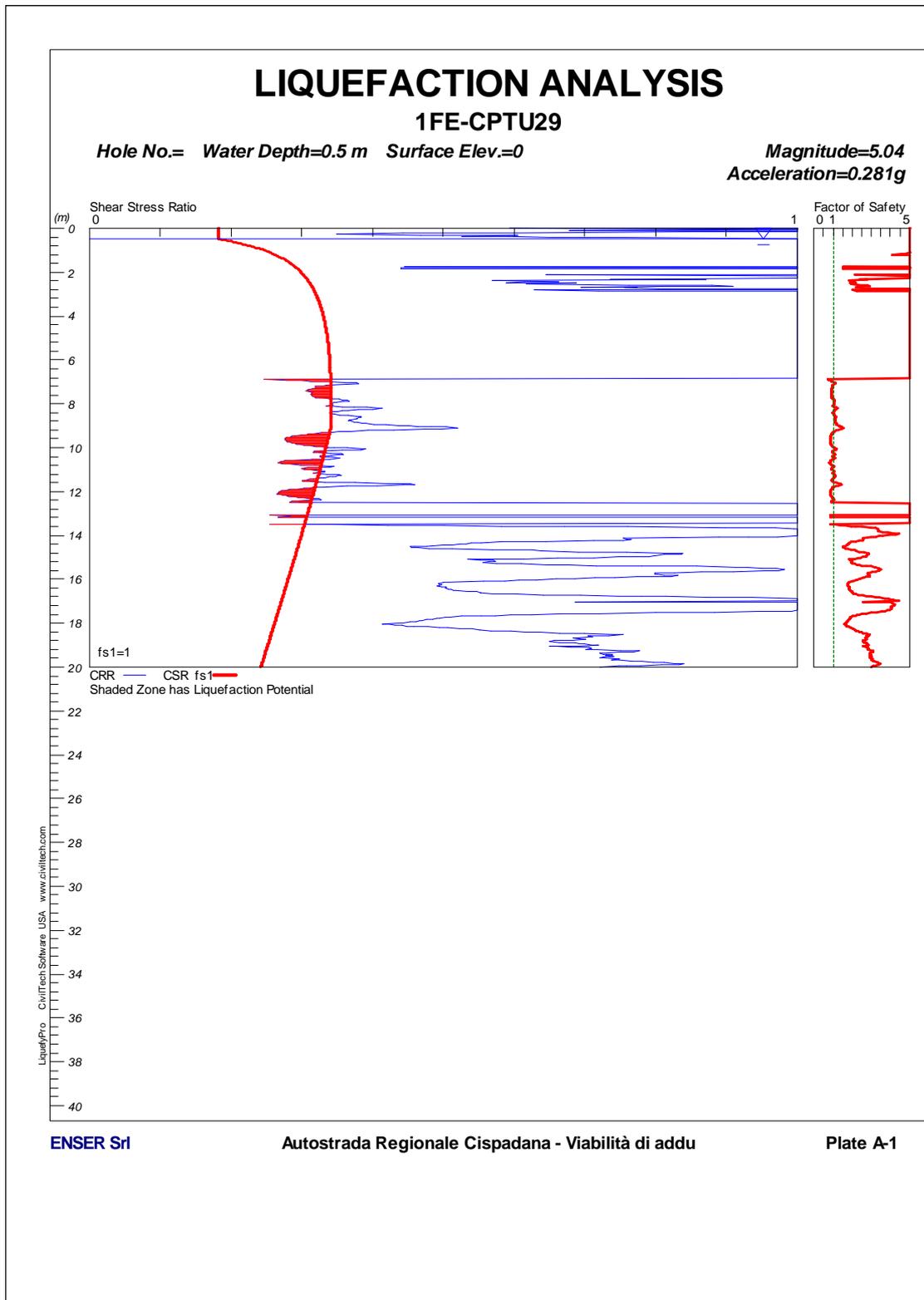


FIGURA 14-7: 1FE-CPTU29 – VERIFICA A LIQUEFAZIONE.

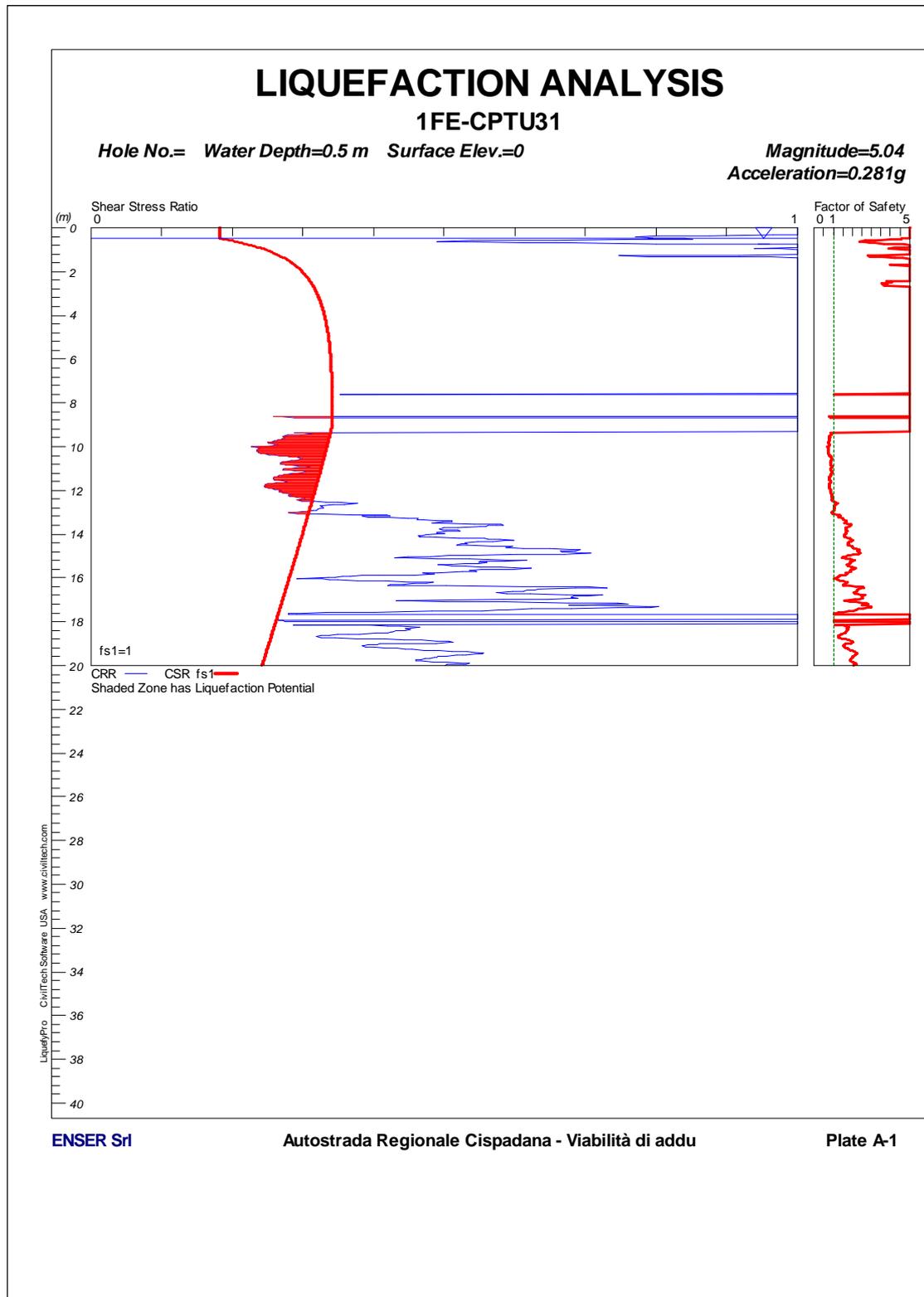


FIGURA 14-9: 1FE-CPTU31 – VERIFICA A LIQUEFAZIONE.

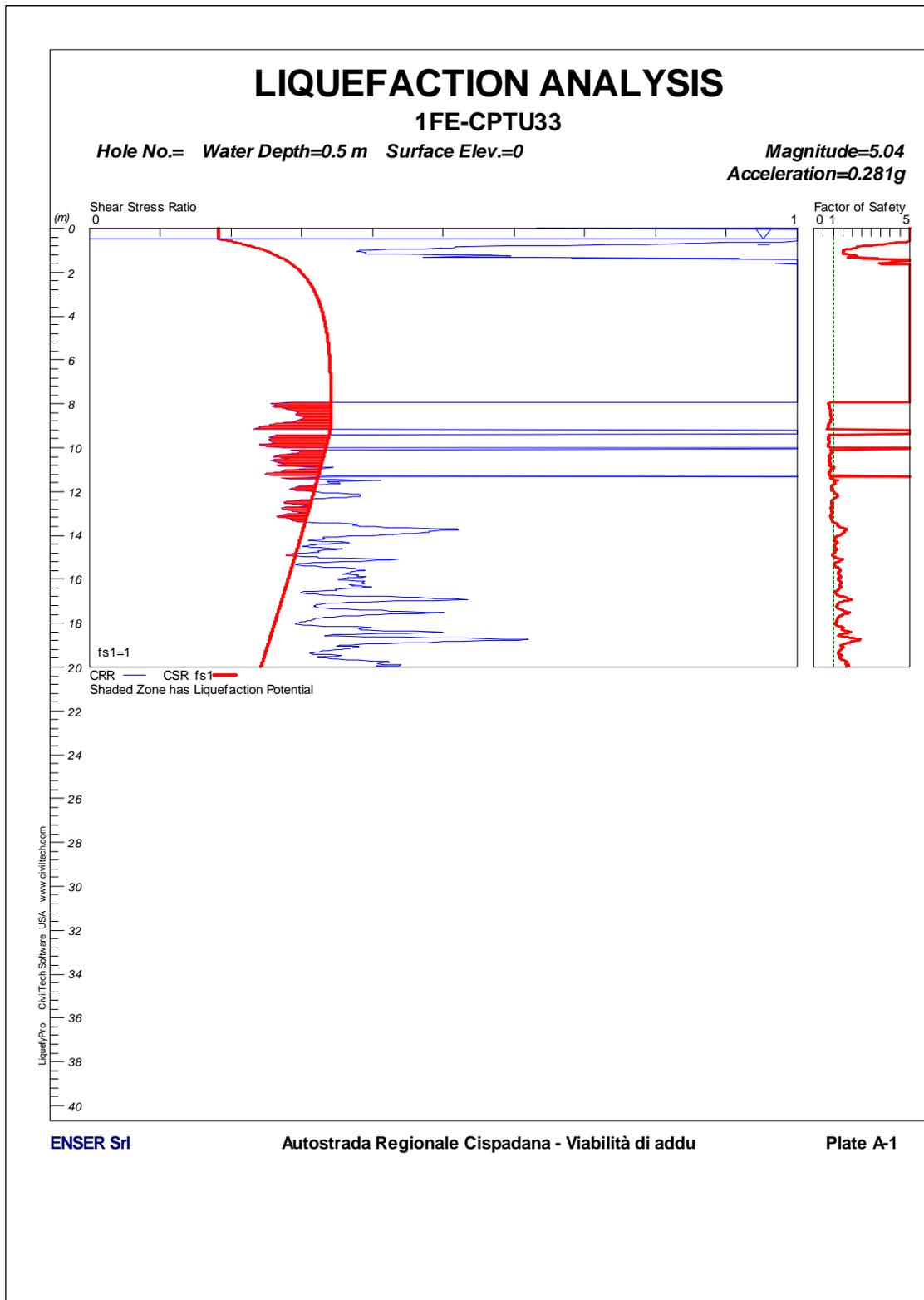


FIGURA 14-12: 1FE-CPTU33 – VERIFICA A LIQUEFAZIONE.

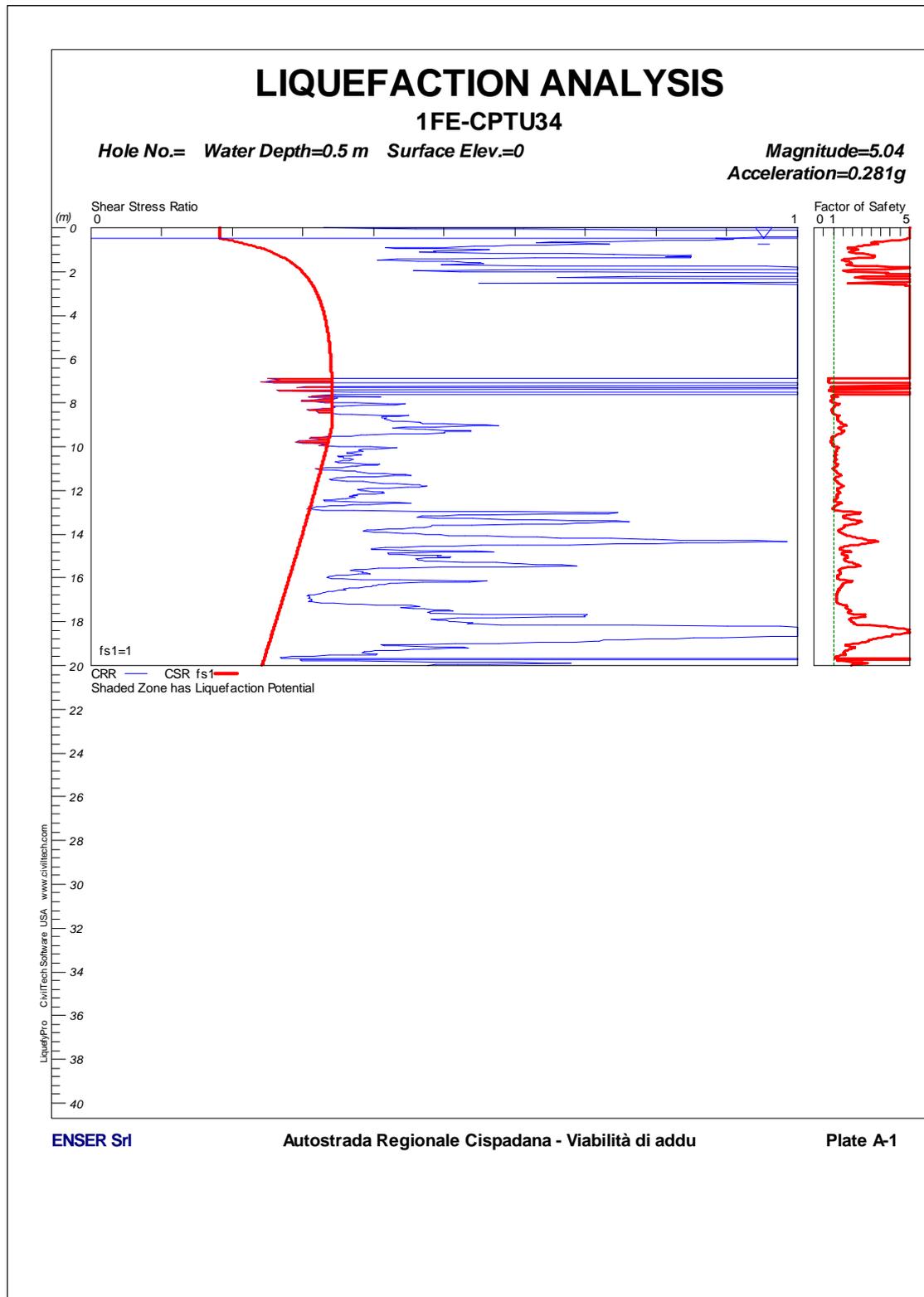


FIGURA 14-13: 1FE-CPTU34 – VERIFICA A LIQUEFAZIONE.

15. VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI POST-SISMICI IN TERRENI COESIVI

Per quanto concerne la valutazione dei cedimenti post-sismici in terreni coesivi si rimanda al documento PD_0_A00_A0000_0_GT_RB_03.

16. CLASSI DI ESPOSIZIONE PER OPERE DI FONDAZIONE

A seguito dell'analisi delle indagini chimiche di laboratorio, si riportano nel seguito le criticità riscontrate in merito all'attacco chimico nel suolo naturale e nell'acqua del terreno, ai sensi della UNI EN 206-1 e della UNI 11104.

- **pk 0+000 ÷ 2+450 – classe di esposizione XA1 per fondazioni profonde**
Criticità: campione di terreno alla profondità di 15.0m.

17. TRATTAMENTO DEL PIANO DI POSA DEI RILEVATI/TRINCEE

17.1. CRITERI PER LA DEFINIZIONE DEGLI SPESSORI DI BONIFICA AL DI SOTTO DEI RILEVATI

Per quanto concerne i criteri per la definizione del piano di posa dei rilevati/trincee si rimanda all'elaborato PD_0_A00_A0000_0_GT_RB_02 "Criteri generali verifiche geotecniche".

17.2. SCHEMA GENERALE DELLE BONIFICHE

Lo schema generale delle bonifiche effettuate al piano di posa dei rilevati è riportato nella figura seguente.

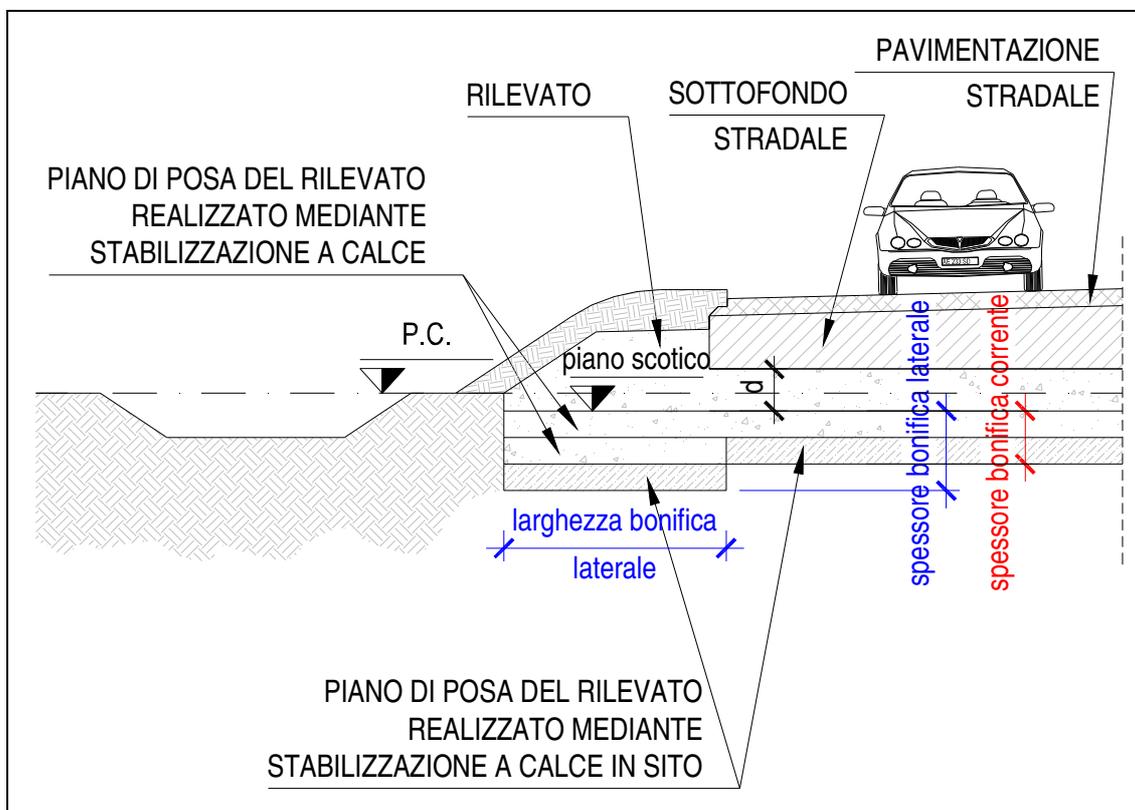


FIGURA 17-1: SCHEMA GENERALE BONIFICHE.

17.3. LIVELLO PRESTAZIONALE PIANO DI POSA DEI RILEVATI

Nella tabella seguente sono riportati, per il singolo tratto individuato sulla base della distanza prevalente intradosso fondazione/sottofondo stradale – piano di posa rilevato:

- le pk di inizio e fine;
- il livello prestazionale in termini di valore del modulo di deformazione su piastra M_d richiesto in funzione della distanza "d" considerata.

TABELLA 17-1: LIVELLI PRESTAZIONALI MINIMI DEL PIANO DI POSA DEI RILEVATI/TRINCEE.

Tratto	pk inizio [km]	pk fine [km]	d [m]	$M_{d\text{-richiesto}}$ [MPa]
/	0+000	fine	0.6	32

17.4. CARATTERIZZAZIONE DEI MATERIALI

Per quanto riguarda le caratteristiche del materiale utilizzato per lo strato di bonifica vengono ipotizzati valori del modulo elastico variabili nell'intervallo $E_1 = 30.0 \div 75.0$ MPa.

Per la determinazione del modulo elastico E_0 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 principalmente riferimento ai risultati delle prove di carico su piastra in termini di modulo di deformazione M_d condotte nella campagna di indagine di progetto definitivo (vedi paragrafo 3.2).

Tale modulo $E_0 = E_{PLT}$ è ricavato sulla base del modulo di deformazione su piastra dei pozzetti di riferimento per il singolo tratto secondo quanto riportato nell'elaborato PD_0_A00_A0000_0_GT_RB_02 "Criteri generali verifiche geotecniche".

Nella tabella seguente sono riportati, per il singolo tratto individuato sulla base della distanza prevalente intradosso fondazione/sottofondo stradale – piano di posa rilevato (vedi Tabella 17-1):

- il modulo elastico $E_0 = E_{PLT}$ assunto nelle elaborazioni.

TABELLA 17-2: TERRENO NATURALE – MODULO ELASTICO ASSUNTO NELLE ELABORAZIONI.

Tratto	$E_{PLT} = E_0$ [MPa]
/	5.8

17.5. 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 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.

Tale range di modulo elastico della bonifica si ritiene compatibile con terreno stabilizzato a calce.

I risultati delle analisi vengono riassunti nella tabella seguente in termini di:

- spessore corrente dello strato di 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 alla figura che mostra l'analisi condotta con il criterio di Burmister.

Viene inoltre indicato:

- lo spessore di bonifica ai lati del piano di posa del rilevato che risulta, in genere, approfondito rispetto alla bonifica corrente e la relativa larghezza (vedi schema riportato in Figura 17-1).

TABELLA 17-3: SPESSORI DI BONIFICA LUNGO IL TRACCIATO.

Tratto	Spessore bonifica corrente [m]	Spessore bonifica laterale [m]	Larghezza bonifica laterale [m]	Analisi di Burmister
/	0.3	0.9	2.5	Figura 17-2

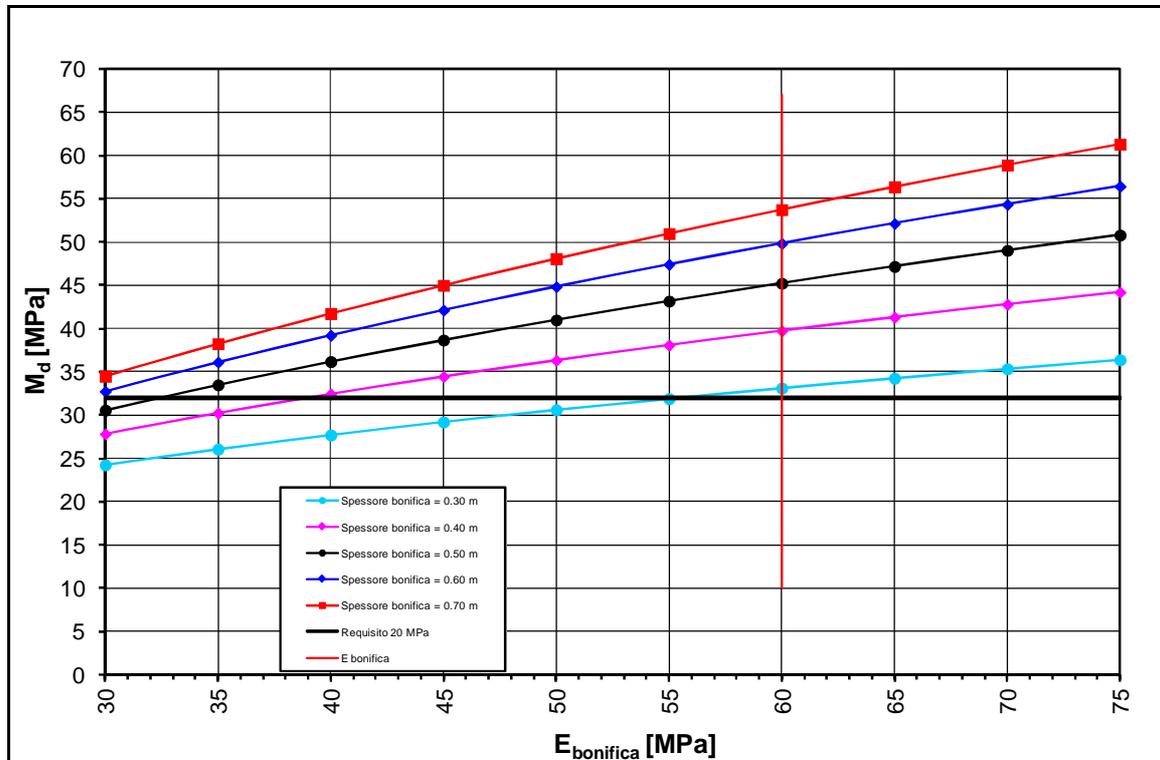


FIGURA 17-2: DETERMINAZIONE SPESSORE DI BONIFICA.

17.6. STUDIO DELLA STABILIZZAZIONE DELLE TERRE CON CALCE

A seguito dell'analisi dei certificati di laboratorio inerenti lo studio delle miscele terreno naturale + calce (CaO) (vedi elaborati inerenti le indagini di laboratorio riportate nel paragrafo 2.3), nella tabella seguente sono riportati:

- la percentuale di calce da adottare nelle miscele terreno naturale + calce (CaO) per la formazione del piano di posa dei rilevati/trincee (bonifiche);
- le pk di inizio e fine di riferimento per la singola percentuale di calce.

TABELLA 17-4: INDICAZIONI IN MERITO ALLA %CAO DA ADOTTARE NELLA STABILIZZAZIONE.

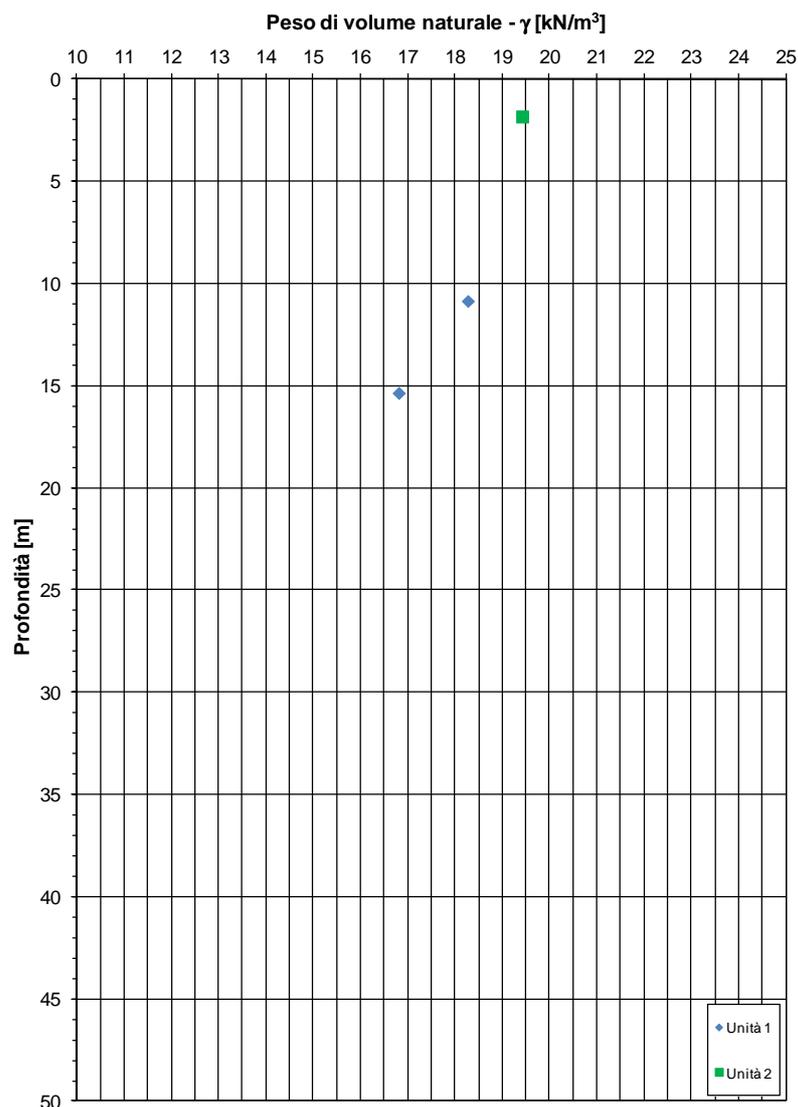
pk inizio [km]	pk fine [km]	% calce viva (CaO) per stabilizzazione
0+000	fine	4.0

18. APPENDICE 1 – ZONA OMOGENEA 1 – GRAFICI CARATTERISTICHE FISICHE, DI DEFORMABILITÀ, DI RESISTENZA AL TAGLIO E DI CONSOLIDAZIONE.

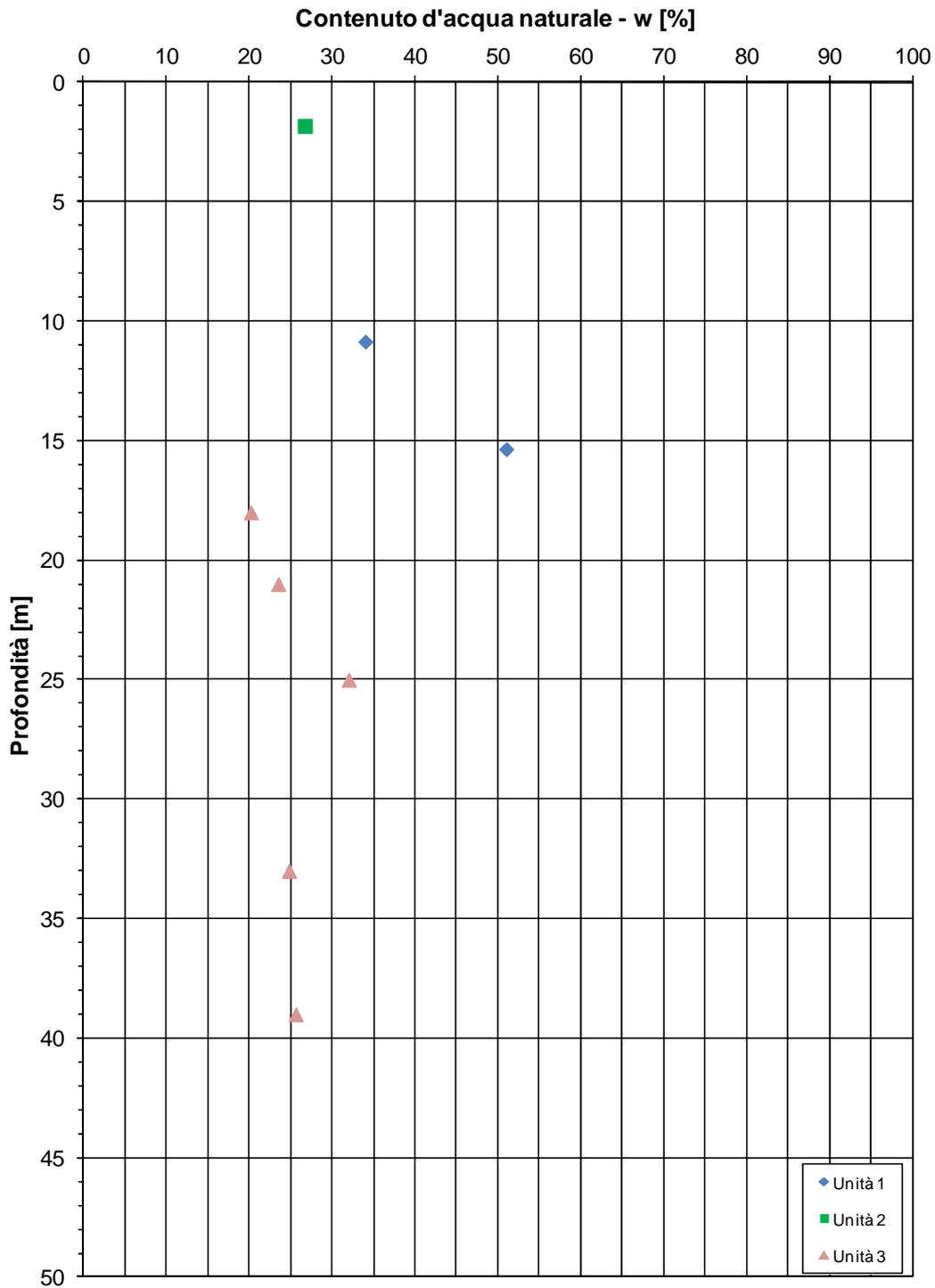
18.1. ZONA OMOGENEA 1

18.1.1. Risultati indagini di laboratorio

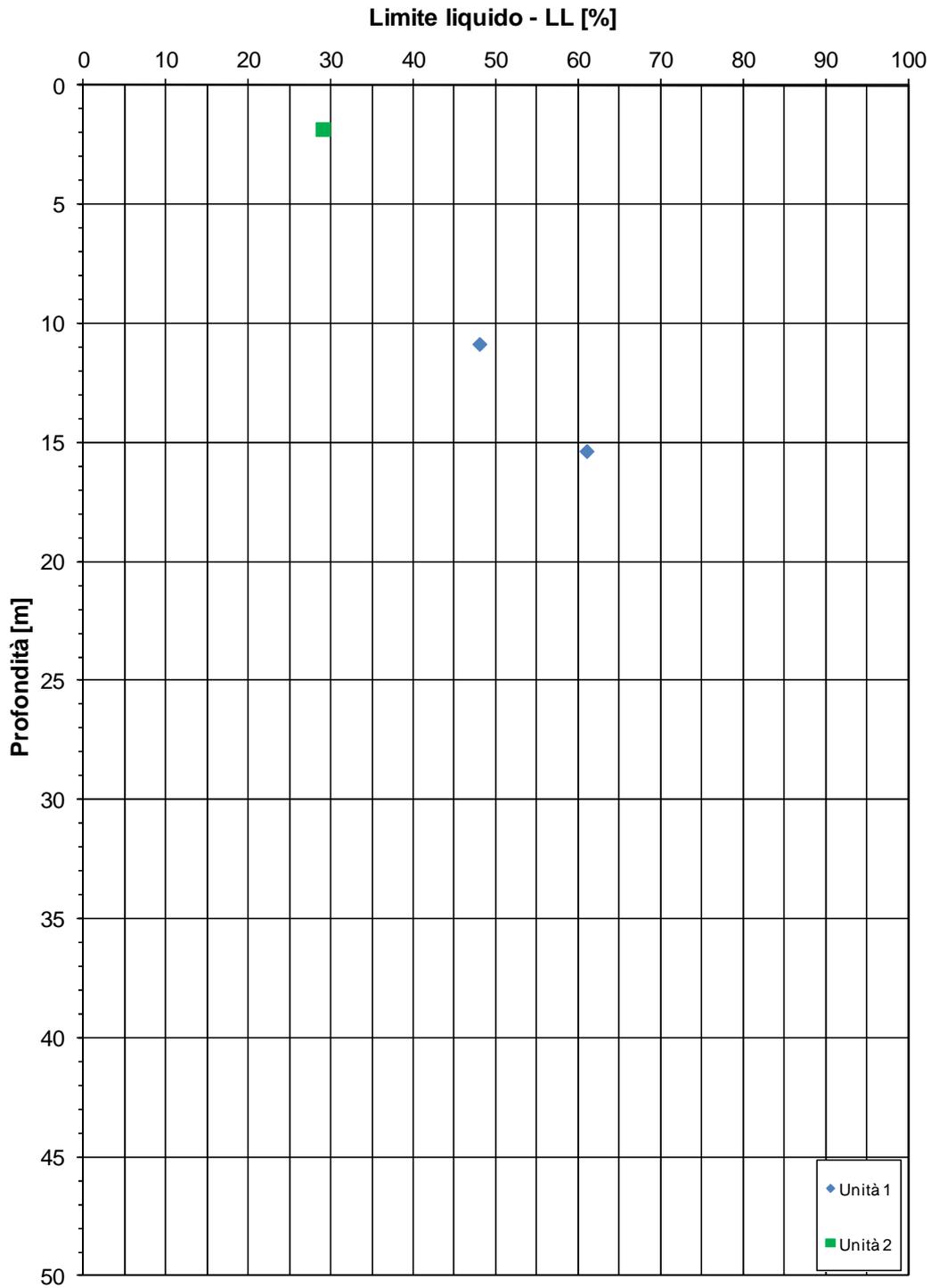
Viabilità di adduzione 1FE - Tratto D - ZO1



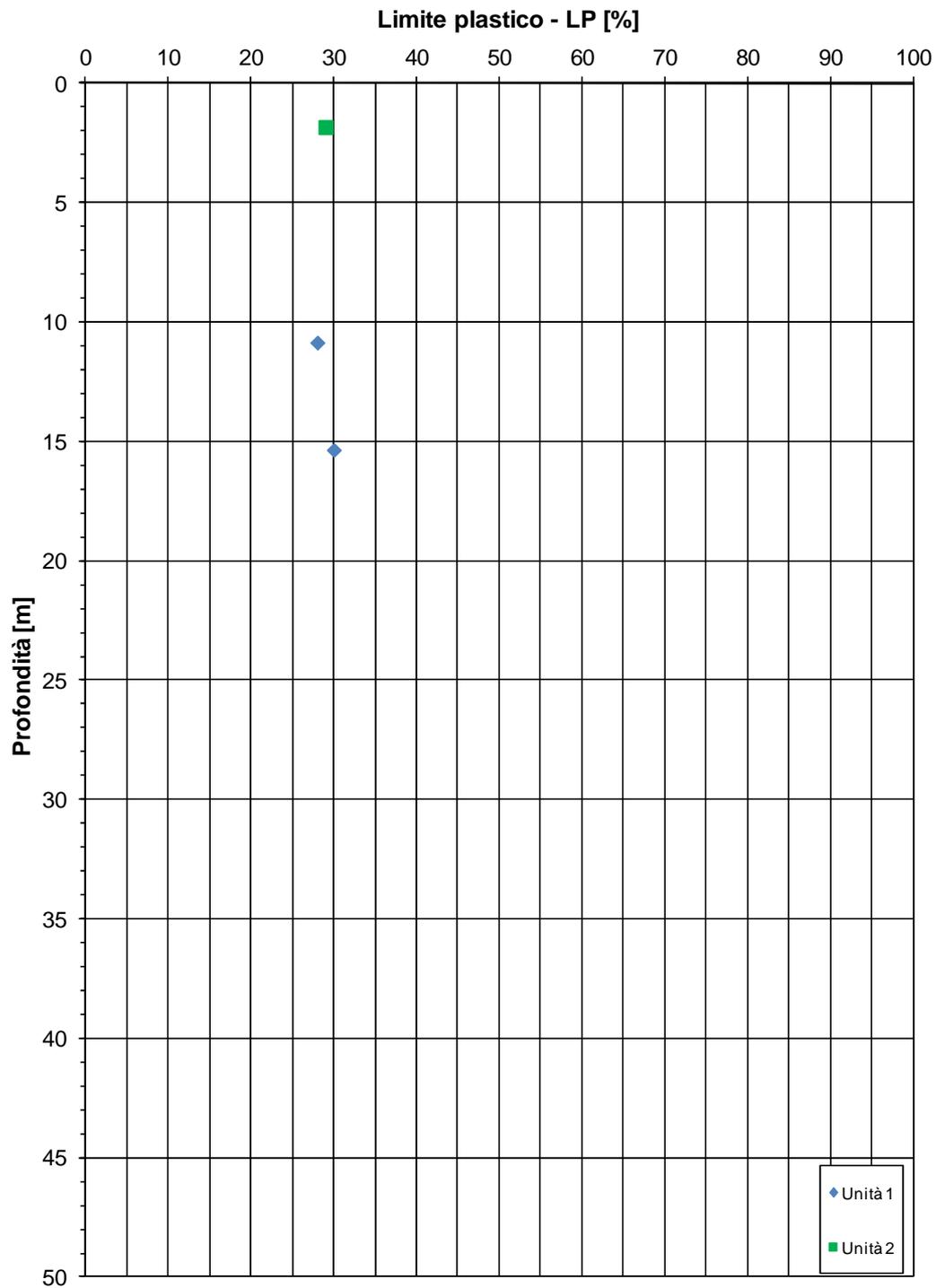
Viabilità di adduzione 1FE - Tratto D - ZO1



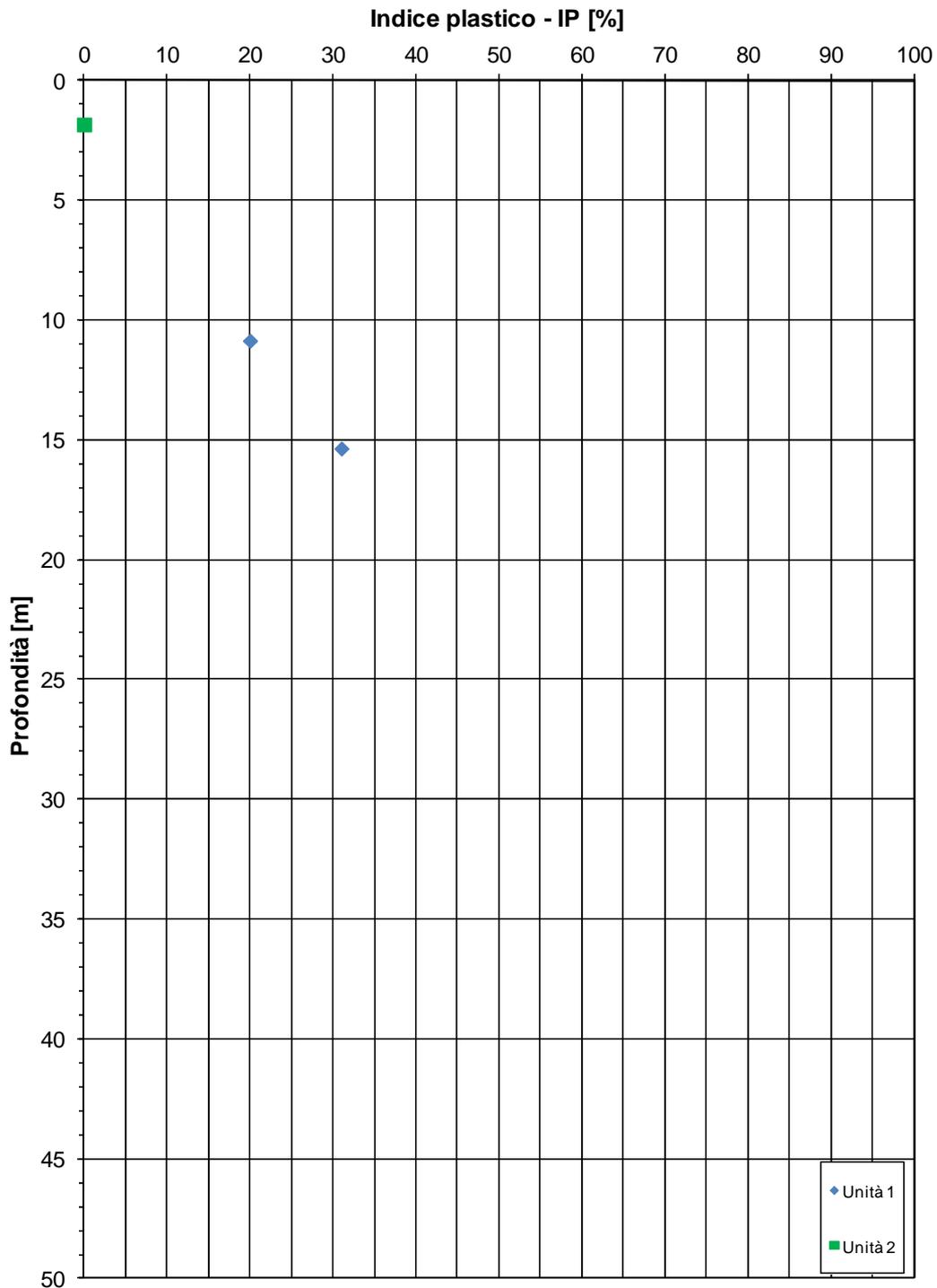
Viabilità di adduzione 1FE - Tratto D - ZO1



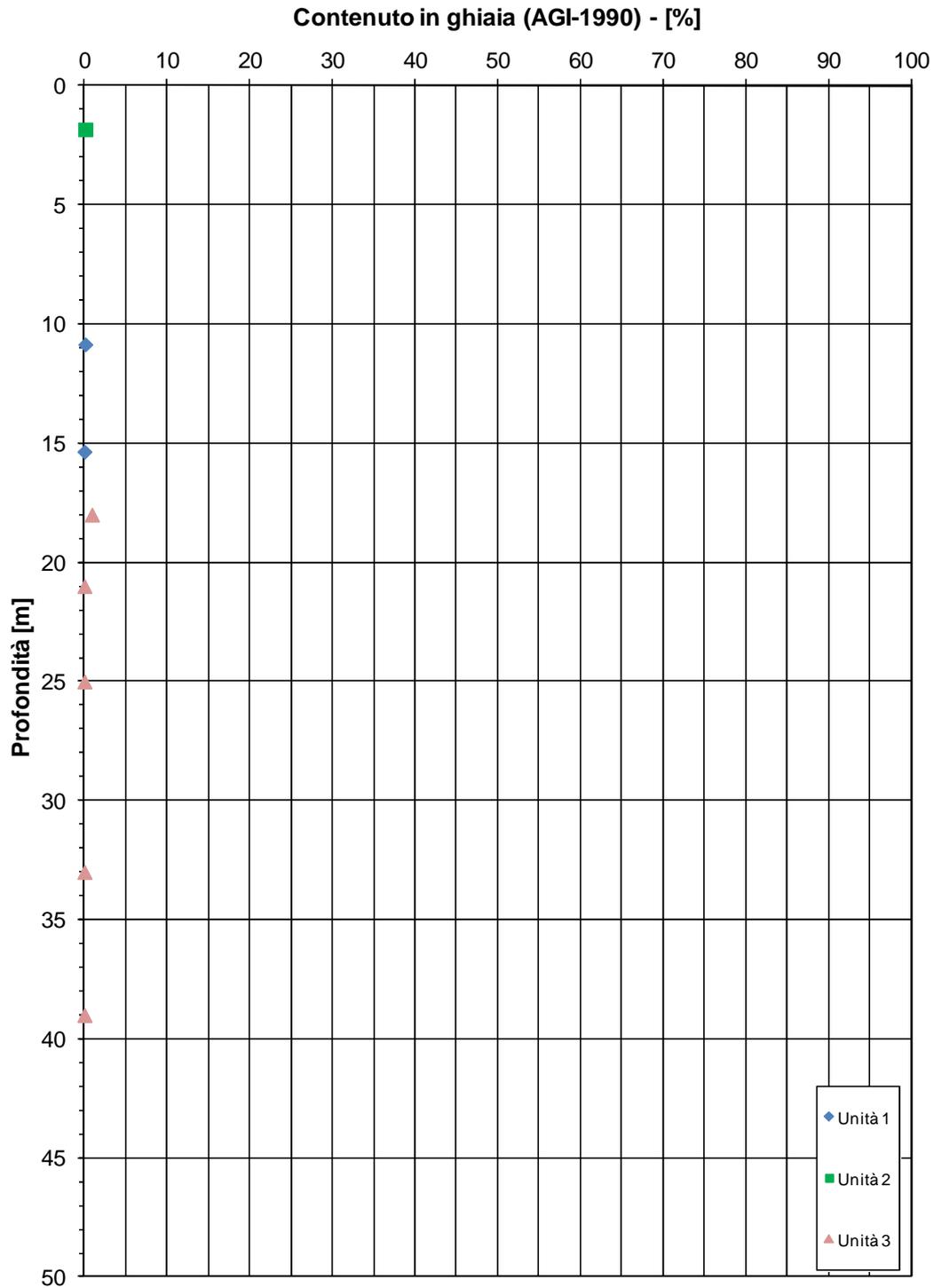
Viabilità di adduzione 1FE - Tratto D - Z01



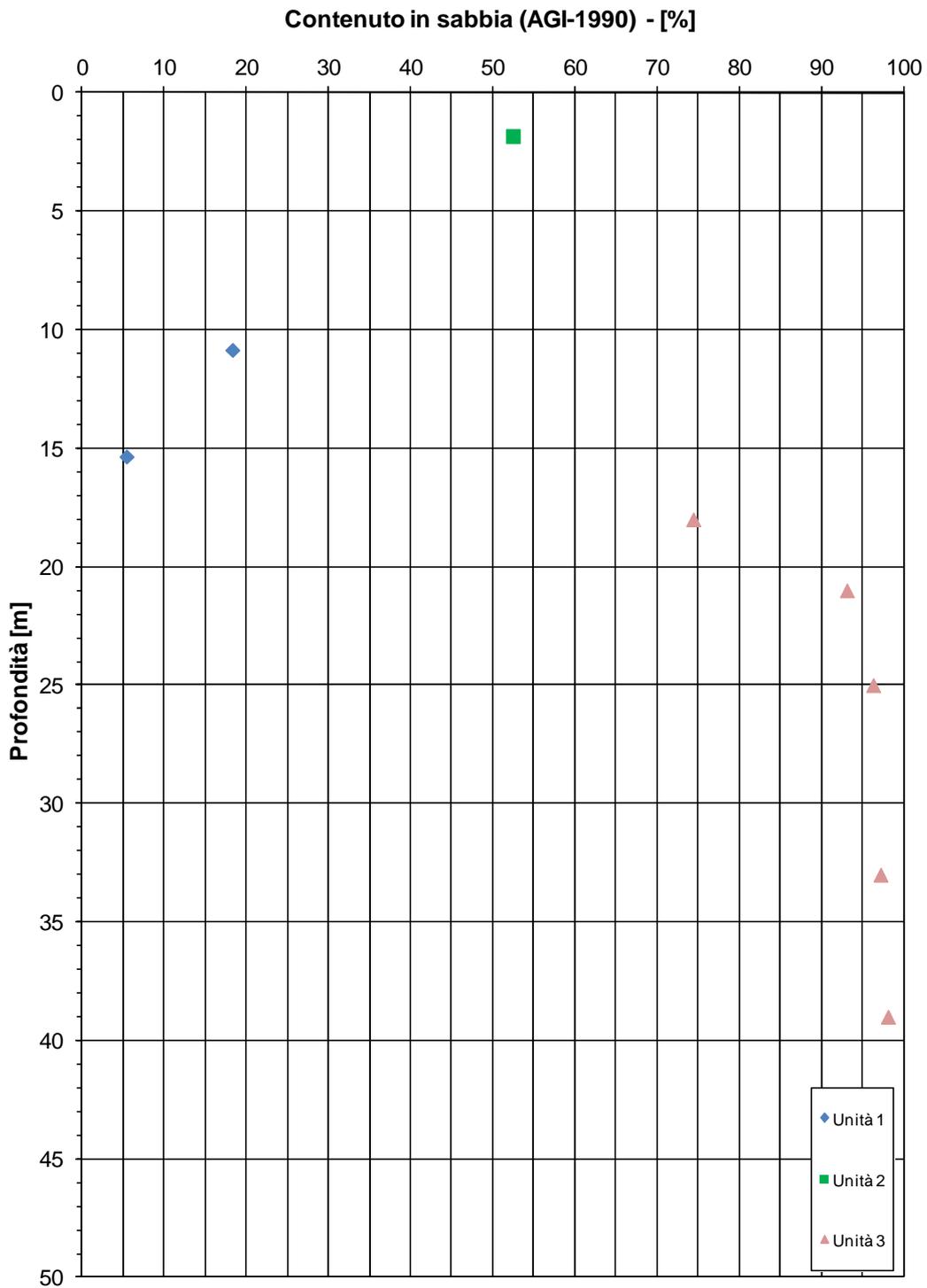
Viabilità di adduzione 1FE - Tratto D - ZO1



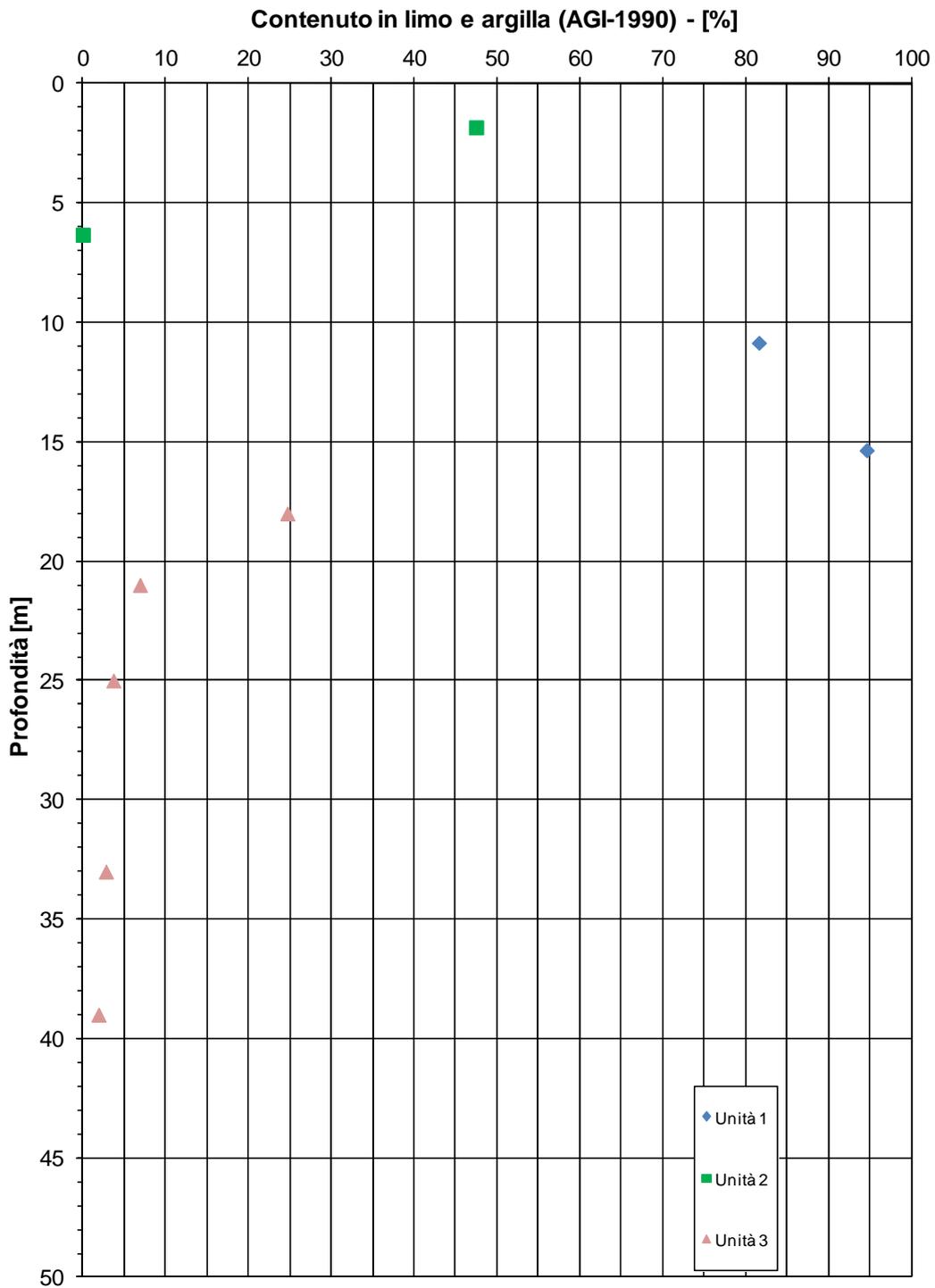
Viabilità di adduzione 1FE - Tratto D - ZO1



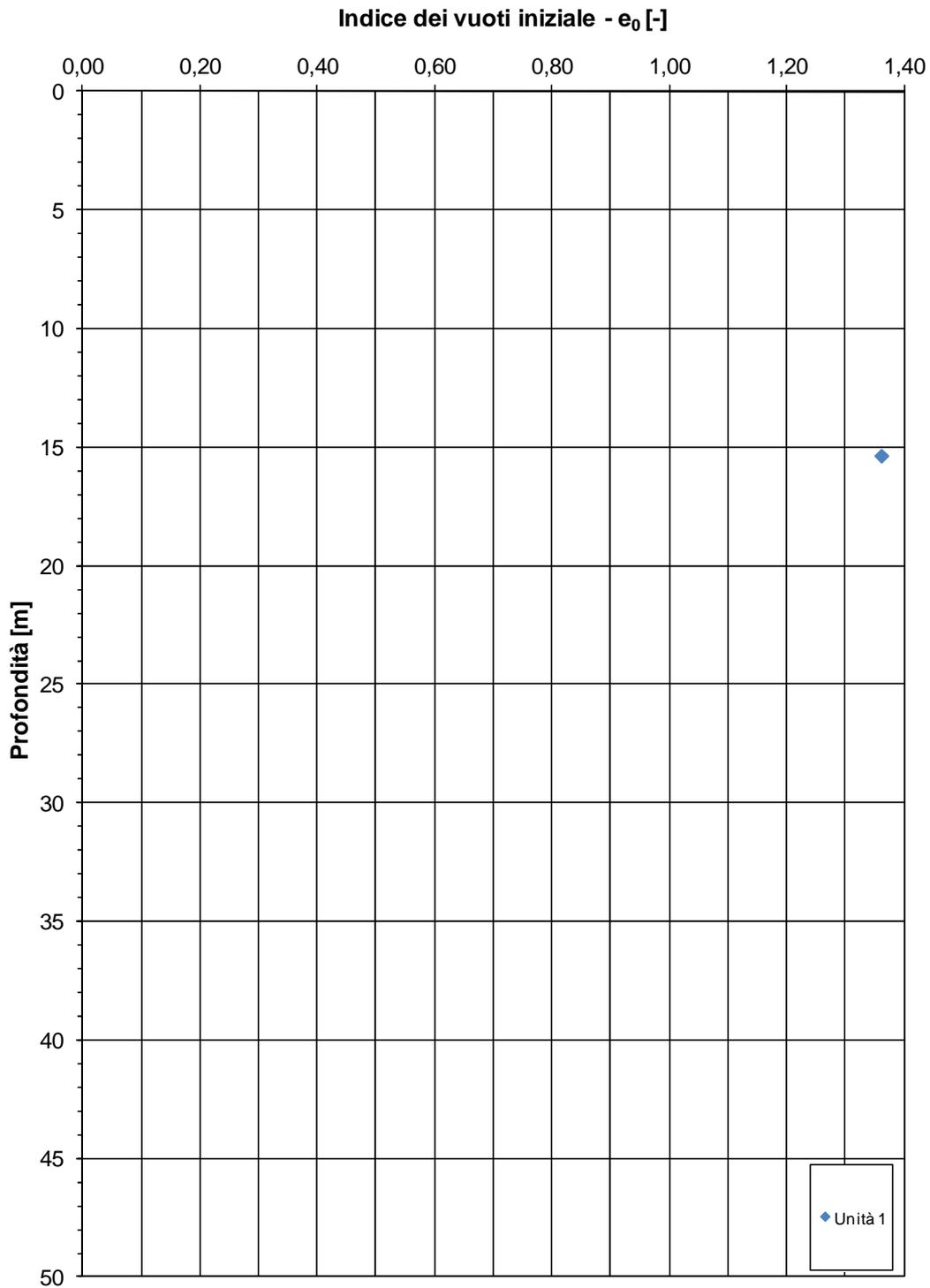
Viabilità di adduzione 1FE - Tratto D - Z01



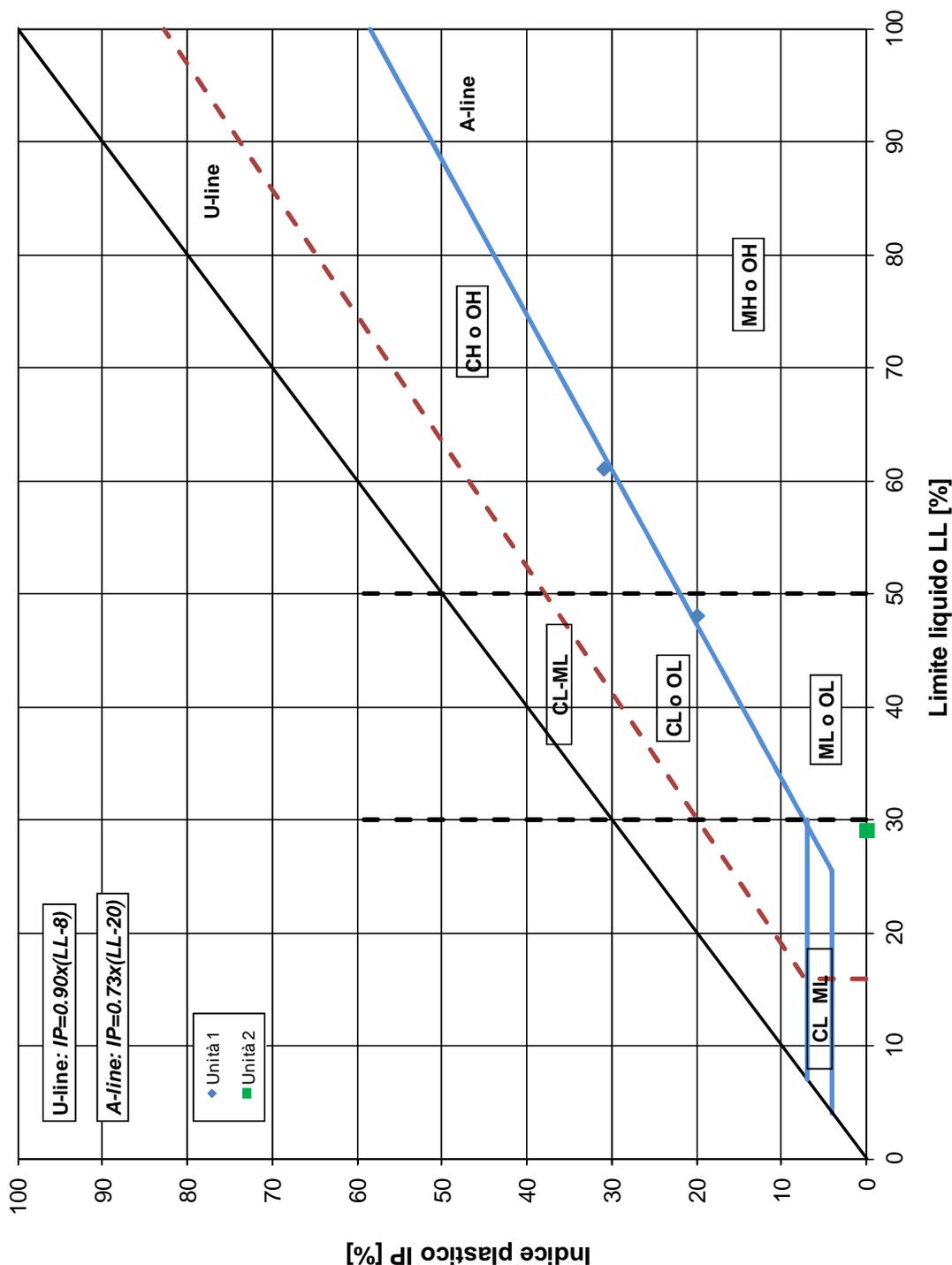
Viabilità di adduzione 1FE - Tratto D - ZO1



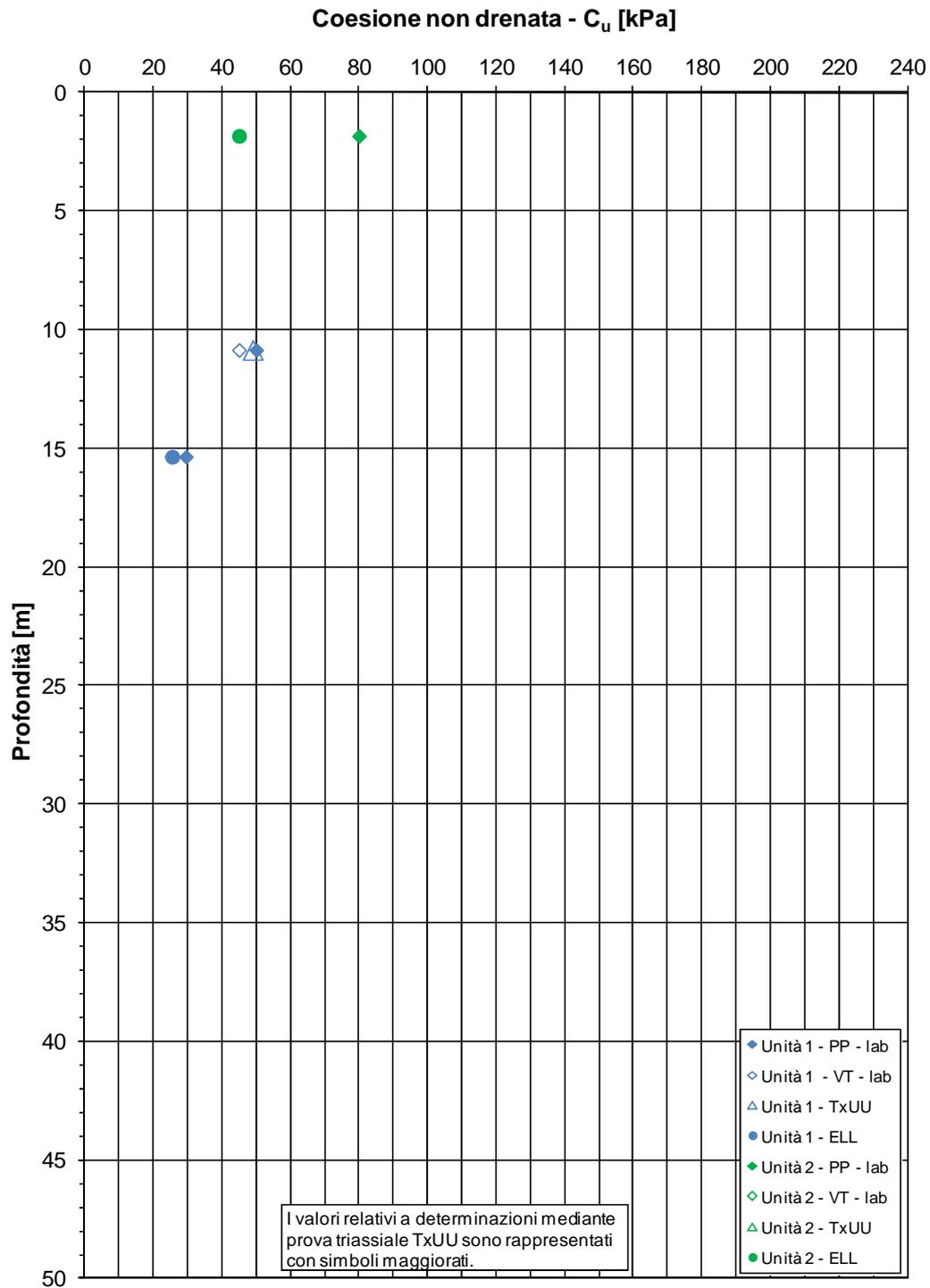
Viabilità di adduzione 1FE - Tratto D - ZO1



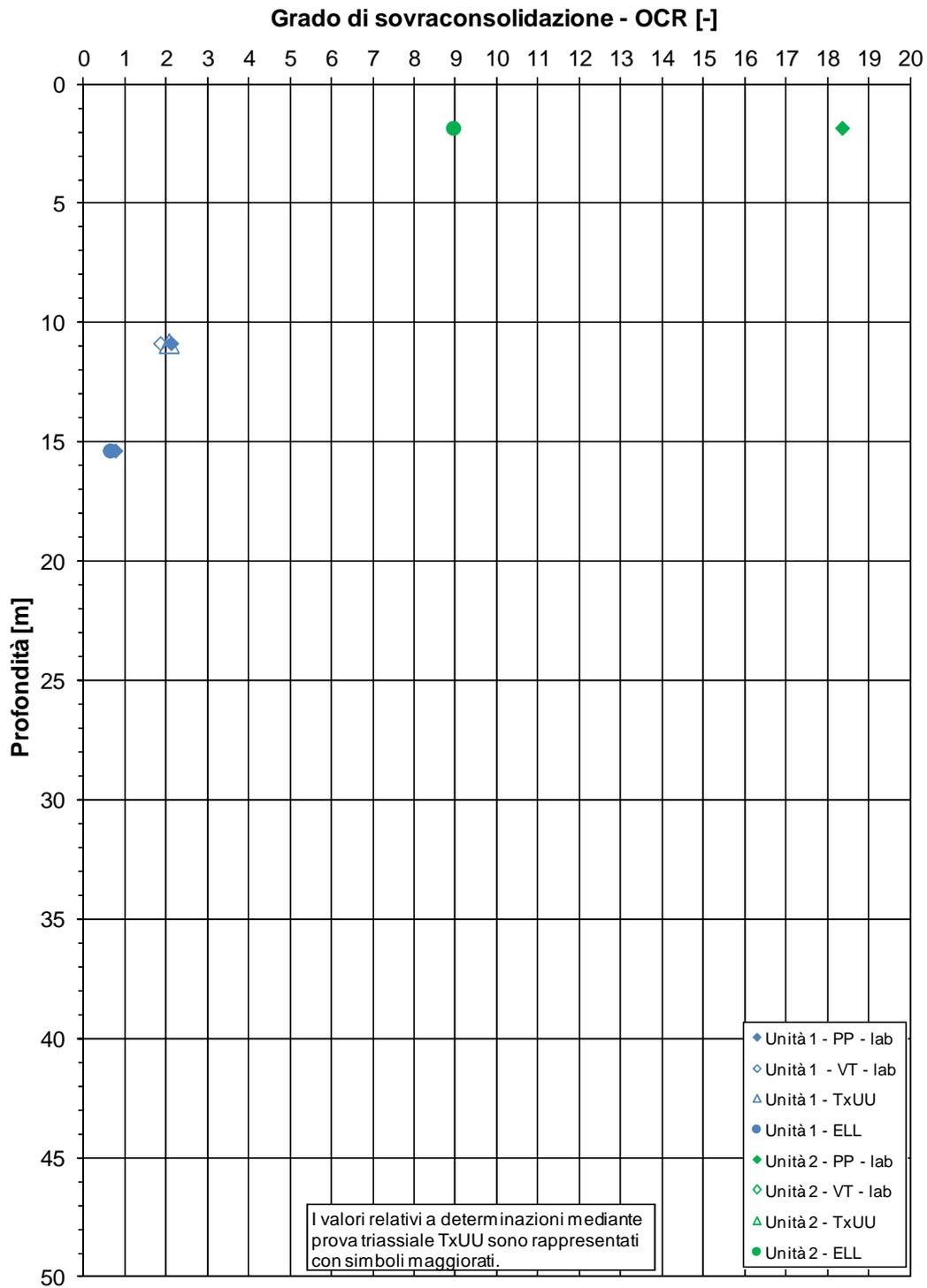
Viabilità di adduzione 1FE - Tratto D - Z01
Carta di plasticità Sistema Unificato USCS



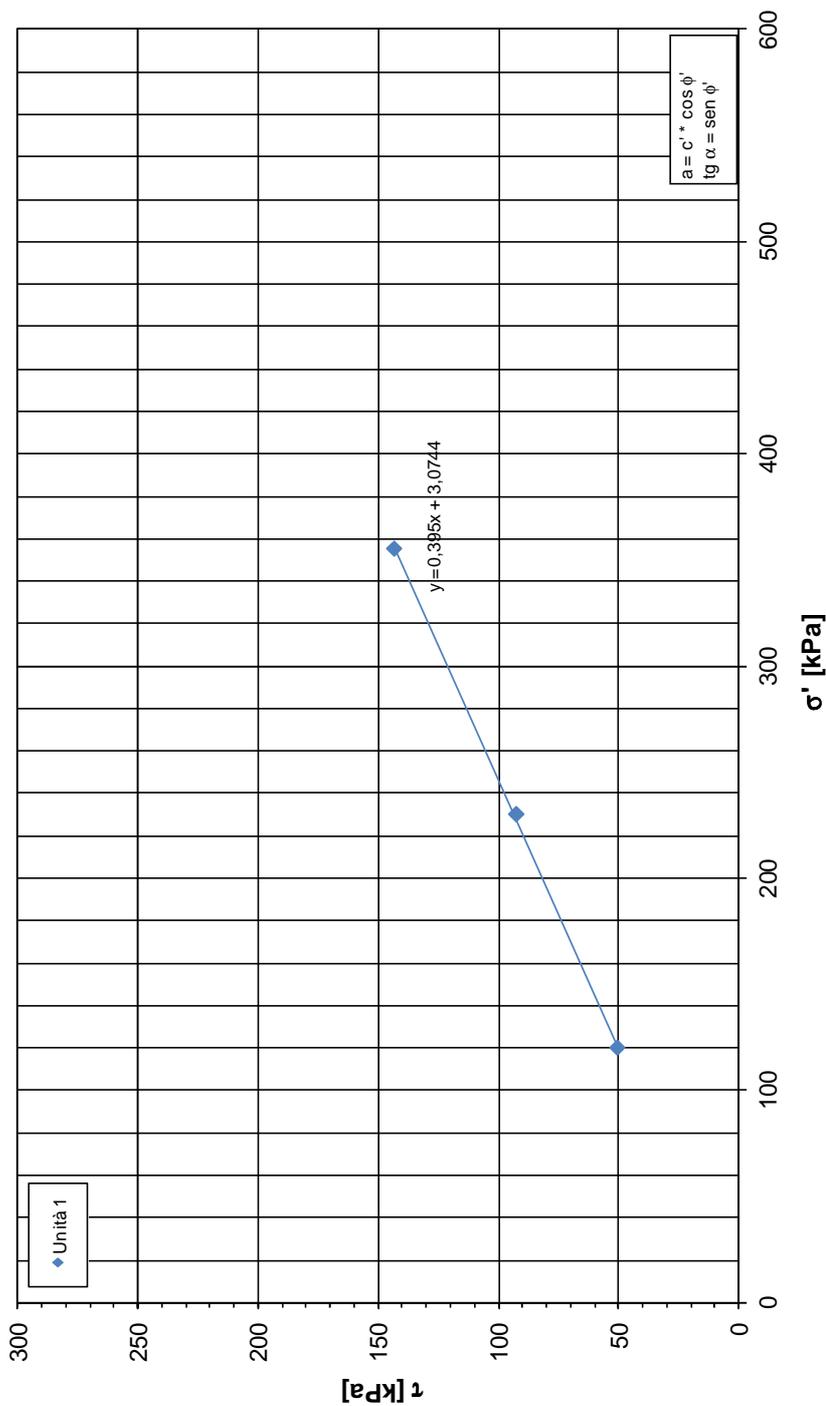
Viabilità 1FE - Tratto D - ZO1 - Ind. in laboratorio



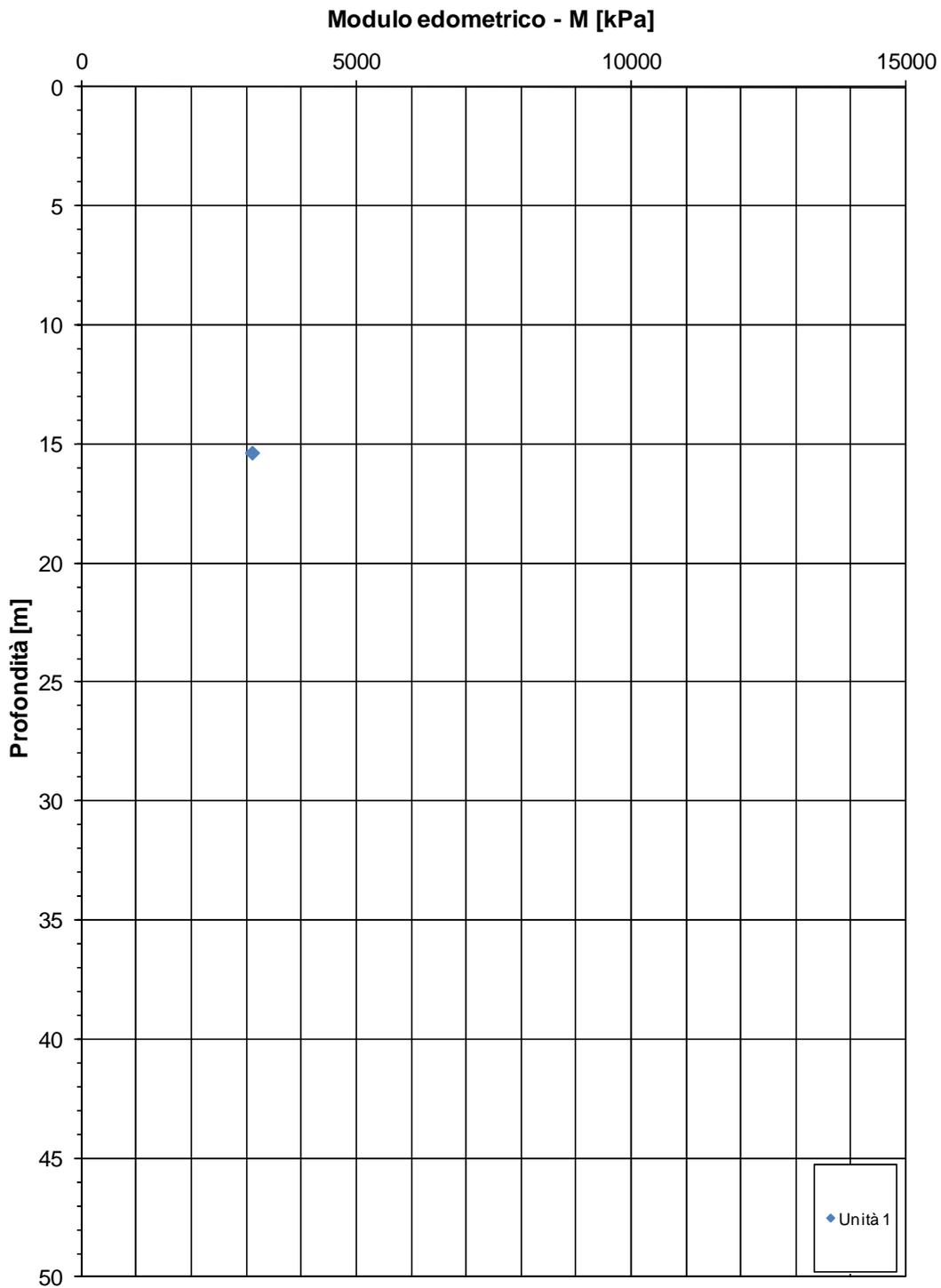
Viabilità 1FE - Tratto D - ZO1 - Ind. in laboratorio



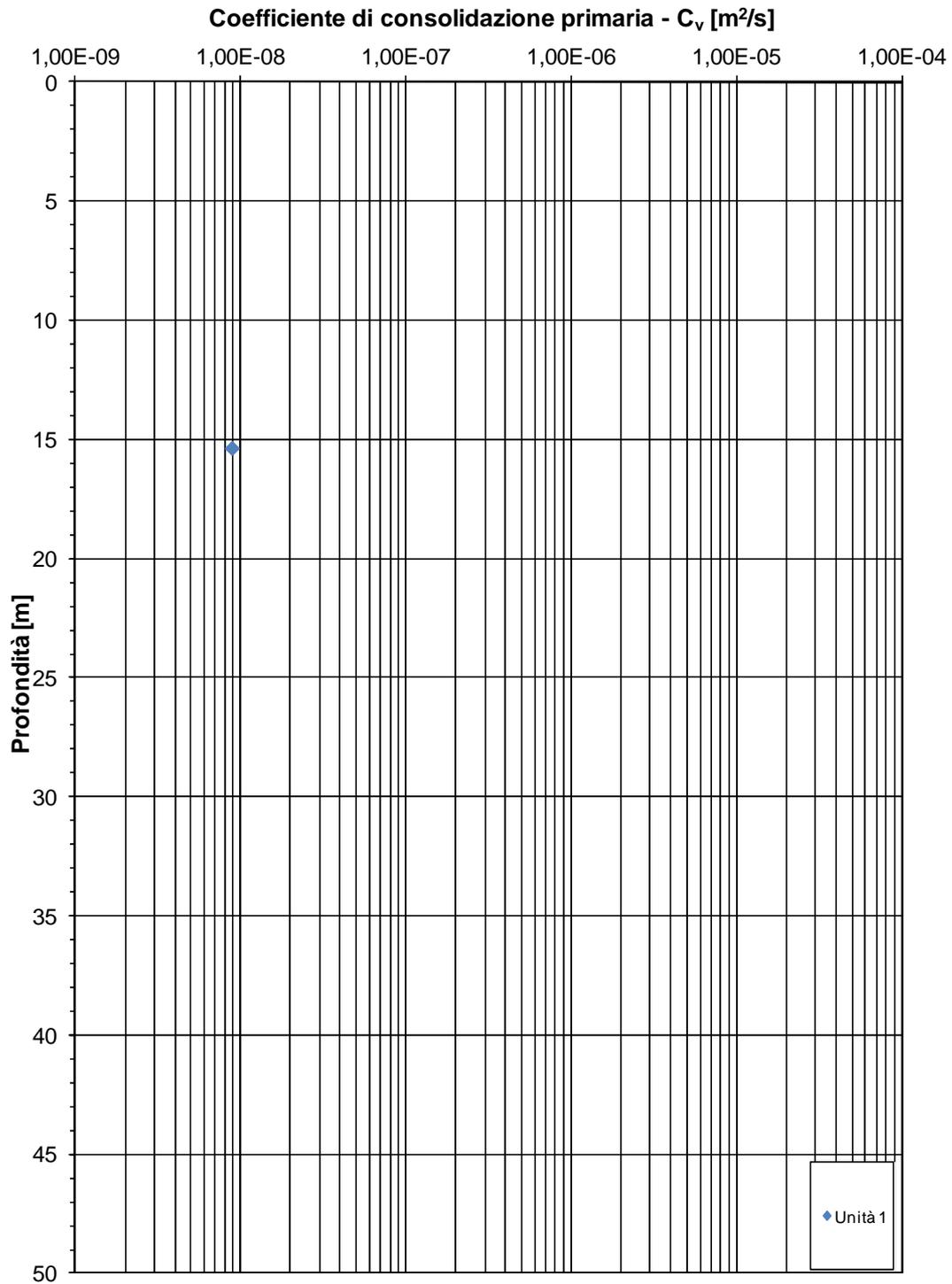
Viabilità di adduzione 1FE - Tratto D - ZO1 - Indagini laboratorio (TxCIU)



Viabilità di adduzione 1FE - Tratto D - Z01

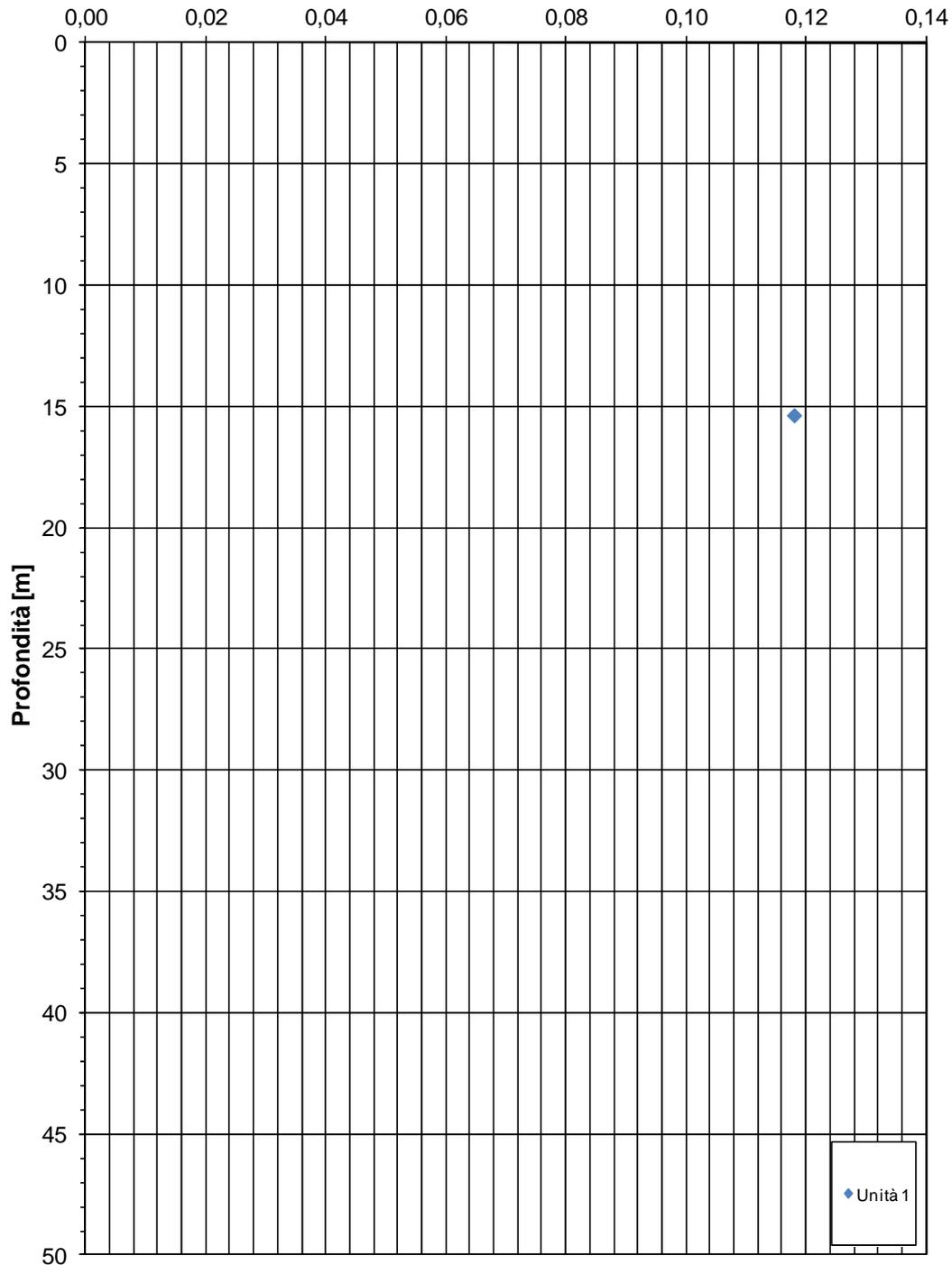


Viabilità di adduzione 1FE - Tratto D - ZO1



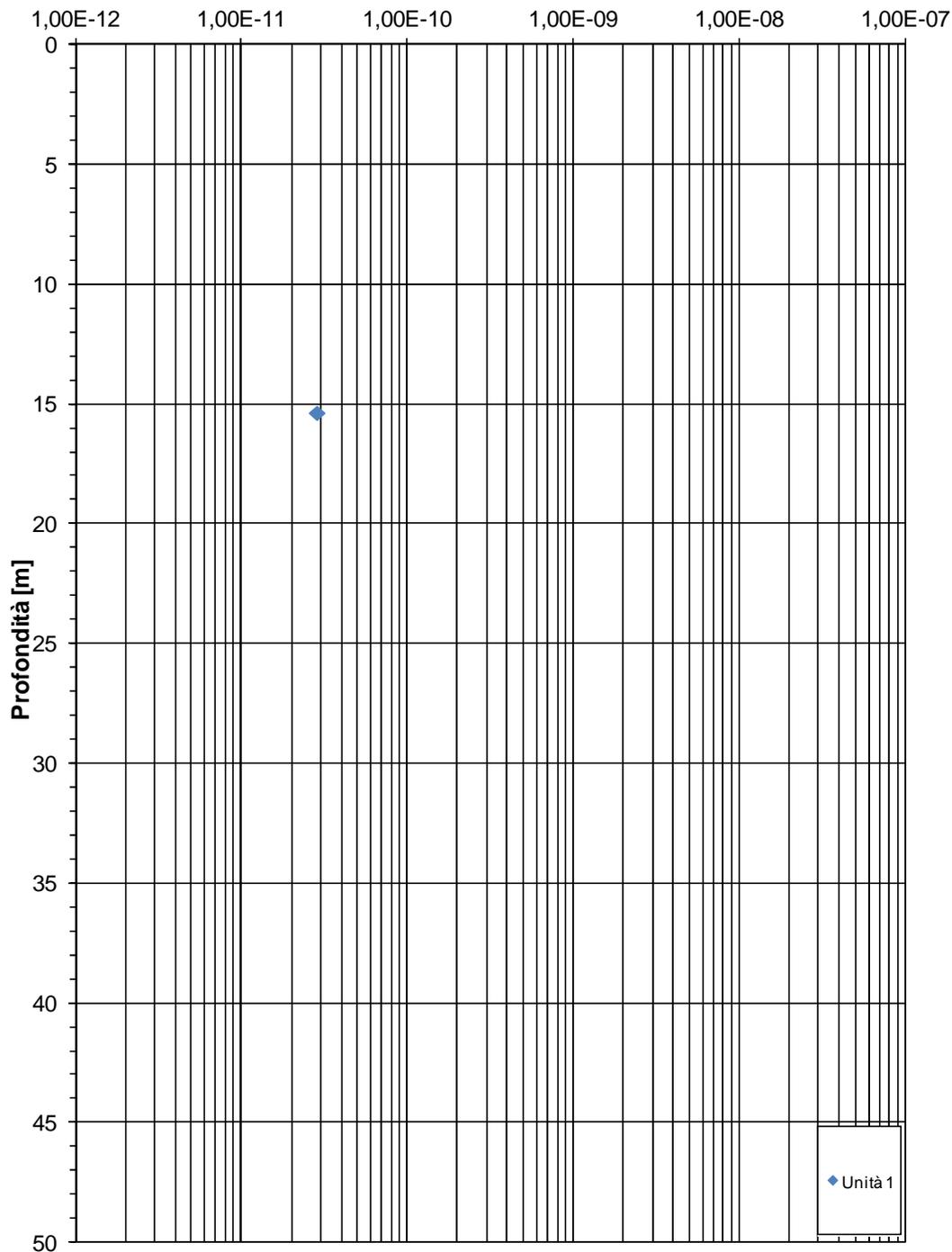
Viabilità di adduzione 1FE - Tratto D - ZO1

Coefficiente di consolidazione secondaria - $C\alpha\epsilon$ [%]



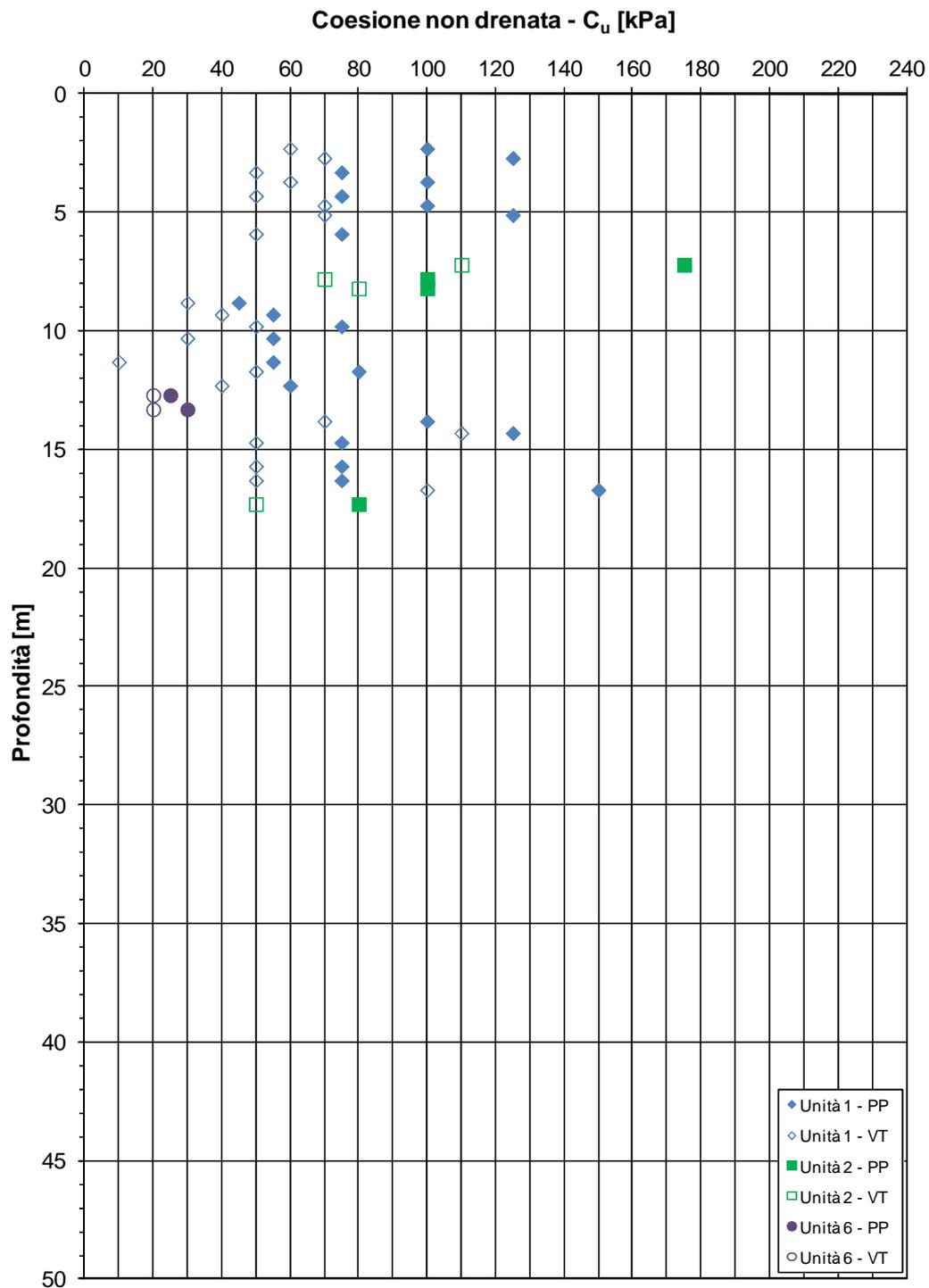
Viabilità di adduzione 1FE - Tratto D - ZO1

Coefficiente di permeabilità da correlazioni empiriche - k [m/s]

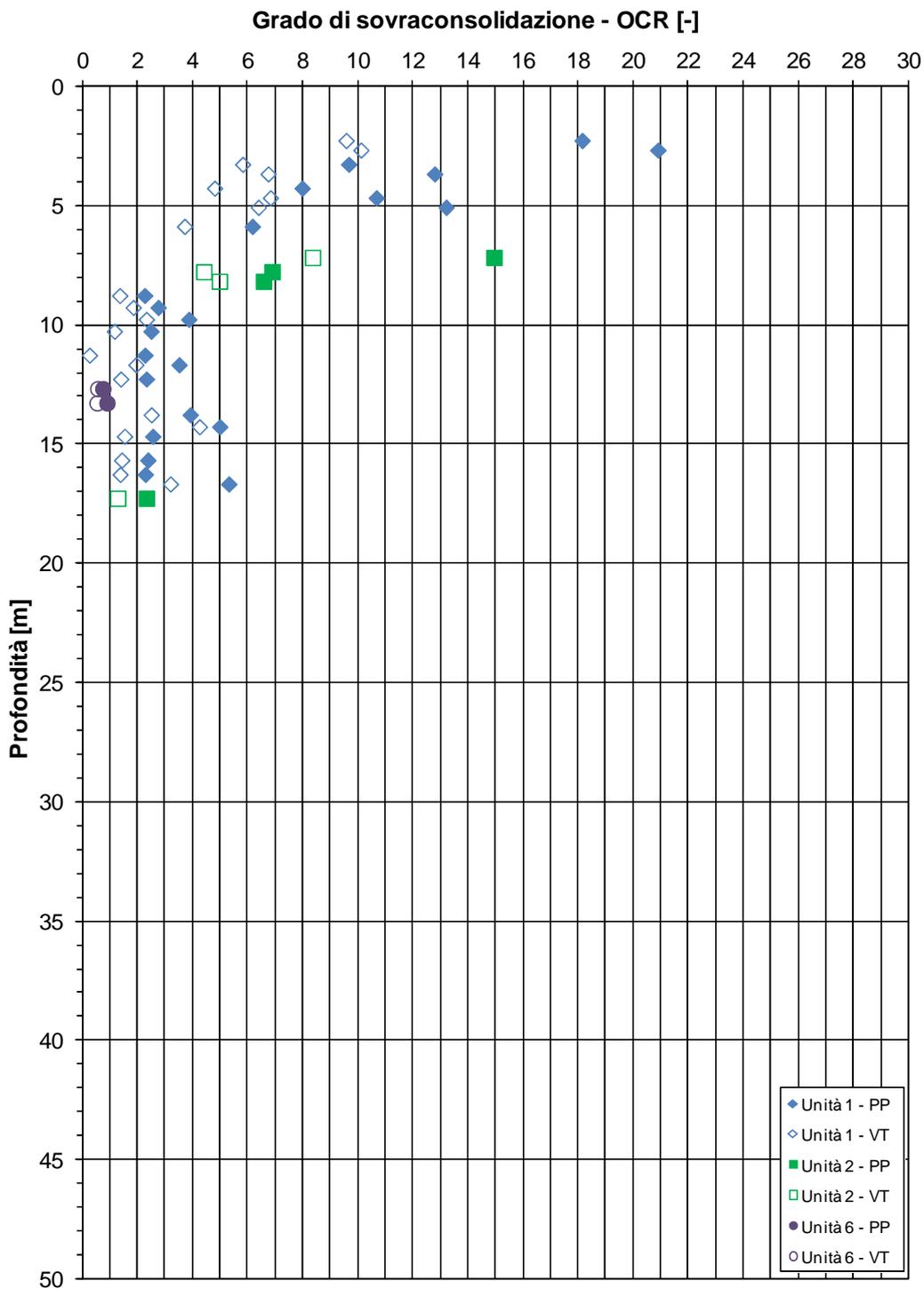


18.1.2. Interpretazione sondaggi e prove SPT

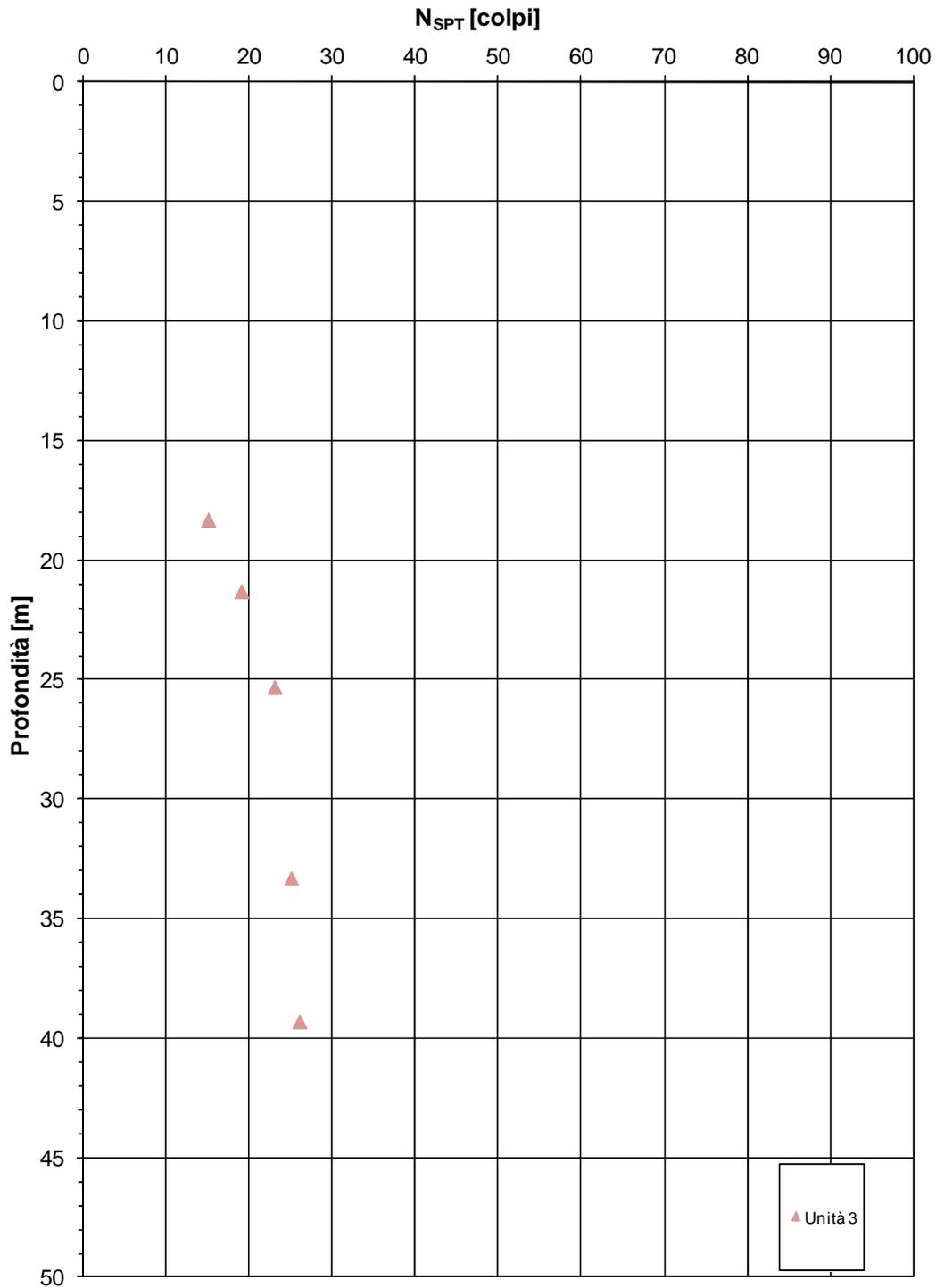
Viabilità 1FE - Tratto D - ZO1 - Indagini in sito



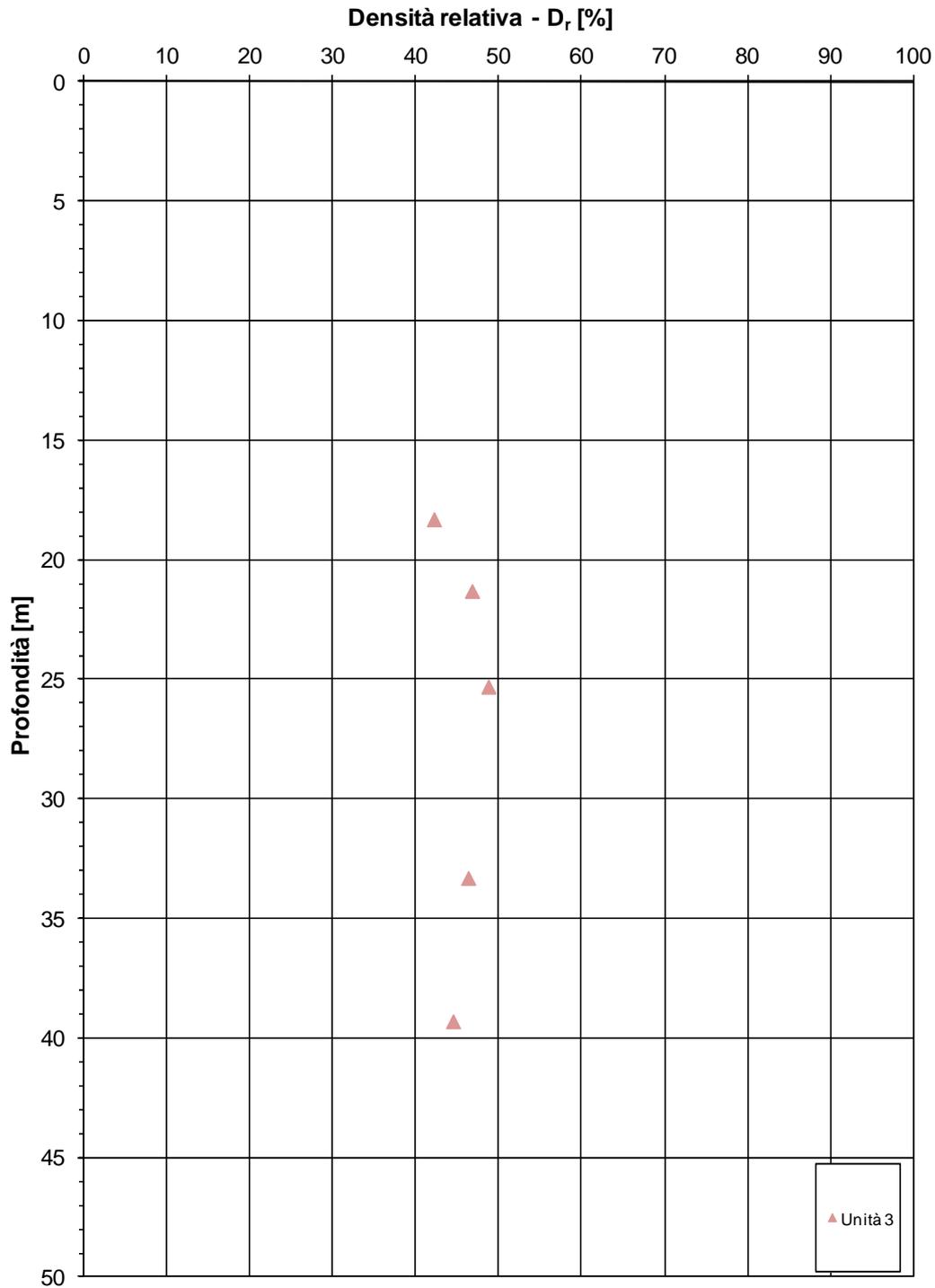
Viabilità 1FE - Tratto D - ZO1 - Indagini in sito



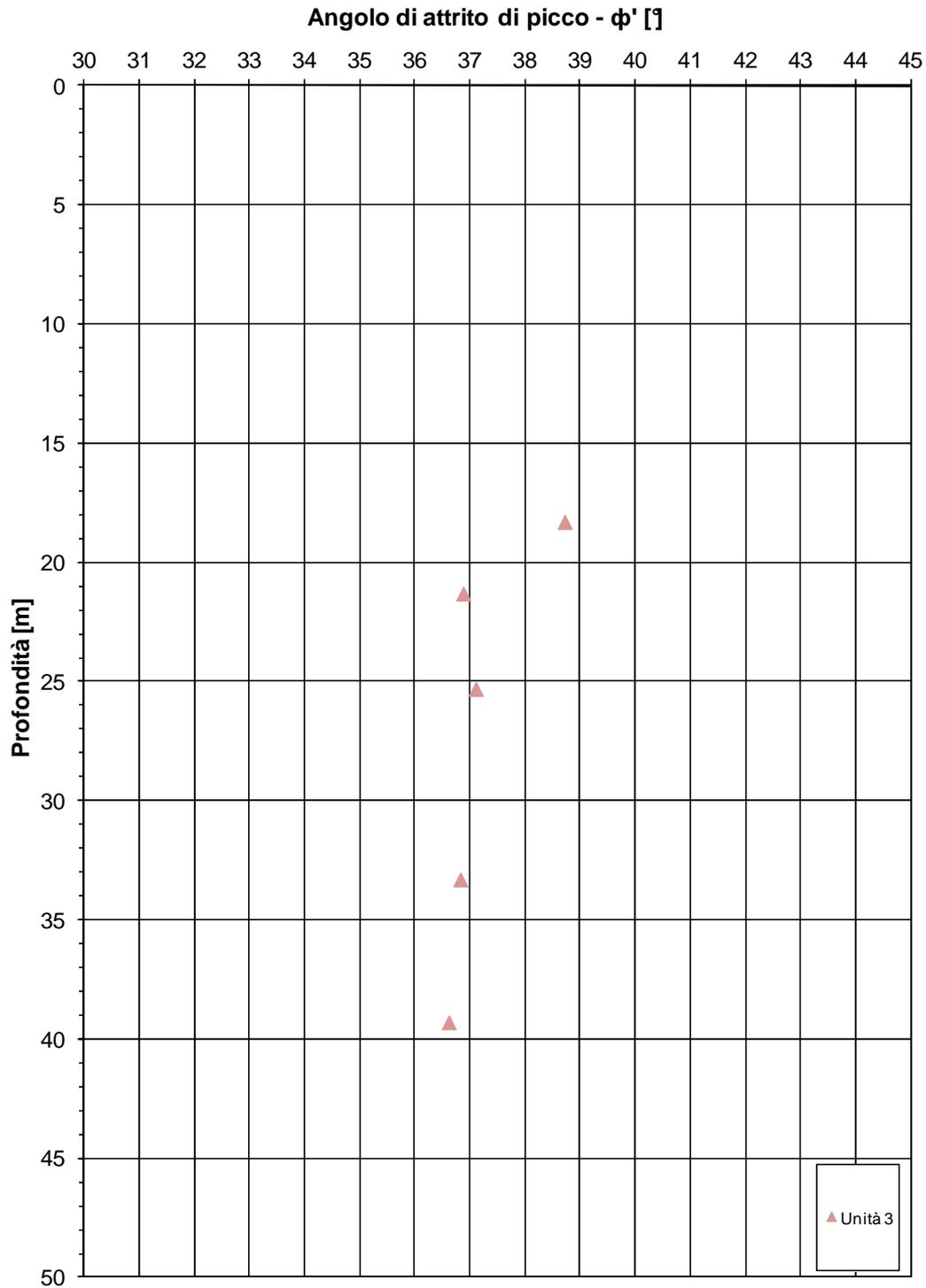
Viabilità di adduzione 1FE - Tratto D - ZO1



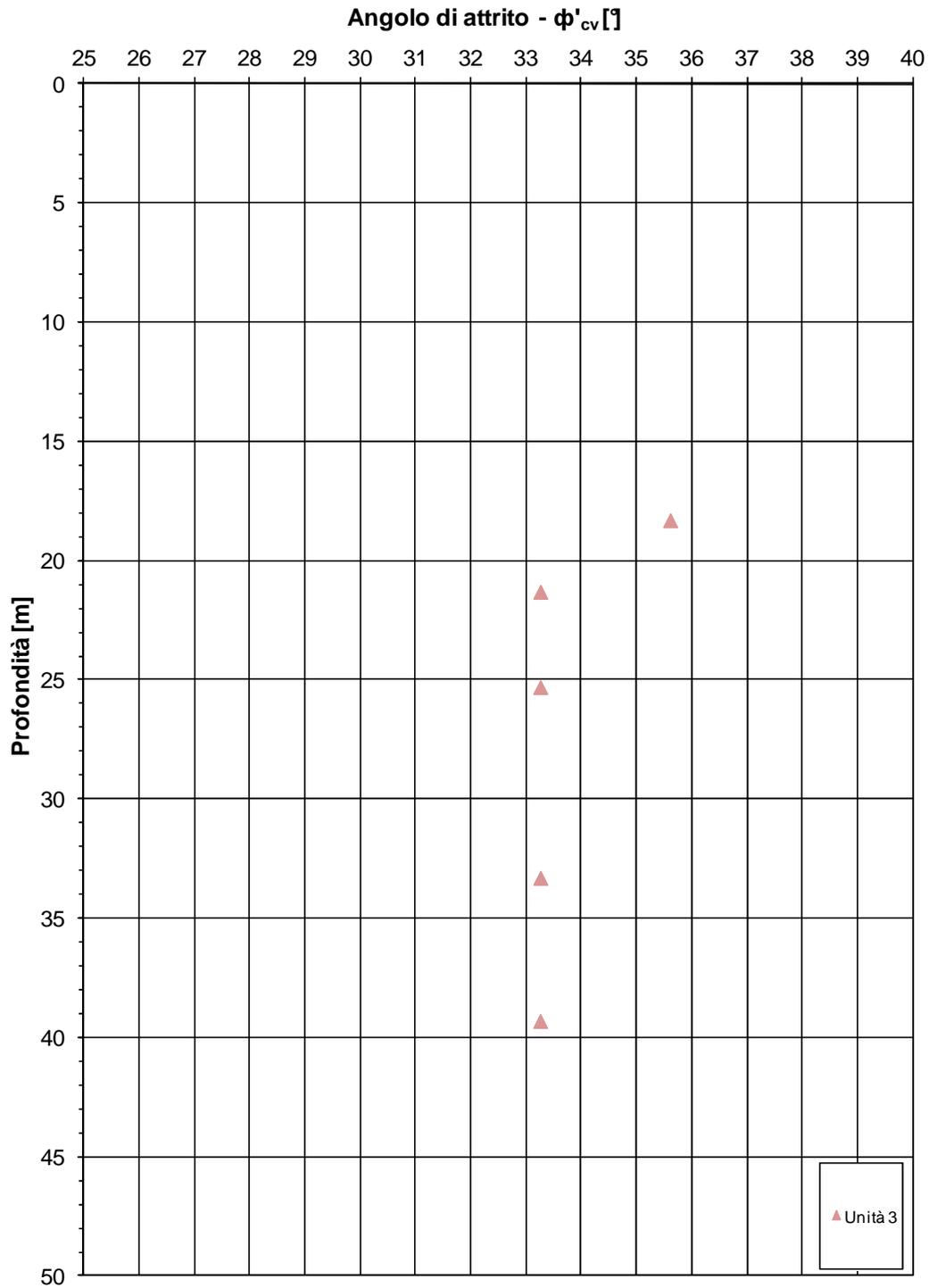
Viabilità di adduzione 1FE - Tratto D - ZO1



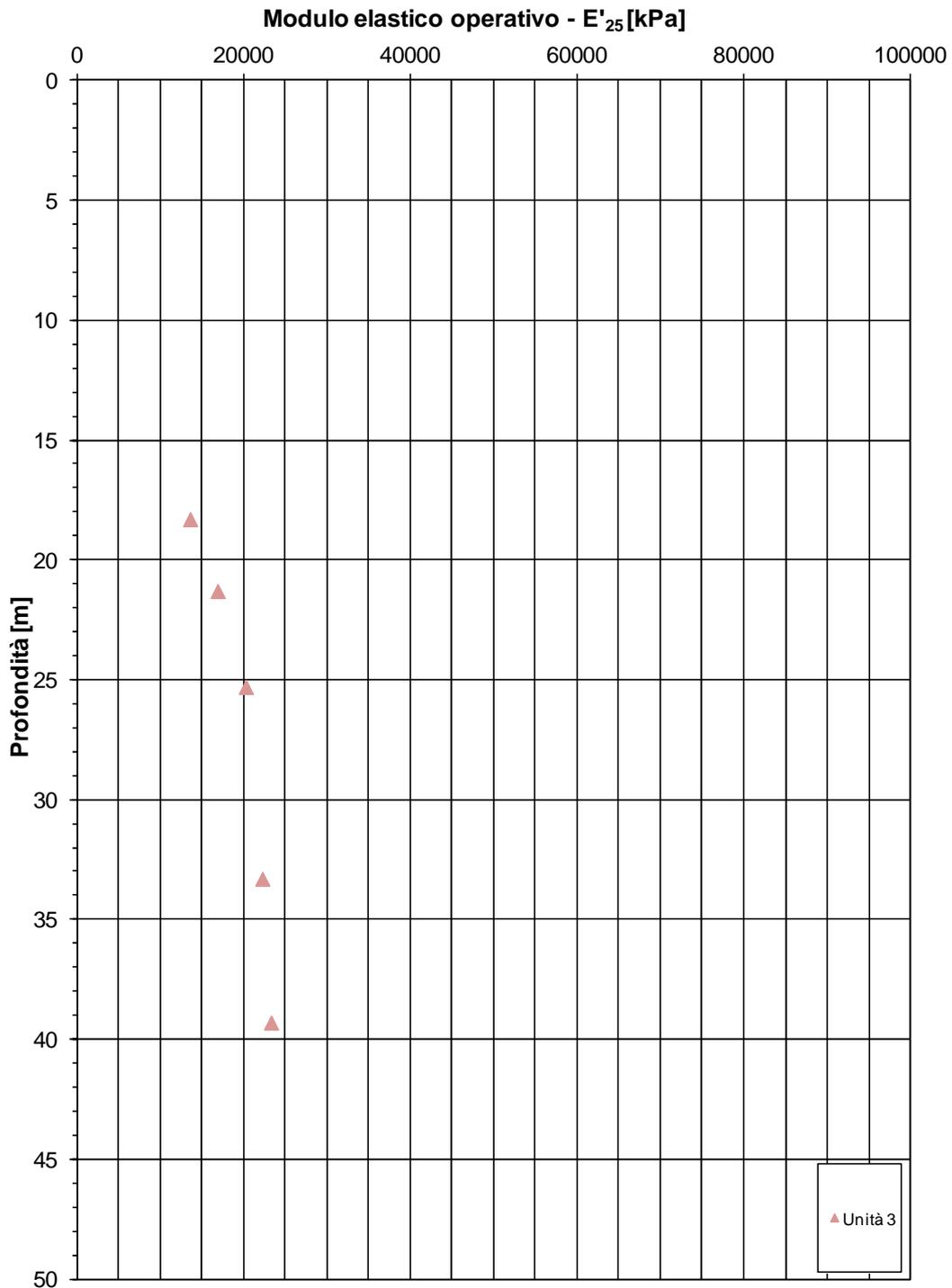
Viabilità di adduzione 1FE - Tratto D - ZO1



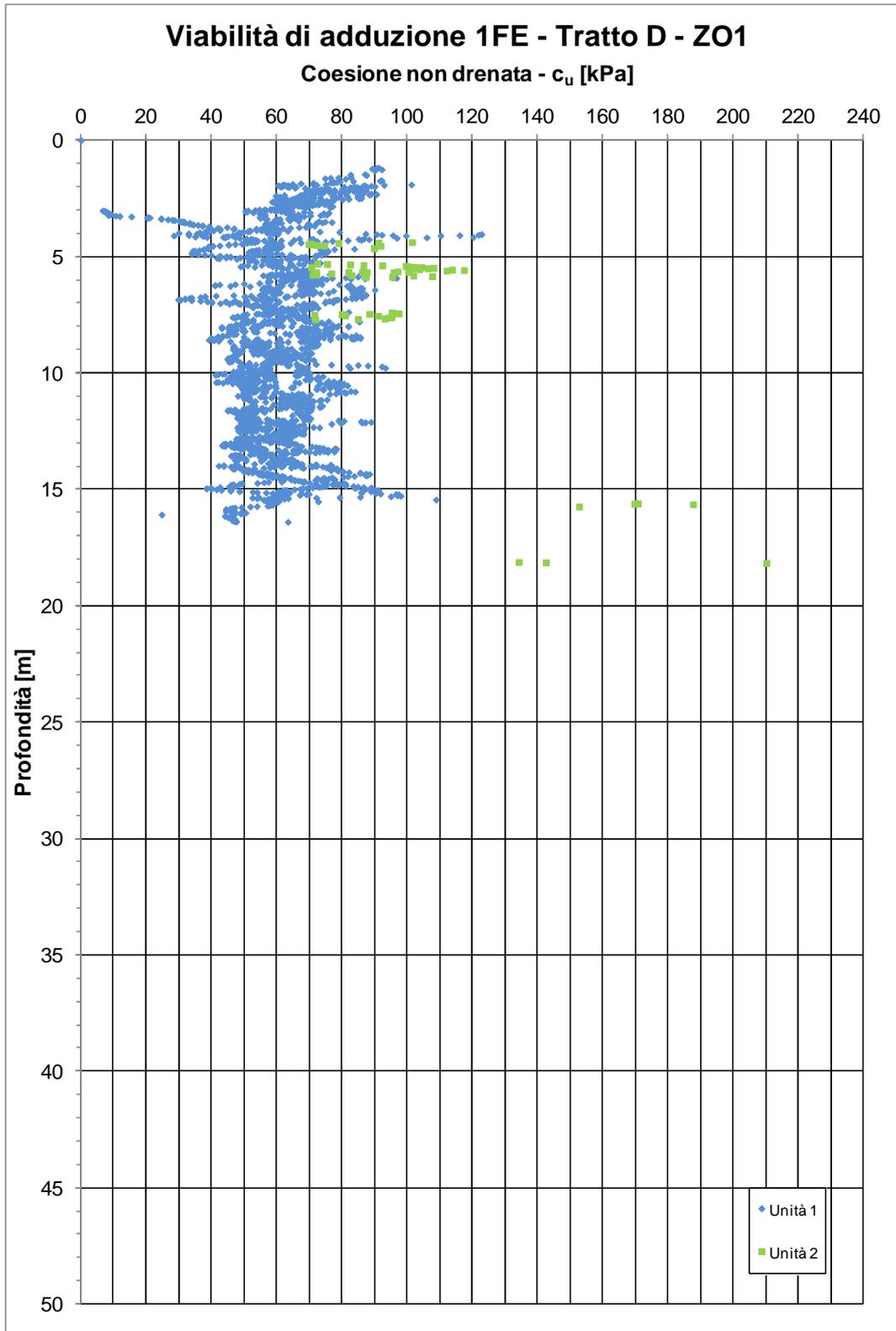
Viabilità di adduzione 1FE - Tratto D - ZO1

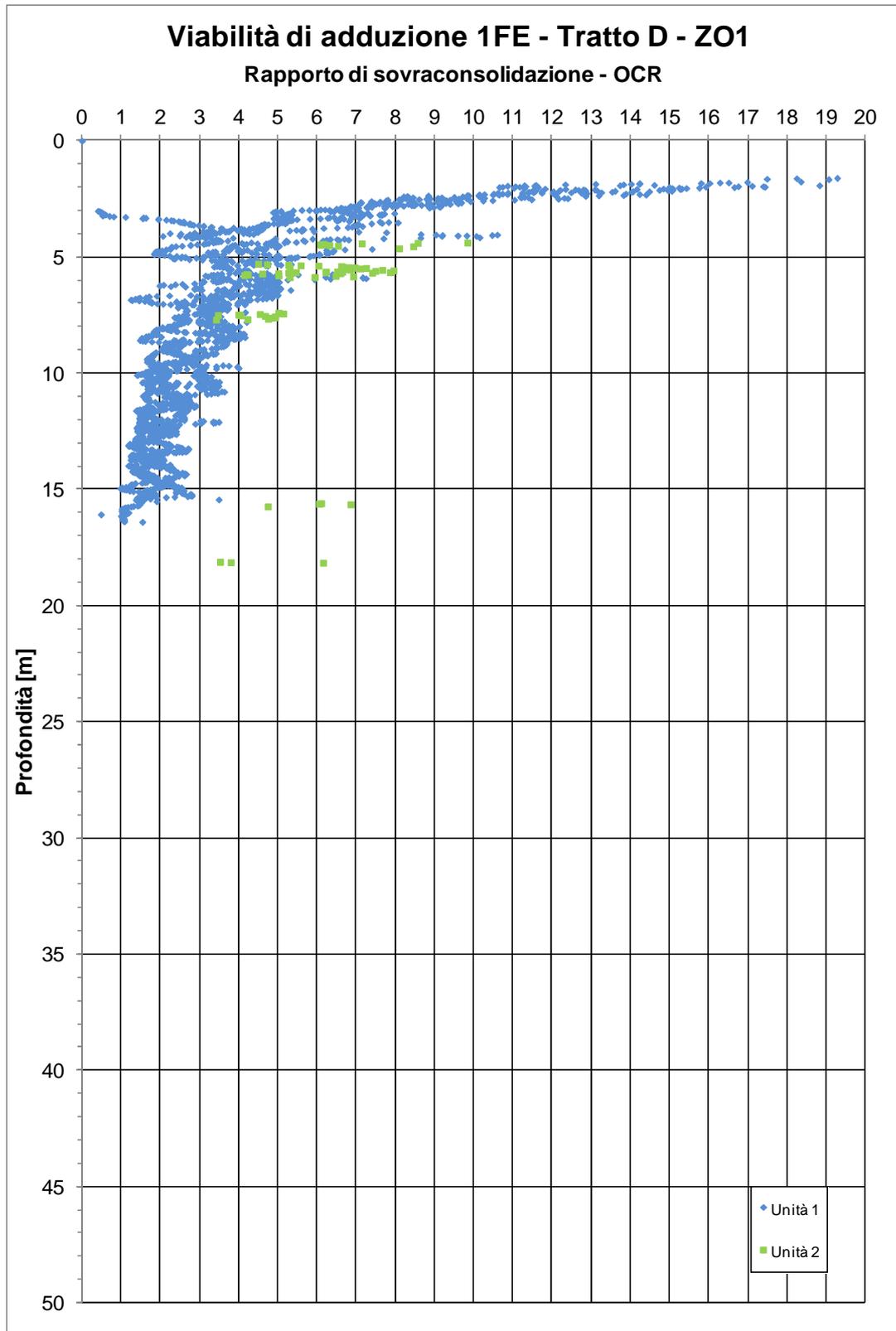


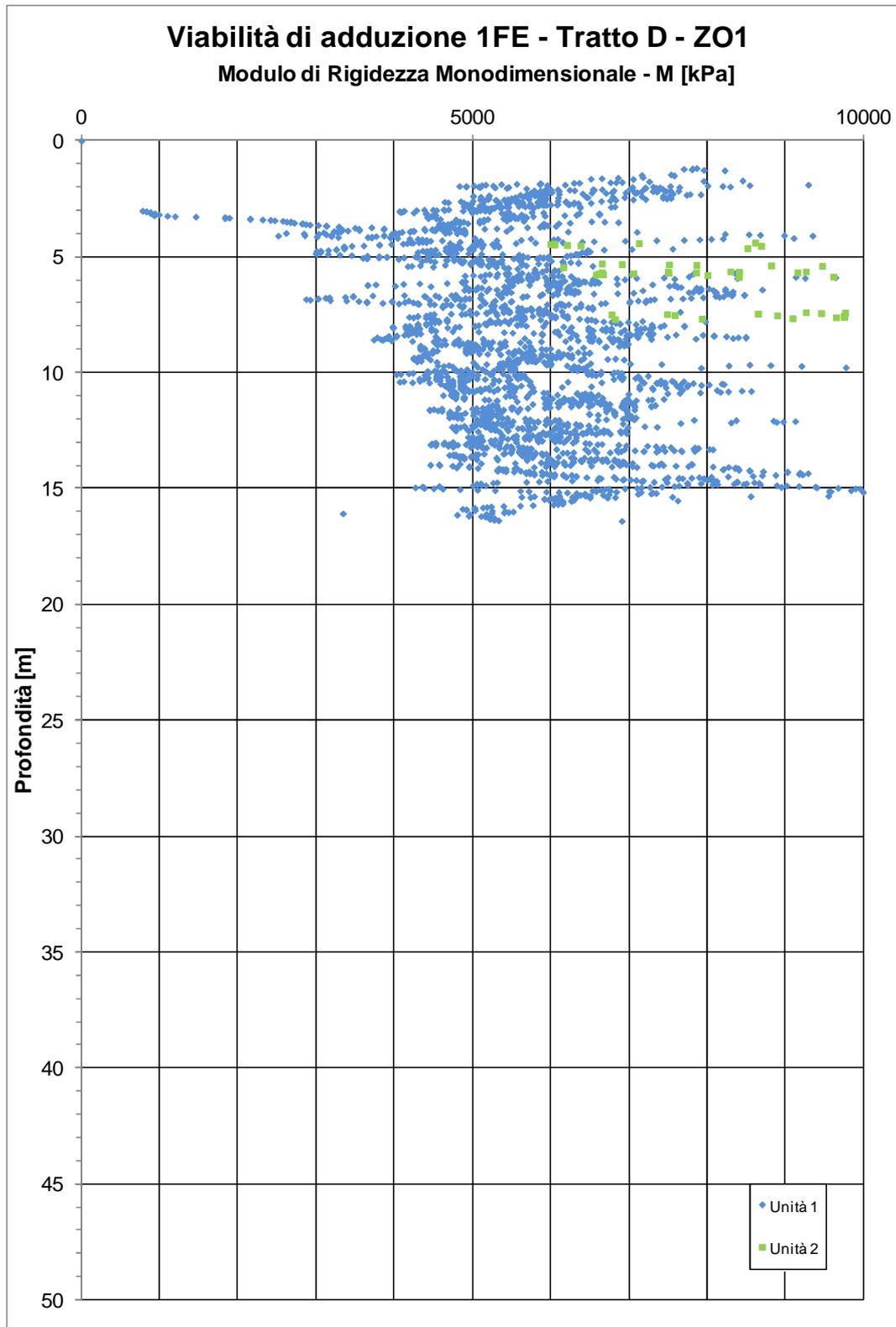
Viabilità di adduzione 1FE - Tratto D - ZO1

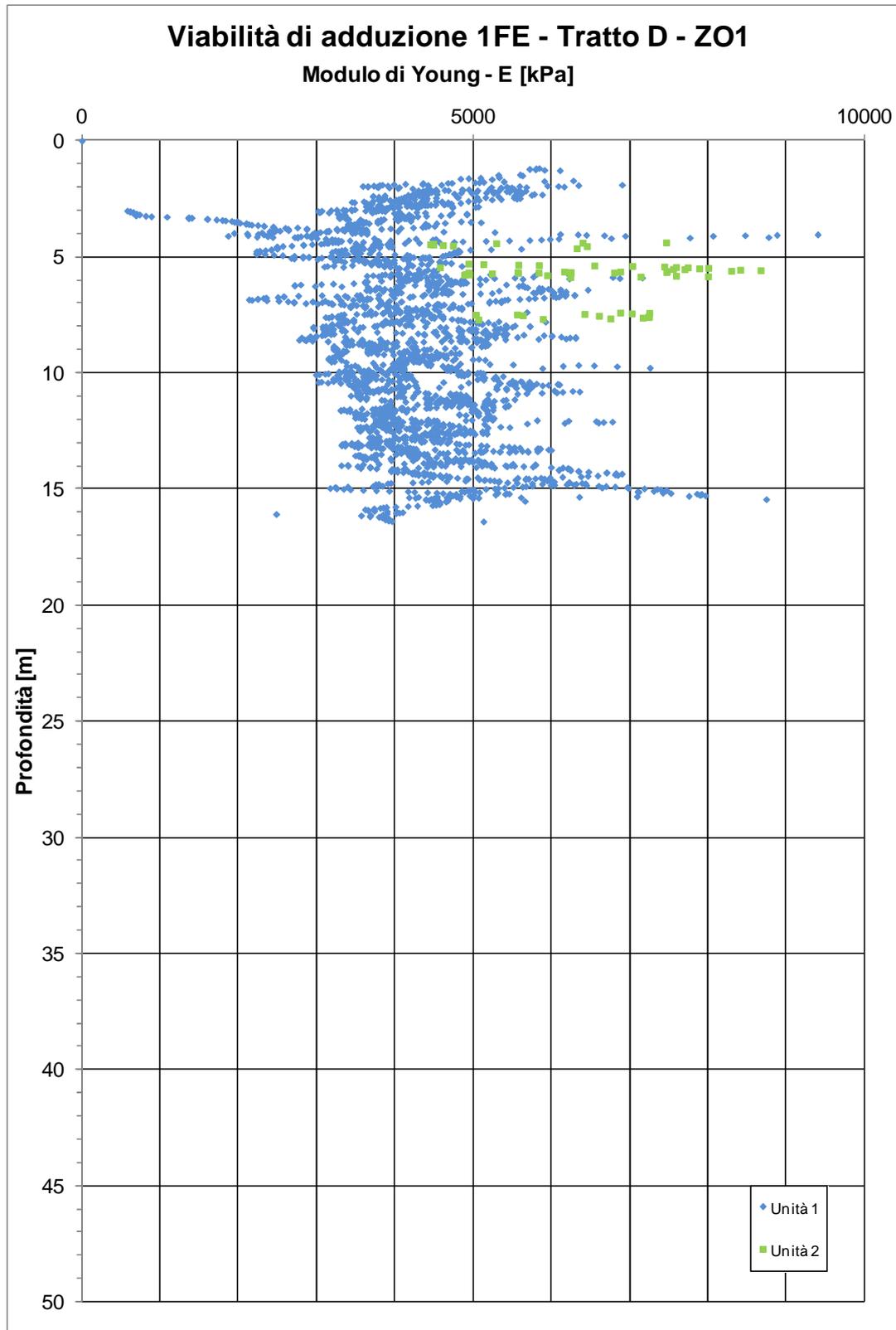


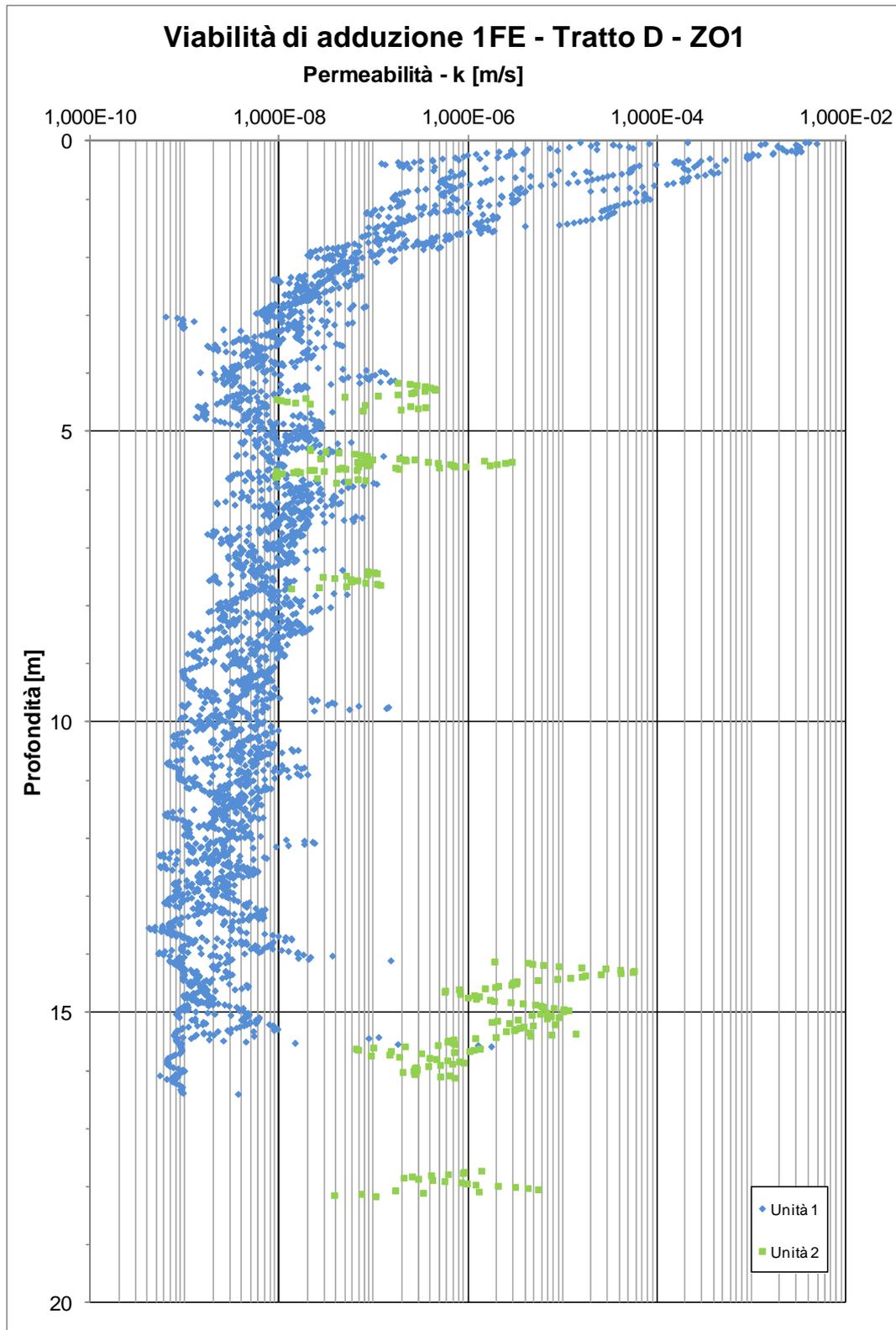
18.1.3. Interpretazione prove CPTU

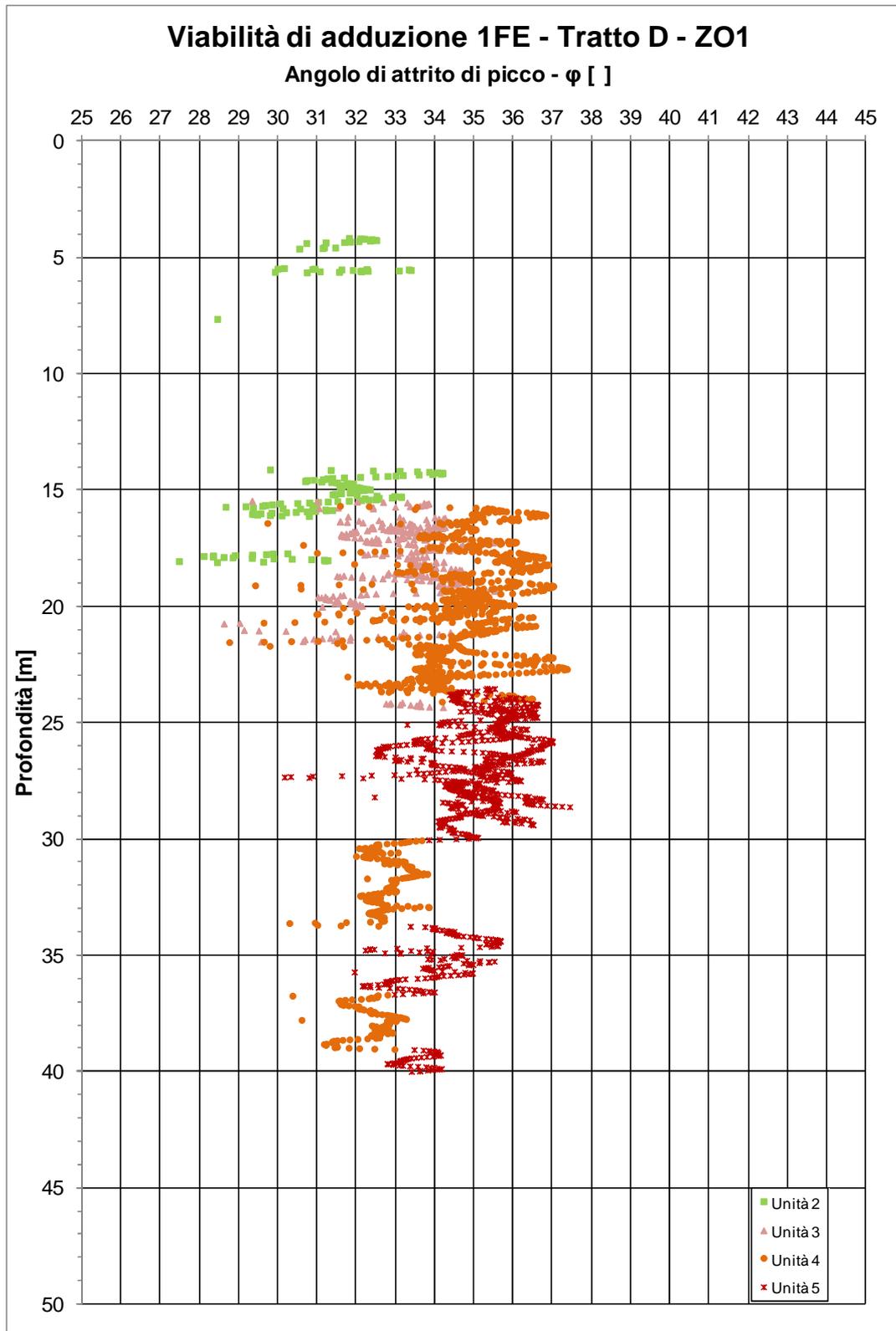


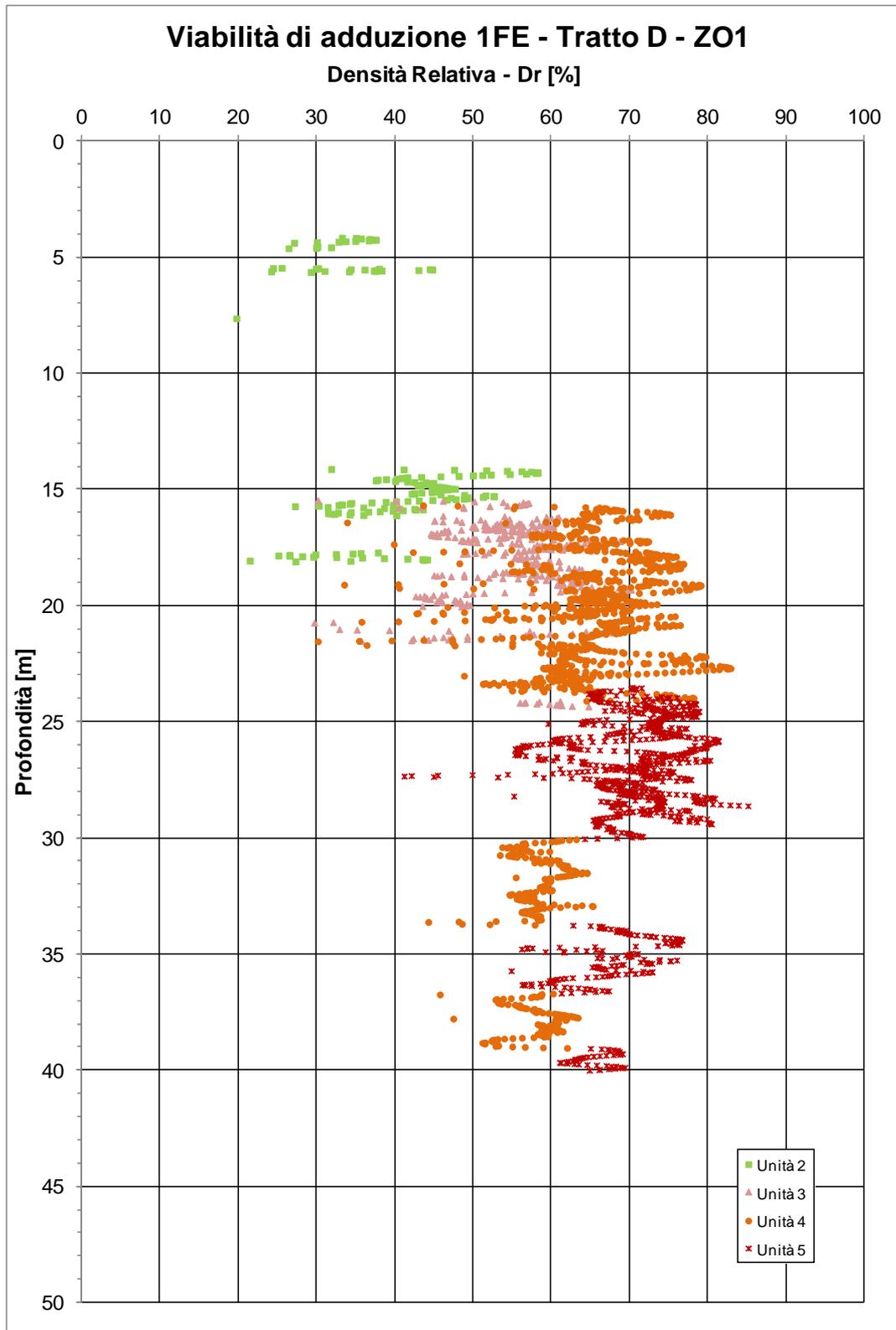


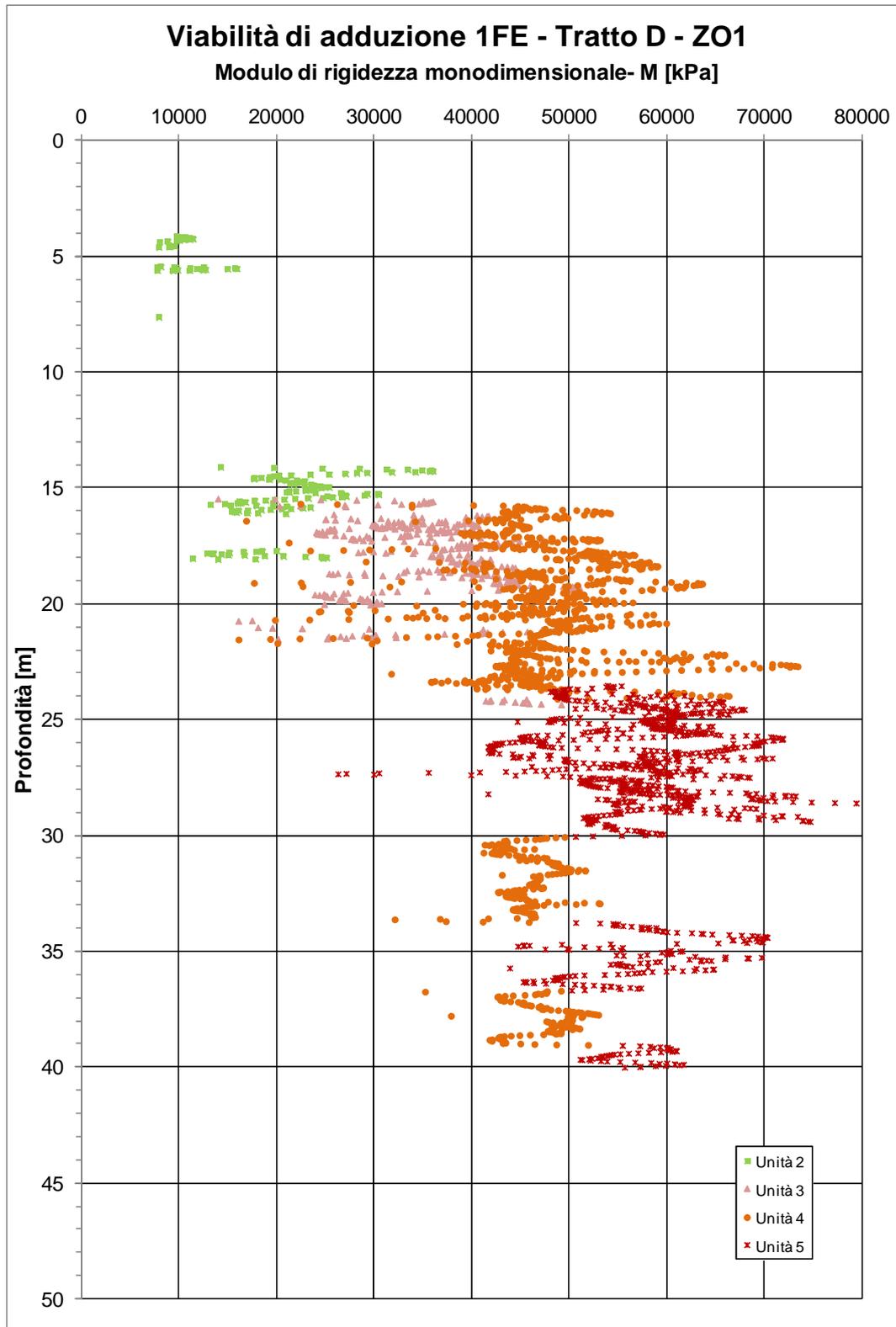


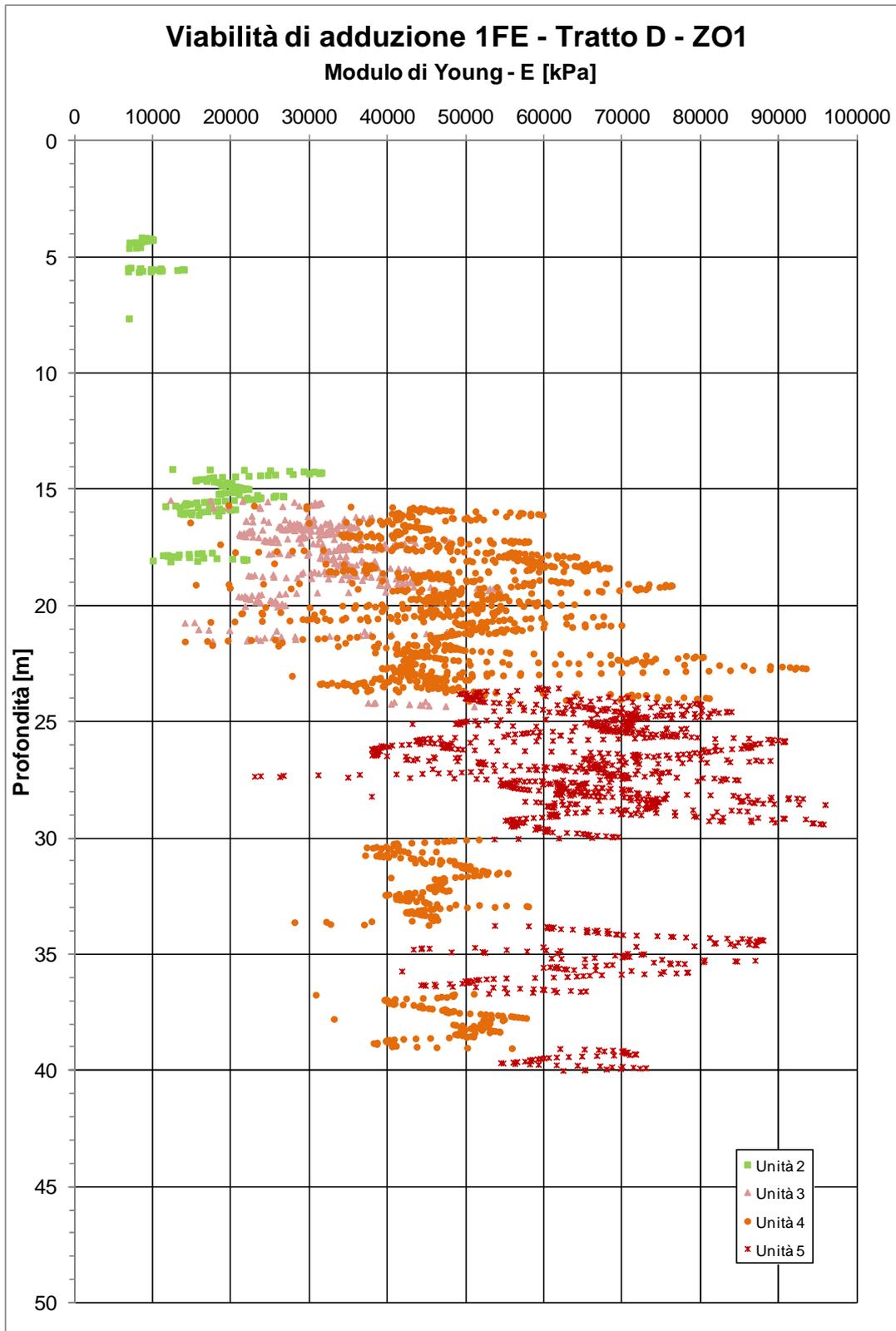


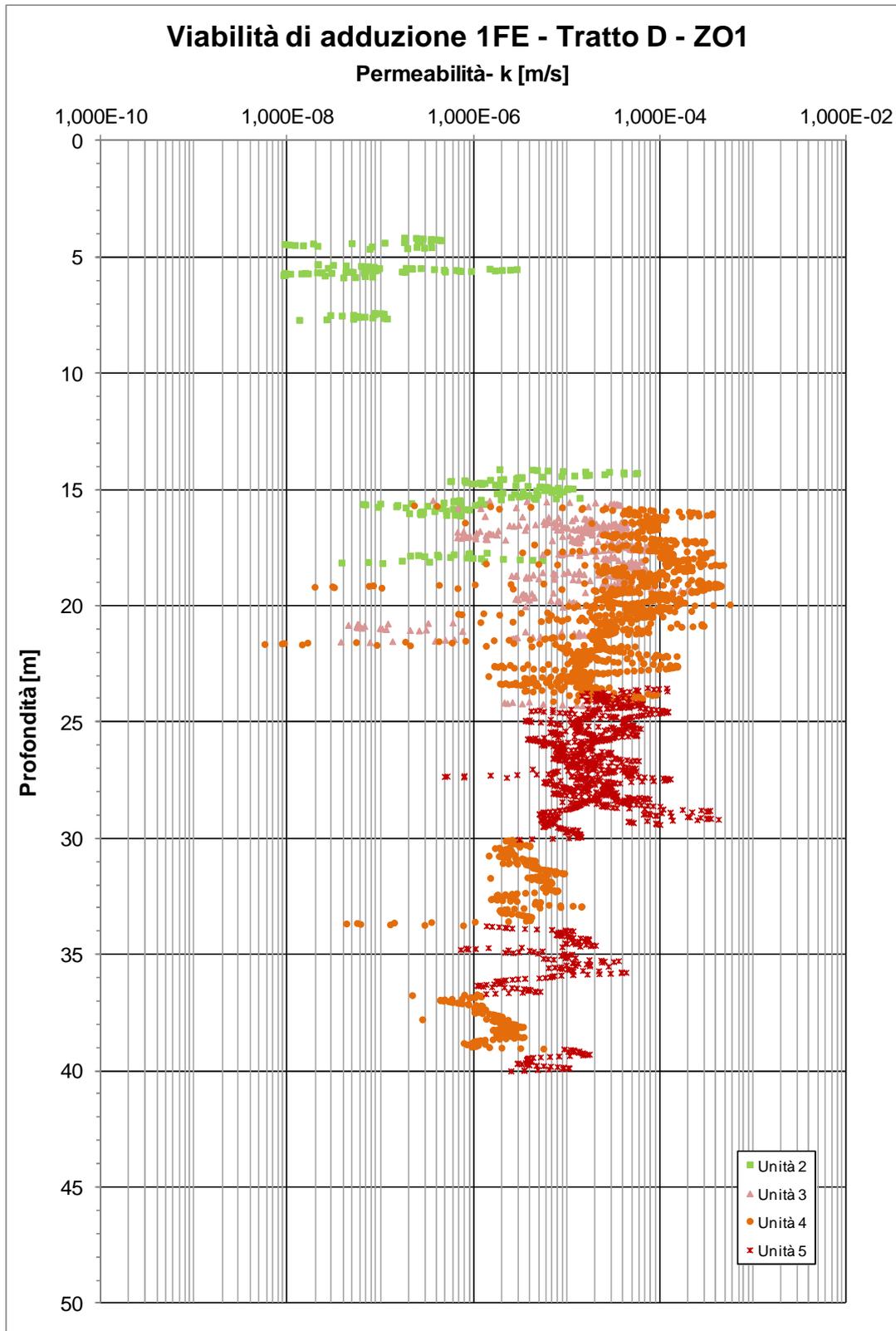










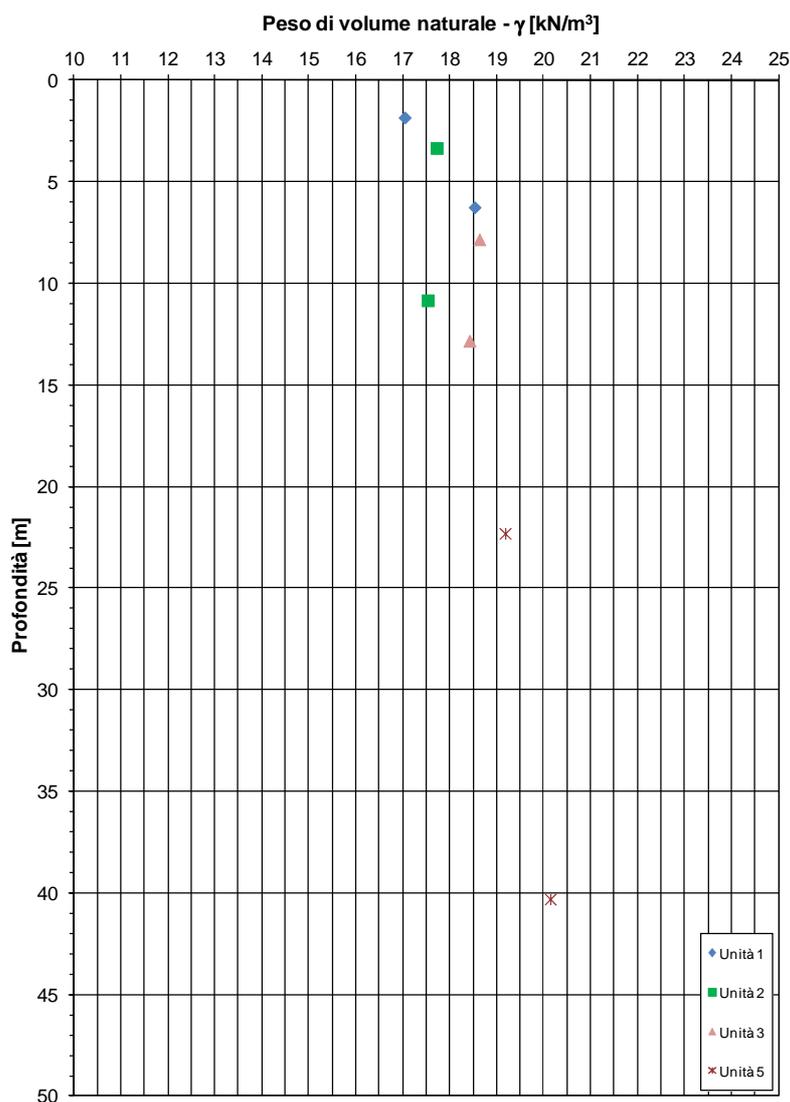


19. APPENDICE 2 – ZONA OMOGENEA 2 – GRAFICI CARATTERISTICHE FISICHE, DI DEFORMABILITÀ, DI RESISTENZA AL TAGLIO E DI CONSOLIDAZIONE.

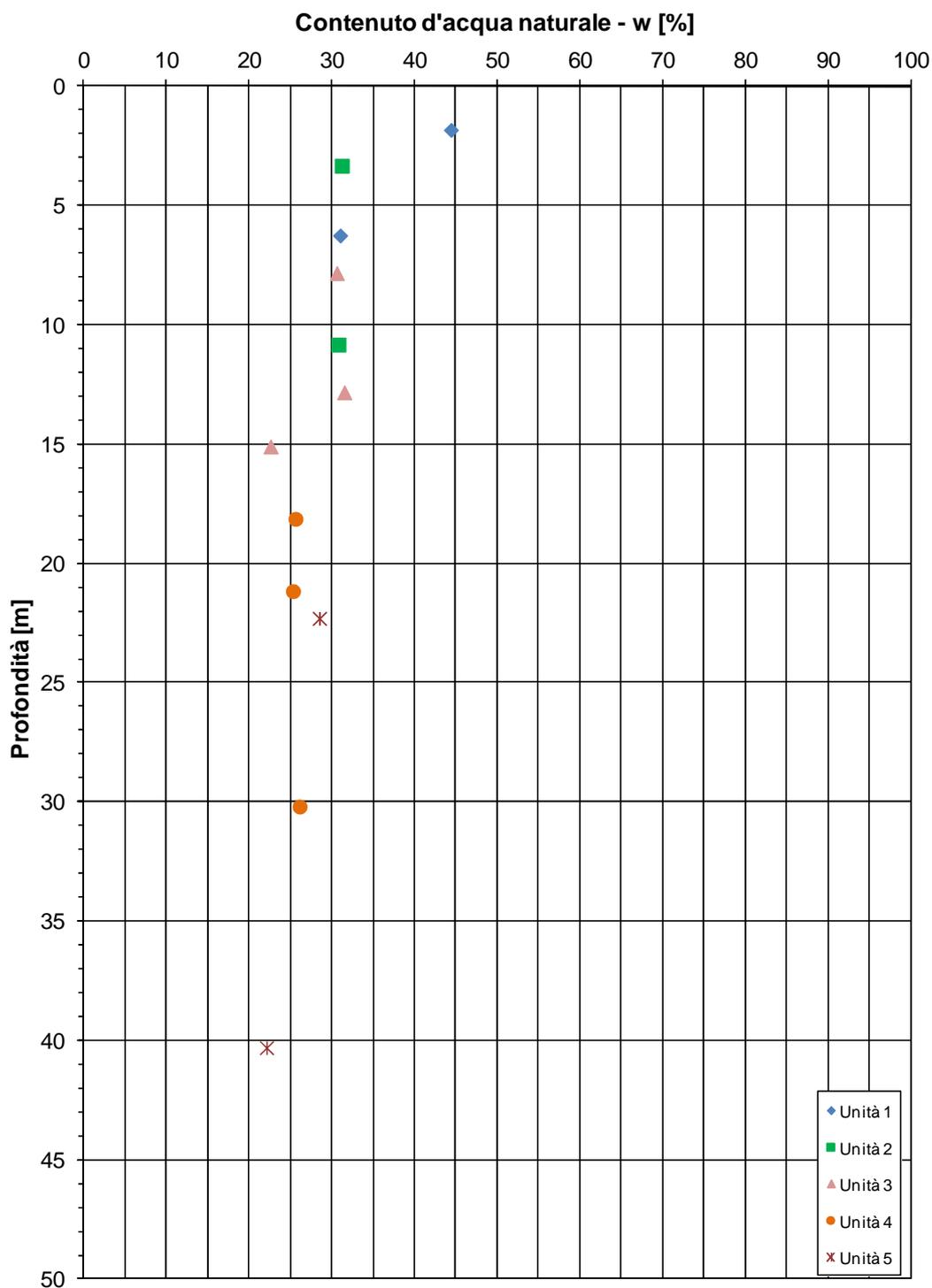
19.1. ZONA OMOGENEA 2

19.1.1. Risultati indagini di laboratorio

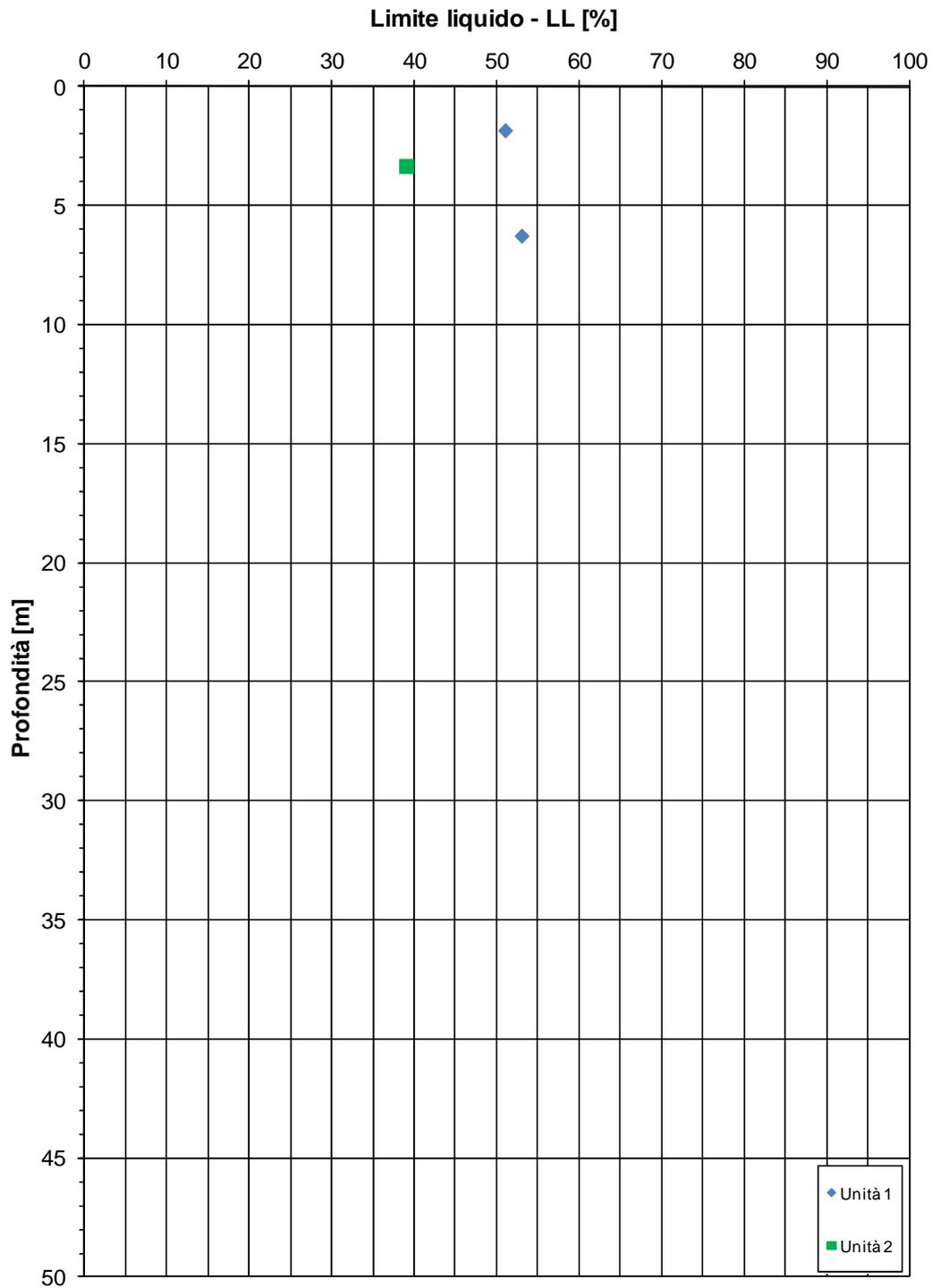
Viabilità di adduzione 1FE - Tratto D - ZO2



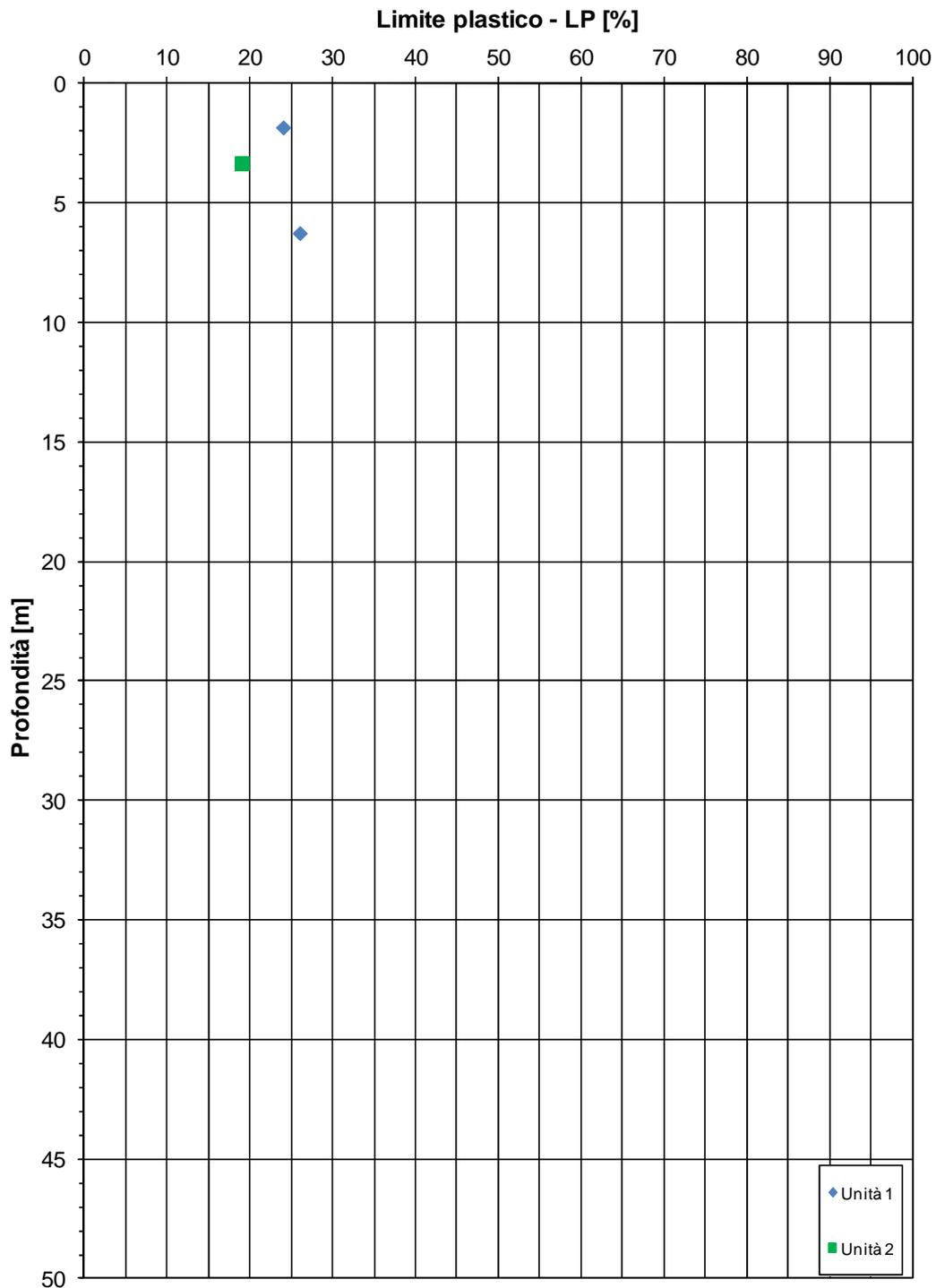
Viabilità di adduzione 1FE - Tratto D - ZO2



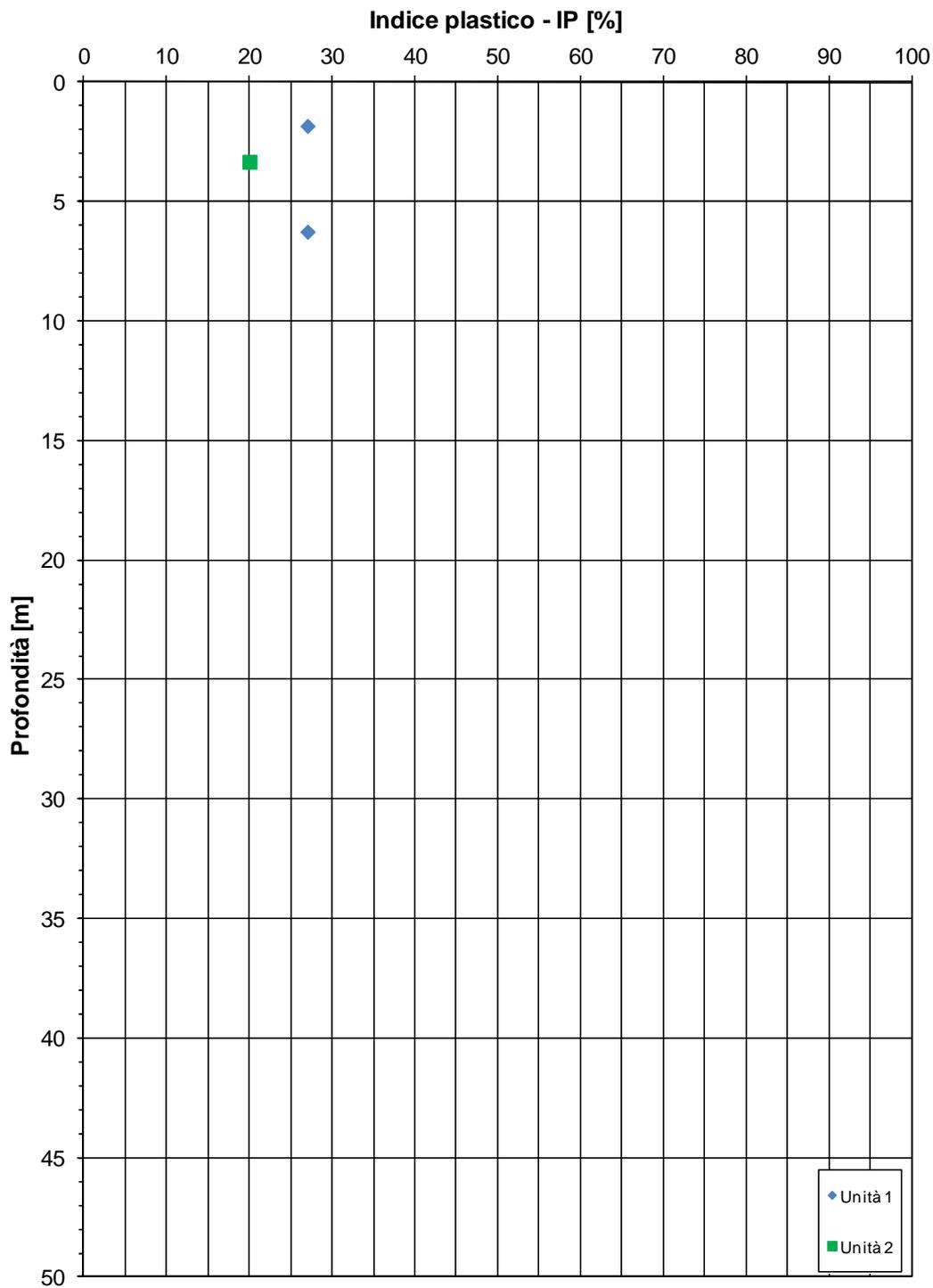
Viabilità di adduzione 1FE - Tratto D - Z02



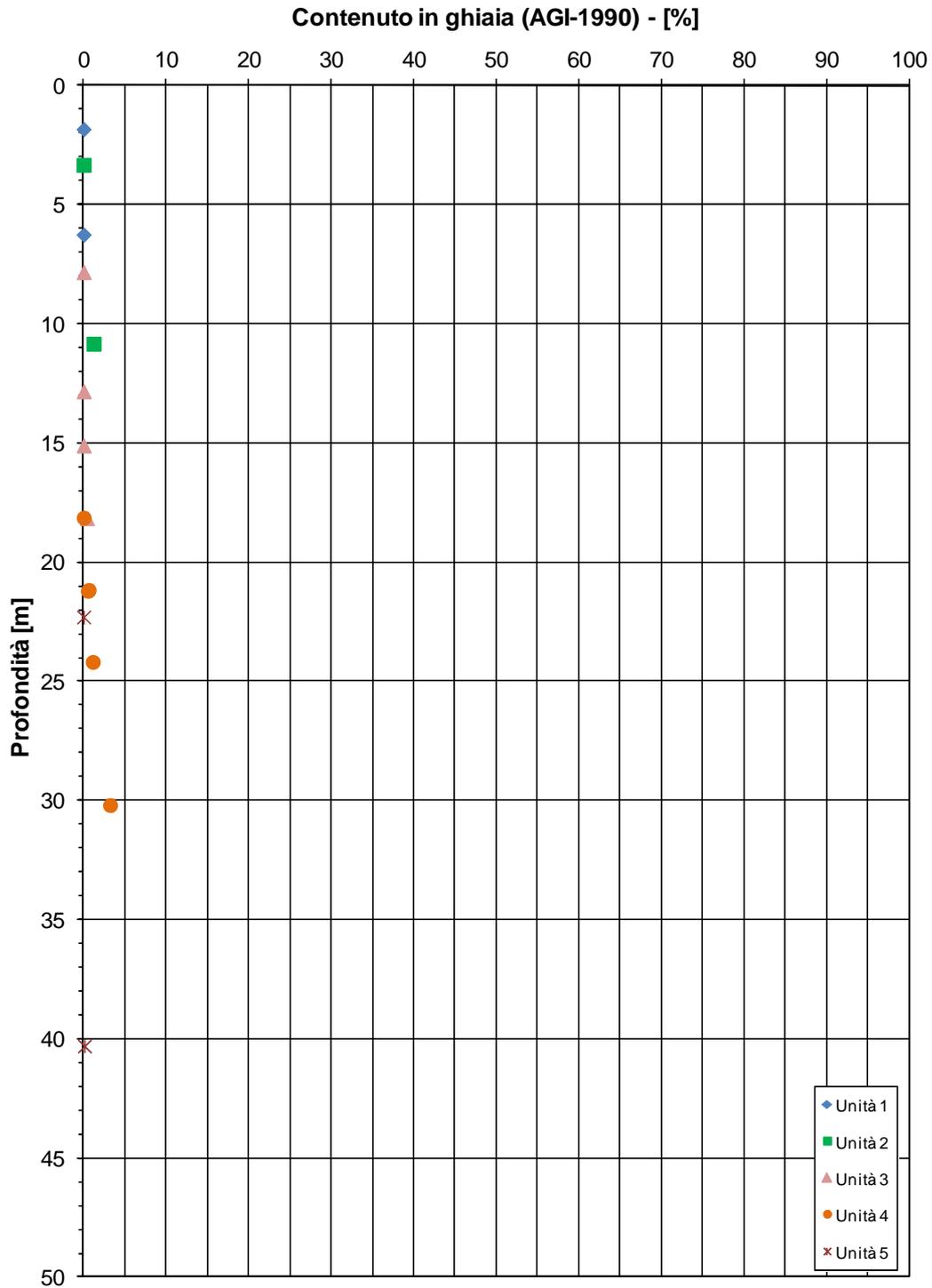
Viabilità di adduzione 1FE - Tratto D - ZO2



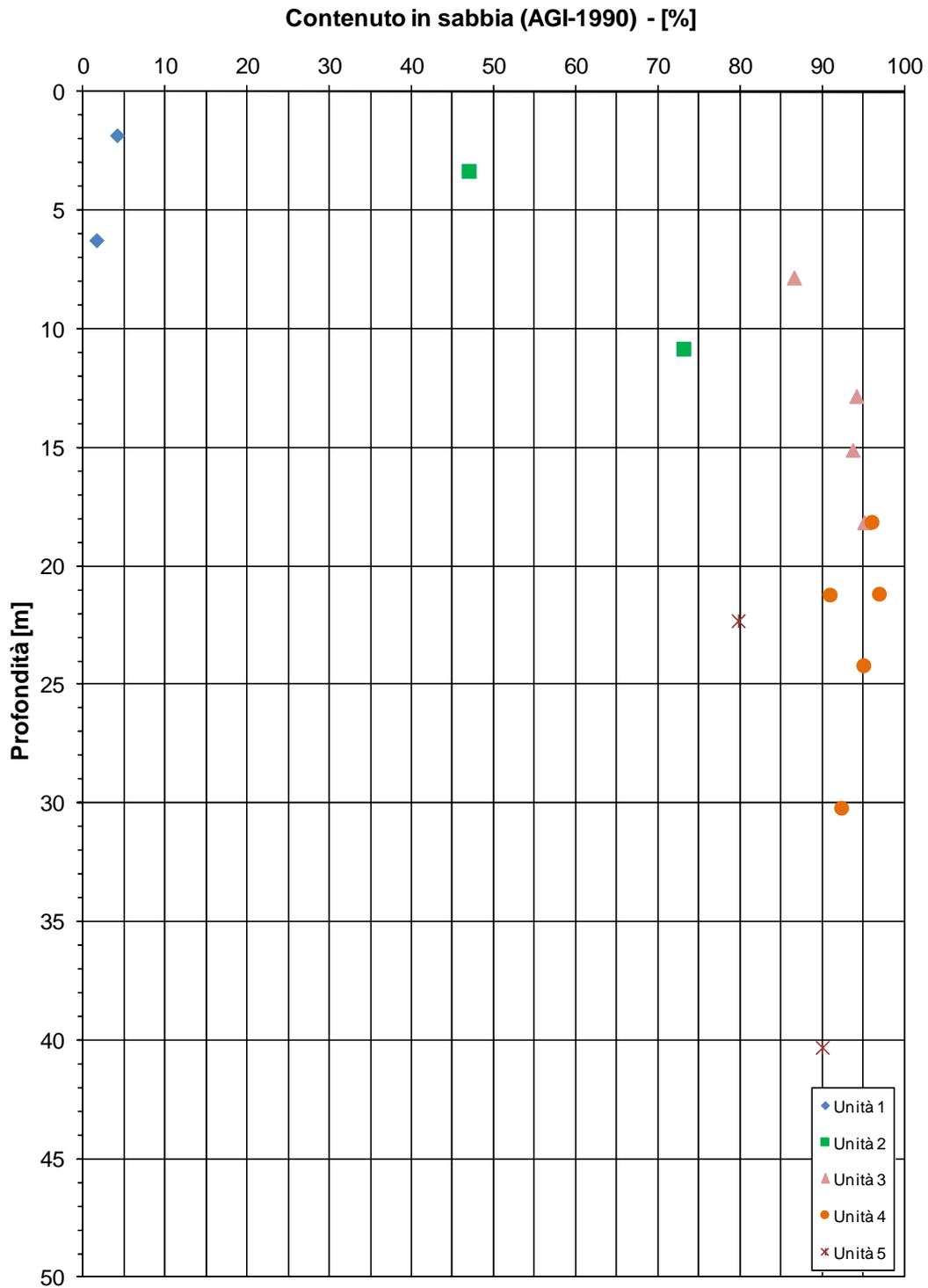
Viabilità di adduzione 1FE - Tratto D - ZO2



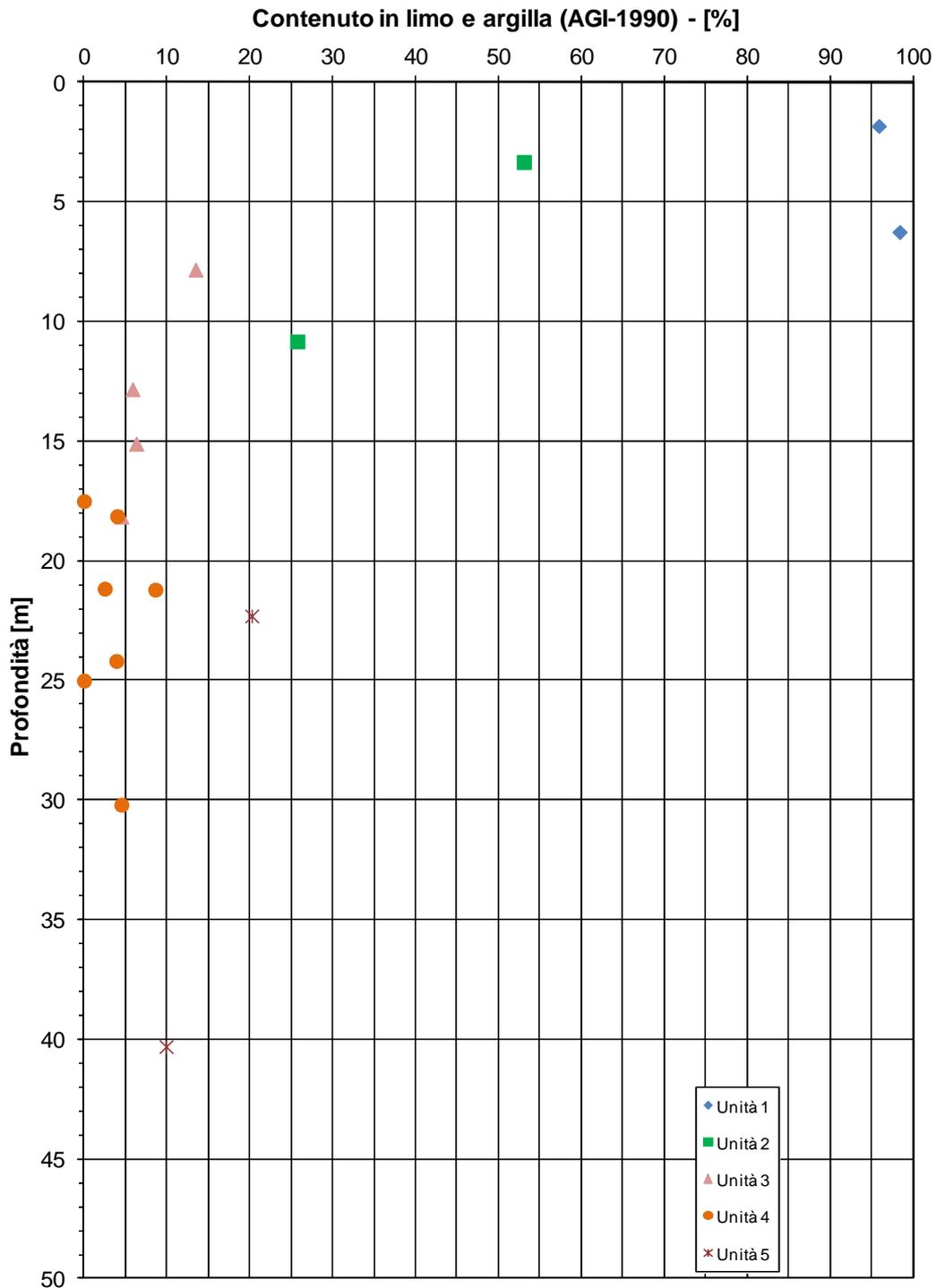
Viabilità di adduzione 1FE - Tratto D - ZO2



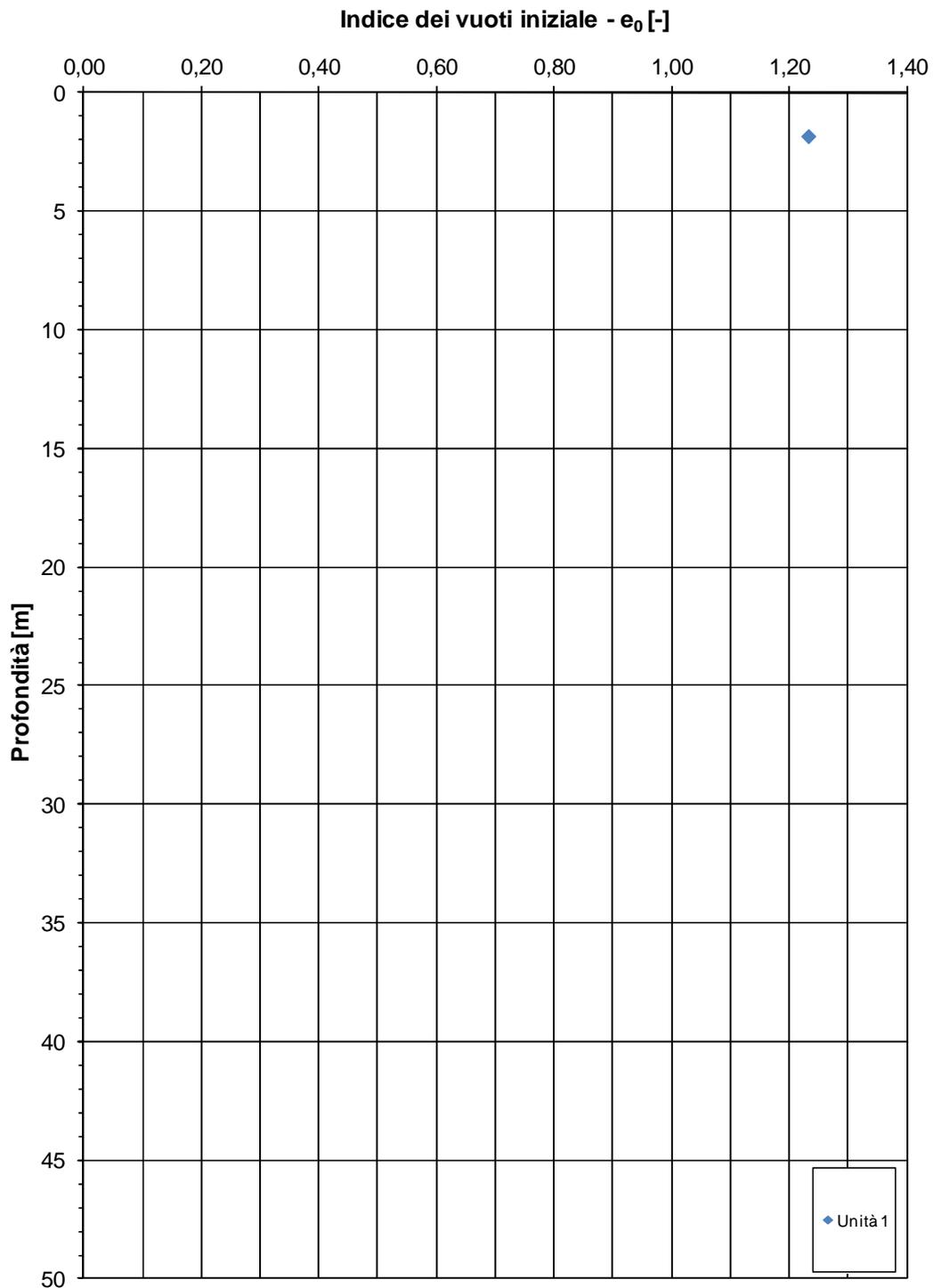
Viabilità di adduzione 1FE - Tratto D - ZO2



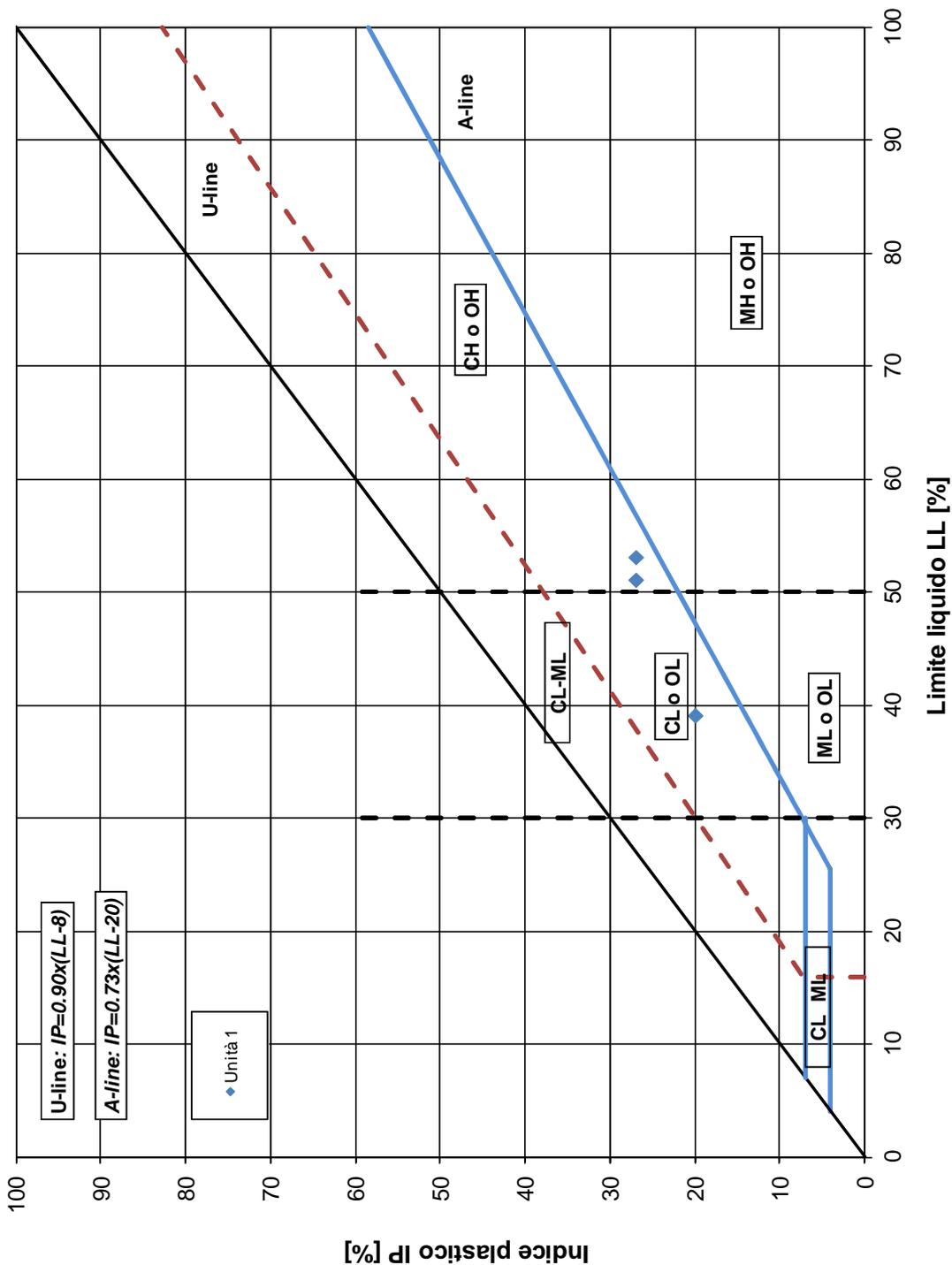
Viabilità di adduzione 1FE - Tratto D - ZO2



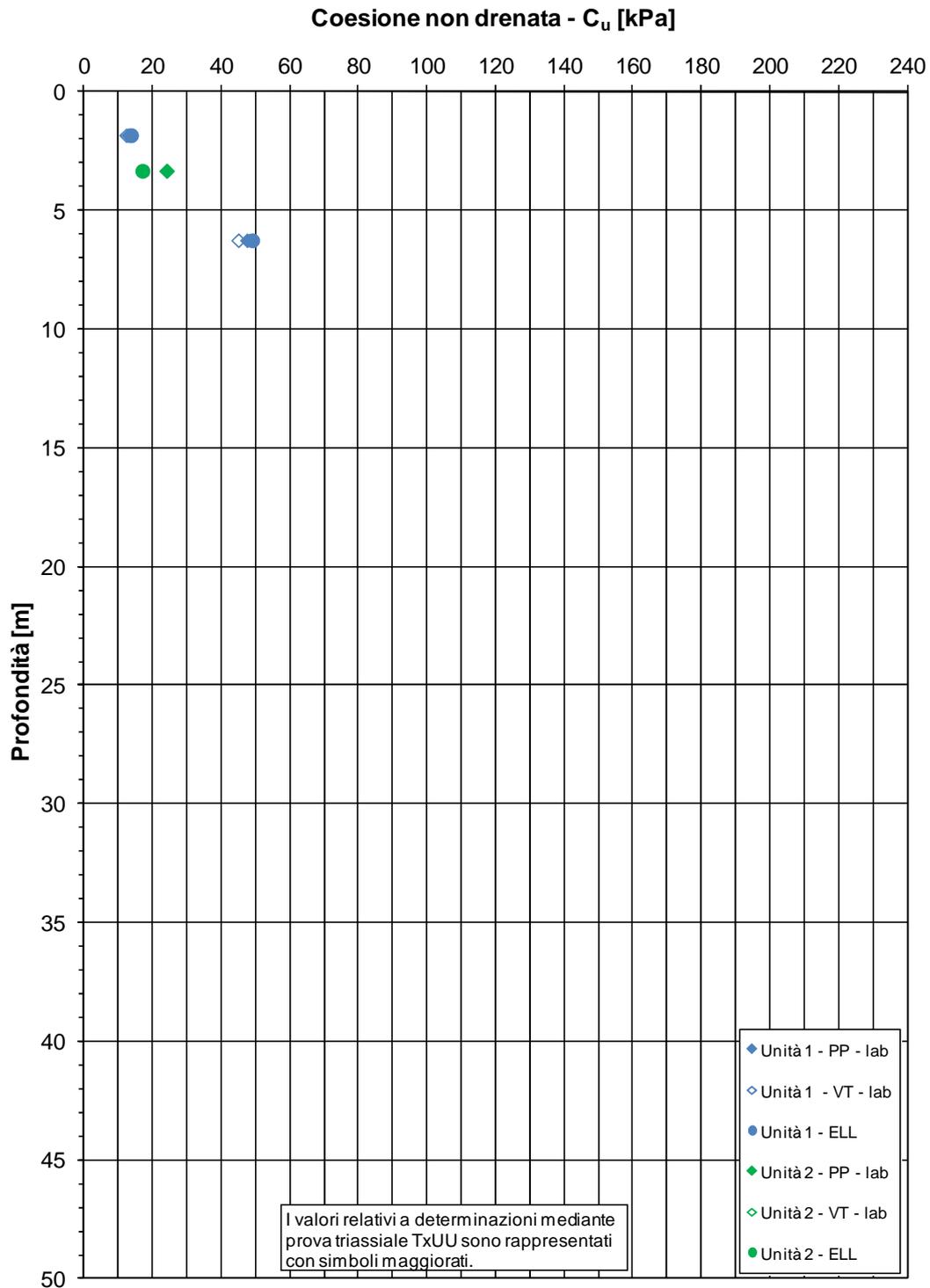
Viabilità di adduzione 1FE - Tratto D - Z02



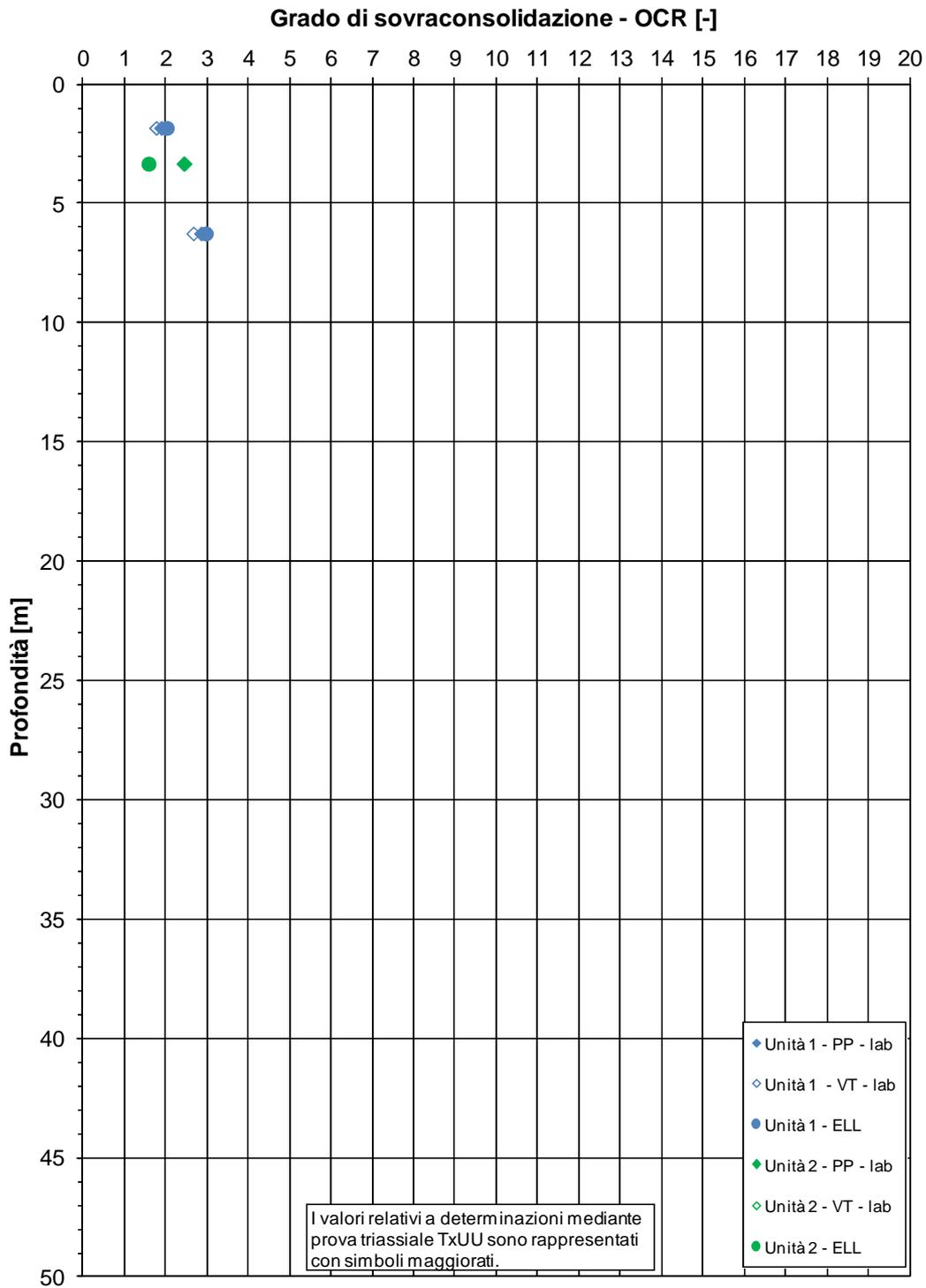
Viabilità di adduzione 1FE - Tratto D - Z02
Carta di plasticità Sistema Unificato USCS



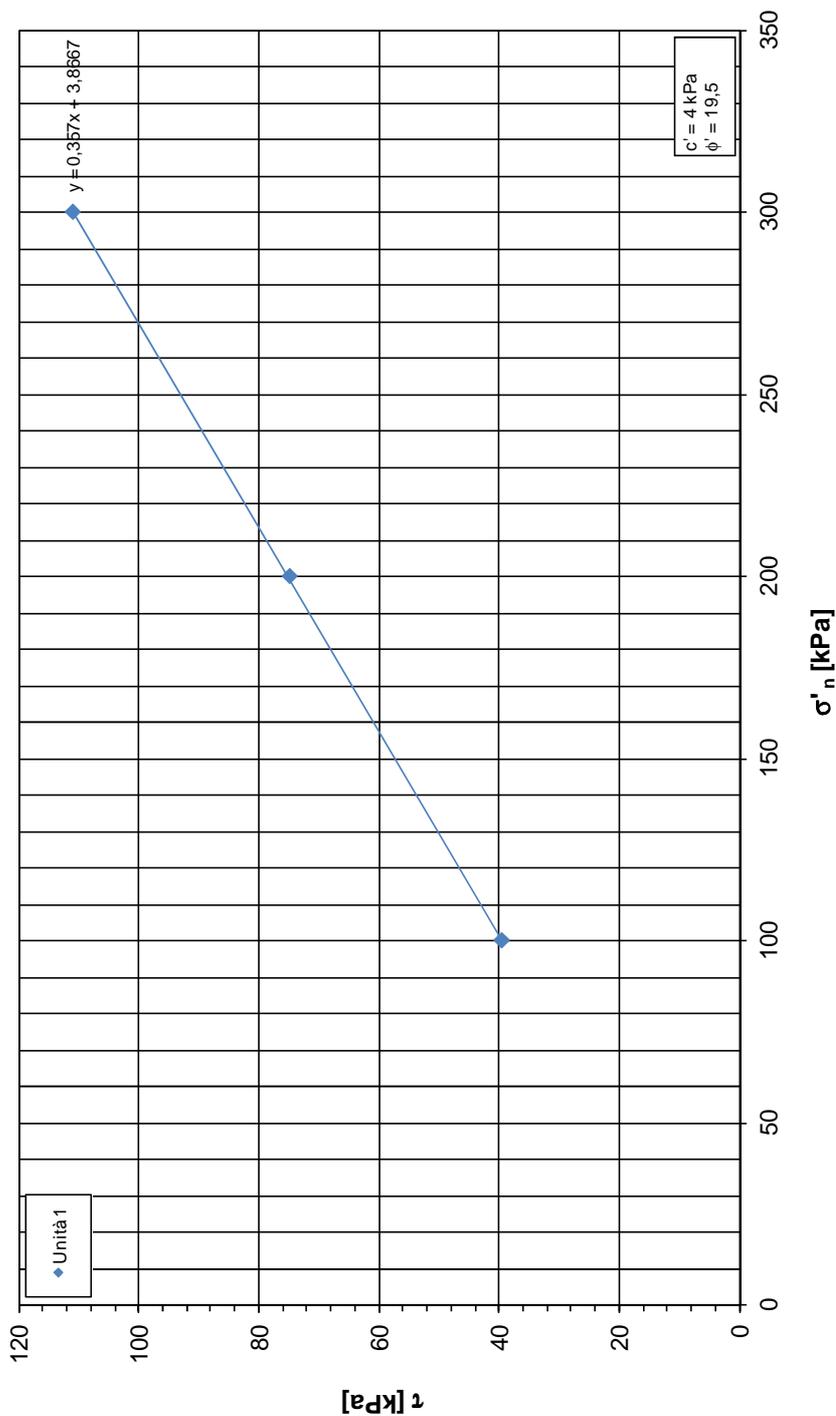
Viabilità 1FE - Tratto D - ZO2 - Ind. in laboratorio



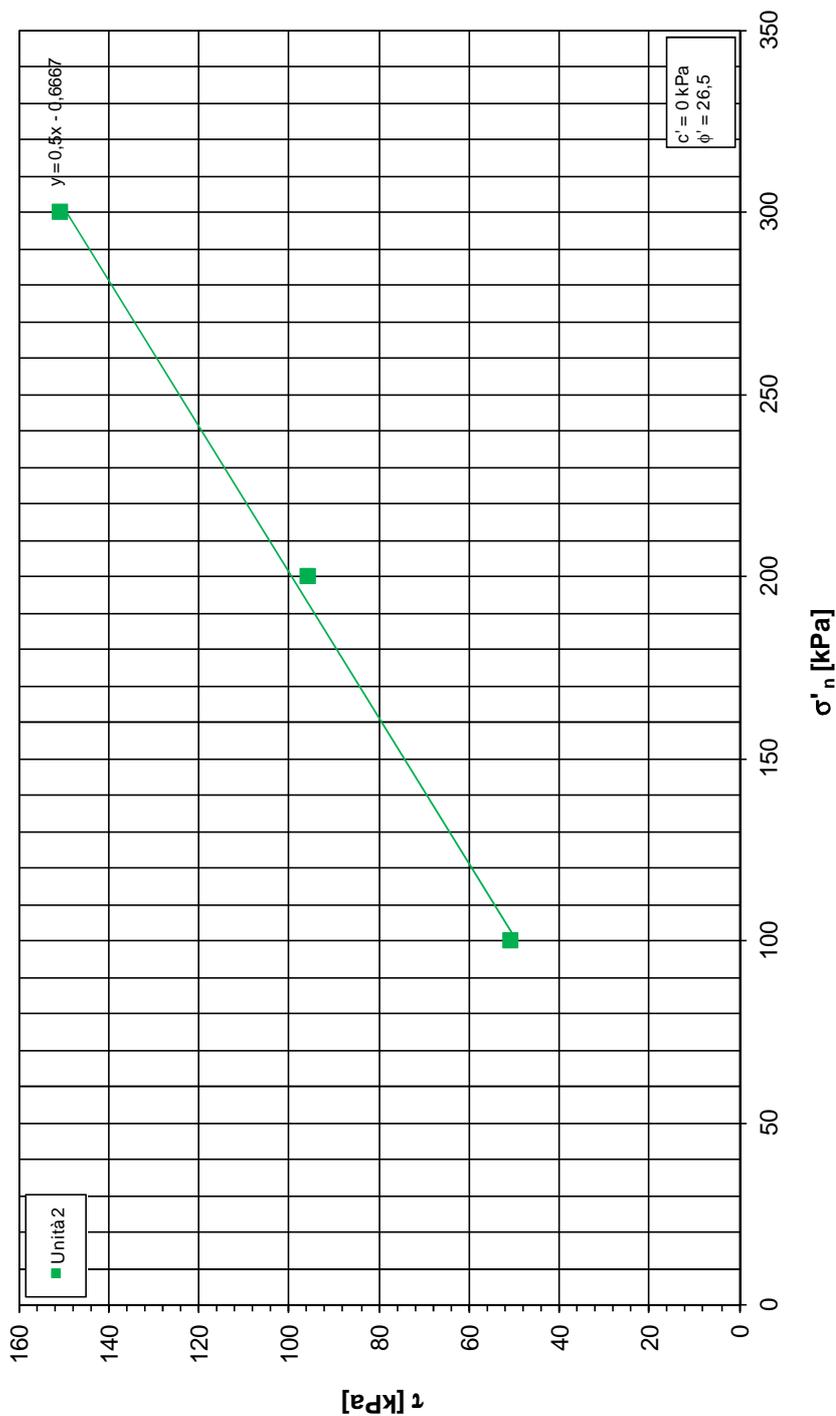
Viabilità 1FE - Tratto D - ZO2 - Ind. in laboratorio



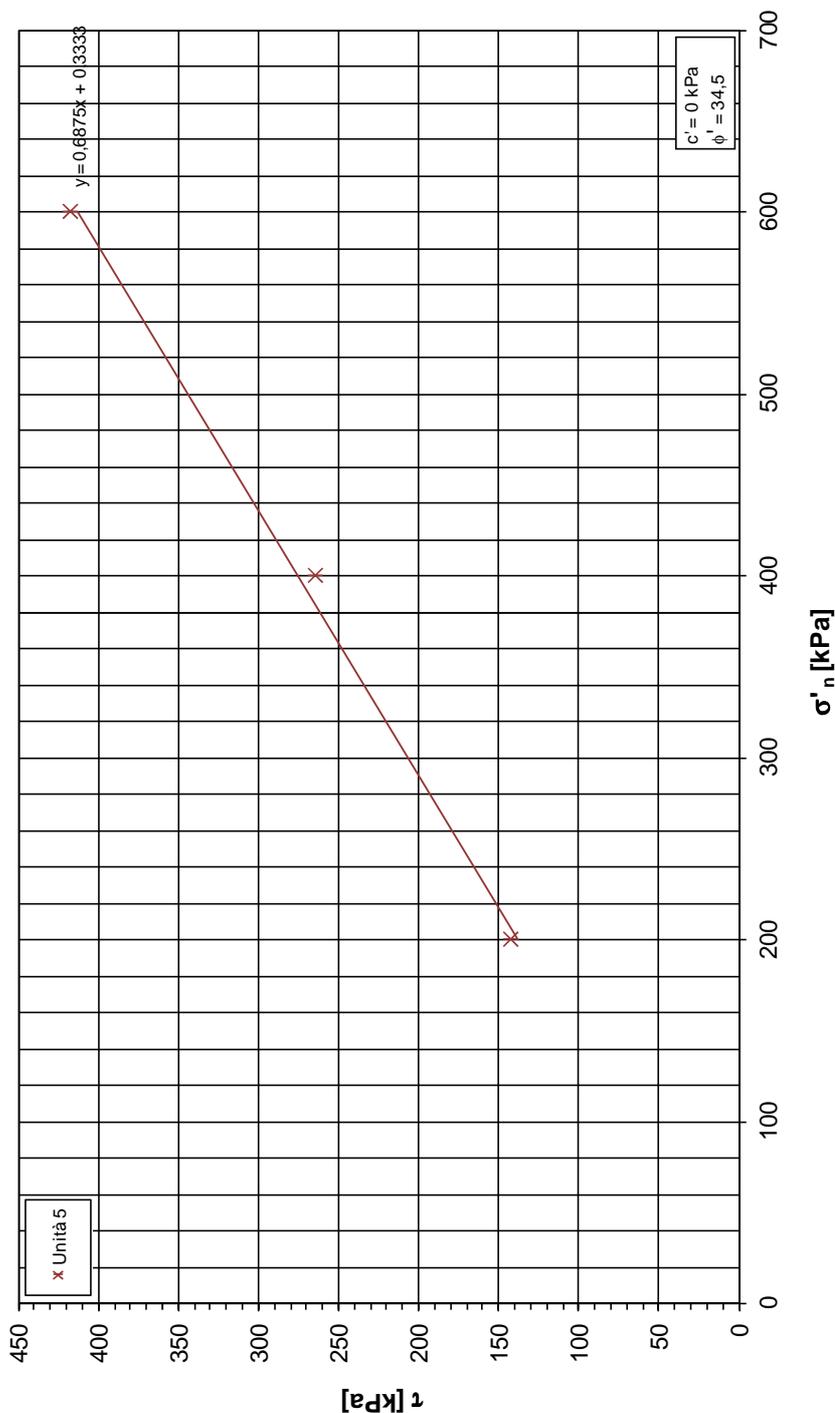
Viabilità di adduzione 1FE - Tratto D - ZO2 - Indagini laboratorio (TD)



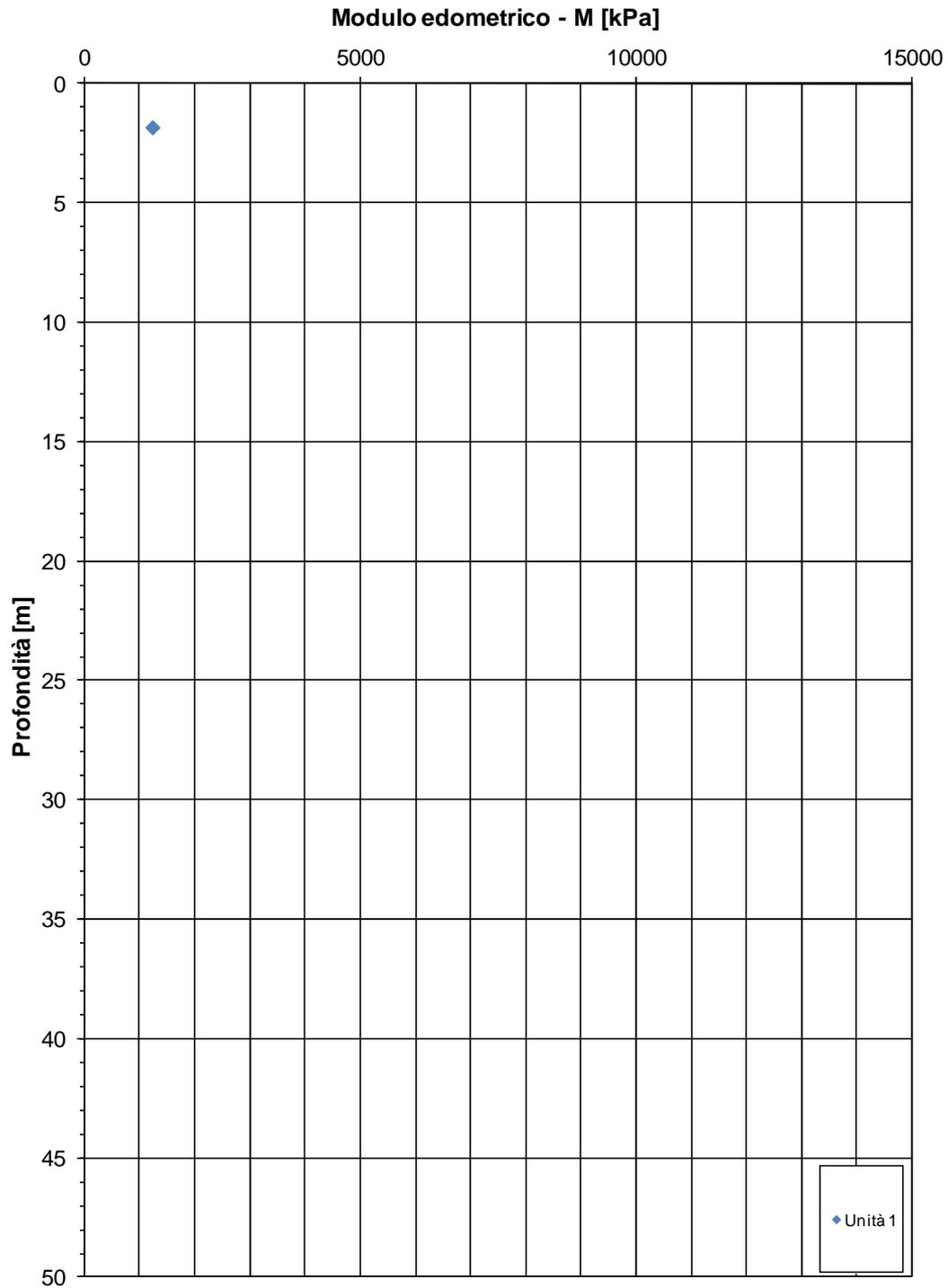
Viabilità di adduzione 1FE - Tratto D - ZO2 - Indagini laboratorio (TD)



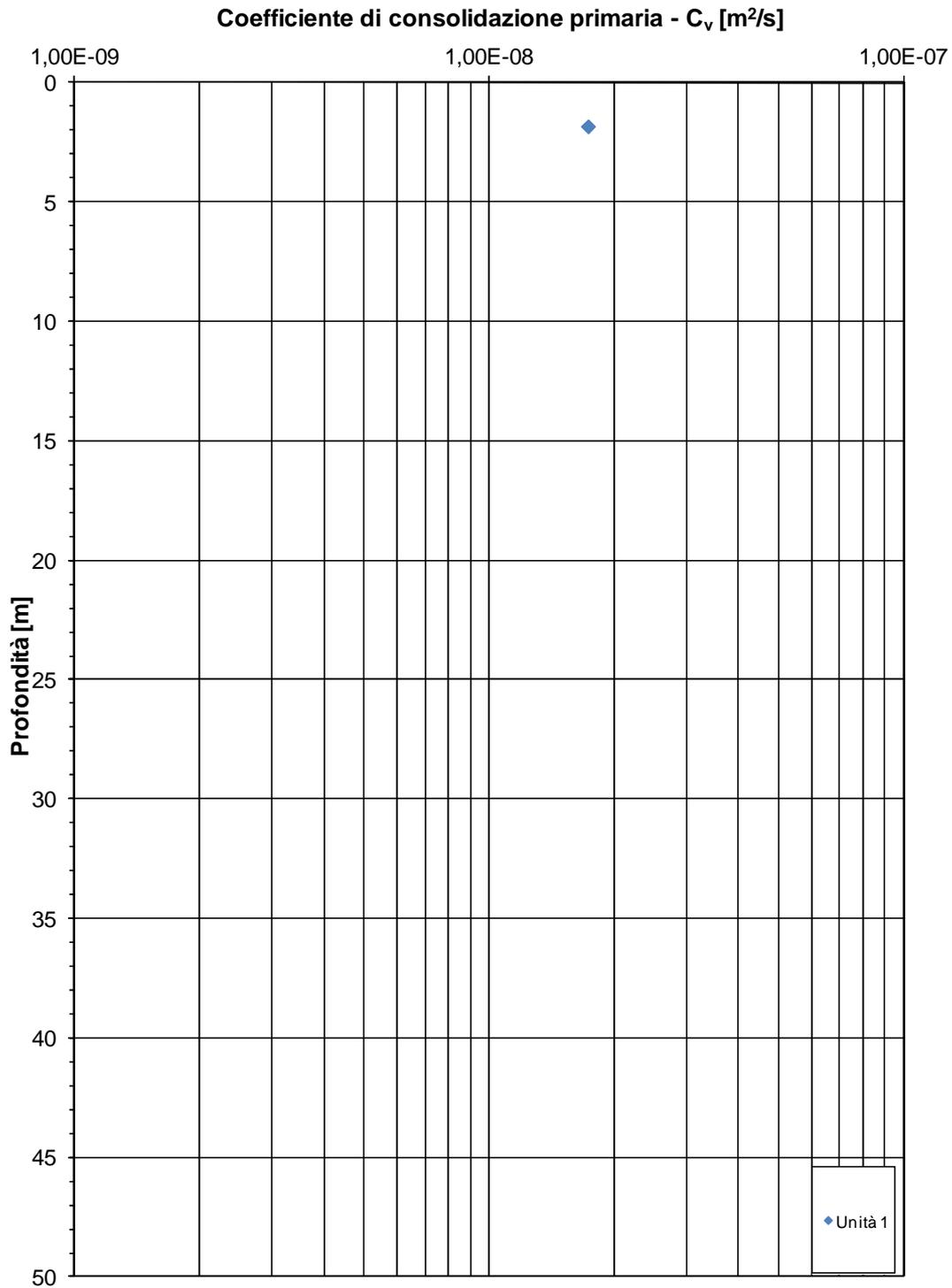
Viabilità di adduzione 1FE - Tratto D - ZO2 - Indagini laboratorio (TD)



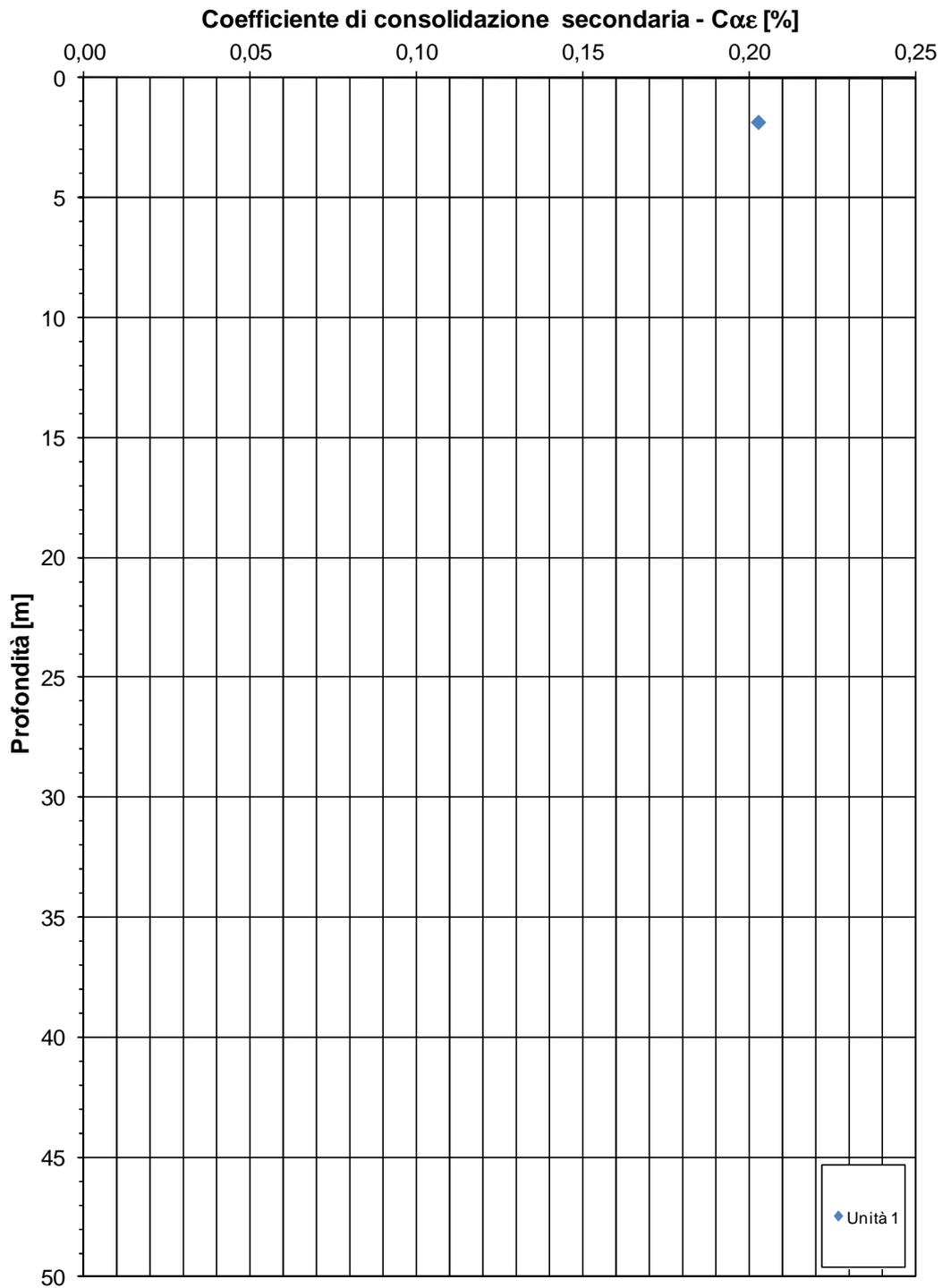
Viabilità di adduzione 1FE - Tratto D - ZO2



Viabilità di adduzione 1FE - Tratto D - ZO2

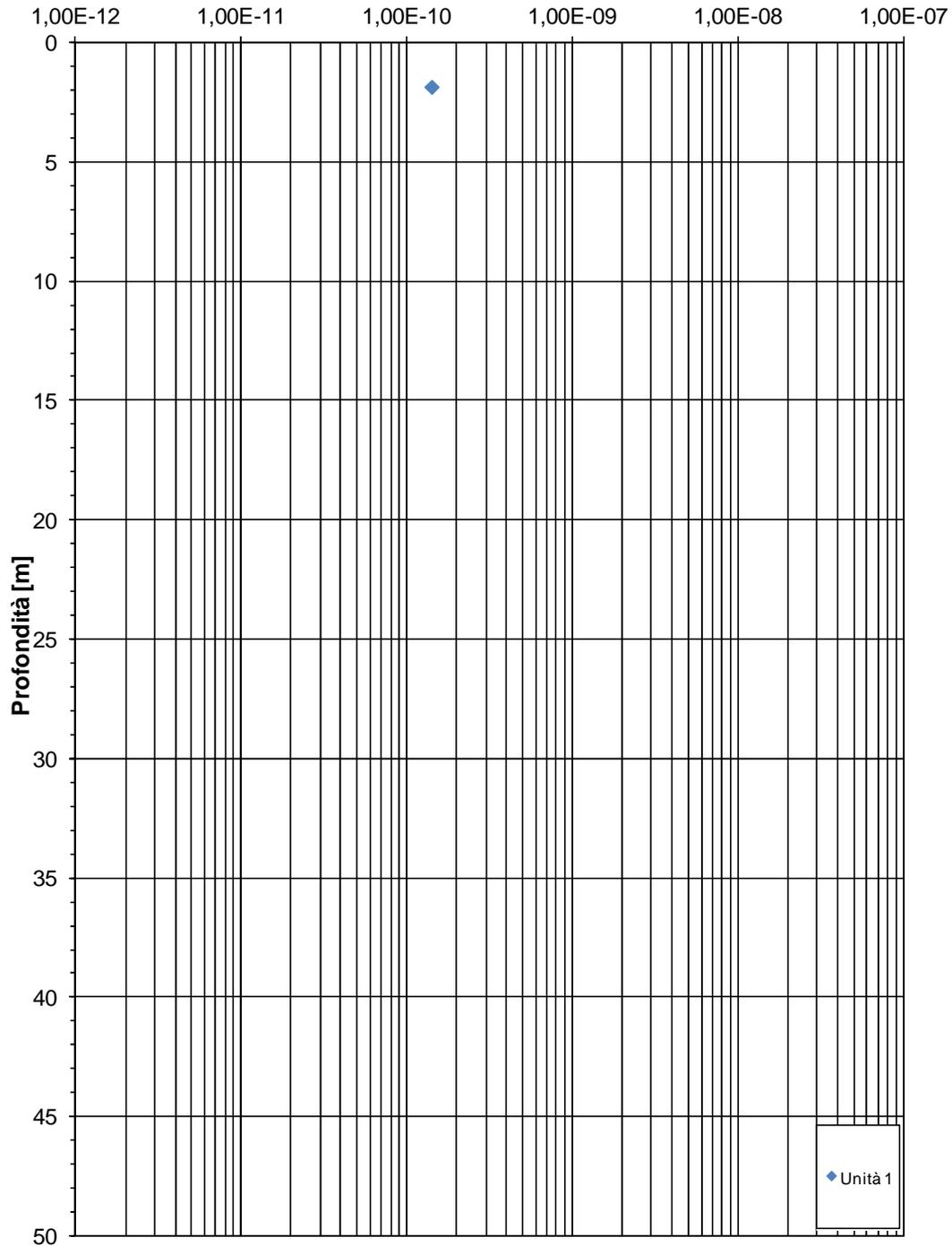


Viabilità di adduzione 1FE - Tratto D - Z02



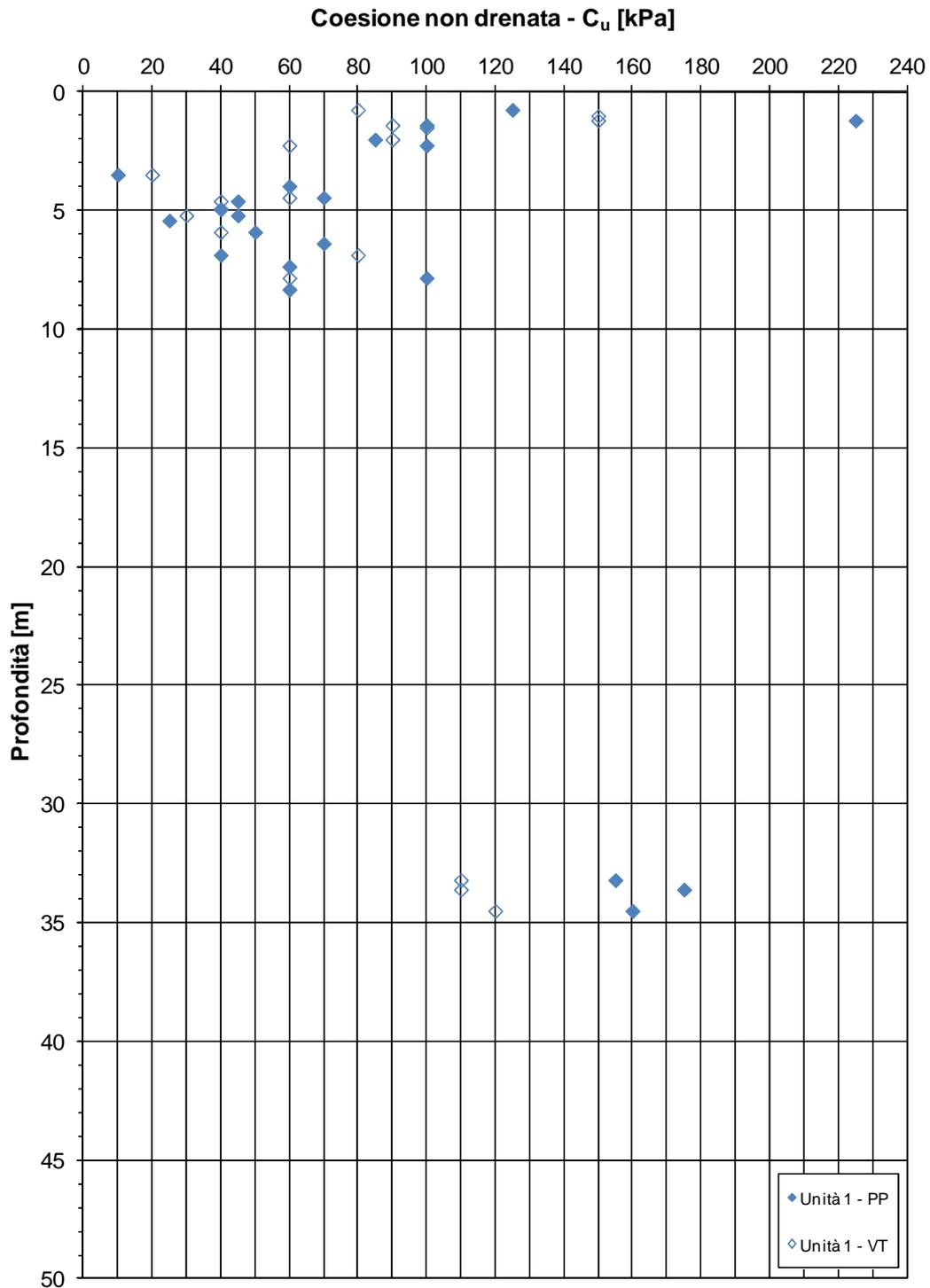
Viabilità di adduzione 1FE - Tratto D - ZO2

Coefficiente di permeabilità da correlazioni empiriche - k[m/s]

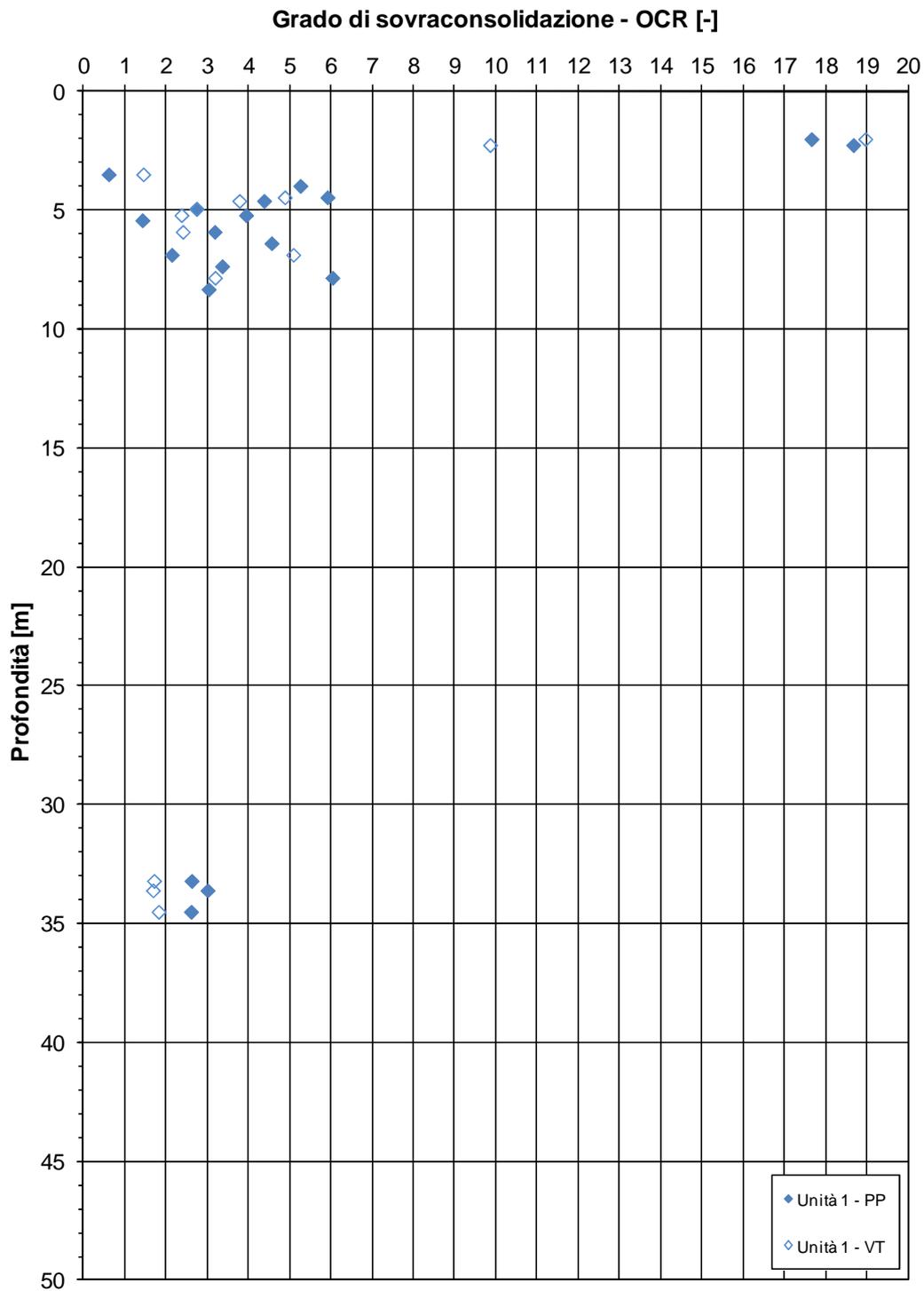


19.1.2. Interpretazione sondaggi e prove SPT

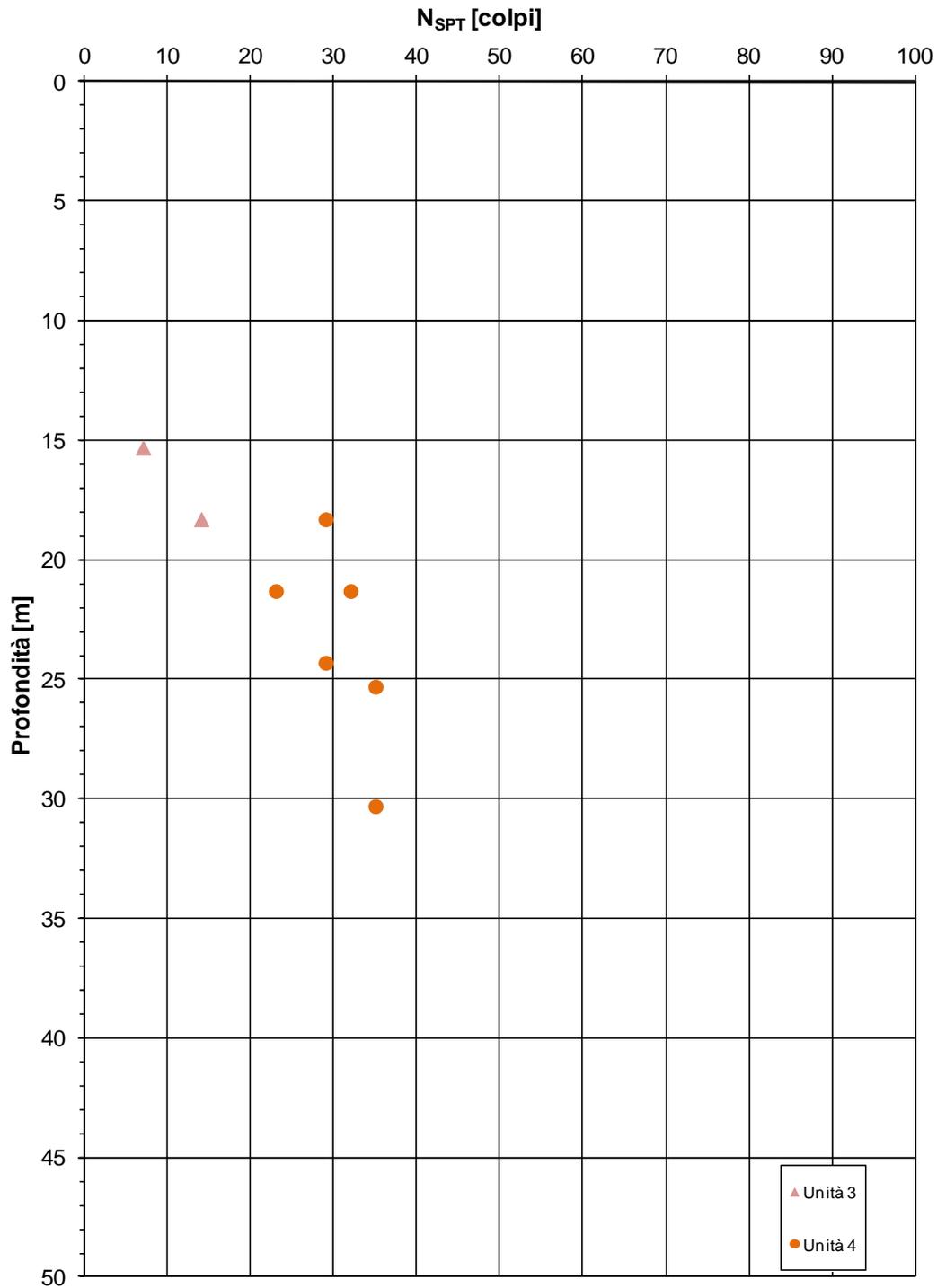
Viabilità 1FE - Tratto D - ZO2 - Indagini in sito



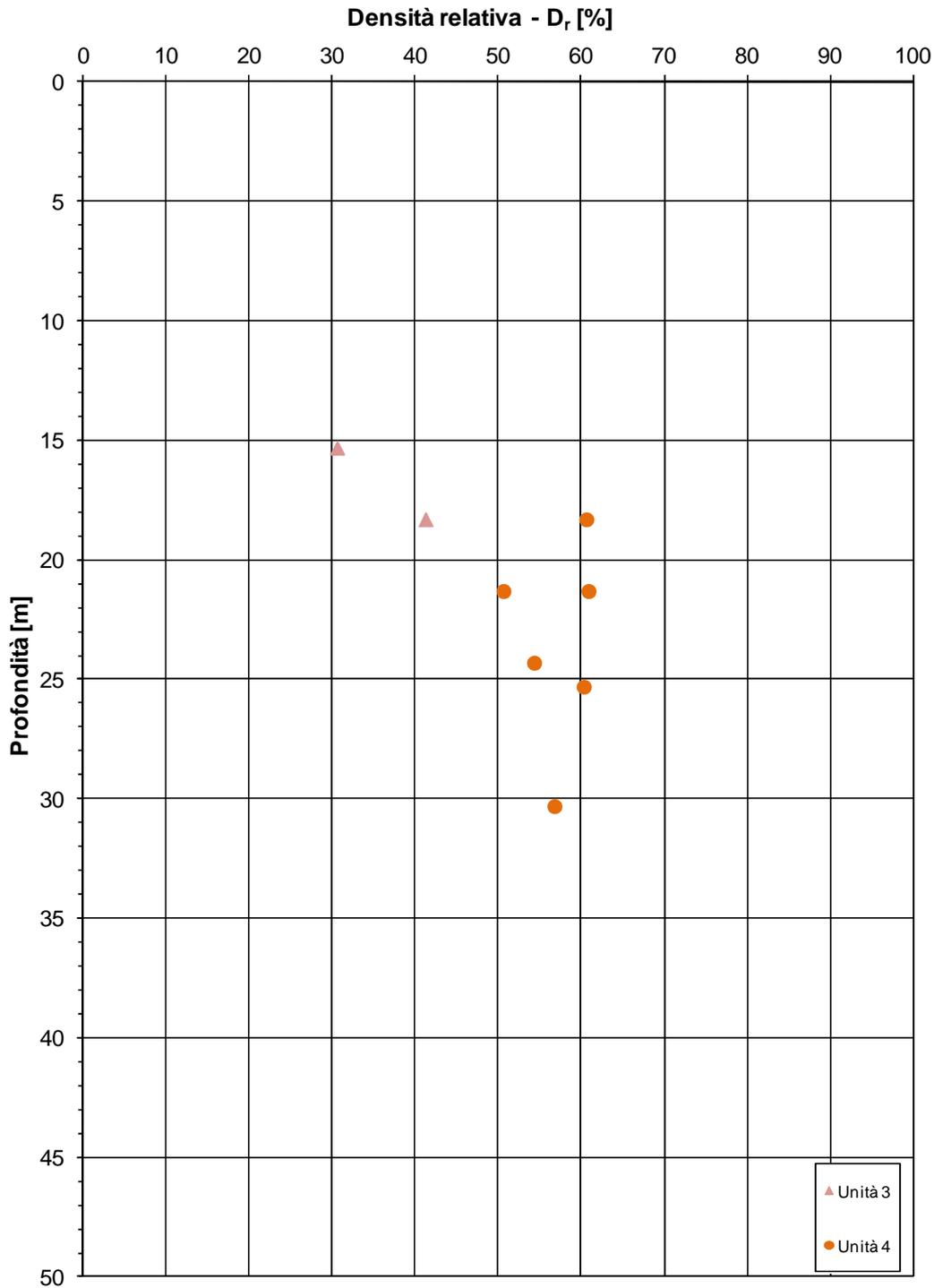
Viabilità 1FE - Tratto D - ZO2 - Indagini in sito



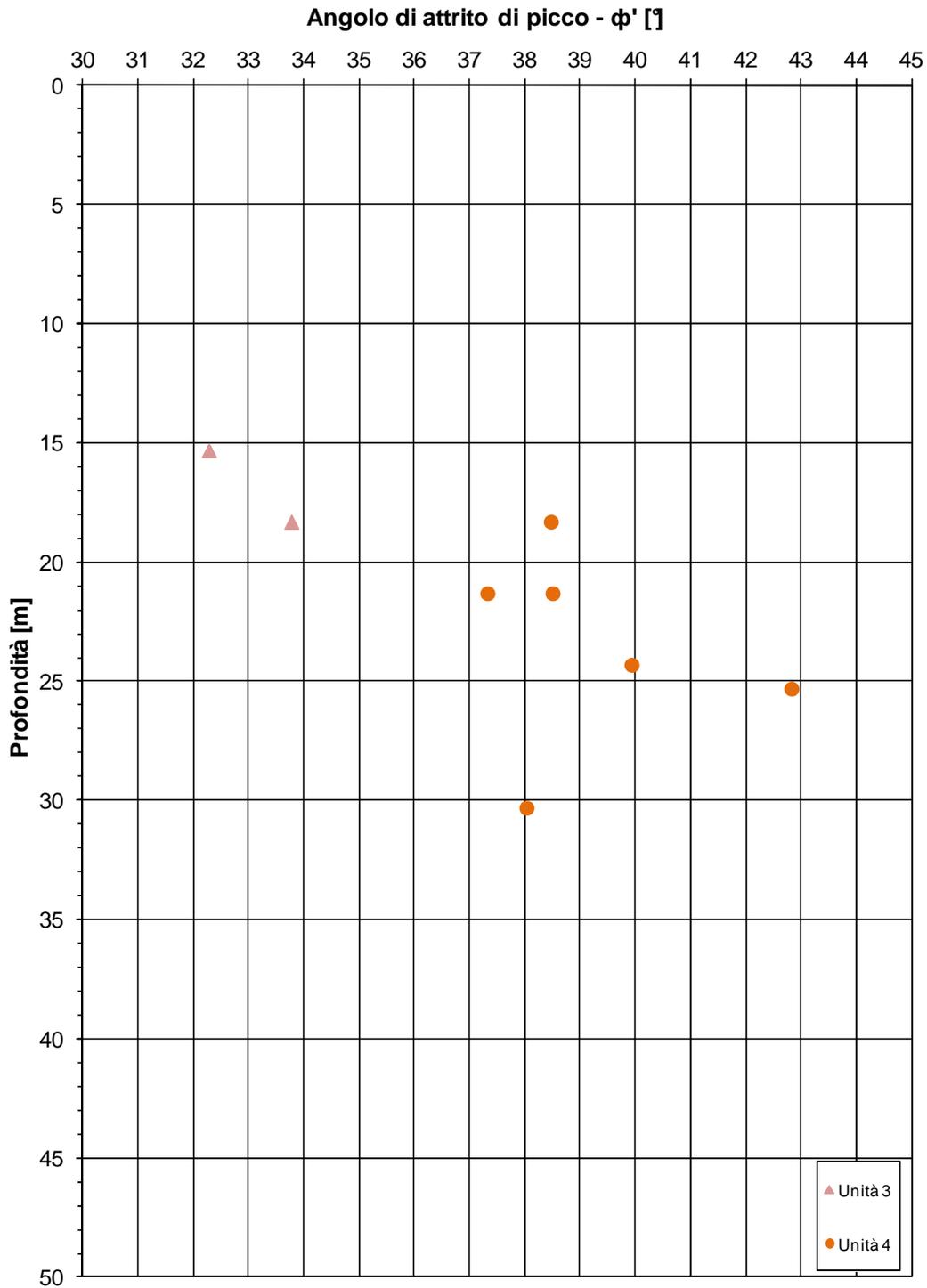
Viabilità di adduzione 1FE - Tratto D - ZO2



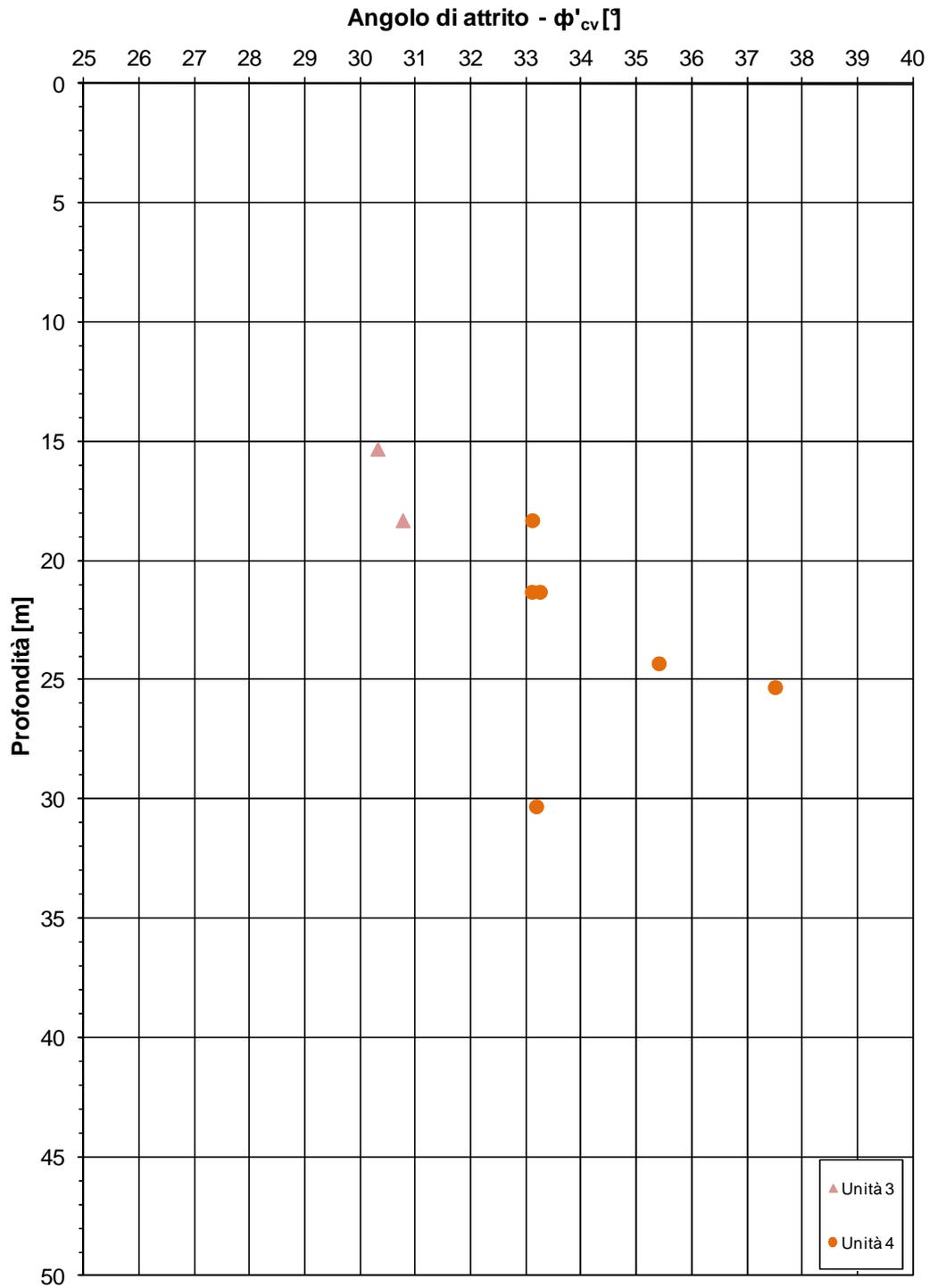
Viabilità di adduzione 1FE - Tratto D - ZO2



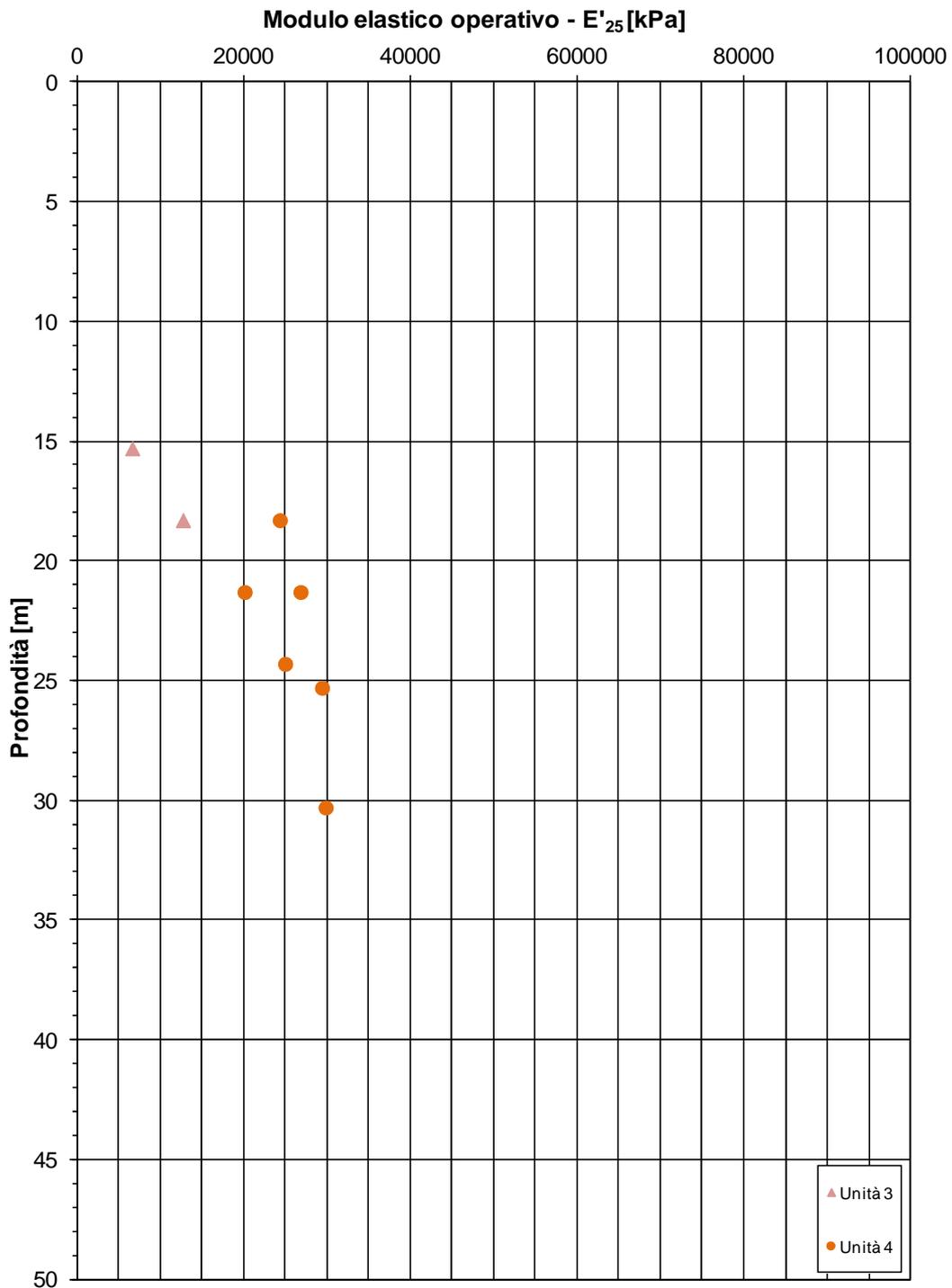
Viabilità di adduzione 1FE - Tratto D - ZO2



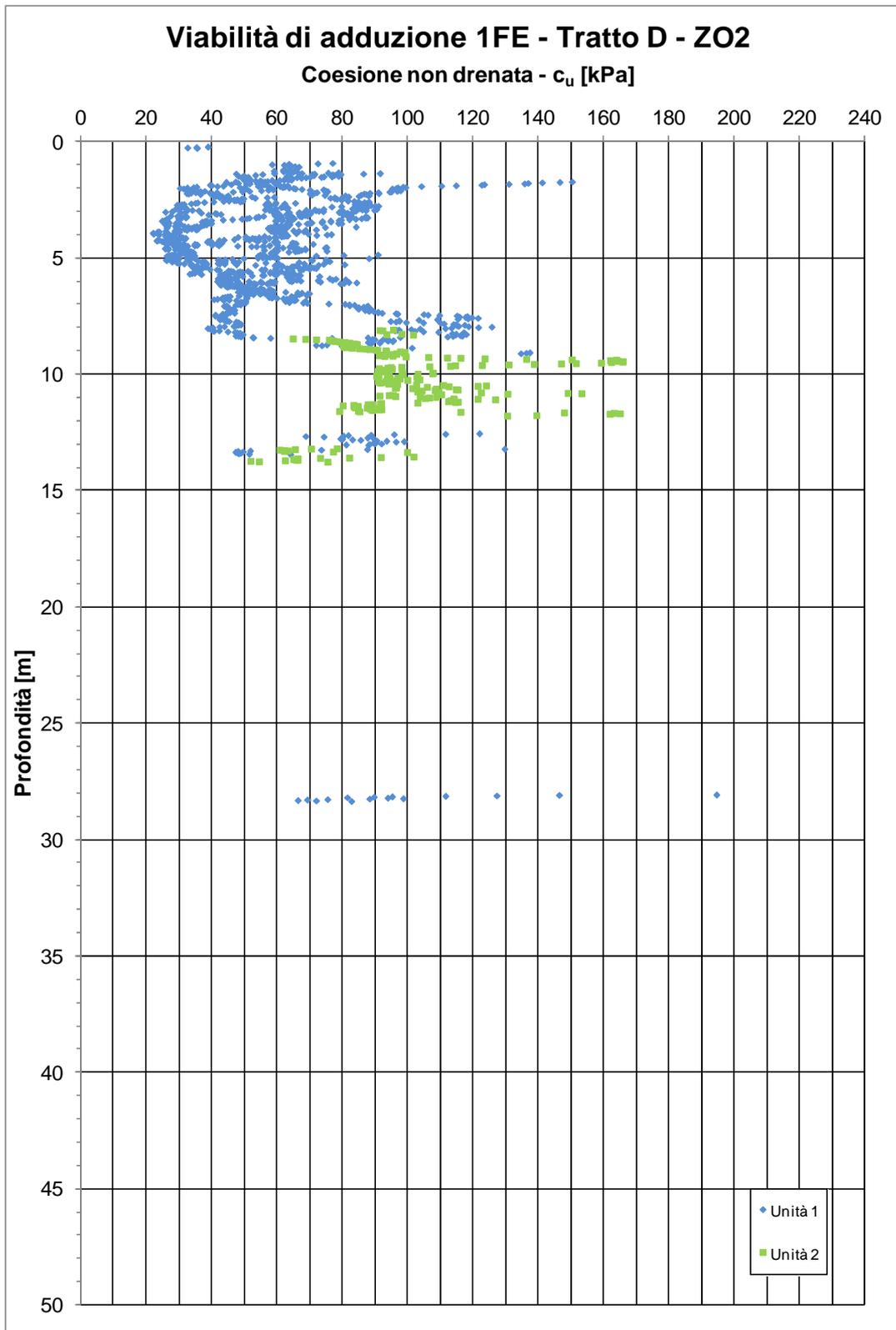
Viabilità di adduzione 1FE - Tratto D - ZO2

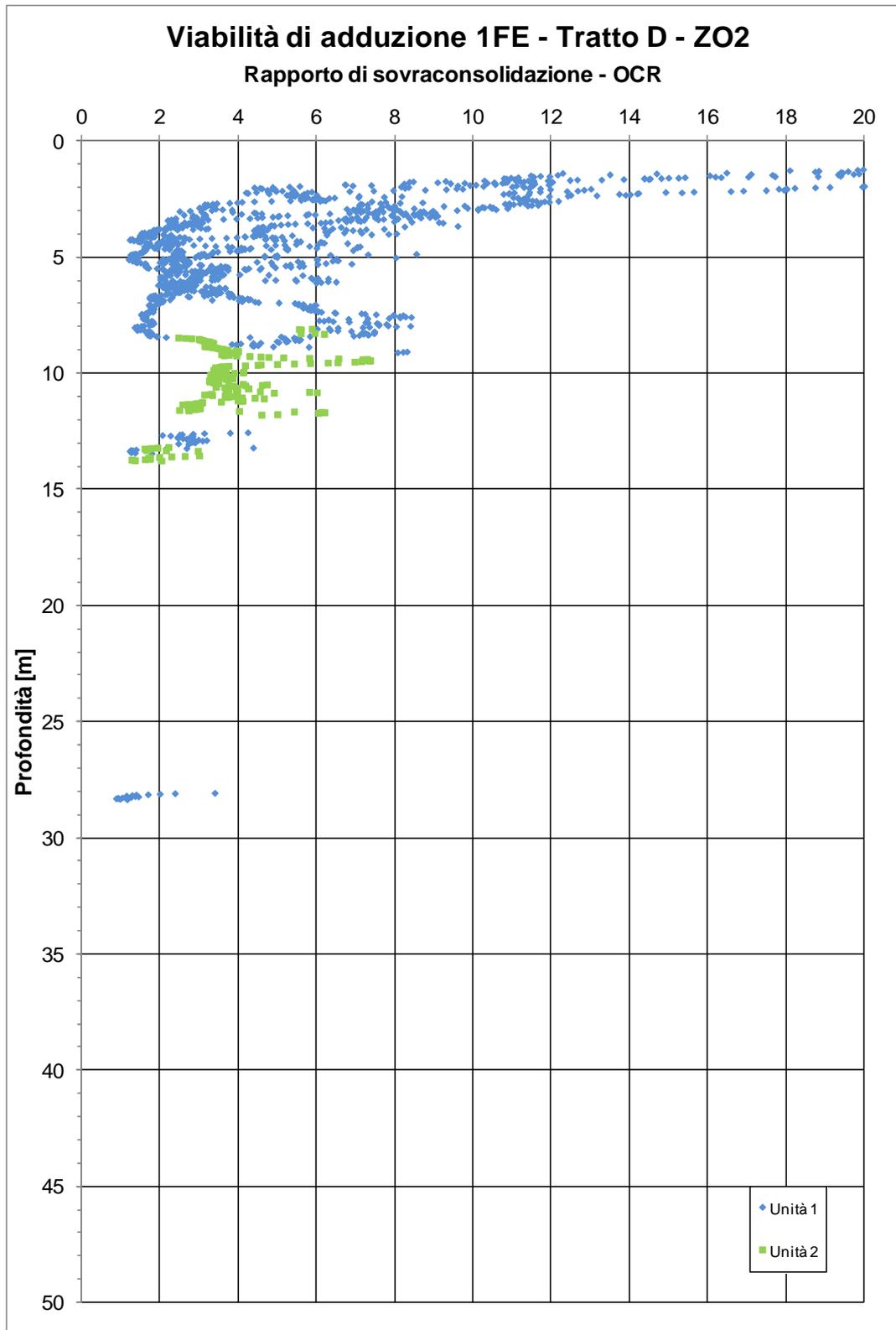


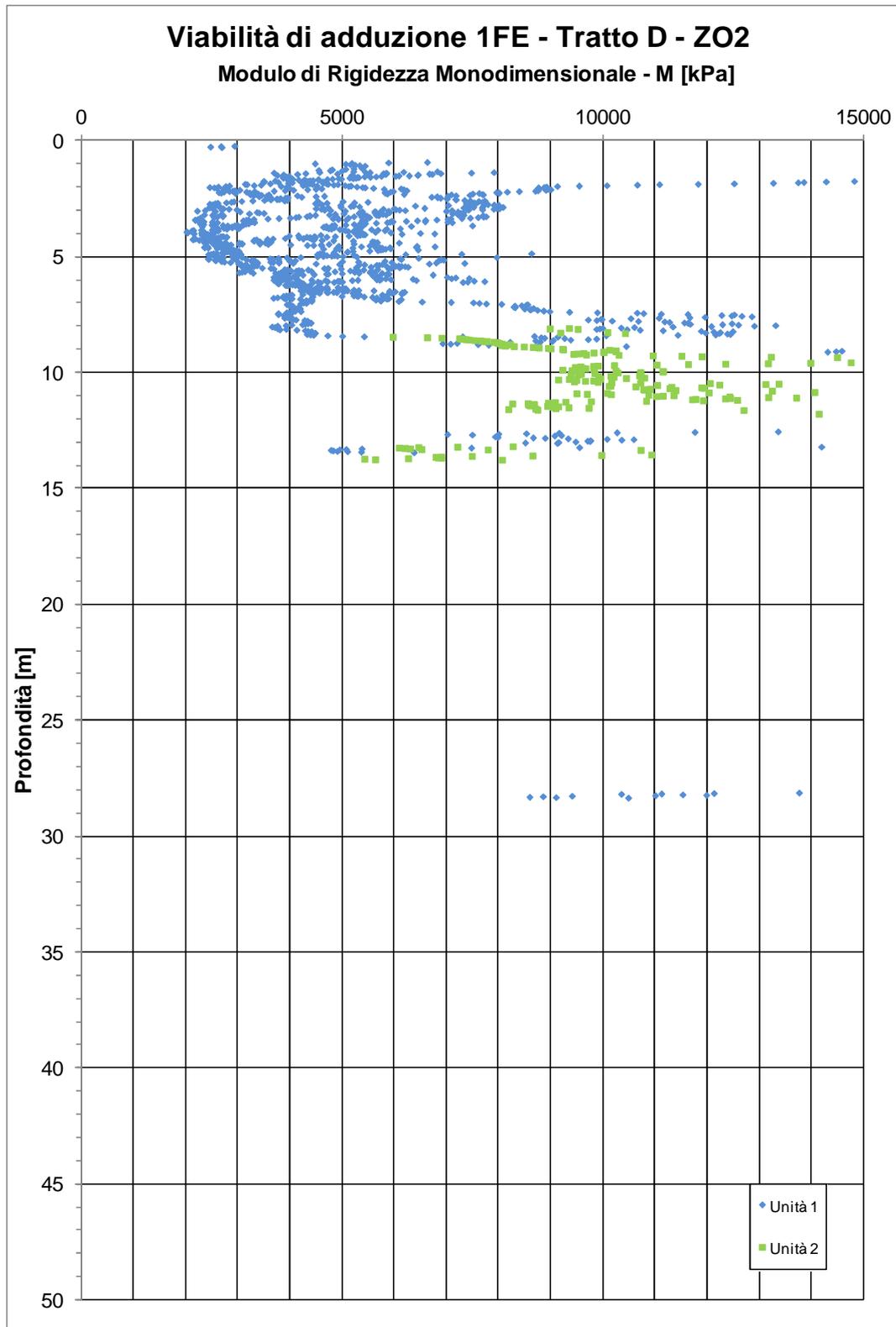
Viabilità di adduzione 1FE - Tratto D - ZO2

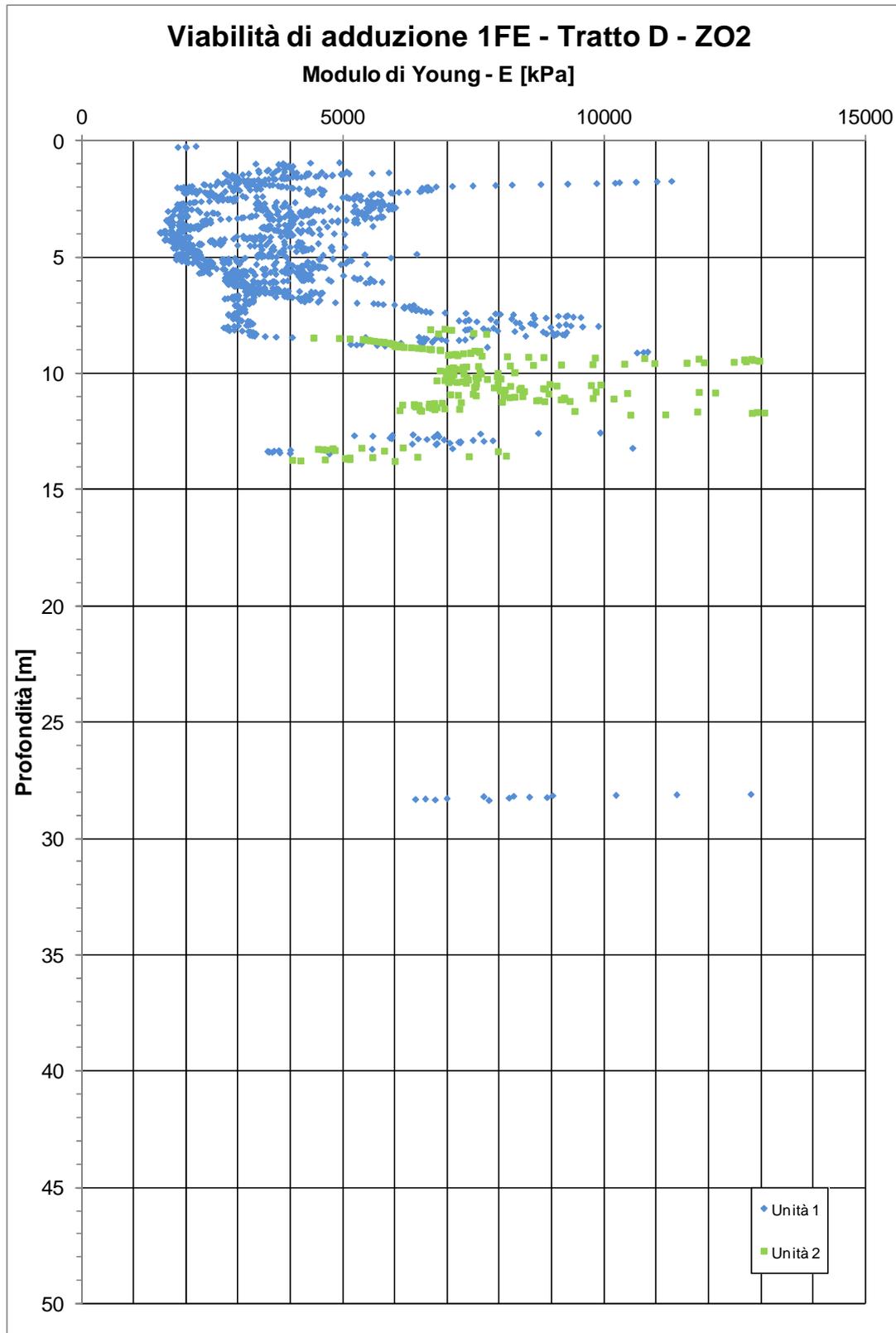


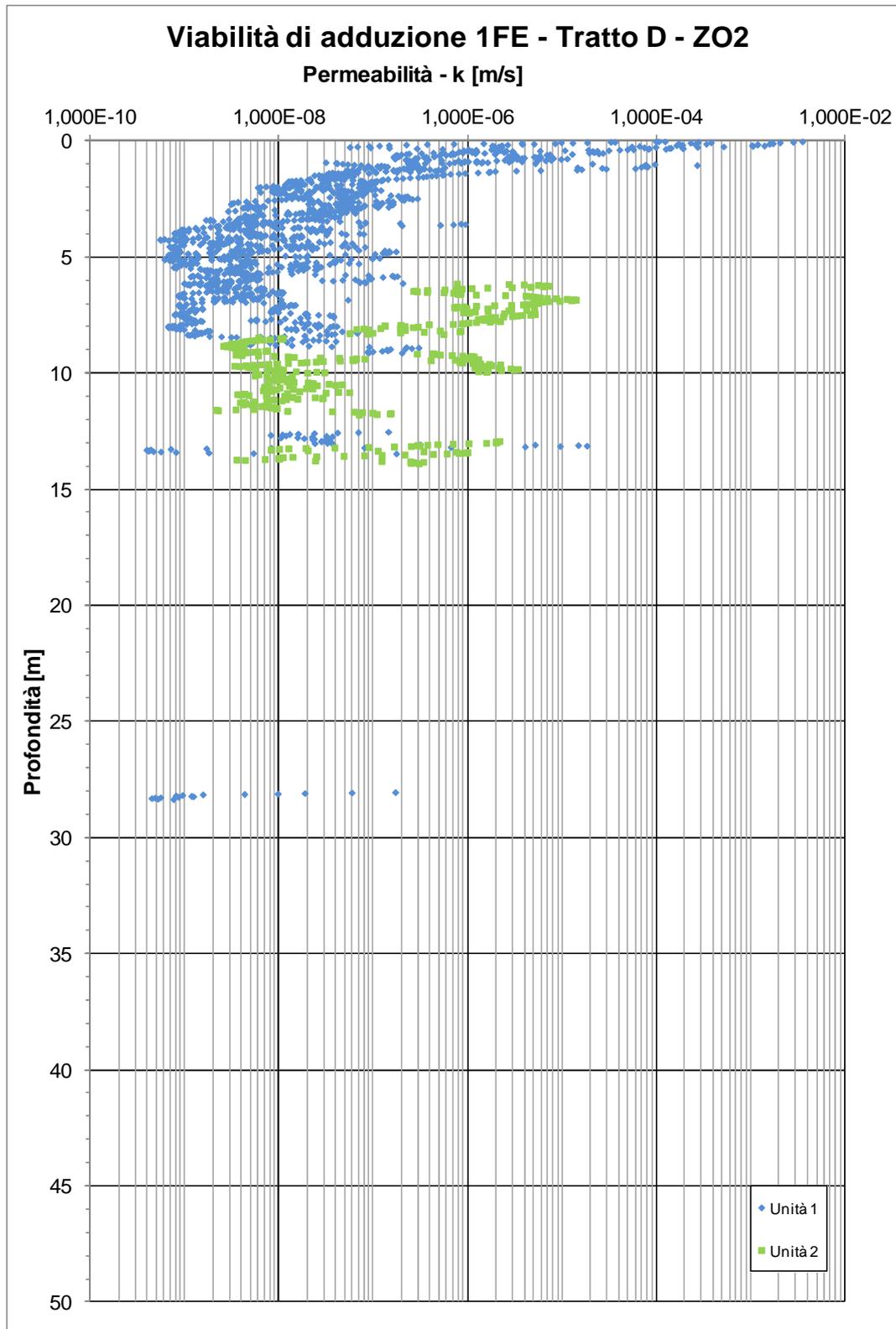
19.1.3. Interpretazione prove CPTU

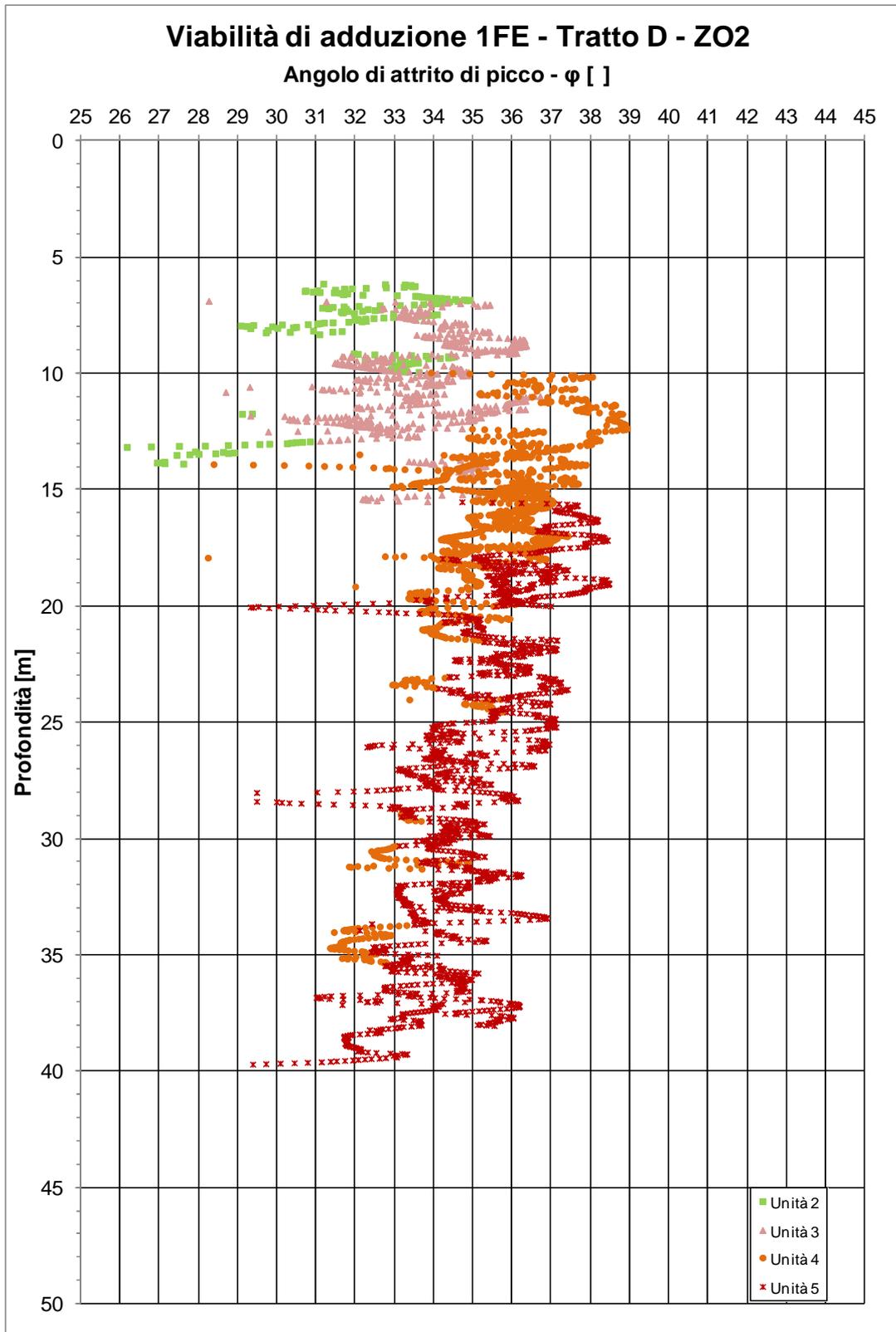


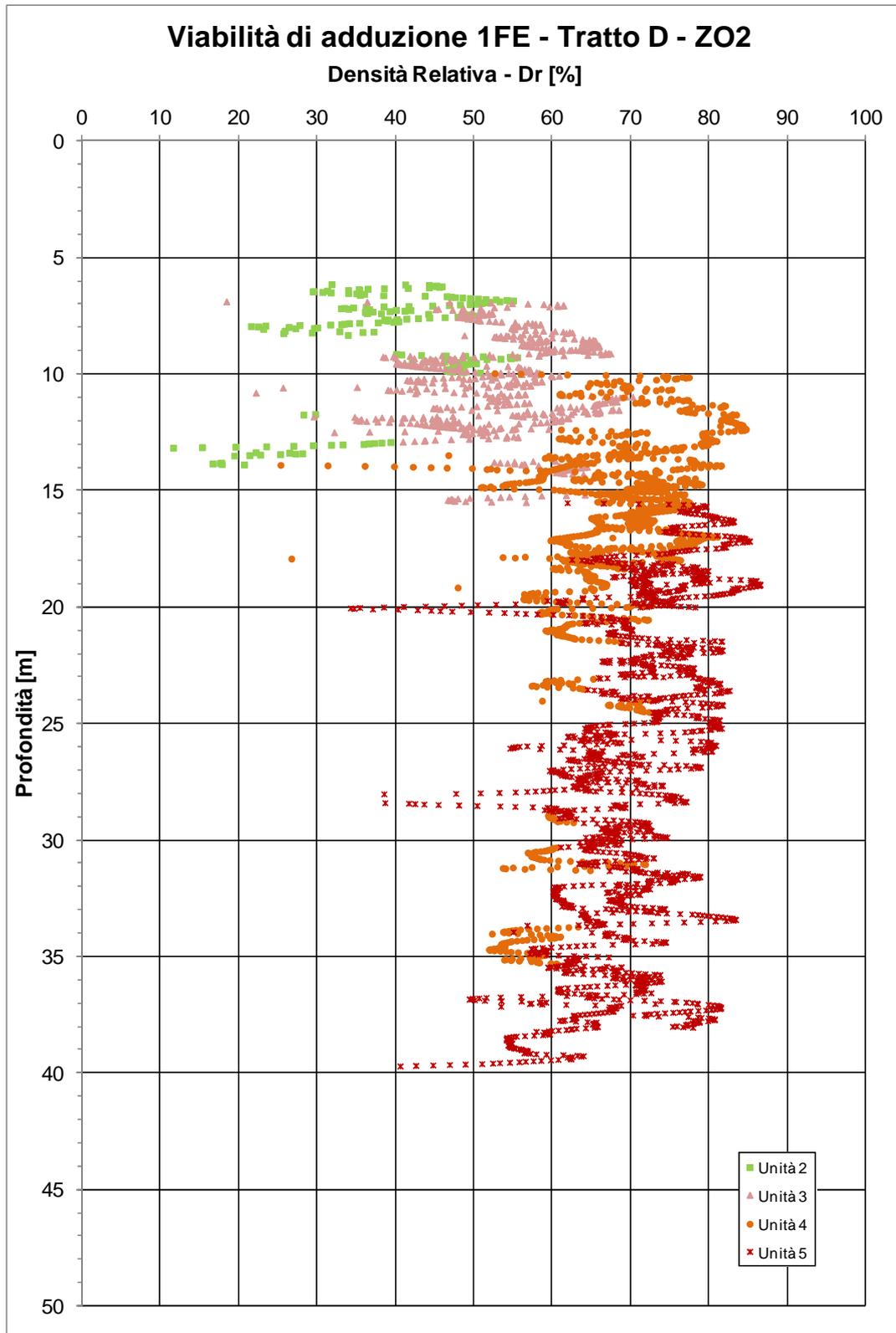


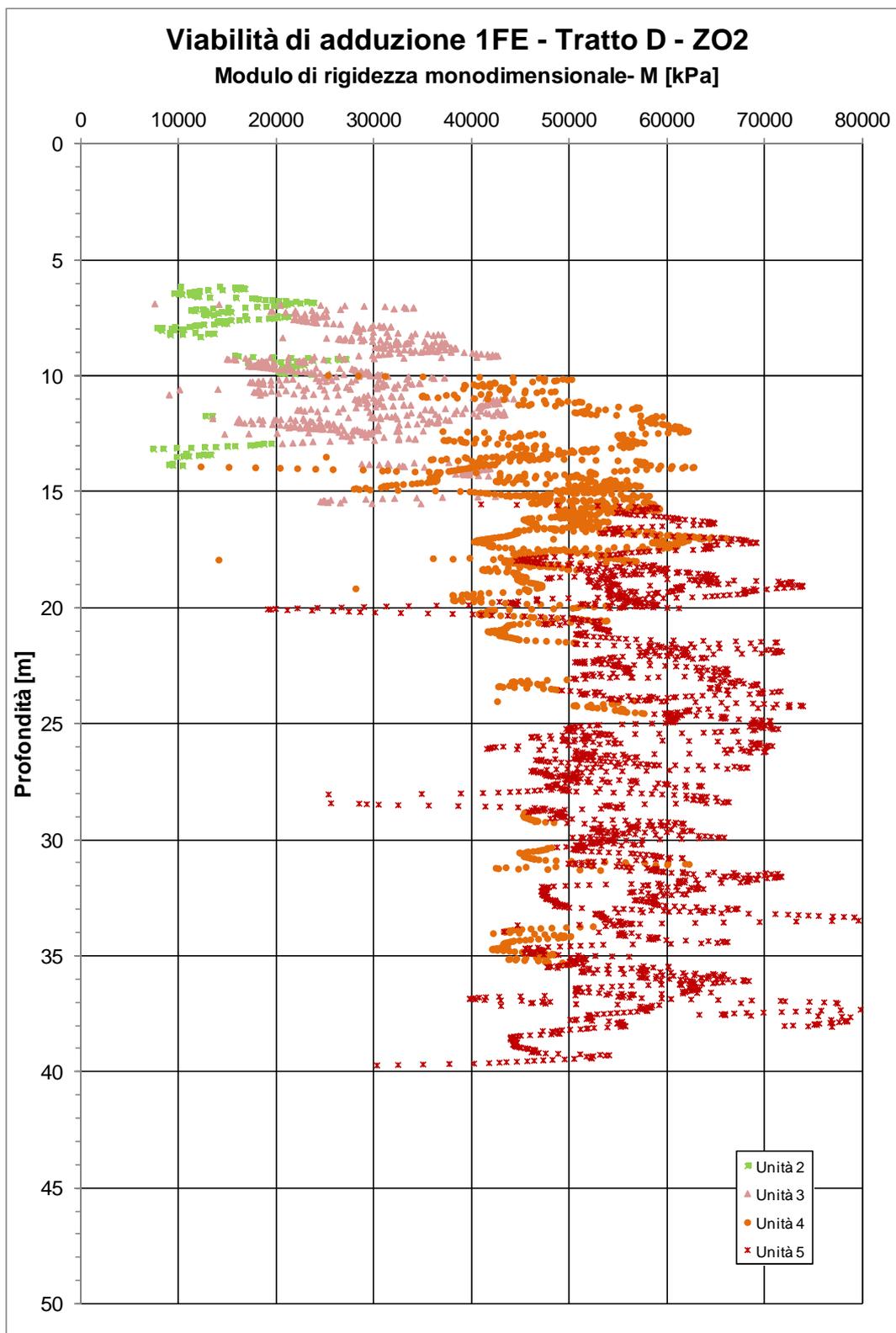


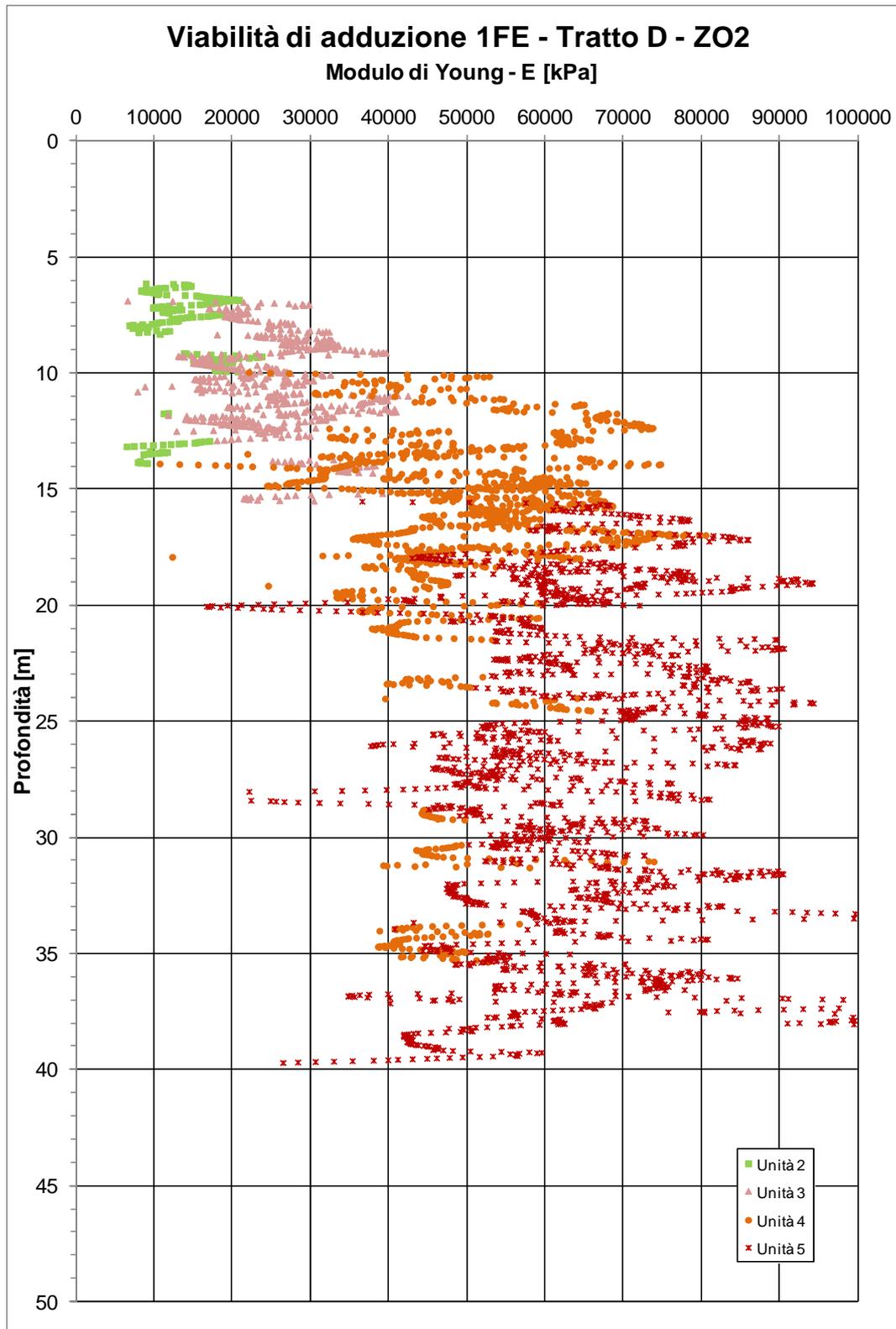


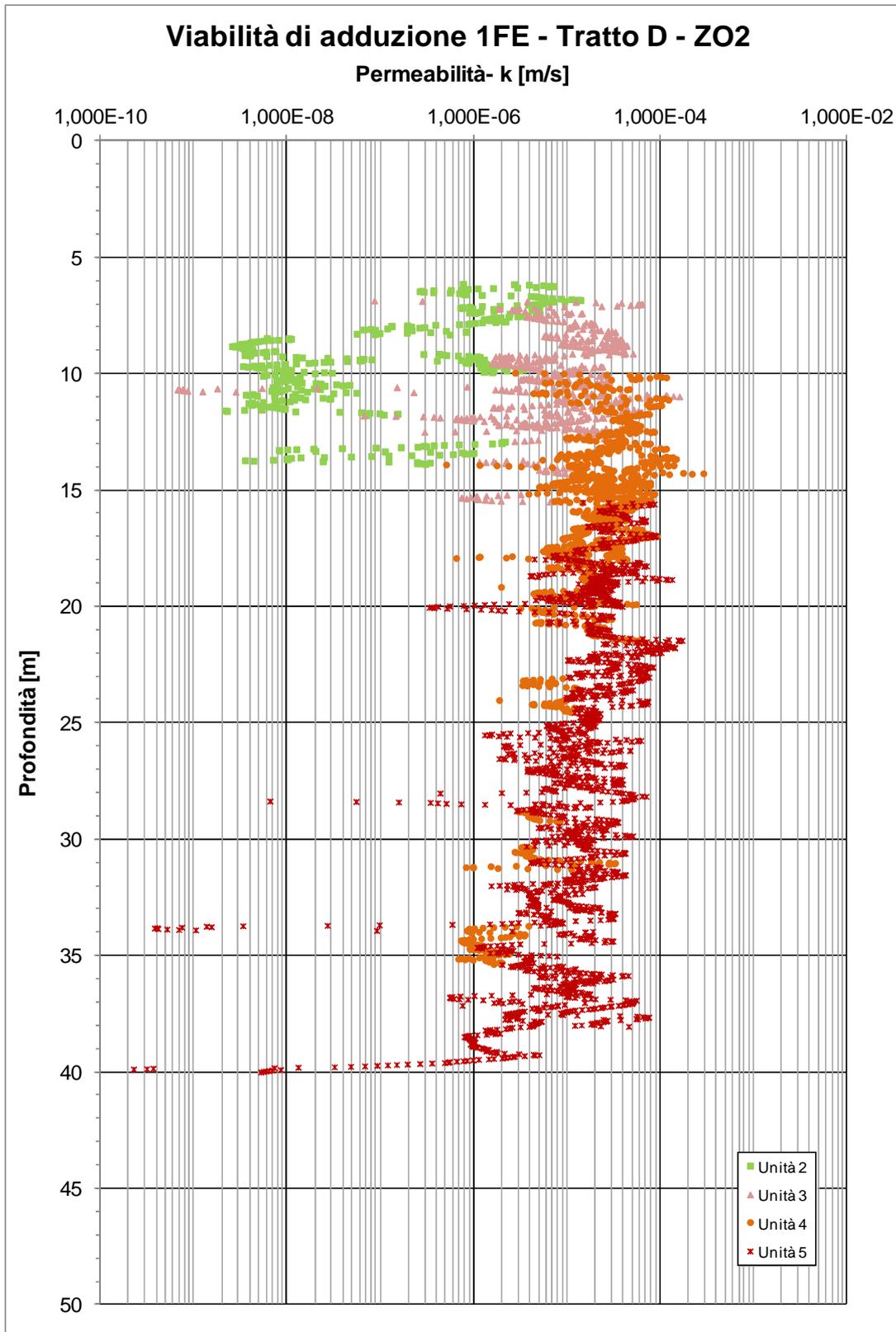










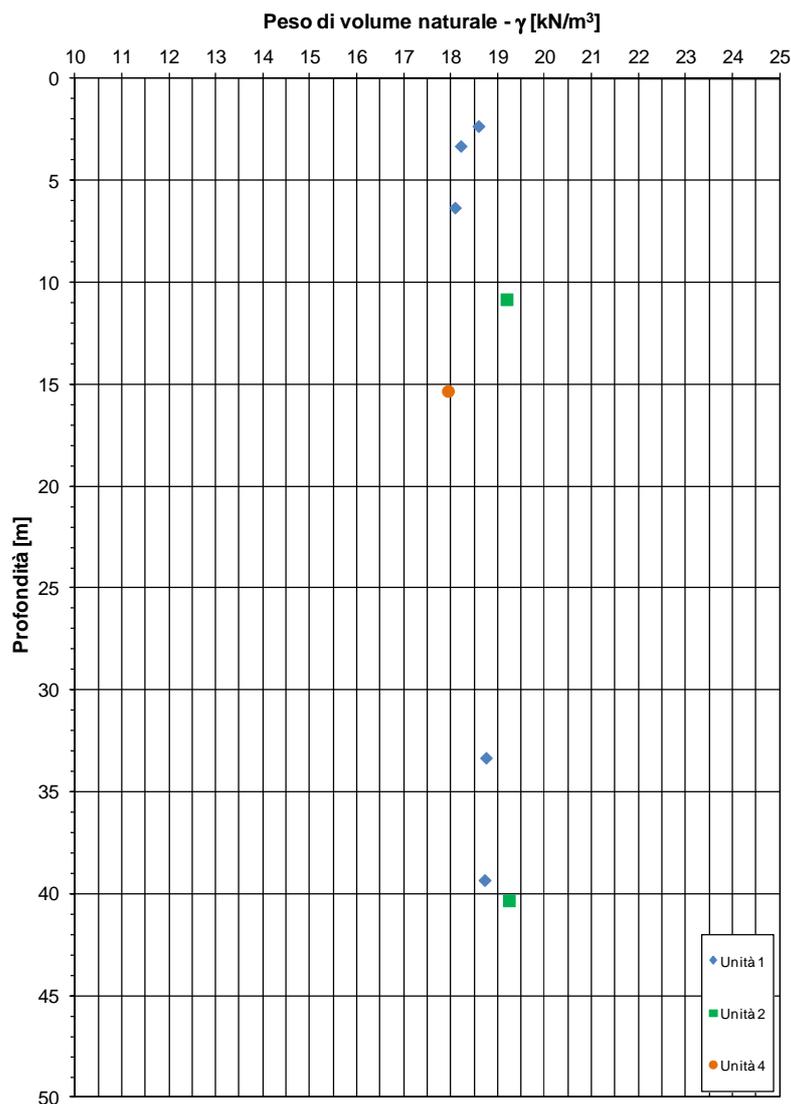


20. APPENDICE 3 – ZONA OMOGENEA 3 – GRAFICI CARATTERISTICHE FISICHE, DI DEFORMABILITÀ, DI RESISTENZA AL TAGLIO E DI CONSOLIDAZIONE.

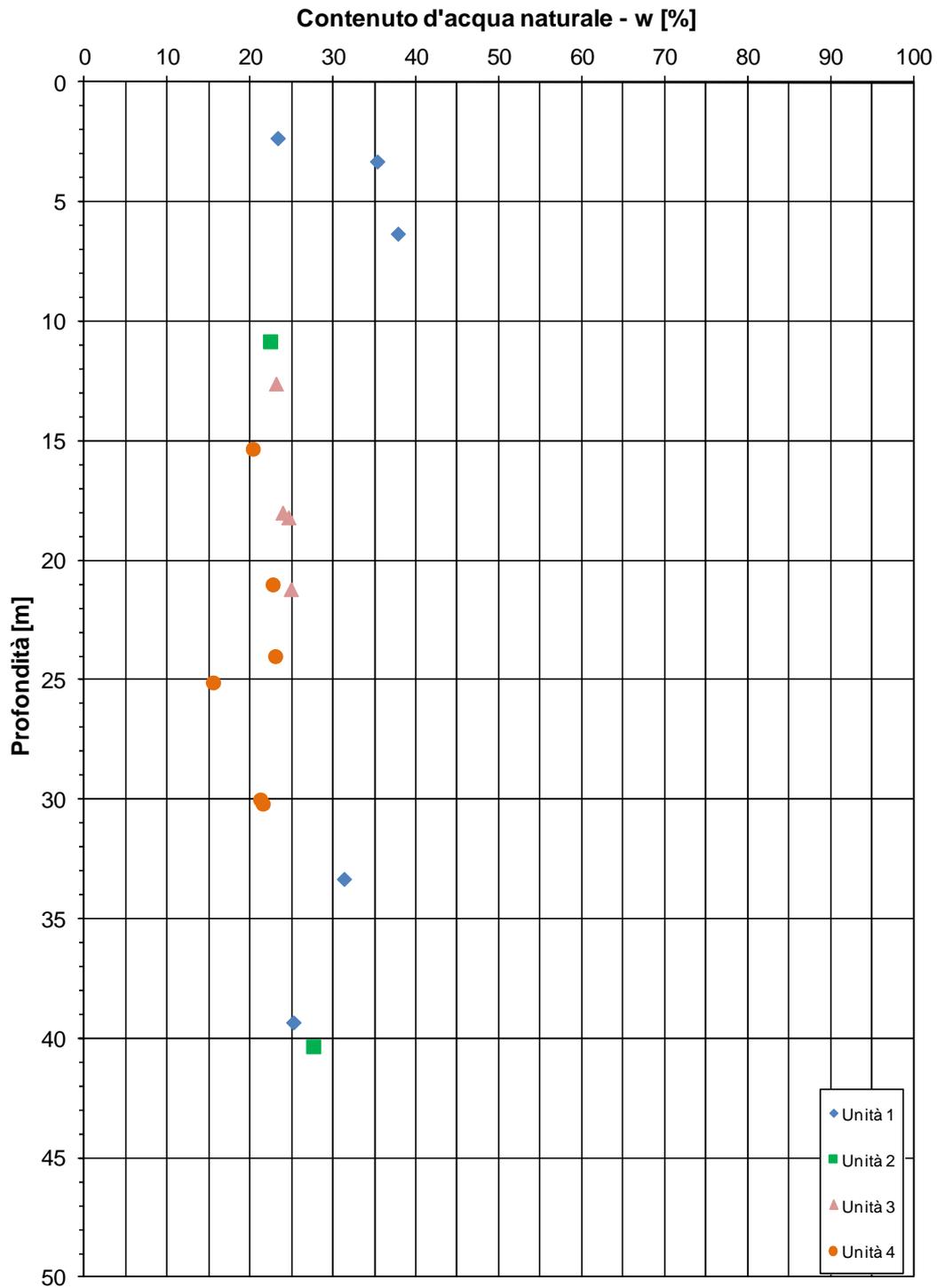
20.1. ZONA OMOGENEA 3

20.1.1. Risultati indagini di laboratorio

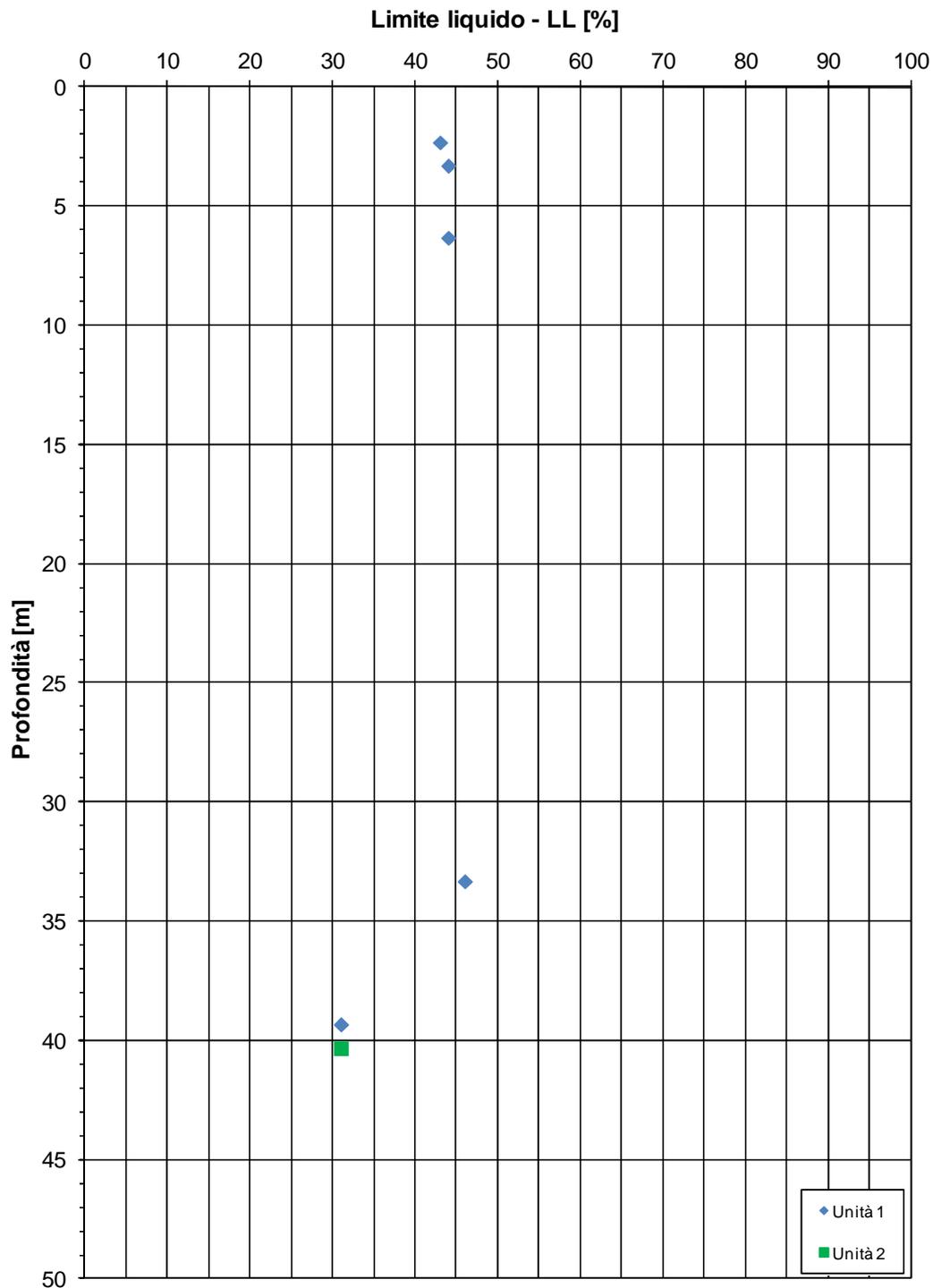
Viabilità di adduzione 1FE - Tratto D - ZO3



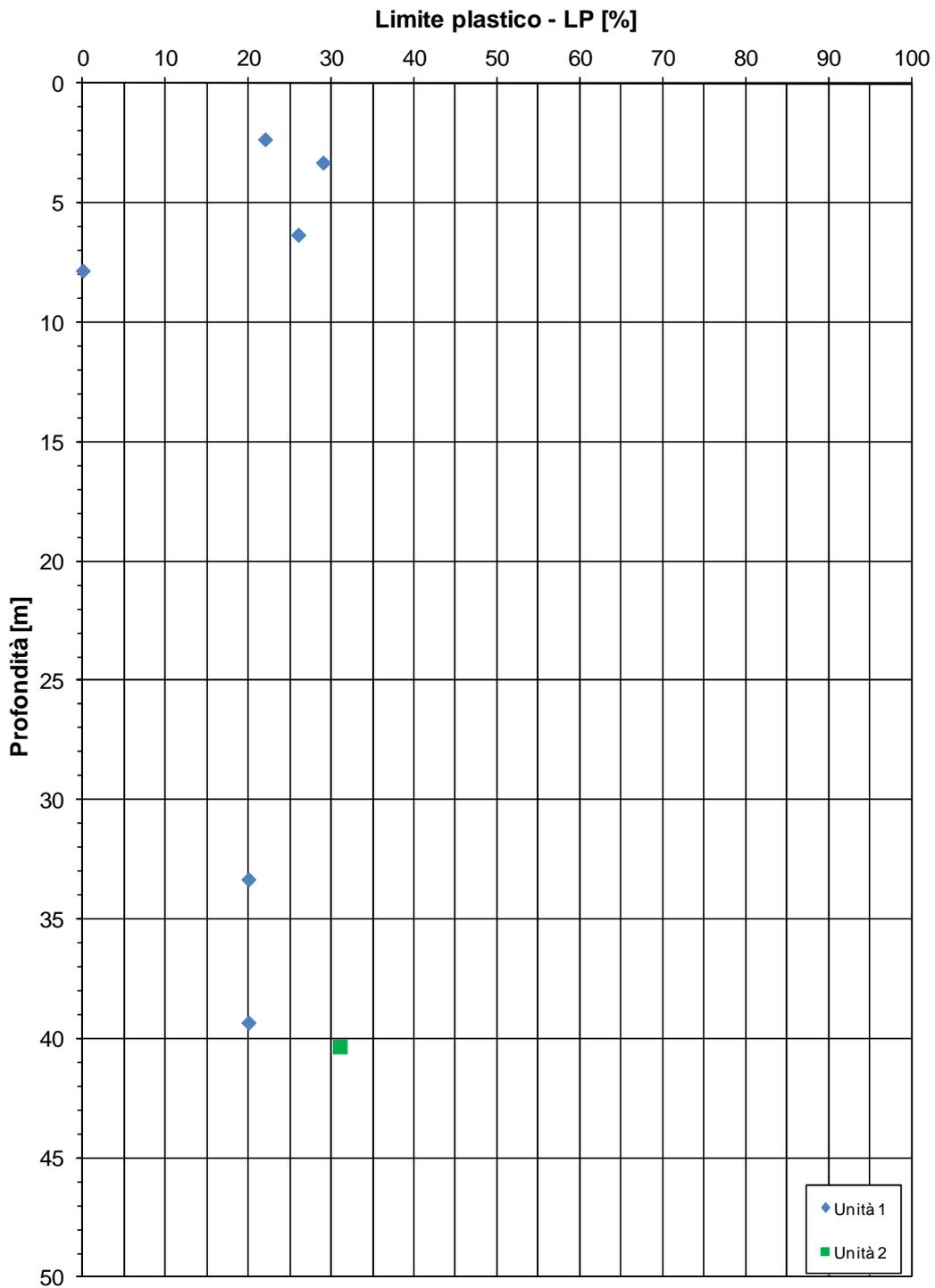
Viabilità di adduzione 1FE - Tratto D - ZO3



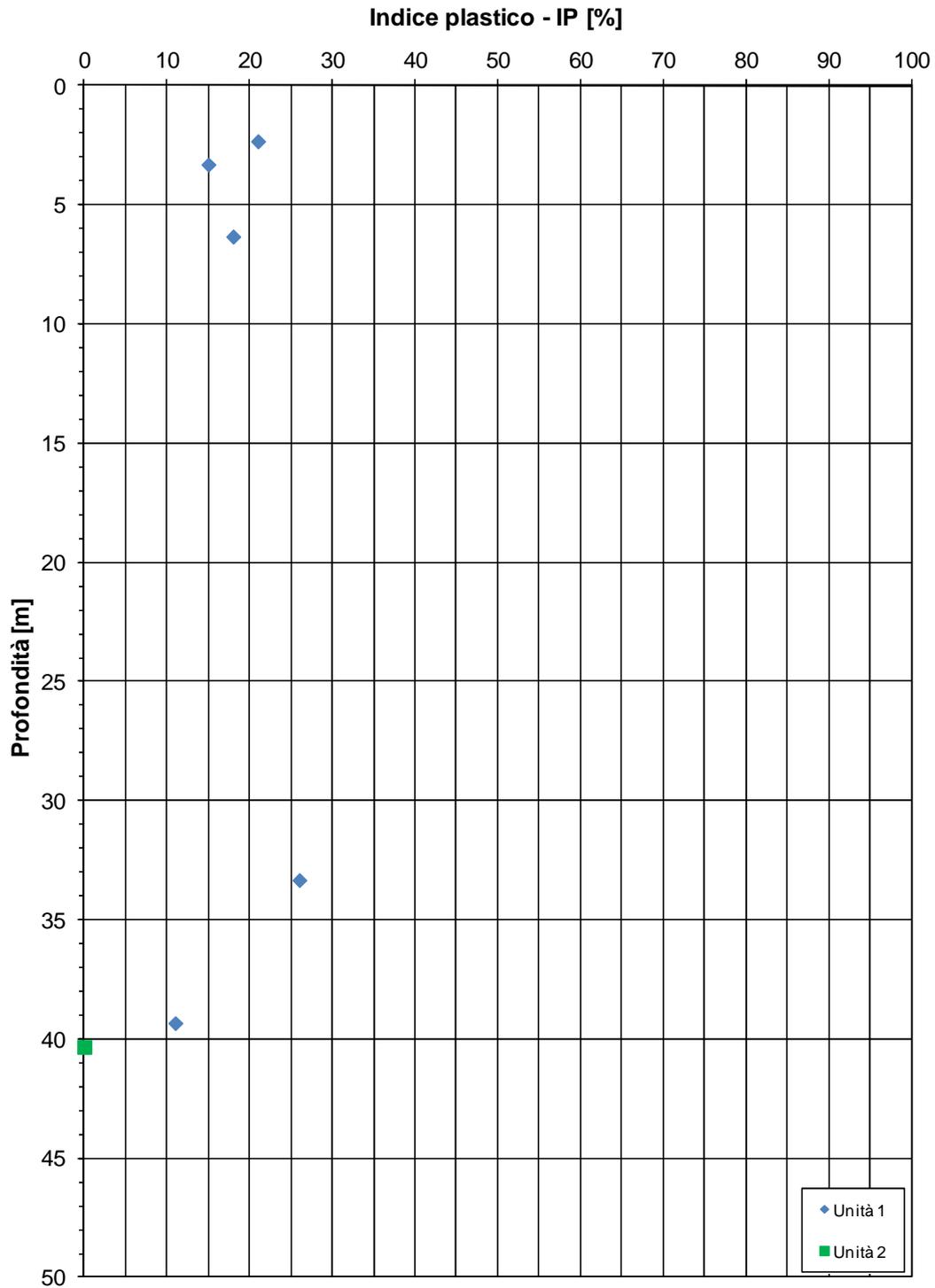
Viabilità di adduzione 1FE - Tratto D - ZO3



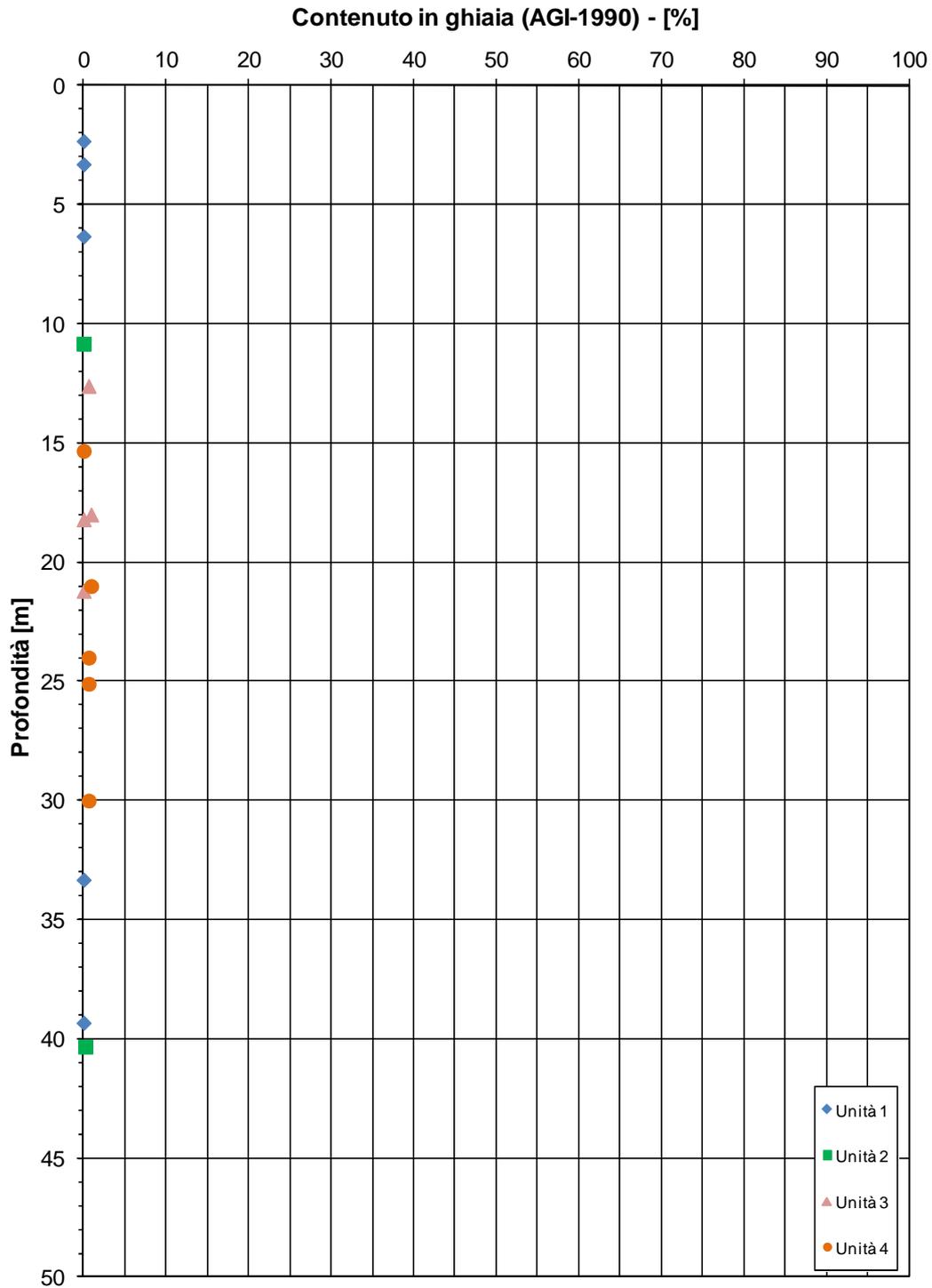
Viabilità di adduzione 1FE - Tratto D - ZO3



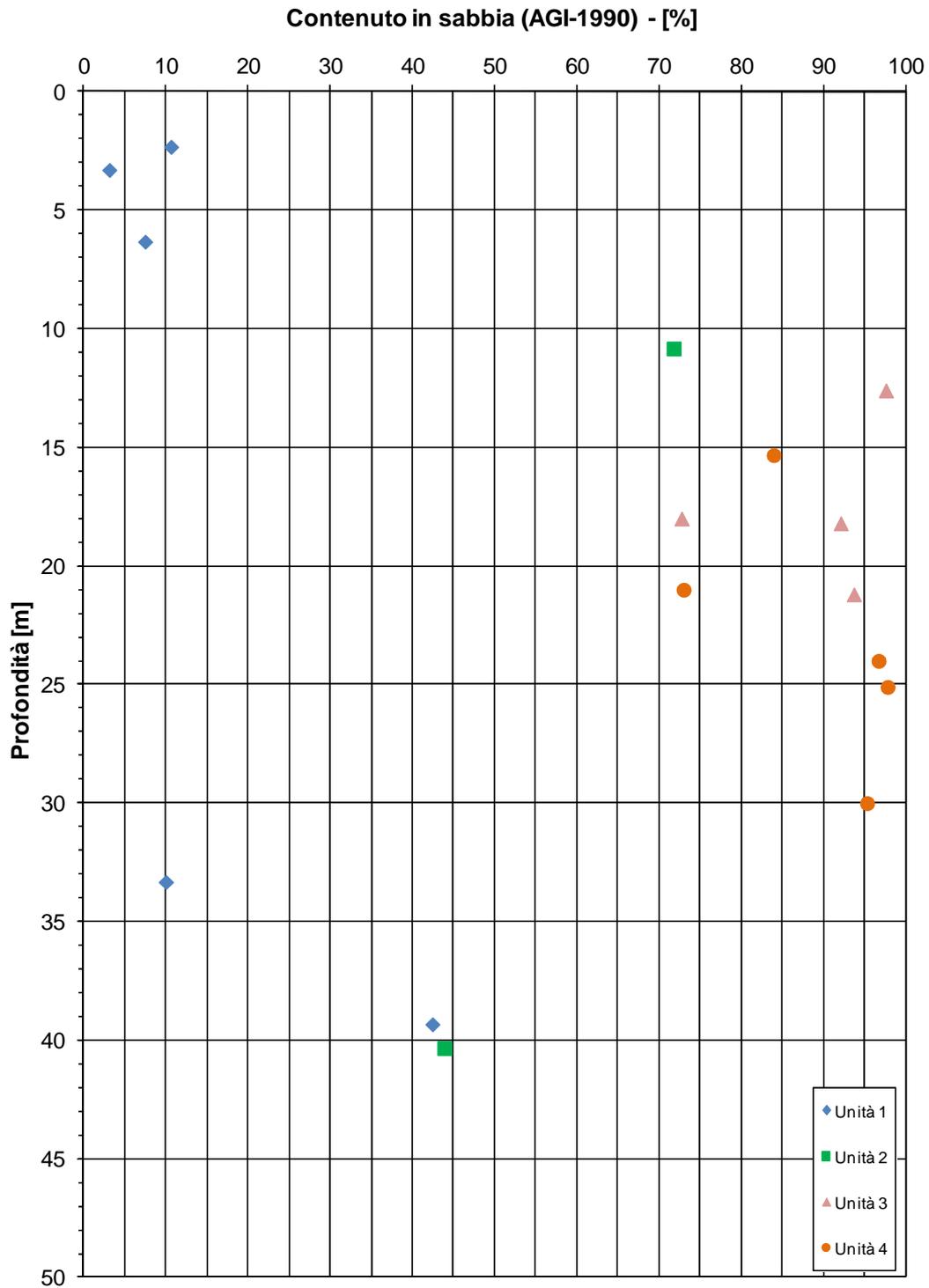
Viabilità di adduzione 1FE - Tratto D - ZO3



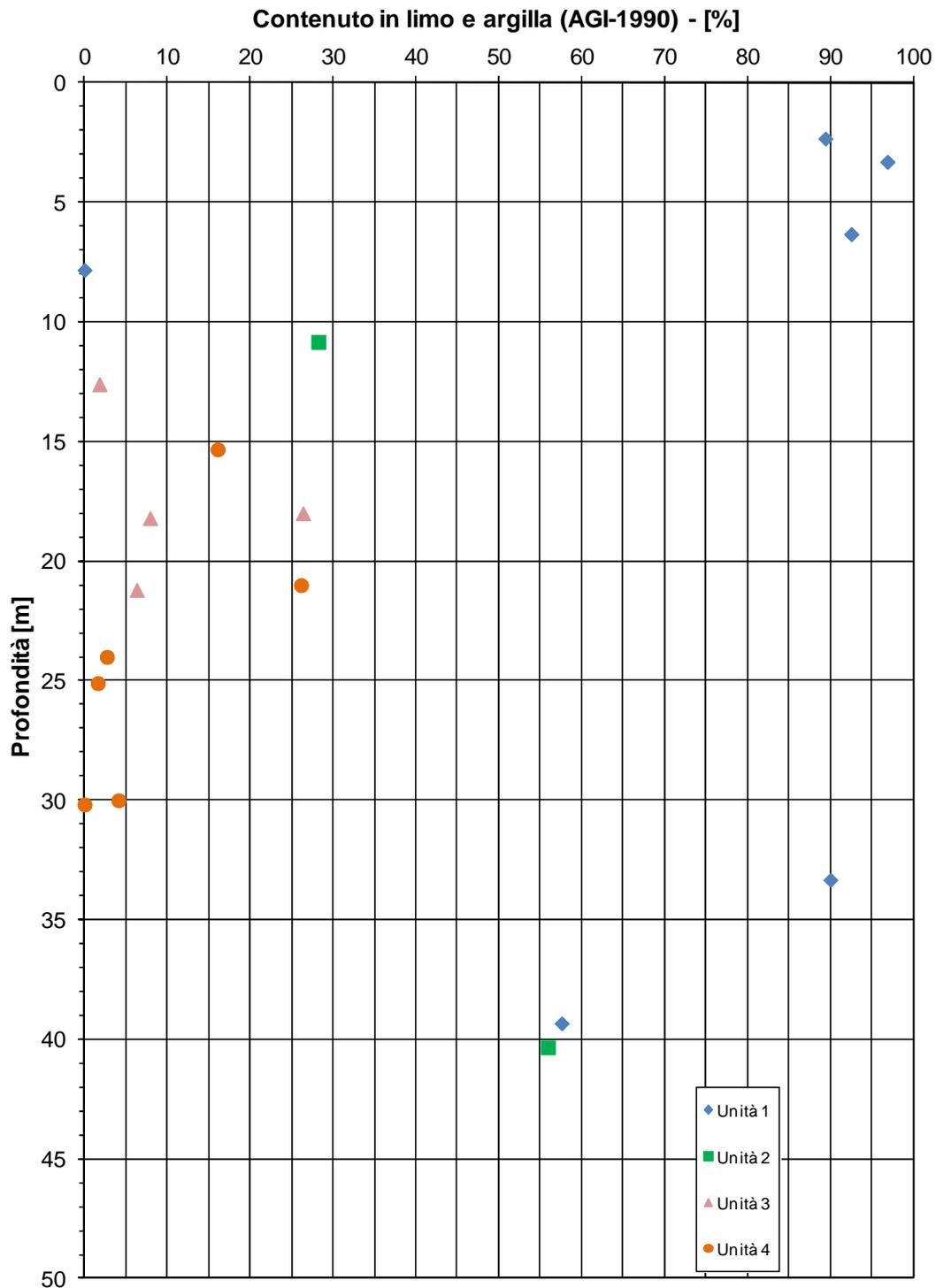
Viabilità di adduzione 1FE - Tratto D - ZO3



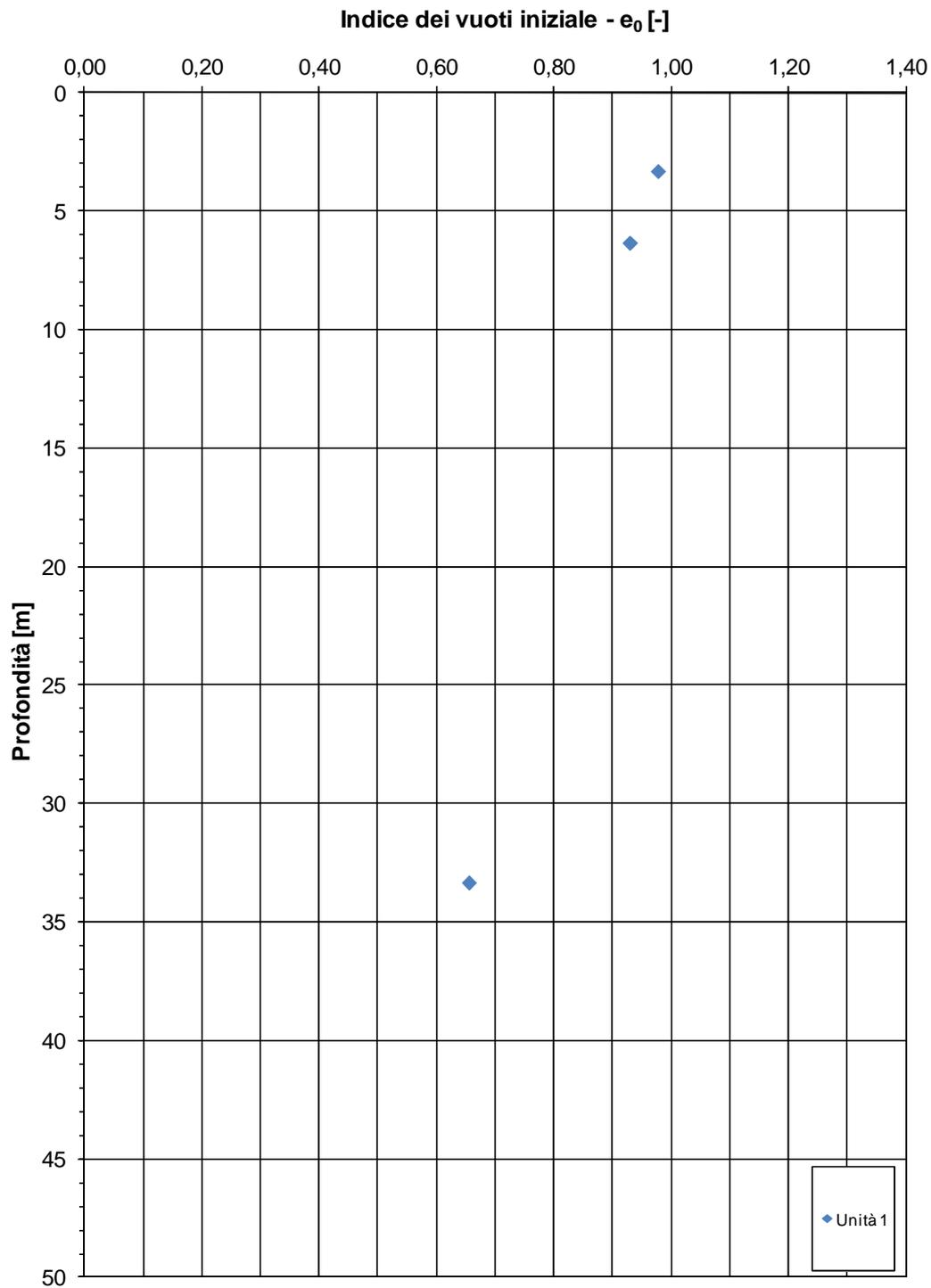
Viabilità di adduzione 1FE - Tratto D - ZO3



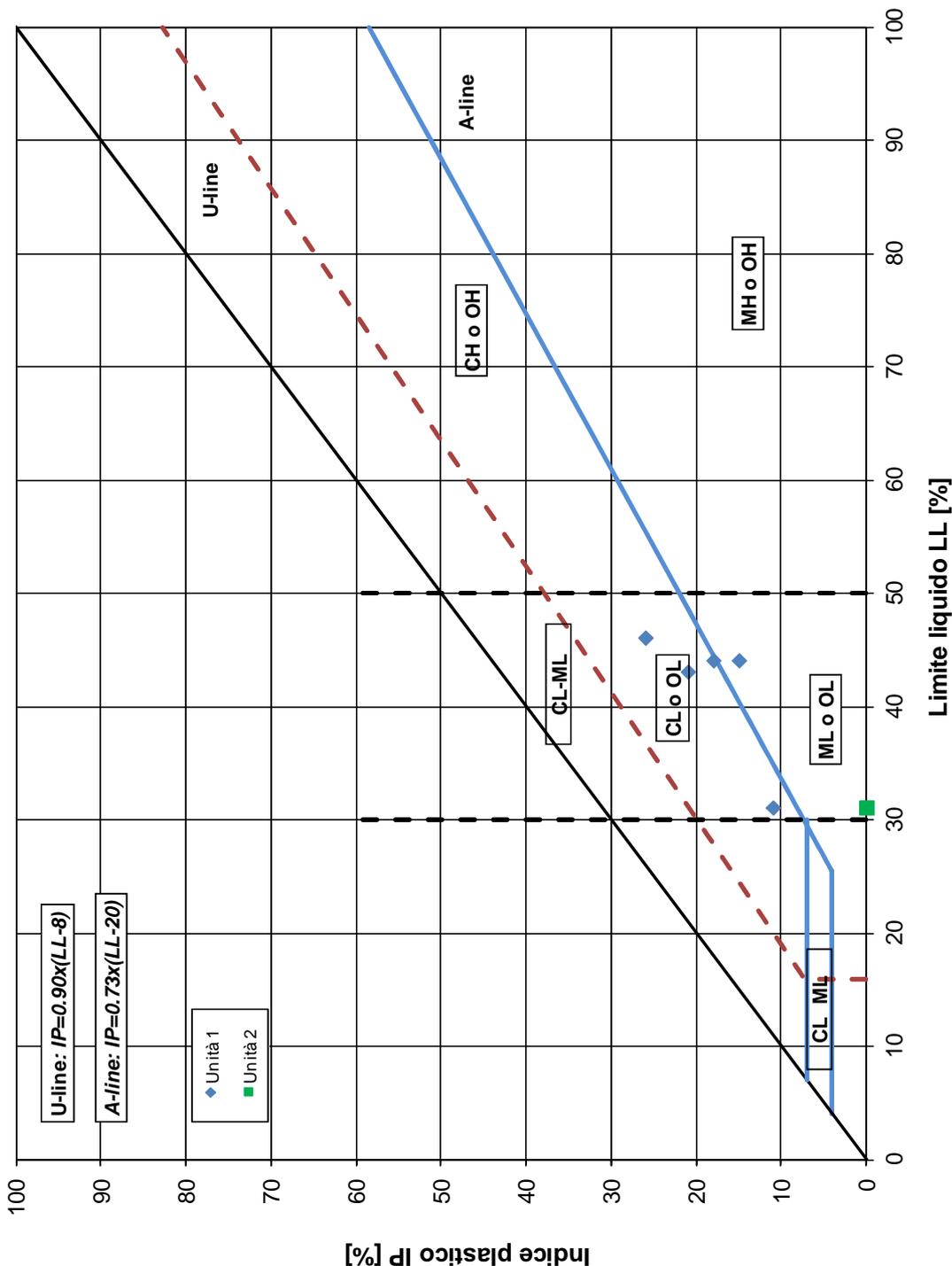
Viabilità di adduzione 1FE - Tratto D - ZO3



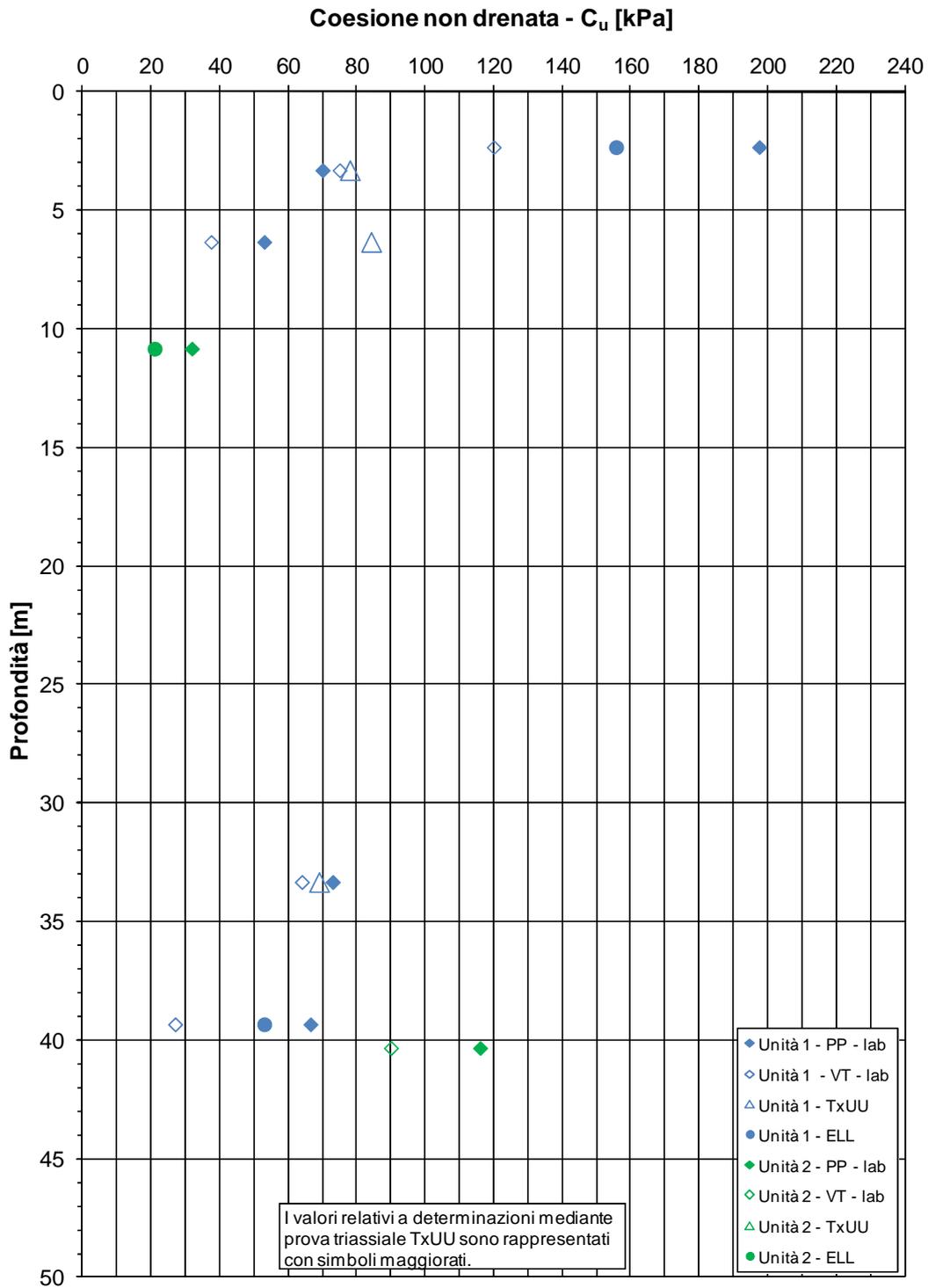
Viabilità di adduzione 1FE - Tratto D - ZO3



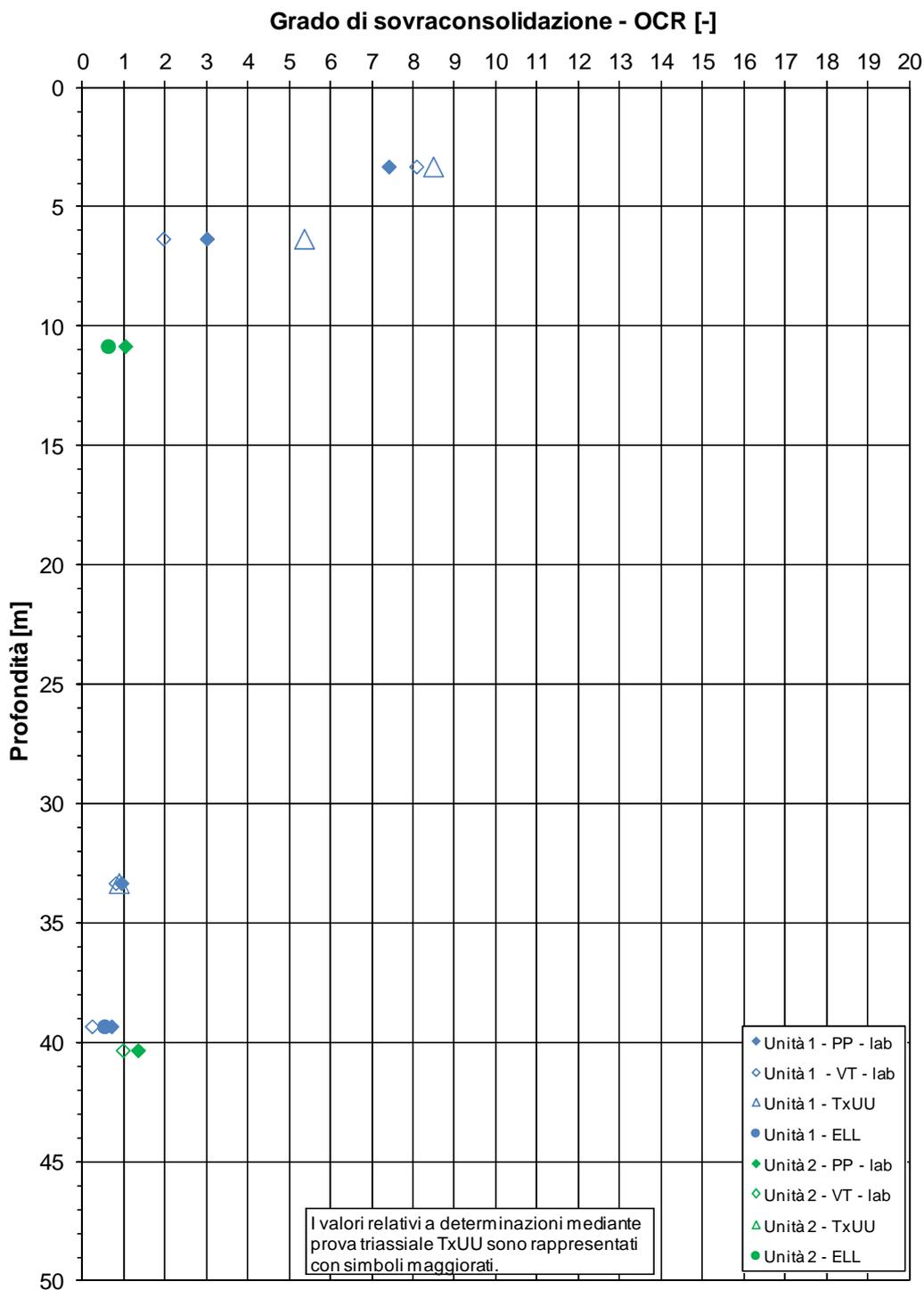
Viabilità di adduzione 1FE - Tratto D - ZO3
Carta di plasticità Sistema Unificato USCS



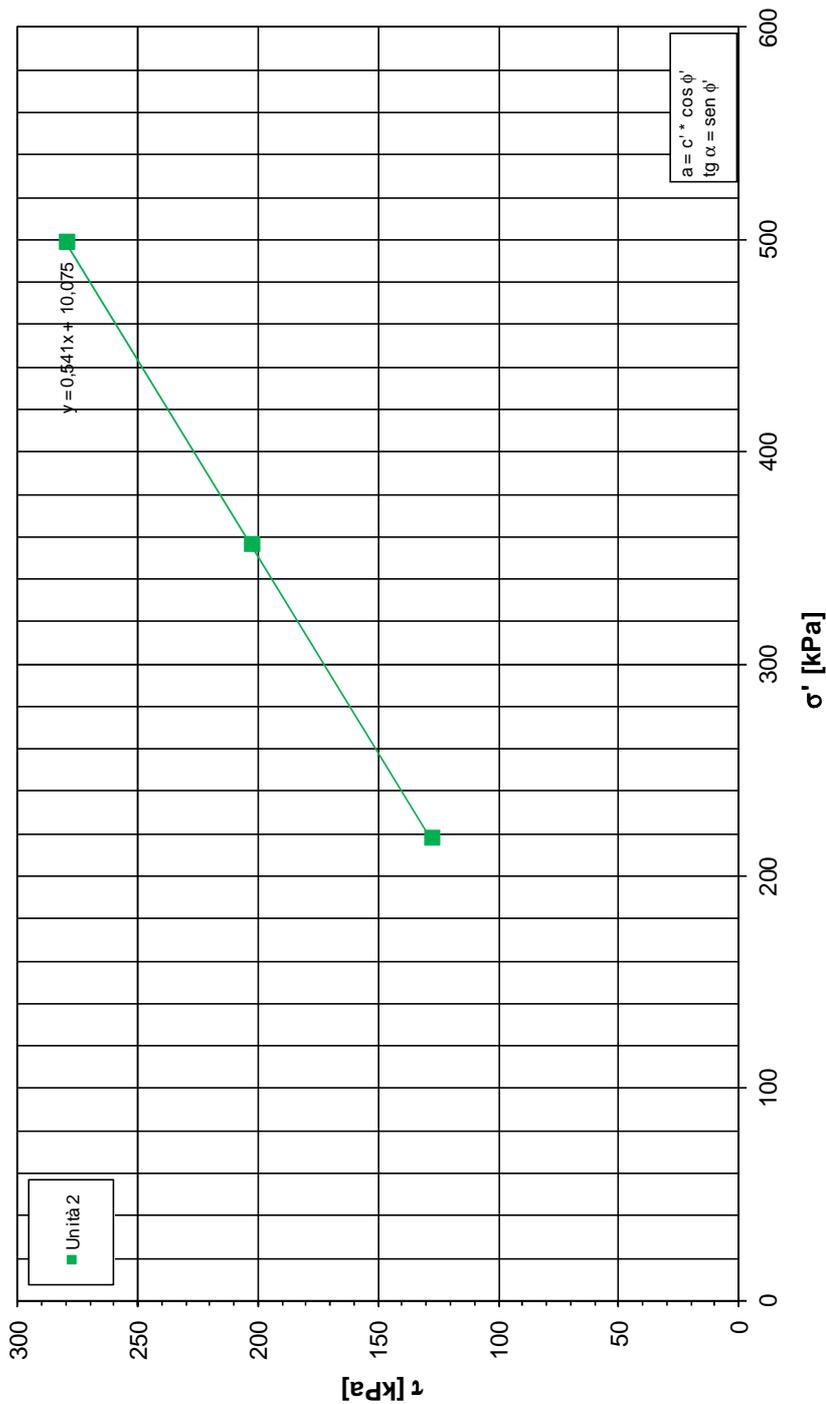
Viabilità 1FE - Tratto D - ZO3 - Ind. in laboratorio



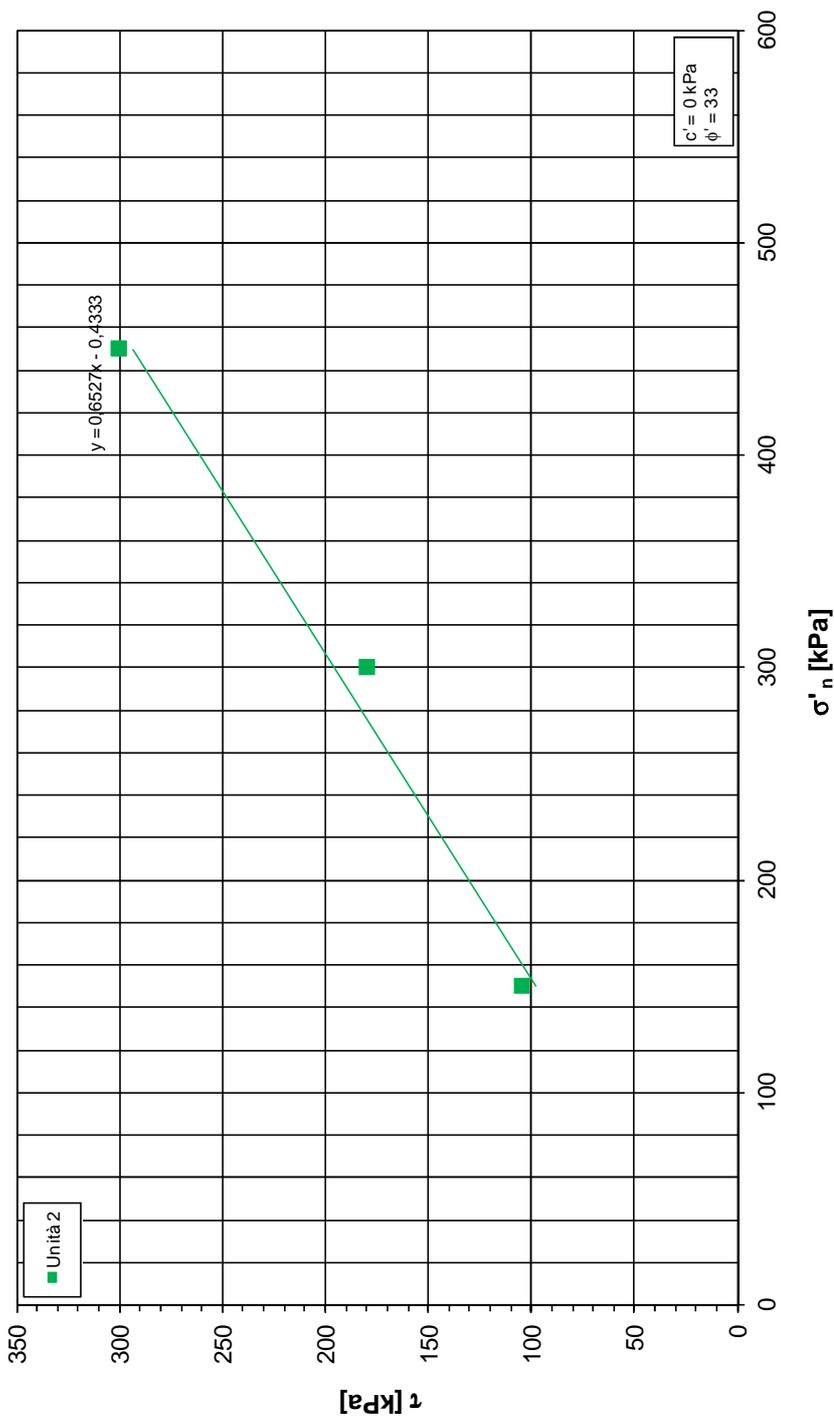
Viabilità 1FE - Tratto D - ZO3 - Ind. in laboratorio



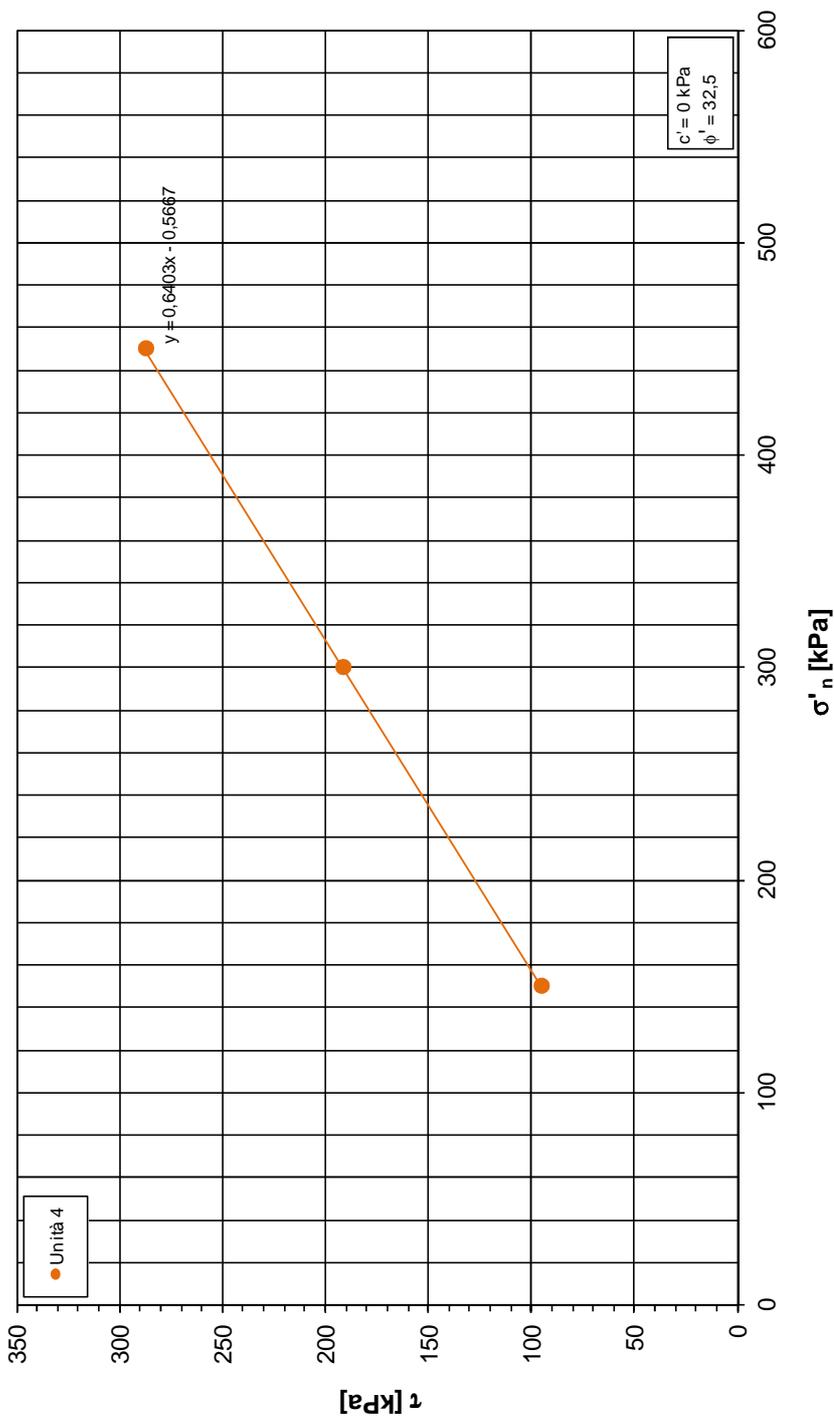
Viabilità di adduzione 1FE - Tratto D - ZO3 - Indagini laboratorio (TxCIU)



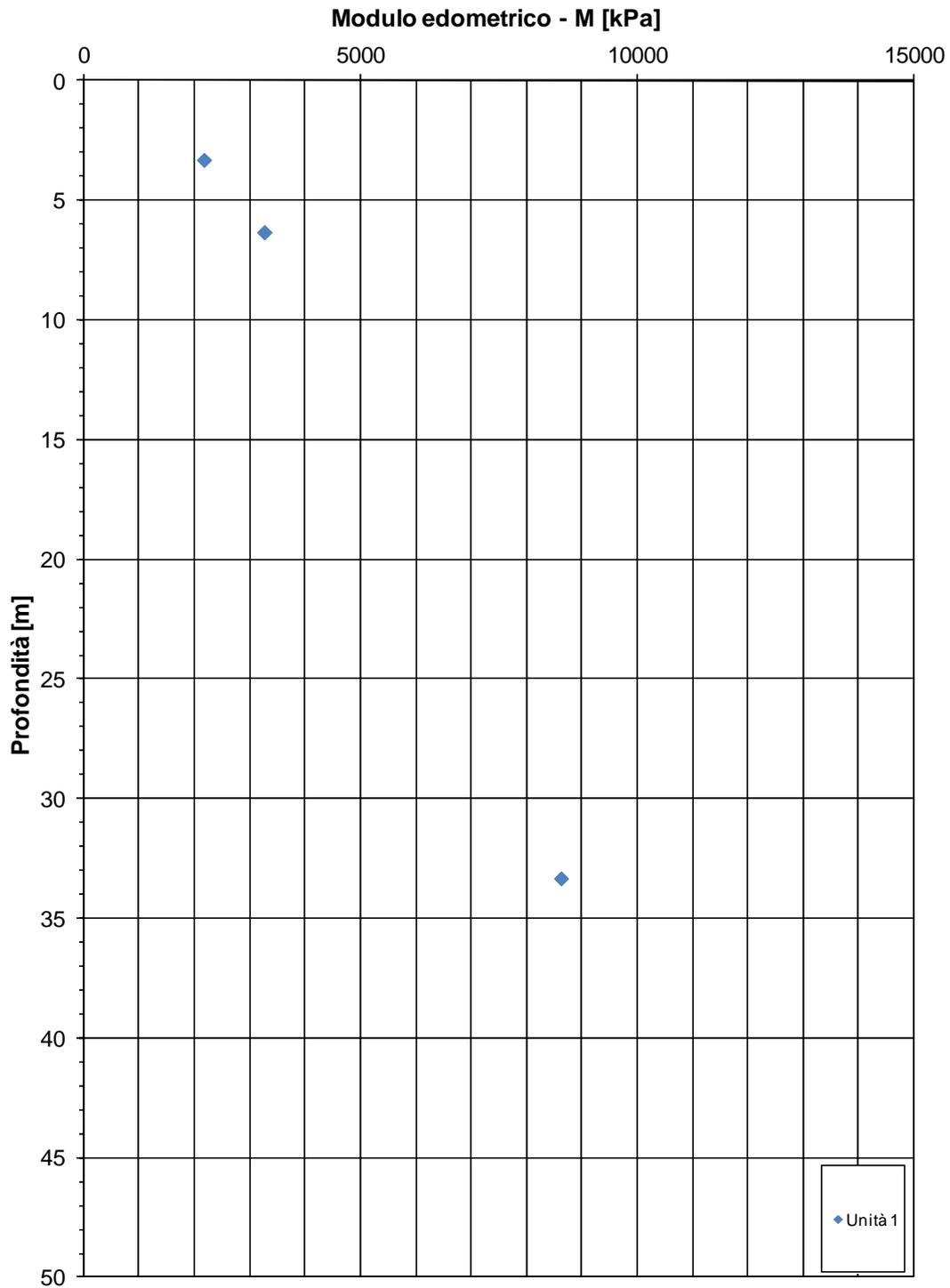
Viabilità di adduzione 1FE - Tratto D - ZO3 - Indagini laboratorio (TD)



Viabilità di adduzione 1FE - Tratto D - ZO3 - Indagini laboratorio (TD)

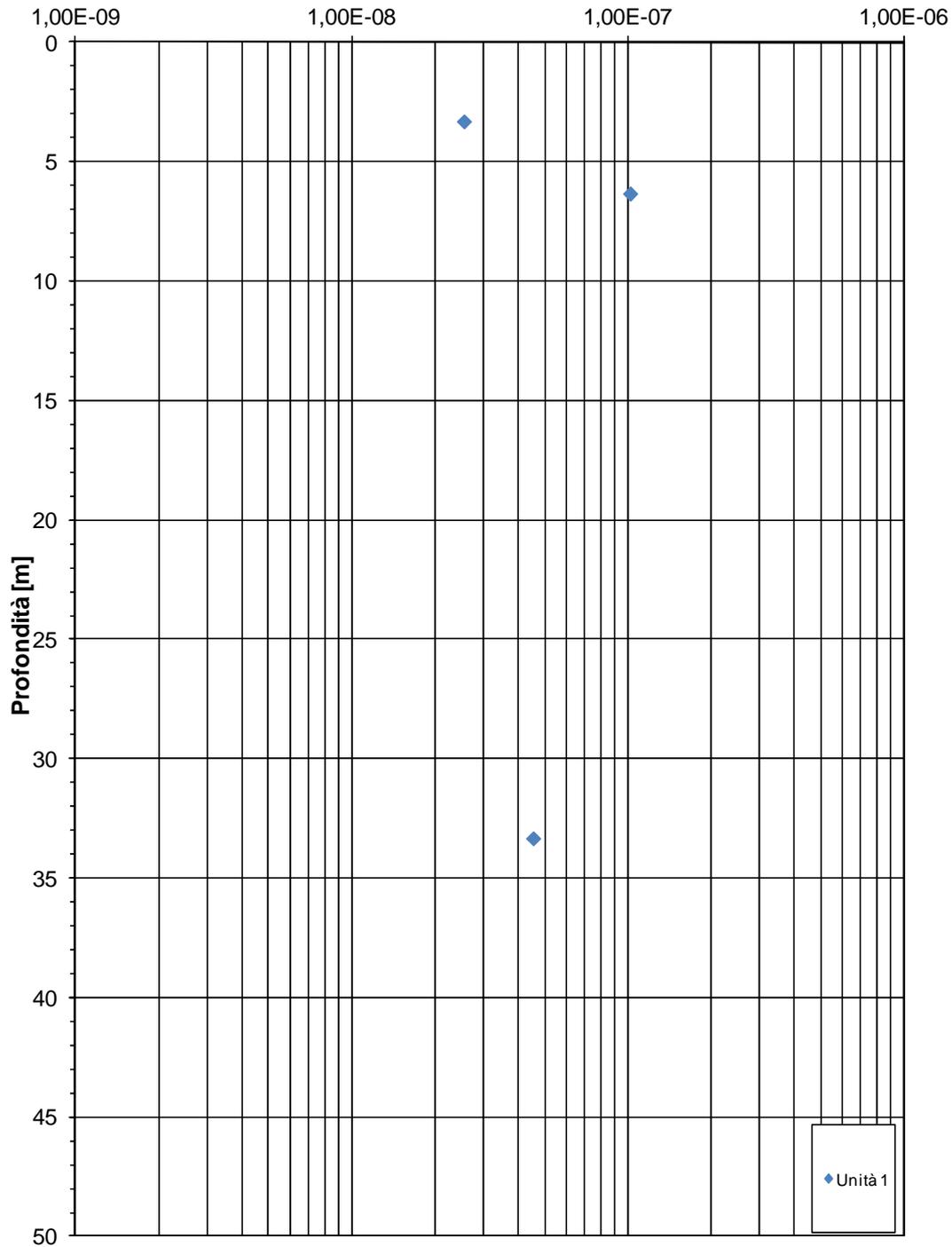


Viabilità di adduzione 1FE - Tratto D - ZO3

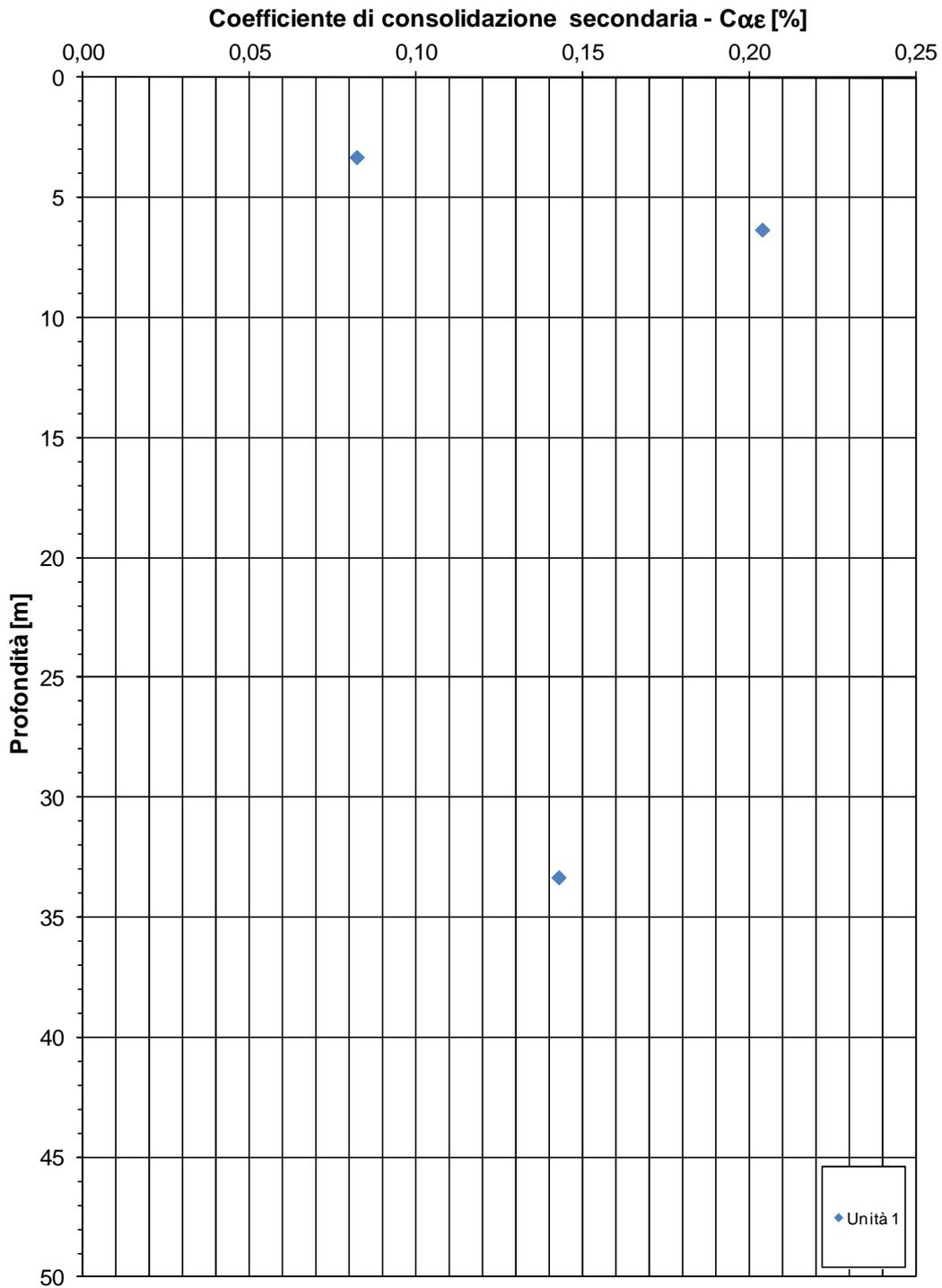


Viabilità di adduzione 1FE - Tratto D - ZO3

Coefficiente di consolidazione primaria - C_v [m^2/s]

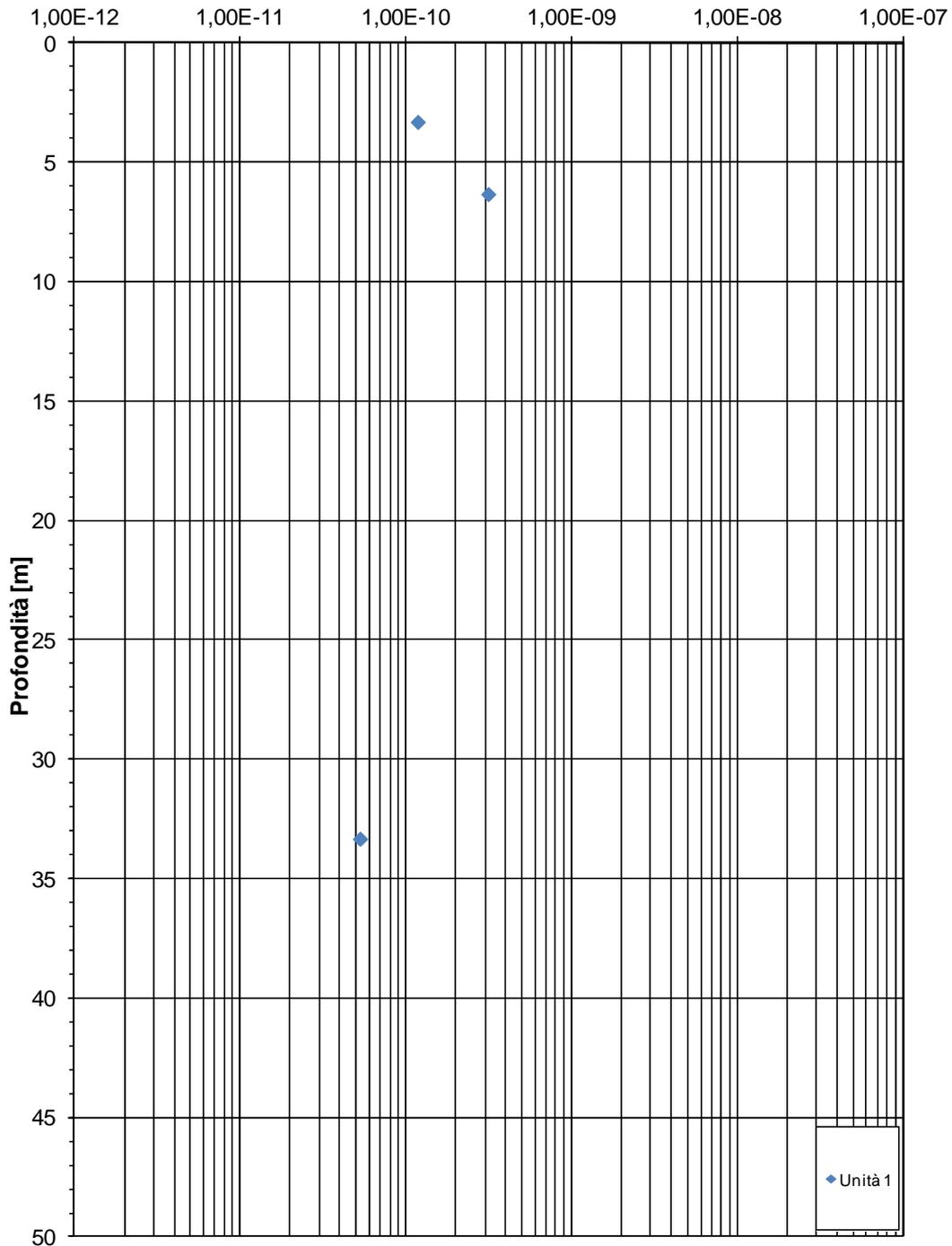


Viabilità di adduzione 1FE - Tratto D - ZO3



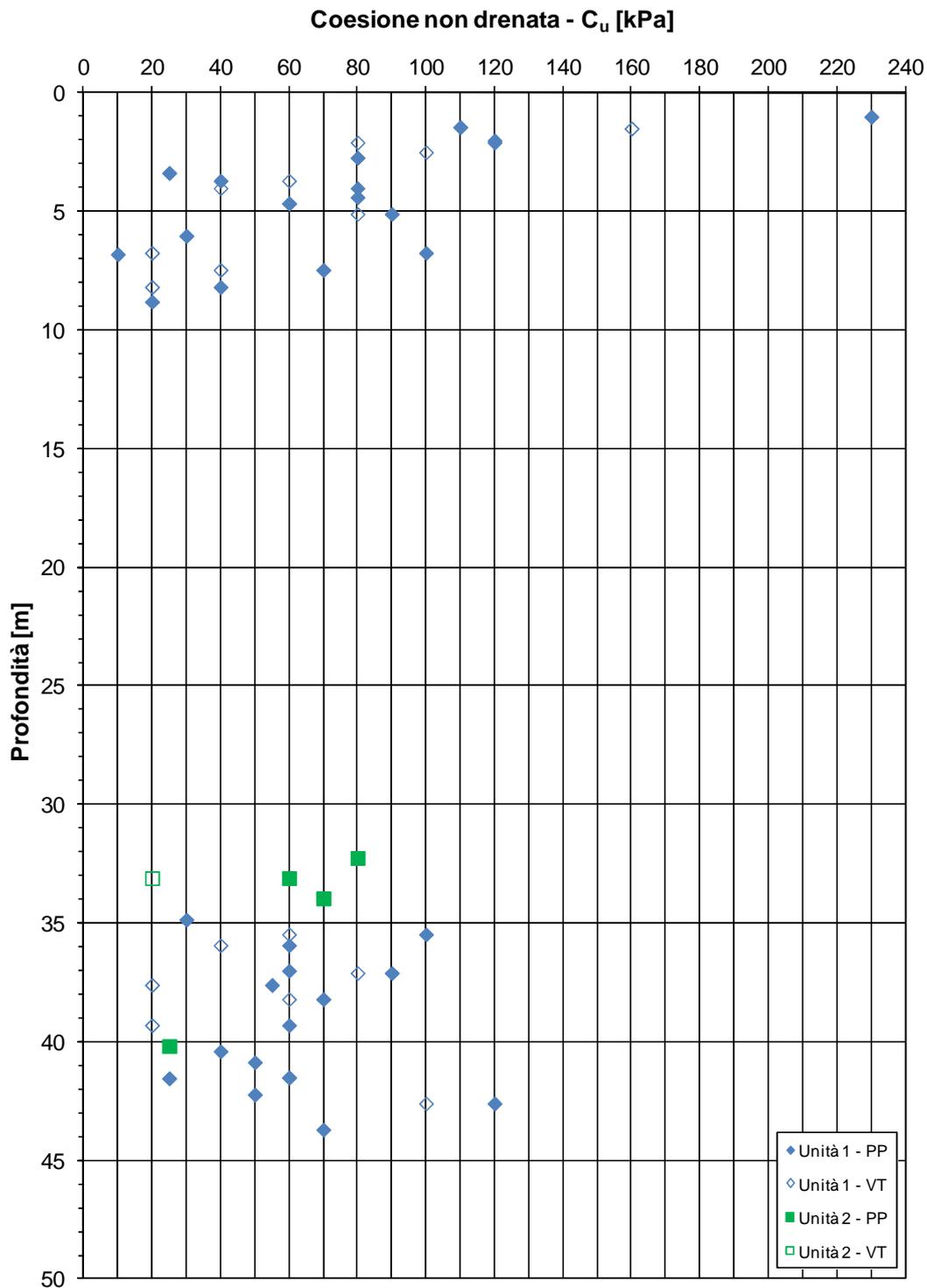
Viabilità di adduzione 1FE - Tratto D - ZO3

Coefficiente di permeabilità da correlazioni empiriche - $k[m/s]$

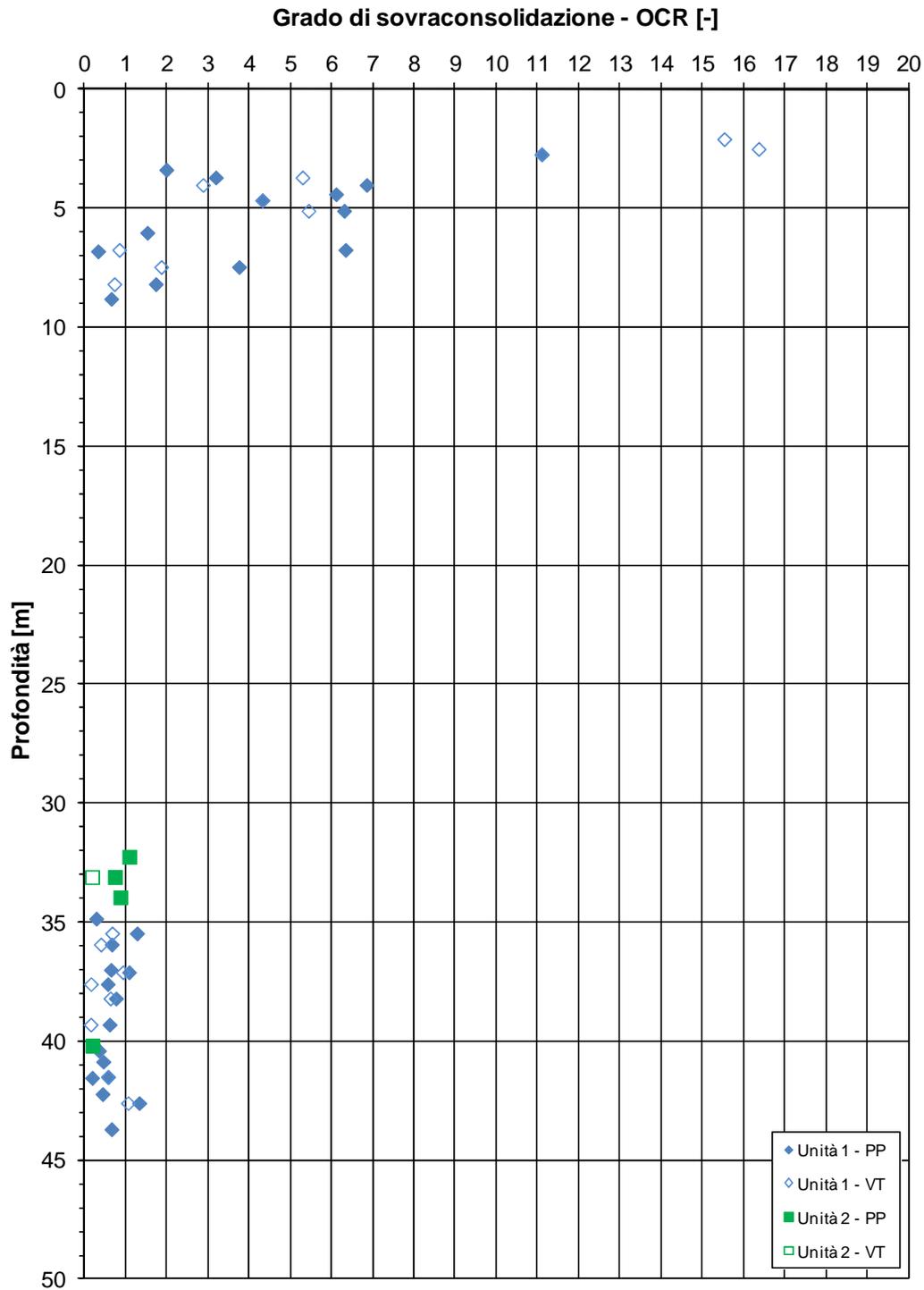


20.1.2. Interpretazione sondaggi e prove SPT

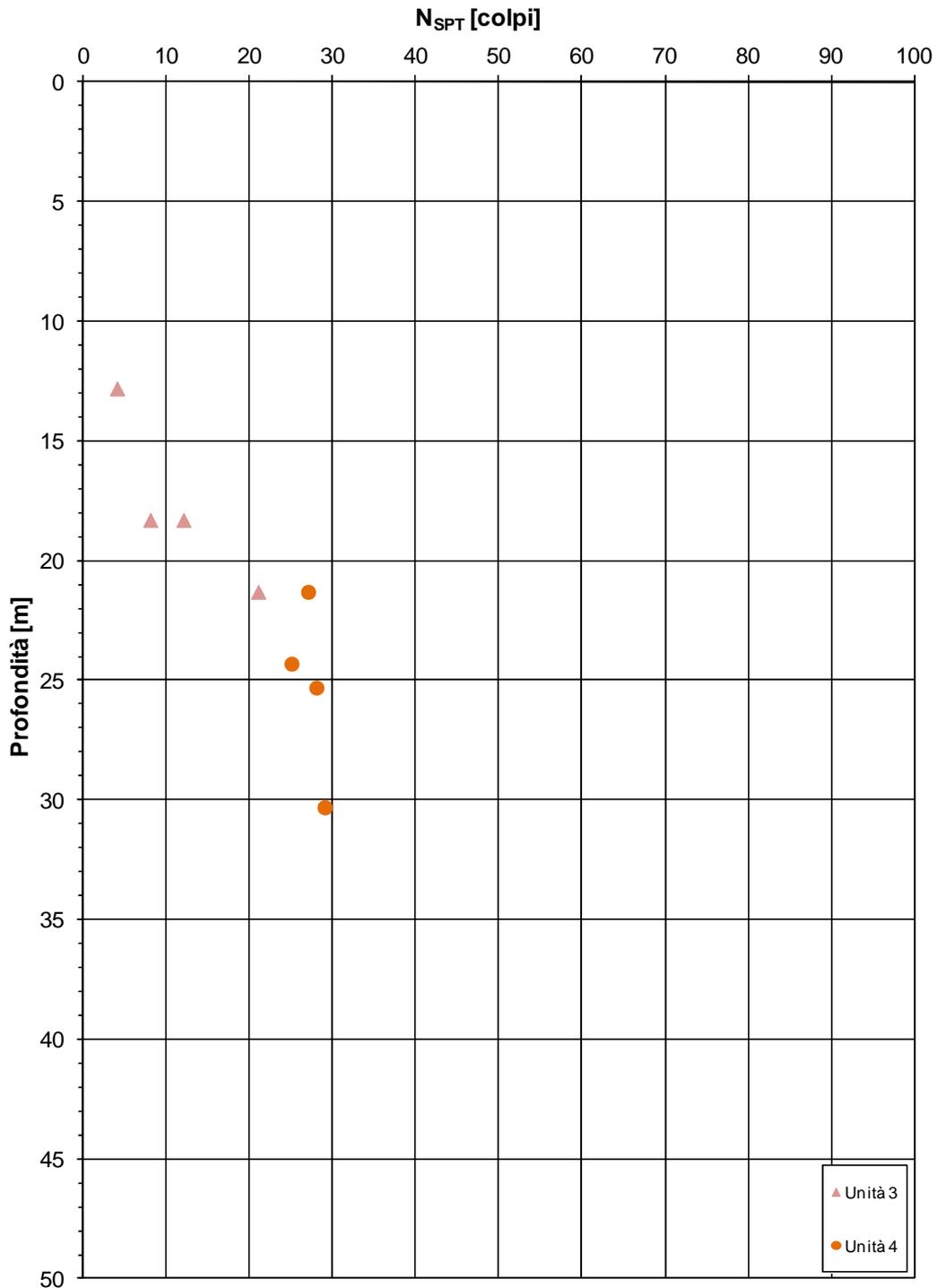
Viabilità 1FE - Tratto D - ZO3 - Indagini in sito



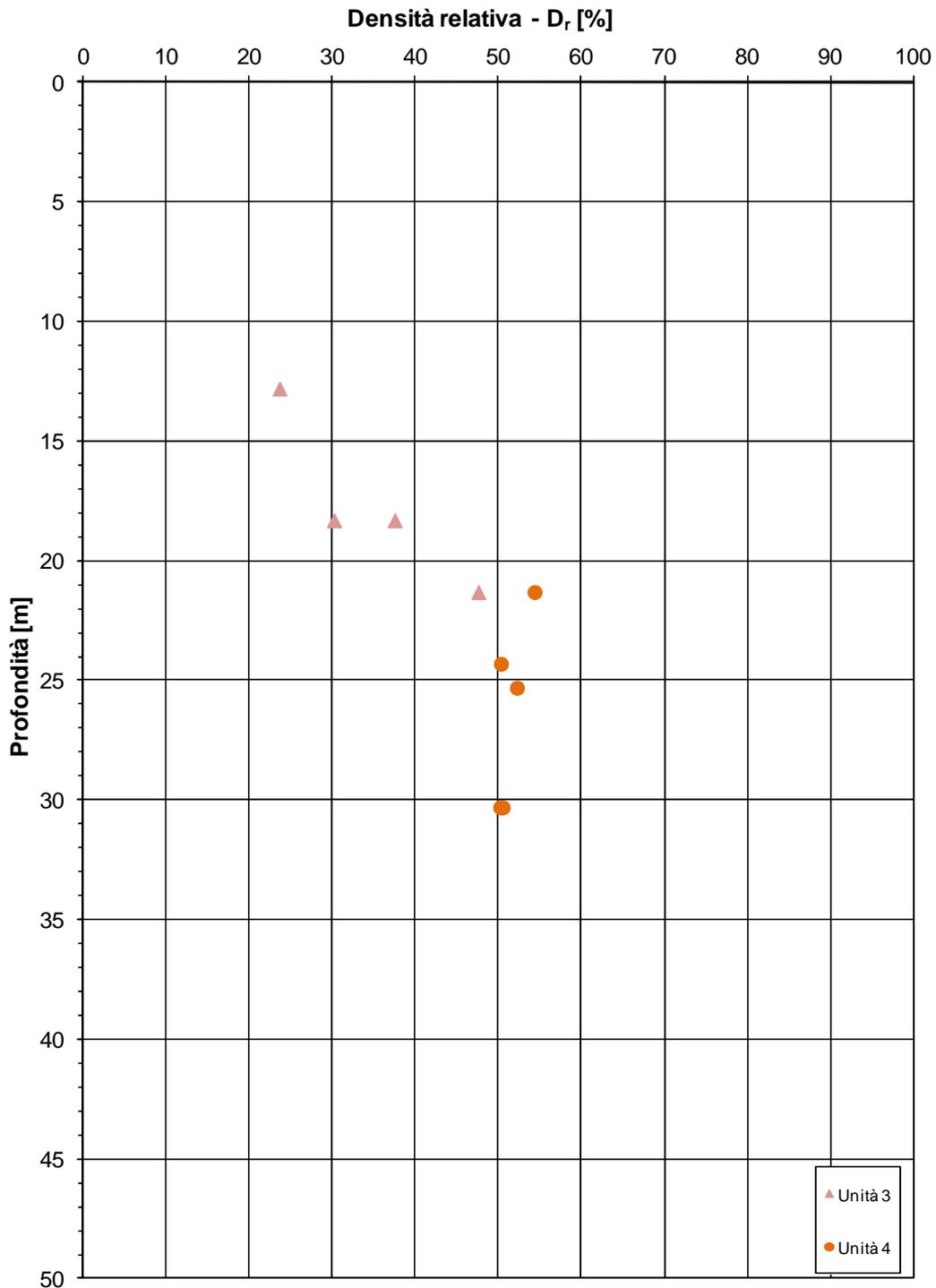
Viabilità 1FE - Tratto D - ZO3 - Indagini in sito



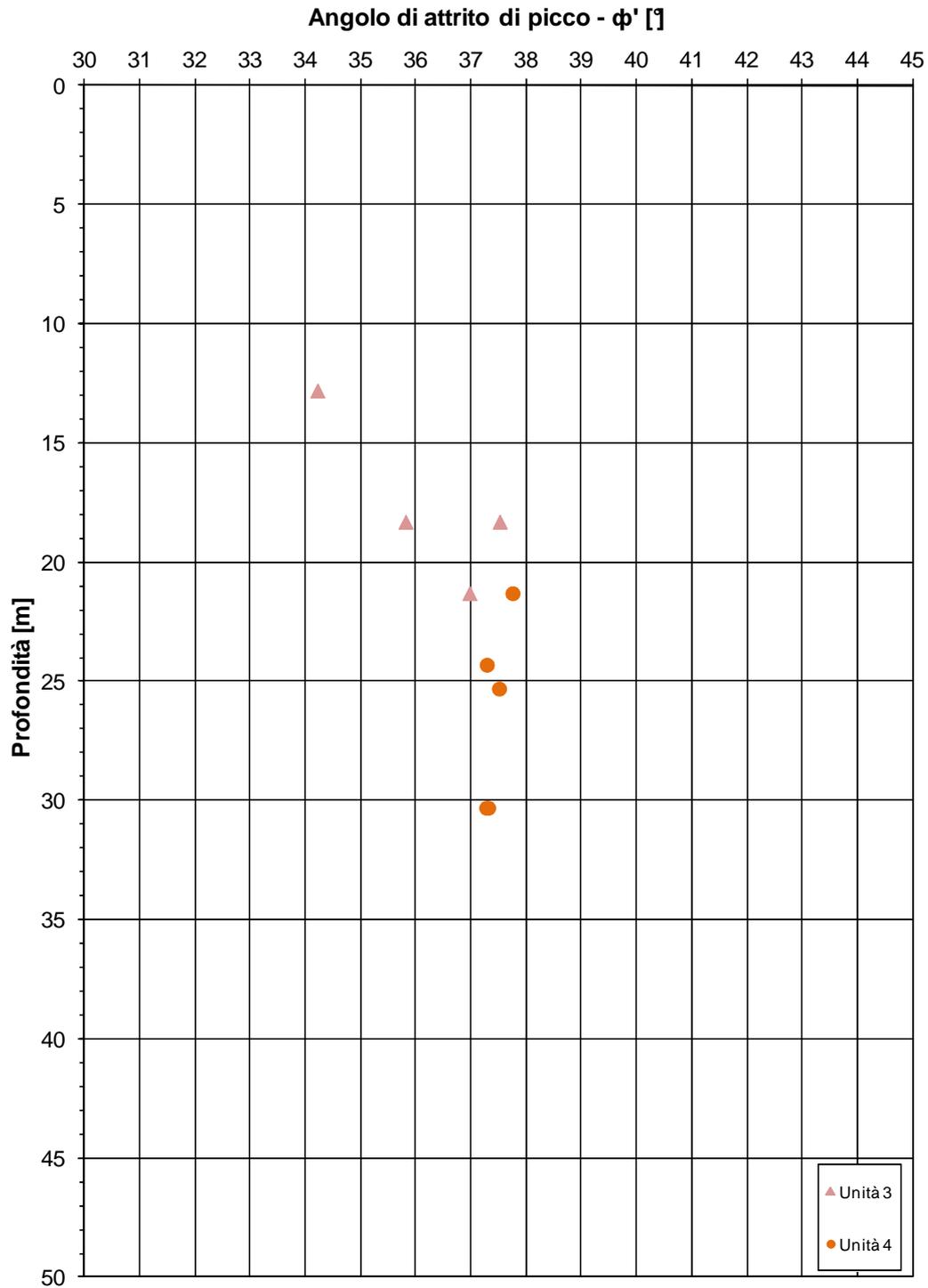
Viabilità di adduzione 1FE - Tratto D - ZO3



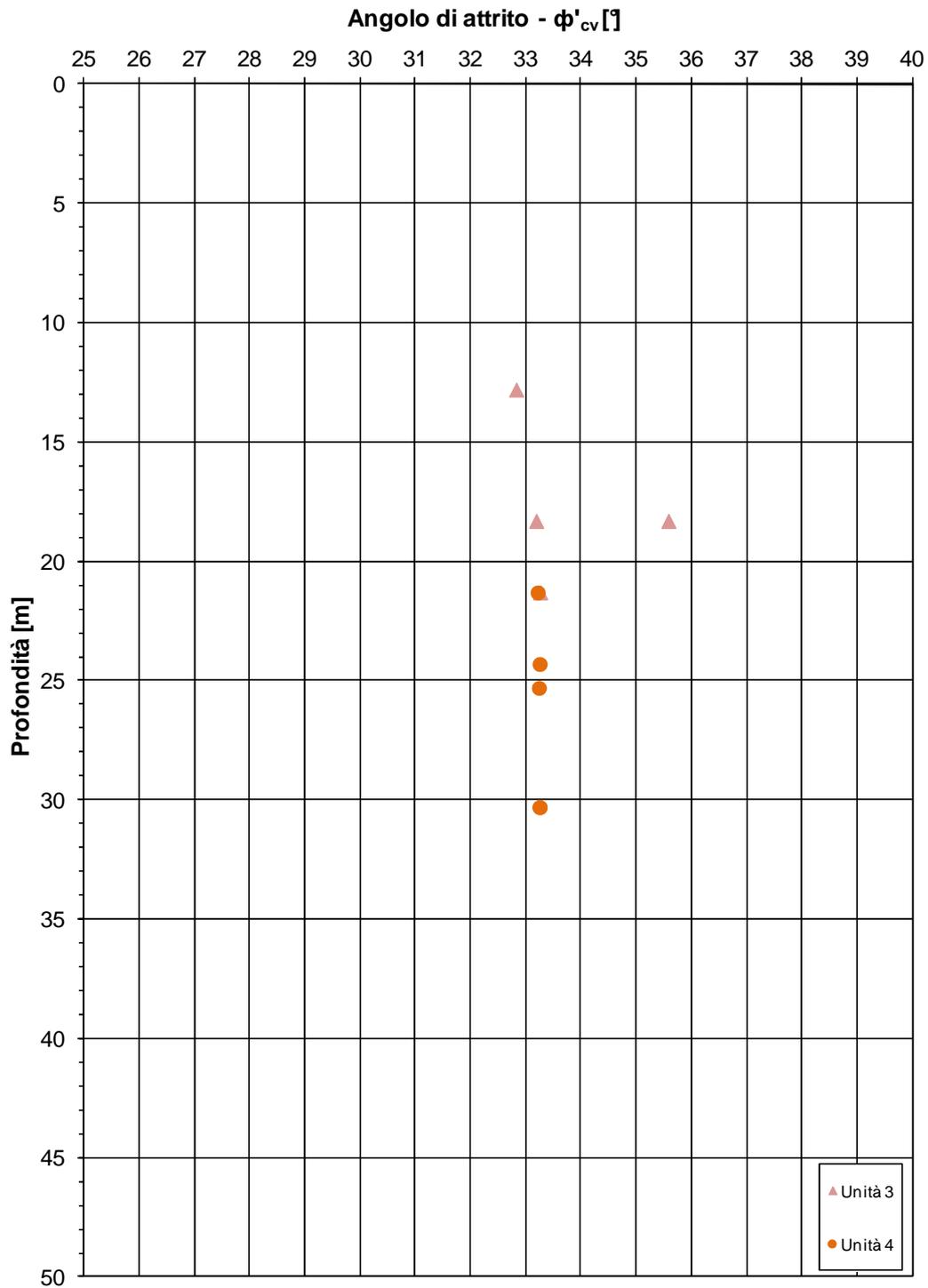
Viabilità di adduzione 1FE - Tratto D - ZO3



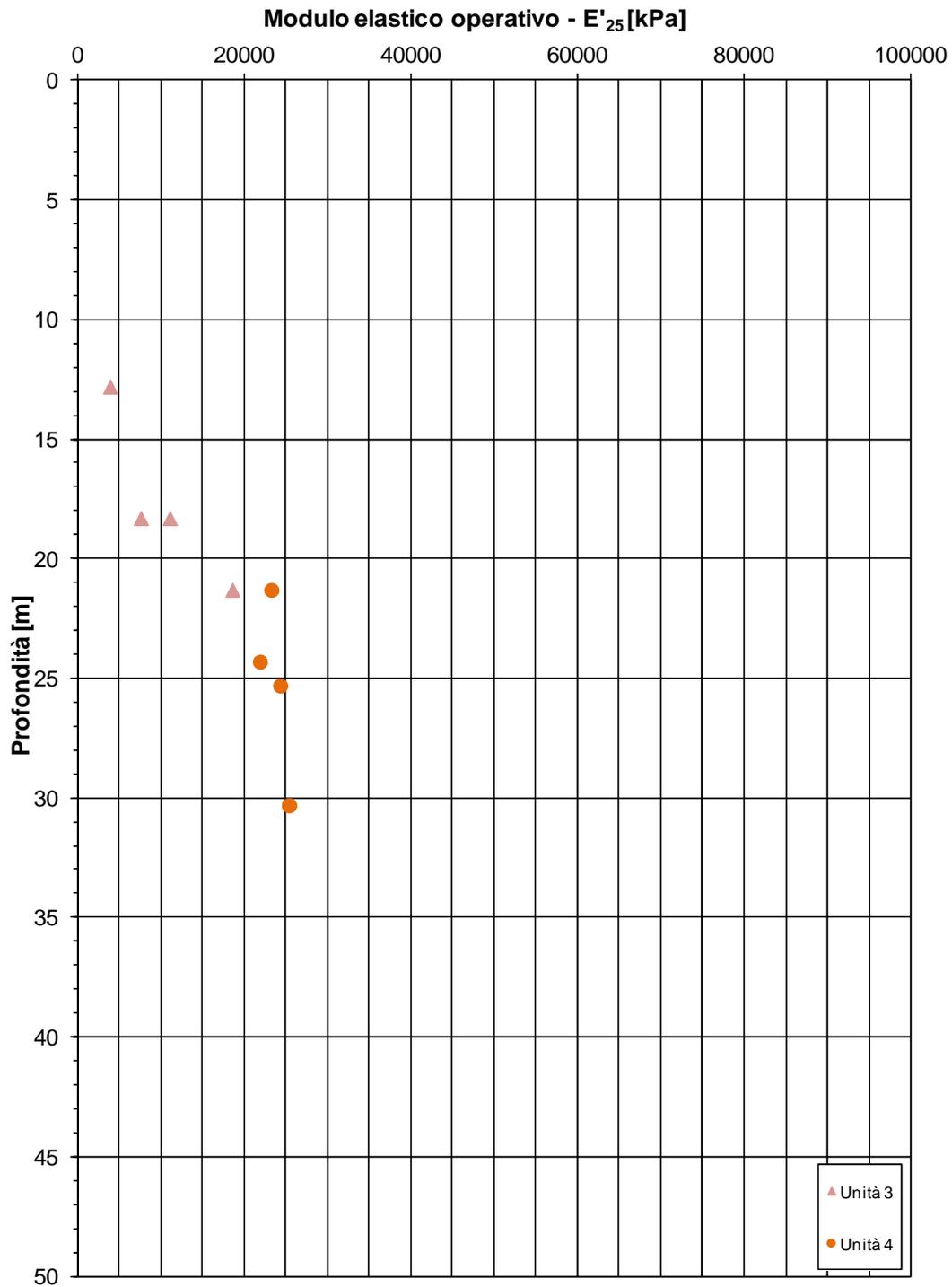
Viabilità di adduzione 1FE - Tratto D - ZO3



Viabilità di adduzione 1FE - Tratto D - ZO3



Viabilità di adduzione 1FE - Tratto D - ZO3



20.1.3. Interpretazione prove CPTU

