

AUTOSTRADA (A14): BOLOGNA-BARI-TARANTO

TRATTO: BOLOGNA BORGO PANIGALE – BOLOGNA SAN LAZZARO

POTENZIAMENTO IN SEDE DEL SISTEMA AUTOSTRADALE E TANGENZIALE DI BOLOGNA INTERVENTI DI COMPLETAMENTO DELLA RETE VIARIA DI ADDUZIONE LUNGOSAVENA LOTTO 3

PROGETTO DEFINITIVO

DOCUMENTAZIONE GENERALE

GEOTECNICA PARTE GENERALE

RELAZIONE GEOTECNICA

IL PROGETTISTA SPECIALISTICO

Ing. Marco D'Angelantonio
Ord. Ingg. Milano n. A20155
Responsabile Geotecnica all'aperto

IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

Ing. Fabio Serrau
Ord. Ingg. Bologna n. 6007/A

IL DIRETTORE TECNICO

Ing. Piero Bongio
Ord. Ingg. Sondrio n. A538
T. A. – Geologia e Geotecnica

CODICE IDENTIFICATIVO

Ordinatore

RIFERIMENTO PROGETTO

RIFERIMENTO DIRETTORIO

RIFERIMENTO ELABORATO

--

| Codice Commessa | Lotto, Sub-Prog, Cod. Appalto | Fase | Capitolo | Paragrafo | WBS | PARTE D'OPERA | Tipo | Disciplina | Progressivo | Rev. | Ordinatore |
|-----------------|-------------------------------|------|----------|-----------|-------|---------------|------|------------|-------------|------|------------|
| 111454 | 0000 | PD | DG | GTA | GE000 | 00000 | R | APE | 0001 | 0 | SCALA - |



PROJECT MANAGER:

Ing. Fabio Serrau
Ord. Ingg. Bologna n. 6007/A

REDATTO:

SUPPORTO SPECIALISTICO:

VERIFICATO:

REVISIONE

| n. | data |
|----|------------|
| 0 | MARZO 2022 |
| | |
| | |

VISTO DEL COMMITTENTE



IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO
Ing. Fabio Visintin

VISTO DEL CONCEDENTE



Ministero delle Infrastrutture e della mobilità sostenibili
DIPARTIMENTO PER LA PROGRAMMAZIONE, LE INFRASTRUTTURE DI TRASPORTO A RETE
E I SISTEMI INFORMATIVI

Sommario

| | | |
|-------|--|----|
| 1 | PREMESSA..... | 8 |
| 2 | NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO..... | 9 |
| 2.1 | NORMATIVA..... | 9 |
| 2.1.1 | <i>Progettazione strutturale e geotecnica.....</i> | 9 |
| 2.1.2 | <i>Materiali da costruzione dei rilevati stradali.....</i> | 10 |
| 2.2 | BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO | 10 |
| 3 | INDAGINI GEOGNOSTICHE E RILIEVI IN SITO E IN LABORATORIO..... | 13 |
| 3.1 | INDAGINI IN SITO | 13 |
| 3.1.1 | <i>Sommario delle indagini in sito</i> | 14 |
| 3.2 | PROVE DI LABORATORIO | 14 |
| 4 | CARATTERIZZAZIONE STRATIGRAFICA..... | 17 |
| 5 | DEFINIZIONE DEI LIVELLI PIEZOMETRICI | 18 |
| 5.1 | CENNI DI IDROGEOLOGIA | 18 |
| 5.2 | DATI PIEZOMETRICI DISPONIBILI | 18 |
| 5.3 | DEFINIZIONE DELLA FALDA DI PROGETTO..... | 20 |
| 6 | CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA..... | 21 |
| 6.1 | GENERALITÀ..... | 21 |
| 6.2 | IDENTIFICAZIONE TERRE: METODO DI ROBERTSON (2009)..... | 22 |
| 6.3 | MATERIALI INCOERENTI | 24 |
| 6.3.1 | <i>Premessa.....</i> | 24 |
| 6.3.2 | <i>Stato iniziale delle unità litostratigrafiche individuate</i> | 24 |
| 6.3.3 | <i>Angolo di resistenza al taglio</i> | 26 |
| 6.3.4 | <i>Caratteristiche di deformabilità.....</i> | 27 |
| 6.3.5 | <i>Coefficienti di permeabilità</i> | 31 |
| 6.4 | MATERIALI A GRANA FINE..... | 32 |
| 6.4.1 | <i>Premessa.....</i> | 32 |
| 6.4.2 | <i>Classificazione</i> | 33 |
| 6.4.3 | <i>Stato attuale delle unità litostratigrafiche individuate.....</i> | 33 |
| 6.4.4 | <i>Resistenza al taglio non drenata</i> | 34 |
| 6.4.5 | <i>Parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci.....</i> | 34 |
| 6.4.6 | <i>Caratteristiche di deformabilità.....</i> | 34 |
| 6.4.7 | <i>Coefficienti di permeabilità</i> | 36 |
| 7 | CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA | 37 |
| 7.1 | PREMESSA | 37 |
| 7.2 | PARAMETRI PER L'ANALISI DI INTERAZIONE PALO-TERRENO | 39 |
| 8 | CAPACITA' PORTANTE VERTICALE DEL PALO SINGOLO..... | 40 |
| 8.1 | PORTANZA LATERALE | 40 |
| 8.1.1 | <i>Strati a comportamento prevalentemente coesivo</i> | 40 |
| 8.1.2 | <i>Strati a comportamento prevalentemente incoerente</i> | 40 |
| 8.2 | PORTANZA DI BASE..... | 45 |
| 8.2.1 | <i>Strati a comportamento prevalentemente coesivo</i> | 45 |
| 8.2.2 | <i>Strati a comportamento prevalentemente incoerente</i> | 45 |
| 8.2.3 | <i>Correzione della portanza di base per la presenza di strati con consistenza differente.....</i> | 46 |
| 8.3 | RIDUZIONE CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI: EFFETTI DELLA VICINANZA TRA I PALI..... | 47 |

| | | |
|--------|--|------------|
| 8.4 | CURVE CAPACITÀ PORTANTE DI PROGETTO PER PALO SINGOLO | 52 |
| 9 | CAPACITA' PORTANTE ORIZZONTALE DEL PALO SINGOLO..... | 54 |
| 9.1 | CURVE CAPACITÀ PORTANTE DI PROGETTO PER PALO SINGOLO | 55 |
| 10 | CAPACITA' PORTANTE LIMITE GRUPPI DI PALI..... | 56 |
| 10.1 | CAPACITÀ PORTANTE VERTICALE GRUPPI DI PALI | 56 |
| 10.2 | CAPACITÀ PORTANTE ORIZZONTALE GRUPPI DI PALI | 57 |
| 11 | AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO..... | 59 |
| 11.1 | PERICOLOSITA' SISMICA DI BASE | 59 |
| 11.2 | CATEGORIA DI SUOLO..... | 62 |
| 11.3 | CONDIZIONI TOPOGRAFICHE E AMPLIFICAZIONE TOPOGRAFICA..... | 63 |
| 11.4 | AMPLIFICAZIONE STRATIGRAFICA..... | 64 |
| 12 | VALUTAZIONI SUL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE..... | 65 |
| 12.1 | GENERALITÀ | 65 |
| 12.2 | VALUTAZIONE DEL RAPPORTO DI TENSIONE CICLICA "CSR" | 71 |
| 12.3 | VALUTAZIONE DEL RAPPORTO DI RESISTENZA CICLICA "CRR" | 72 |
| 12.3.1 | <i>CRR da prove SPT.....</i> | <i>73</i> |
| 12.3.2 | <i>CRR da prove CPT-CPTU.....</i> | <i>75</i> |
| 12.4 | ANALISI DI LIQUEFAZIONE DEI LIVELLI GRANULARI SATURI | 77 |
| 12.4.1 | <i>Parametri di base per le analisi di liquefazione.....</i> | <i>77</i> |
| 12.4.2 | <i>Risultati delle analisi di liquefazione.....</i> | <i>78</i> |
| 13 | TRATTAMENTO DEL PIANO DI POSA DEI RILEVATI..... | 86 |
| 13.1 | DETERMINAZIONE DEGLI SPESSORI DI SCOTICO E BONIFICO DEI TERRENI DI SOTTOFONDO..... | 86 |
| 13.2 | INDICAZIONI PER IL RIUTILIZZO DEI MATERIALI DI SCAVO..... | 86 |
| 13.2.1 | <i>Terreno vegetale/agrario – Spessore scotico</i> | <i>86</i> |
| 13.2.2 | <i>Terreno di riporto – Spessore di bonifica e scavi fino a 1.5m (circa) di profondità</i> | <i>86</i> |
| 13.2.3 | <i>Materiale di risulta – Limi argillosi, argille limose (profondità maggiore di 2m).....</i> | <i>87</i> |
| 13.3 | PROVE SU CALCE..... | 87 |
| 14 | PIANO DI MONITORAGGIO..... | 88 |
| 15 | ANALISI DI STABILITÀ | 89 |
| 15.1 | APPROCCIO NORMATIVO..... | 89 |
| 15.1.1 | <i>Approcci progettuali nei confronti delle verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU)</i> | <i>90</i> |
| 15.1.2 | <i>Approcci progettuali nei confronti delle verifiche sismiche (SLV)</i> | <i>91</i> |
| 15.2 | DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA | 91 |
| 15.3 | SLOPE W | 91 |
| 15.4 | CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DI RIFERIMENTO | 92 |
| 15.5 | RISULTATI DELLE VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE | 93 |
| 15.5.1 | <i>Sezione 36 – lato dx.....</i> | <i>93</i> |
| 15.5.2 | <i>Sezione 36 – lato sx.....</i> | <i>94</i> |
| 15.5.3 | <i>Sezione 65 bis – lato dx.....</i> | <i>95</i> |
| 15.5.4 | <i>Sezione 65 bis – lato sx.....</i> | <i>96</i> |
| 15.5.5 | <i>Sintesi dei risultati</i> | <i>97</i> |
| 16 | ANALISI DEI CEDIMENTI..... | 98 |
| 16.1 | APPROCCIO NORMATIVO..... | 98 |
| 16.2 | DESCRIZIONE DELLA METODOLOGIA DI CALCOLO..... | 98 |
| 16.3 | CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DI RIFERIMENTO | 101 |
| 16.4 | ANALISI DEI CEDIMENTI - SEZIONE 65 BIS | 101 |
| 16.4.1 | <i>Modello di calcolo.....</i> | <i>101</i> |

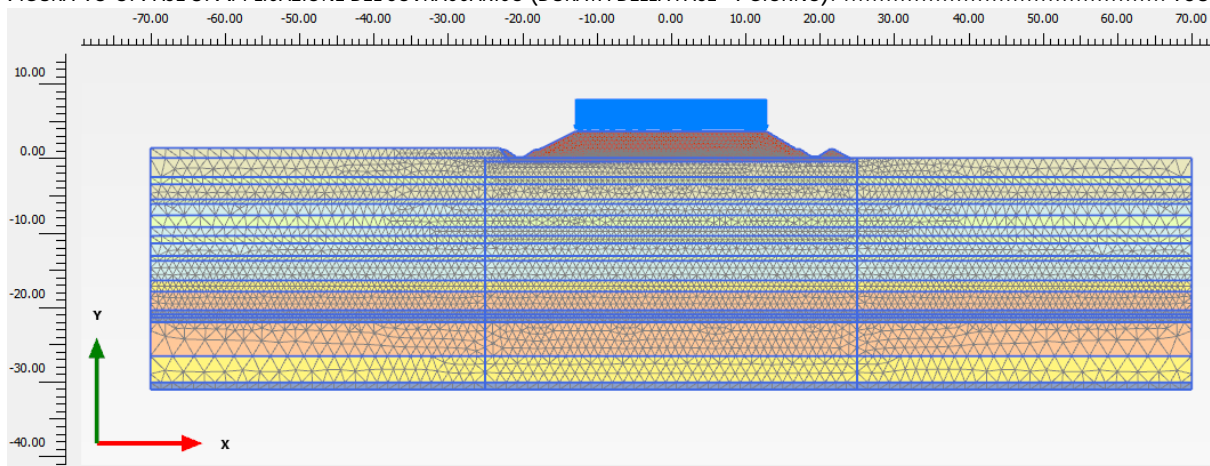
| | | |
|--------|---|-----|
| 16.4.2 | Risultati di calcolo..... | 105 |
| 16.5 | VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DI PROGETTO..... | 108 |
| 17 | ALLEGATO A: SINTESI DELLE ELABORAZIONI GEOTECNICHE..... | 109 |

Indice delle Tabelle e delle Figure

| | | |
|--------------|--|----|
| TABELLA 3-1. | QUADRO RIASSUNTIVO DEI SONDAGGI STRATIGRAFICI E DEI POZZETTI | 14 |
| TABELLA 3-2. | QUADRO RIASSUNTIVO DELLE PROVE PENETROMETRICHE | 14 |
| TABELLA 3-3. | QUADRO RIASSUNTIVO DEI RISULTATI DELLE PROVE DI LABORATORIO – CAMPIONI DI TERRE | 16 |
| TABELLA 5-1. | QUADRO RIASSUNTIVO DEI PIEZOMETRI INSTALLATI E/O DELLE LETTURE DEI LIVELLI DI FALDA DISPONIBILI | 18 |
| FIGURA 5-1. | MONITORAGGIO PIEZOMETRICO (TRASDUTTORE: SETTEMBRE-NOVEMBRE 2016 – S1-Pz)..... | 19 |
| FIGURA 5-2. | MONITORAGGIO PIEZOMETRICO (TRASDUTTORE: SETTEMBRE 2016-OTTOBRE 2017 – S1-Pz + S2-Pz)..... | 19 |
| TABELLA 5-2. | LETTURE DI FALDA MANUALI | 20 |
| TABELLA 6-1. | CARATTERIZZAZIONE DEL TERRENO SECONDO L'INDICE DEL COMPORTAMENTO DEL TERRENO, Ic..... | 22 |
| FIGURA 6-1. | CARTA DI CLASSIFICAZIONE DEI TERRENI NORMALIZZATA (ROBERTSON, 2009)..... | 23 |
| TABELLA 6-2. | COSTANTI EMPIRICHE "A" E "B" (SKEMPTON, 1986) E RIFERIMENTO ALLE CURVE DI SCHMERTMANN (1977) | 25 |
| FIGURA 6-2. | VALUTAZIONE DELLA DENSITÀ RELATIVA DR, JAMIOLKOWSKI ET AL. (1985) | 26 |
| FIGURA 6-3. | RELAZIONE FRA ANGOLO DI ATTRITO EFFICACE (ϕ') E DENSITÀ RELATIVA (D_r) PER DIVERSE GRANULOMETRIE (SCHMERTMANN, 1977) | 27 |
| FIGURA 6-4. | DEGRADO DEL MODULO DI TAGLIO G PER TERRENI INCOERENTI | 28 |
| FIGURA 6-5. | DEGRADO DEL MODULO DI TAGLIO G PER TERRENI INCOERENTI E COESIVI | 29 |
| TABELLA 6-3. | CORRELAZIONE FRA RESISTENZA DI PUNTA Q_c E MODULO CONFINATO M_0 | 30 |
| TABELLA 6-4. | CORRELAZIONE FRA RESISTENZA DI PUNTA Q_c E MODULO DI YOUNG $E's$ | 30 |
| TABELLA 6-5. | GRADIENTE CON LA PROFONDITÀ DEL MODULO DI REAZIONE ORIZZONTALE SECONDO REESE ET AL. (1974) ED ELSON (1984)..... | 31 |
| FIGURA 6-6. | CORRELAZIONE COEFFICIENTE DI PERMEABILITÀ – T_{50} , PAREZ & FAURIEL (1988) | 31 |
| TABELLA 6-6. | RISULTATI DELL'ELABORAZIONE DELLE PROVE DI DISSIPAZIONE IN TERMINI DI PERMEABILITÀ - PAREZ & FAURIEL (1988) | 32 |
| TABELLA 6-7. | COEFFICIENTE DI PERMEABILITÀ IN BASE ALLA DESCRIZIONE LITOLOGICA | 32 |
| FIGURA 6-7. | DEGRADO DEL MODULO DI TAGLIO G PER TERRENI COESIVI | 35 |
| TABELLA 6-8. | CORRELAZIONE FRA RESISTENZA DI PUNTA Q_c E MODULO CONFINATO M_0 | 36 |
| TABELLA 7-1. | PESO DI VOLUME NATURALE $[kN/m^3]$ | 37 |
| TABELLA 7-2. | RESISTENZA A TAGLIO DI PICCO NON DRENATA $[kPa]$ | 37 |
| TABELLA 7-3. | PARAMETRI DI RESISTENZA AL TAGLIO EFFICACE DI PICCO | 38 |
| TABELLA 7-4. | MODULI DI DEFORMAZIONE OPERATIVI PER ANALISI IN CAMPO LINEARE $[MPa]$ | 38 |
| TABELLA 7-5. | COEFFICIENTE DI PERMEABILITÀ MEDIO $[m/s]$ | 38 |
| TABELLA 7-6. | GRADO DI SOVRACONSOLIDAZIONE OCR E INDICE DI COMPRESSIONE E RICOMPRESSIONE C_c E C_r | 38 |
| TABELLA 7-7. | PARAMETRI CARATTERISTICI PER IL METODO DELLE CURVE P-Y. | 39 |
| TABELLA 7-8. | PARAMETRI CARATTERISTICI PER IL METODO DI MATLOCK-REESE. | 39 |
| FIGURA 8-1 - | CURVE DI VARIAZIONE DI K CON LA PROFONDITÀ IN ACCORDO ALLA VARIABILITÀ 0.7-0.4 INDICATA DALLE RACCOMANDAZIONE AGI (1984). | 41 |
| FIGURA 8-2- | LEGGI DI VARIABILITÀ COEFF K E PARAMETRI POLINOMIALE. | 42 |
| FIGURA 8-3 - | SFORZO TANGENZIALE (WRIGHT 1977) IN FUNZIONE DEL NUMERO DI COLPI REGISTRATO IN PROVA PENETROMETRICA DINAMICA SPT (N° COLPI/30CM)..... | 42 |
| FIGURA 8-4. | PALI TRIVELLATI IN CLS (TERRENI GRANULARI): RESISTENZA SPECIFICA ALLA PUNTA, COEFFICIENTE N_{Q^*} (BEREZANTZEV, 1965) CORRISPONDENTE ALL'INSORGERE DELLE DEFORMAZIONI PLASTICHE ALLA PUNTA | 45 |
| FIGURA 8-5 - | LEGGE DI VARIABILITÀ N_{Q^*} E PARAMETRI POLINOMIALE. | 46 |
| FIGURA 8-6- | RESISTENZA ALLA PUNTA (REESE, 1978) IN FUNZIONE DEL NUMERO DI COLPI RE REGISTRATO IN PROVA PENETROMETRICA DINAMICA SPT (N° COLPI/30CM)..... | 46 |

| | |
|---|----|
| FIGURA 8-7 – CRITERIO DI CORREZIONE DELLA RESISTENZA DI PUNTA - MEYERHOF, SASTRY [1976]. | 47 |
| FIGURA 8-8- PALI TRIVELLATI IN CLS. DEFINIZIONE DELLE PORZIONI DI SUPERFICIE LATERALE DEL PALO IN CUI CONSIDERARE AZIONI TANGENZIALI ATTRITTIVE RIDOTTE PER EFFETTO DELLA VICINANZA DI PALI LIMITROFI. | 50 |
| FIGURA 8-9- PALI TRIVELLATI IN CLS: EFFETTI "ANALITICI" DEL "MUTUO DISTURBO" IN TERMINI DI COMPROMISSIONE DEGLI SFORZI TANGENZIALI ATTRITTIVI AGENTI SULLA SUPERFICIE LATERALE IMPUTABILI ALLA RIDOTTA DISTANZA TRAI PALI (AZIONI ASSIALI DI COMPRESSIONE). | 50 |
| FIGURA 8-10- PALI TRIVELLATI IN CLS: EFFETTI "ANALITICI" DEL "MUTUO DISTURBO" IN TERMINI DI COMPROMISSIONE DEGLI SFORZI TANGENZIALI ATTRITTIVI AGENTI SULLA SUPERFICIE LATERALE IMPUTABILI ALLA RIDOTTA DISTANZA TRAI PALI (AZIONE ASSIALE DI TRAZIONE). | 51 |
| FIGURA 8-11- PALI TRIVELLATI IN CLS: EFFETTI "ANALITICI" DEL "MUTUO DISTURBO" IN TERMINI DI COMPROMISSIONE DELLA PRESSIONE ULTIMA AGENTE IN CORRISPONDENZA DELLA PUNTA IMPUTABILI ALLA RIDOTTA DISTANZA TRAI PALI. | 51 |
| TABELLA 8-1. FATTORI DI CORRELAZIONE X PER LA DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA CARATTERISTICA IN FUNZIONE DEL NUMERO DI VERTICALI D'INDAGINE | 52 |
| TABELLA 8-2. COEFFICIENTI PARZIALI g_r DA APPLICARE ALLE RESISTENZE CARATTERISTICHE | 52 |
| FIGURA 9-1. CUNEO DI ROTTURA DEL TERRENO SOGGETTO A CARICHI ORIZZONTALI (DA FLEMING ET AL., 1985) | 54 |
| FIGURA 9-2. RESISTENZA LIMITE DEL TERRENO. | 54 |
| FIGURA 9-3. MECCANISMI DI ROTTURA PALO IMPEDITO DI RUOTARE IN TESTA. | 55 |
| TABELLA 9-1. COEFFICIENTE PARZIALE g_r PER LE VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI DI PALI SOGGETTI A CARICHI TRASVERSALI. | 55 |
| FIGURA 10-1. MECCANISMI DI ROTTURA (DA FLEMING ET AL., 1985) | 57 |
| TABELLA 11-1. PARAMETRI ag/g , F_0 E TC^* [s] PER LA ZONA DI PROGETTO. | 59 |
| FIGURA 11-1. INDIVIDUAZIONE DEL SITO NEL RETICOLO DI RIFERIMENTO. | 60 |
| TABELLA 11-2. SISMA DI RIFERIMENTO SU SUOLO A E CATEGORIA TOPOGRAFICA T1. | 62 |
| TABELLA 11-3. SISMA DI RIFERIMENTO SU SUOLO C. | 64 |
| FIGURA 12-1. FUSI GRANULOMETRICI DI RIFERIMENTO PER L'ESCLUSIONE DELLA VERIFICA A LIQUEFAZIONE (NTC, 2018). | 65 |
| FIGURA 12-2. ZONAZIONE SISMOGENETICA ZS9. LA PARTE DI PIANURA DELLA CITTÀ METROPOLITANA DI BOLOGNA RICADE NELLA ZONA SISMICA 912. | 66 |
| FIGURA 12-3. ZONAZIONE SISMOGENETICA ZS9. MAGNITUDO MOMENTO MASSIMA ATTESA PER LA ZONA 912. | 67 |
| FIGURA 12-4. PROFILO Q_{c1N} PER LE UNITÀ GEOTECNICHE INCOERENTI. | 68 |
| FIGURA 12-5. PROFILO $N1_{(60)}$ PER L'UNITÀ GEOTECNICA INCOERENTE 4 (SG). | 69 |
| FIGURA 12-6. CONFRONTO FRA IL CAMPO DI LIQUEFACIBILITÀ INDICATO DALLE NTC 2018 ED I FUSI GRANULOMETRICI DELLE TERRE INCOERENTI DEI PRIMI 20M DI PROFONDITÀ | 70 |
| TABELLA 12-1: CORRELAZIONE TRA I VALORI DELL'INDICE DI POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE E LA SUSCETTIBILITÀ ALLA LIQUEFAZIONE PER IL SITO (SONMEZ, 2003). | 71 |
| FIGURA 12-7: FATTORI DI CORREZIONE DI NSPT | 73 |
| FIGURA 12-8: FATTORE DI CORREZIONE PER LA PROFONDITÀ (LIAO & WHITMAN, 1986) | 74 |
| FIGURA 12-9: DETERMINAZIONE RESISTENZA CICLICA (SEED ET AL., 1985) | 75 |
| FIGURA 12-10: DETERMINAZIONE RESISTENZA CICLICA (ROBERTSON & WRIDE MOD., 1997) | 77 |
| TABELLA 12-2: LIVELLI DI FALDA CONSIDERATI NELLE ANALISI DI LIQUEFAZIONE. | 78 |
| TABELLA 12-3. INDICE DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE I_L DEI TERRENI GRANULARI SATURI. | 78 |
| TABELLA 14-1: ELABORATI DI RIFERIMENTO PER IL PIANO DI MONITORAGGIO GEOTECNICO. | 88 |
| TABELLA 15-1: COEFFICIENTI PARZIALI PER LE AZIONI O PER L'EFFETTO DELLE AZIONI – (TABELLA 6.2.I – DM 17/01/2018). | 90 |
| TABELLA 15-2: COEFFICIENTI PARZIALI PER I PARAMETRI GEOTECNICI DELLE AZIONI – (TABELLA 6.2.II – DM 17/01/2018). | 90 |
| TABELLA 15-3: COEFFICIENTI PARZIALI PER LE RESISTENZE DEL SISTEMA DA ADOTTARSI NELLE VERIFICHE DI STABILITÀ – (TABELLA 6.8.I – DM 17/01/2018) | 91 |
| TABELLA 15-4: PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI. | 92 |
| TABELLA 15-5: PARAMETRI GEOTECNICI FATTORIZZATI SECONDO I COEFFICIENTI PARZIALI PER I PARAMETRI GEOTECNICI M2. | 92 |
| TABELLA 15-8: STRATIGRAFIA DI CALCOLO – Sez. 36. | 92 |
| TABELLA 15-9: STRATIGRAFIA DI CALCOLO – Sez. 65 BIS. | 93 |
| FIGURA 15-9: MODELLO DI CALCOLO. | 93 |
| FIGURA 15-10: STABILITÀ GLOBALE IN CONDIZIONI STATICHE. | 93 |
| FIGURA 15-11: STABILITÀ GLOBALE IN CONDIZIONI SISMICHE +. | 94 |
| FIGURA 15-12: STABILITÀ GLOBALE IN CONDIZIONI SISMICHE -. | 94 |
| FIGURA 15-13: MODELLO DI CALCOLO. | 94 |
| FIGURA 15-14: STABILITÀ GLOBALE IN CONDIZIONI STATICHE. | 94 |
| FIGURA 15-15: STABILITÀ GLOBALE IN CONDIZIONI SISMICHE +. | 94 |

| | |
|--|-----|
| FIGURA 15-16: STABILITÀ GLOBALE IN CONDIZIONI SISMICHE - | 95 |
| FIGURA 15-17: MODELLO DI CALCOLO | 95 |
| FIGURA 15-18: STABILITÀ GLOBALE IN CONDIZIONI STATICHE | 95 |
| FIGURA 15-19: STABILITÀ GLOBALE IN CONDIZIONI SISMICHE + | 95 |
| FIGURA 15-20: STABILITÀ GLOBALE IN CONDIZIONI SISMICHE - | 96 |
| FIGURA 15-21: MODELLO DI CALCOLO | 96 |
| FIGURA 15-22: STABILITÀ GLOBALE IN CONDIZIONI STATICHE | 96 |
| FIGURA 15-23: STABILITÀ GLOBALE IN CONDIZIONI SISMICHE + | 96 |
| FIGURA 15-24: STABILITÀ GLOBALE IN CONDIZIONI SISMICHE - | 96 |
| TABELLA 15-10: SINTESI DELLE VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE | 97 |
| FIGURA 16-1: LEGAMI COSTITUTIVI PER MODELLO MOHR - COULOMB | 99 |
| TABELLA 16-1: PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI – SEZ. 65 BIS. | 101 |
| FIGURA 16-2: MODELLO DI CALCOLO SEZ. 65 BIS. | 102 |
| FIGURA 16-3: FASE 0: FASE GEOSTATICA INIZIALE. | 102 |
| FIGURA 16-4: FASE 1: FASE ZERO DI CONSOLIDAZIONE. | 103 |
| FIGURA 16-5: FASE 2: COSTRUZIONE DEL RILEVATO FINALE (DURATA DELLA FASE=30 GIORNI). | 103 |
| FIGURA 16-6: FASE 3: APPLICAZIONE DEL SOVRACCARICO (DURATA DELLA FASE=1 GIORNO). | 103 |



| | |
|--|-----|
| FIGURA 16-7: FASE 4: ATTESA 1 ANNO (DURATA DELLA FASE=365-15-30= 320 GIORNI). | 104 |
| FIGURA 16-8: FASE 5: ATTESA 50 ANNI (DURATA DELLA FASE= 18 250 GIORNI). | 104 |
| FIGURA 16-9: FASE 5: ATTESA 50 ANNI – MAPPA DEGLI SPOSTAMENTI VERTICALI. | 105 |
| FIGURA 16-10: SPOSTAMENTI VERTICALI ALLA PROFONDITÀ DI 1.1 M DA P.C. | 105 |
| FIGURA 16-11: ANDAMENTO DEI CEDIMENTI NEL TEMPO – SEZIONE 65 BIS. | 106 |
| FIGURA 16-12: ANDAMENTO DEI CEDIMENTI NEL TEMPO – SEZIONE 65 BIS. | 107 |
| TABELLA 16-2: PRINCIPALI RISULTATI DI SPOSTAMENTO VERTICALE U_v – SEZIONE 65 BIS. | 107 |
| TABELLA 16-3: SINTESI DEI CEDIMENTI SOTTOPOSTI A LIMITAZIONE. | 108 |
| TABELLA 16-4: SINTESI DELLE VERIFICHE EFFETTUATE. | 108 |
| FIGURA 17-1. N DELL'UNITÀ INCOERENTE 4 (SG) DA PROVE SPT. | 110 |
| FIGURA 17-2. DENSITÀ RELATIVA DELLE UNITÀ INCOERENTI DA PROVE SPT. | 111 |
| FIGURA 17-3. DENSITÀ RELATIVA DELLE UNITÀ 2 (LS) E 6 (SL) DA PROVE CPTU. | 112 |
| FIGURA 17-4. ISTOGRAMMI DI FREQUENZA - DENSITÀ RELATIVA DELLE UNITÀ 2 (LS) E 6 (SL) DA PROVE CPTU. | 113 |
| FIGURA 17-5. ANGOLO DI RESISTENZA A TAGLIO DELL'UNITÀ INCOERENTE 4 (SG) DA PROVE SPT. | 114 |
| FIGURA 17-6. ANGOLO DI RESISTENZA A TAGLIO DELLE UNITÀ 2 (LS) E 6 (SL) DA PROVE CPTU. | 115 |
| FIGURA 17-7. ISTOGRAMMA DI FREQUENZA - ANGOLO DI RESISTENZA A TAGLIO DELLE UNITÀ 2 (LS) E 6 (SL) DA PROVE CPTU. | 116 |
| FIGURA 17-8. MODULO ELASTICO DELL'UNITÀ INCOERENTE 4 (SG) DA PROVE SPT. | 117 |
| FIGURA 17-9. MODULO ELASTICO DELLE UNITÀ INCOERENTI 2 (LS) E 4 (SL) DA PROVE CPTU. | 118 |
| FIGURA 17-10. ISTOGRAMMA DI FREQUENZA - MODULO ELASTICO DELLE UNITÀ INCOERENTI 2 (LS) E 4 (SL) DA PROVE CPTU. | 119 |
| FIGURA 17-11. MODULO EDOMETRICO DELL'UNITÀ INCOERENTE 4 (SG) DA PROVE SPT. | 120 |
| FIGURA 17-12. MODULO EDOMETRICO DELLE UNITÀ INCOERENTI 2 (LS) E 6 (SL) DA PROVE CPTU. | 121 |
| FIGURA 17-13. ISTOGRAMMA DI FREQUENZA - MODULO EDOMETRICO DELLE UNITÀ INCOERENTI 2 (LS) E 4 (SL) DA PROVE CPTU. | 122 |

| | |
|---|-----|
| FIGURA 17-14. PROVE DI LABORATORIO– CONTENUTO IN ARGILLA DELLE UNITÀ GEOTECNICHE. | 123 |
| FIGURA 17-15. PROVE DI LABORATORIO– CONTENUTO IN FINI ($A_E < 0.075\text{mm}$) DELLE UNITÀ GEOTECNICHE. | 124 |
| FIGURA 17-16. PROVE DI LABORATORIO– CONTENUTO IN SABBIA DELLE UNITÀ GEOTECNICHE. | 125 |
| FIGURA 17-17. PROVE DI LABORATORIO – PESO DI VOLUME NATURALE. | 126 |
| FIGURA 17-18. PROVE DI LABORATORIO – PESO DI VOLUME SECCO. | 127 |
| FIGURA 17-19. PROVE DI LABORATORIO – PESO DI VOLUME DELLA FRAZIONE SOLIDA. | 128 |
| FIGURA 17-20. PROVE DI LABORATORIO – PESO SPECIFICO DELLA FRAZIONE SOLIDA. | 129 |
| FIGURA 17-21. PROVE DI LABORATORIO – INDICE DEI VUOTI. | 130 |
| FIGURA 17-22. PROVE DI LABORATORIO – UMIDITÀ. | 131 |
| FIGURA 17-23. PROVE DI LABORATORIO – LIMITE LIQUIDO. | 132 |
| FIGURA 17-24. PROVE DI LABORATORIO – LIMITE PLASTICO. | 133 |
| FIGURA 17-25. PROVE DI LABORATORIO – INDICE PLASTICO. | 134 |
| FIGURA 17-26. PROVE DI LABORATORIO – CARTA DI PLASTICITÀ DI CASAGRANDE. | 135 |
| FIGURA 17-27. PROVE DI LABORATORIO – ANGOLO DI RESISTENZA A TAGLIO DI PICCO DA TAGLIO DIRETTO CD. | 136 |
| FIGURA 17-28. COESIONE EFFICACE DI PICCO DA TD E DA INTERPRETAZIONE PROVE CPTU PER LE UNITÀ 1 (LA-OC), 3 (LA-NC) E 5 (LA-NC). | 137 |
| FIGURA 17-29. COESIONE EFFICACE DI PICCO DA TD E DA INTERPRETAZIONE PROVE CPTU PER L'UNITÀ 3 (LA-NC). | 138 |
| FIGURA 17-30. COESIONE EFFICACE DI PICCO DA TD E DA INTERPRETAZIONE PROVE CPTU PER L'UNITÀ 5 (LA-NC). | 139 |
| FIGURA 17-31. ISTOGRAMMA DI FREQUENZA - COESIONE EFFICACE DI PICCO DA INTERPRETAZIONE PROVE CPTU PER LE UNITÀ 1 (LA-OC), 3 (LA-NC) E 5 (LA-NC). | 140 |
| FIGURA 17-32. RESISTENZA A TAGLIO NON DRENATA DI PICCO DA TxUU E DA INTERPRETAZIONE PROVE CPTU PER LE UNITÀ 1 (LA-OC), 3 (LA-NC) E 5 (LA-NC). | 141 |
| FIGURA 17-33. RESISTENZA A TAGLIO NON DRENATA DI PICCO DA TxUU E DA INTERPRETAZIONE PROVE CPTU PER L'UNITÀ 3 (LA-NC). | 142 |
| FIGURA 17-34. RESISTENZA A TAGLIO NON DRENATA DI PICCO DA TxUU E DA INTERPRETAZIONE PROVE CPTU PER L'UNITÀ 5 (LA-NC). | 143 |
| FIGURA 17-35. ISTOGRAMMA DI FREQUENZA - RESISTENZA A TAGLIO NON DRENATA DI PICCO DA INTERPRETAZIONE PROVE CPTU PER LE UNITÀ 1 (LA-OC), 3 (LA-NC) E 5 (LA-NC). | 144 |
| FIGURA 17-36. RAPPORTO DI SOVRACONSOLIDAZIONE DA PROVE DI COMPRESSIONE EDOMETRICA E DA INTERPRETAZIONE PROVE CPTU PER LE UNITÀ 1 (LA-OC), 3 (LA-NC) E 5 (LA-NC). | 145 |
| FIGURA 17-37. RAPPORTO DI SOVRACONSOLIDAZIONE DA PROVE DI COMPRESSIONE EDOMETRICA E DA INTERPRETAZIONE PROVE CPTU PER L'UNITÀ 3 (LA-NC). | 146 |
| FIGURA 17-38. RAPPORTO DI SOVRACONSOLIDAZIONE DA PROVE DI COMPRESSIONE EDOMETRICA E DA INTERPRETAZIONE PROVE CPTU PER L'UNITÀ 5 (LA-NC). | 147 |
| FIGURA 17-39. ISTOGRAMMA DI FREQUENZA - RAPPORTO DI SOVRACONSOLIDAZIONE DA INTERPRETAZIONE PROVE CPTU PER LE UNITÀ 1 (LA-OC), 3 (LA-NC) E 5 (LA-NC). | 148 |
| FIGURA 17-40. MODULO ELASTICO OPERATIVO DA INTERPRETAZIONE PROVE CPTU PER LE UNITÀ 1 (LA-OC), 3 (LA-NC) E 5 (LA-NC). | 149 |
| FIGURA 17-41. MODULO ELASTICO OPERATIVO DA INTERPRETAZIONE PROVE CPTU PER L'UNITÀ 3 (LA-NC). | 150 |
| FIGURA 17-42. MODULO ELASTICO OPERATIVO DA INTERPRETAZIONE PROVE CPTU PER L'UNITÀ 5 (LA-NC). | 151 |
| FIGURA 17-43. ISTOGRAMMA DI FREQUENZA - MODULO ELASTICO OPERATIVO DA INTERPRETAZIONE PROVE CPTU PER LE UNITÀ 1 (LA-OC), 3 (LA-NC) E 5 (LA-NC). | 152 |
| FIGURA 17-44. MODULO EDOMETRICO DA INTERPRETAZIONE PROVE CPTU E DA PROVE DI COMPRESSIONE EDOMETRICA PER LE UNITÀ 1 (LA-OC), 3 (LA-NC) E 5 (LA-NC). | 153 |
| FIGURA 17-45. MODULO EDOMETRICO DA INTERPRETAZIONE PROVE CPTU E DA PROVE DI COMPRESSIONE EDOMETRICA PER LE UNITÀ 1 (LA-OC), 3 (LA-NC) E 5 (LA-NC). | 154 |
| FIGURA 17-46. MODULO EDOMETRICO DA INTERPRETAZIONE PROVE CPTU E DA PROVE DI COMPRESSIONE EDOMETRICA PER LE UNITÀ 1 (LA-OC), 3 (LA-NC) E 5 (LA-NC). | 155 |
| FIGURA 17-47. ISTOGRAMMA DI FREQUENZA - MODULO EDOMETRICO DA INTERPRETAZIONE PROVE CPTU PER LE UNITÀ 1 (LA-OC), 3 (LA-NC) E 5 (LA-NC). | 156 |
| FIGURA 17-48. MODULO ELASTICO PER PICCOLE DEFORMAZIONI DA MODELLO ONDE V_P (RILIEVO SISMICO S3-DH). | 157 |
| FIGURA 17-49. MODULO DI RIGIDEZZA A TAGLIO PER PICCOLE DEFORMAZIONI, ELABORATO DAL MODELLO V_s (RILIEVO SISMICO S3-DH) E DA PROVA DI COLONNA RISONANTE RCT. | 158 |
| FIGURA 17-50. PROVE DI LABORATORIO – RAPPORTO DI COMPRESSIONE DA PROVE DI COMPRESSIONE EDOMETRICA PER LE UNITÀ 1 (LA-OC), 3 (LA-NC) E 5 (LA-NC). | 159 |

| | |
|--|-----|
| FIGURA 17-51. PROVE DI LABORATORIO – RAPPORTO DI RICOMPRESSIONE DA PROVE DI COMPRESSIONE EDOMETRICA PER LE UNITÀ 1 (LA-OC), 3 (LA-NC) E 5 (LA-NC)..... | 160 |
| FIGURA 17-52. COEFFICIENTE DI PERMEABILITÀ DA PROVE DI COMPRESSIONE EDOMETRICA, DA PROVE DI TAGLIO DIRETTO CD, DA PROVE DI DISSIPAZIONE E DA INTERPRETAZIONE PROVE CPTU PER LE UNITÀ 1 (LA-OC), 3 (LA-NC) E 5 (LA-NC)..... | 161 |
| FIGURA 17-53. COEFFICIENTE DI PERMEABILITÀ DA PROVE DI COMPRESSIONE EDOMETRICA, DA PROVE DI TAGLIO DIRETTO CD, DA PROVE DI DISSIPAZIONE E DA INTERPRETAZIONE PROVE CPTU PER L'UNITÀ 3 (LA-NC)..... | 162 |
| FIGURA 17-54. COEFFICIENTE DI PERMEABILITÀ DA PROVE DI COMPRESSIONE EDOMETRICA, DA PROVE DI TAGLIO DIRETTO CD, DA PROVE DI DISSIPAZIONE E DA INTERPRETAZIONE PROVE CPTU PER L'UNITÀ 5 (LA-NC)..... | 163 |

1 PREMESSA

Nell'ambito delle attività previste per la redazione del progetto definitivo del III Lotto della Lungosavena, il presente documento illustra i dati disponibili ed i criteri generali utilizzati per la caratterizzazione geotecnica dei terreni interessati dal progetto.

L'asse Lungosavena è una strada di scorrimento appartenente alla "grande rete" viabilistica definita dal Piano Regionale dei Trasporti (PRIT) 1998 – 2010, che, in prosecuzione verso nord dell'asse costituito dalla Strada di Fondovalle Savena (FVS) Loiano – Rastignano, dalla Variante alla SP 65 per l'attraversamento dell'abitato di Rastignano, dalla Strada IN870, e dai viali Vighi e Cavina, collega l'uscita 12 della Tangenziale di Bologna (quartiere Mazzini) con la Trasversale di Pianura in comune di Granarolo, permettendo il collegamento diretto con la tangenziale di vari poli generatori e attrattori di traffico, quali il centro commerciale Centronova, la Poligrafici Editoriale (Resto del Carlino), la zona industriale di via dell'Industria, l'insediamento polifunzionale CAAB, e gli abitati di Castenaso (in particolare la Frazione Villanova) e di Granarolo.

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 lungo il tracciato;
- verifiche geotecniche;
- trattamento del piano di posa dei rilevati.

2 **NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO**

2.1 **NORMATIVA**

2.1.1 **Progettazione strutturale e geotecnica**

- Decreto Ministeriale del 17/01/2018: “Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni”
- Circolare del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti 21 gennaio 2019, n. 7 del Consiglio superiore dei Lavori Pubblici recante “Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”.
- UNI EN 1997-1 - Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.
- UNI EN 1998-5 – Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica-Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.
- O.P.C.M. 8 maggio 2003 n.3274 “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”.
- Delibera dell'Assemblea Legislativa progr. n°112 - oggetto n°3121 del 2 maggio 2007: "Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia-Romagna per la pianificazione territoriale e urbanistica".
- D.A.L. 122/2007. Delibera dell'assemblea legislativa della regione Emilia-Romagna n.122 del 2/5/2007: Approvazione dell'atto di indirizzo e coordinamento tecnico ai sensi dell'art.16 comma 1, della L.R. 20/2000 per “Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia-Romagna per la pianificazione territoriale e urbanistica”. Boll. Uff. Reg. Emilia-Romagna n. 64 del 17/05/2007;
- DGR 23 luglio 2018 N.1164 "Aggiornamento della classificazione sismica di prima applicazione dei comuni dell'Emilia-Romagna";

2.1.2 Materiali da costruzione dei rilevati stradali

D.M. 246 del 21 Aprile 1993 regolamento di attuazione della direttiva 89/106/CEE relativa ai prodotti da costruzione.

D.Lgs n°152 – 3 Aprile 2006 "Norme in materia ambientale".

Circolare n°5205 – 15 Luglio 2005 - "Indicazioni per l'operatività nel settore edile, stradale ed ambientale, ai sensi del D.M. n°203 – 8 Maggio 2003.

UNI 1006 – Giugno 2002 - "Costruzione e manutenzione delle strade – Tecnica di impiego delle terre"

UNI EN ISO 14688-1 – Gennaio 2003 - "Identificazione e classificazione dei terreni"

EN 13242:2002 Aggregati per materiali non legati e per materiali legati con leganti idraulici per impiego in opere di ingegneria civile e costruzioni stradali

AHSSTO T/180: 2004 Moisture-density relations of soil using 4.54 kg(10 lb) rammer and 457 mm (18 inch) drop.

CNR BU n. 22 Peso specifico apparente in sito.

CNR BU n. 69 Prova di costipamento di una terra.

EN 13286-1:2003, Miscele legate o non legate con leganti idraulici, parte 2- metodi di prova della massa volumetrica e del contenuto di acqua di riferimento di laboratorio - Introduzione, requisiti generali e campionamenti.

UNI EN 13286-2 Miscele legate o non legate con leganti idraulici, parte 2- metodi di prova della massa volumetrica e del contenuto di acqua di riferimento di laboratorio – Costipamento Proctor.

CNR- UNI 10009, Determinazione dell'indice di portanza CBR di una terra.

EN 13286-47, Unbound and hydraulically bound mixtures — Part 47: Test method for the determination of the California bearing ratio, immediate bearing index and linear swelling.

EN 13286-41, Unbound and hydraulically bound mixtures — Part 41: Test method for the determination of the compressive strength of hydraulically bound mixtures.

CNR-UNI 10008 -Prove su materiali stradali: Umidità di una terra.

EN 13286-46, Unbound and hydraulically bound mixtures — Part 46: Test method for the determination of the moisture condition value.

EN 933-1, Tests for geometrical properties of aggregates - Part 1: Determination of particle size distribution -Sieving method.

EN 933-2, Tests for geometrical properties of aggregates - Part 2: Determination of particle size distribution - Test sieves, nominal size of apertures.

EN 932-3 - Tests for general properties of aggregates – Procedure and terminology for simplified petrographic description".

EN 1097-5, Tests for mechanical and physical properties of aggregates - Part 5: Determination of the water content by drying in a ventilated oven.

EN 1097-6, Tests for mechanical and physical properties of aggregates - Part 6: Determination of particle density and water absorption

EN 469-1 building lime –part 1 definitions, specifications and conforming criteria

EN 469-1 building lime –part 2 test methods

CNR B.U. n. 146 -Determinazione dei moduli di deformazione Md e M'd mediante prova di carico a doppio ciclo con piastra circolare.

2.2 BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO

- Associazione Geotecnica Italiana (2005) "Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica", Patron Editore, Bologna.

- Autorità di bacino del Reno - Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico "II - Rischio idraulico e assetto rete idrografica" - Relazione / M1 - Bologna, 25 luglio 2005
- Bellotti, R., Baldi, G., Ghionna, V.N., Jamiolkowski, M., and Lo Presti, D.F.C. (1989) "Modulus of sands from CPTs and DMTs" Proceedings of the 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Rio de Janeiro. Balkema Pub., Rotterdam, Vol.1, pp. 165-170.
- Bowles, J.E., 1982. Foundation Analysis and Design. 3rd Ed., McGraw-Hill, Inc., New York.
- Burmister, D. M. (1958). "Evaluation of pavement systems of the WASHO road test by layered systems method." Bulletin 177, Highway Research Board, 26–54.
- Cestari F. (Ed.) "Prove Geotecniche in sito" (1990) — Edizioni Geo-Graph s.n.c. – Segrate (MI)
- Crespellani T., Facciorusso J. (2010) "Dinamica dei terreni per le applicazioni sismiche" Dario Flaccovio Editore.
- Durgunoglu H.T. & Mitchell J.K. (1975). "Static penetration resistance of soils, I-Analysis, II-Evaluation of the Theory and implications for practice". ASCE Spec. Conference In situ measurements of soil properties, Vol. 1, Raleigh, NC.
- Eekelen H.A.M. Van, Potts D.M., (1978) "The behavior of Drammen clay under cyclic loading" Geotechnique, Volume: 28, 2 Thomas Telford Limited
- Elson W. K. (1984) "Design of Laterally-Loaded Piles" Construction Industry Research and Information Association, CIRIA Report #103
- Gonzalez de Vallejo Luis I. (2005) "Geingegneria" Pearson Ed.
- Ishihara K. (1996) "Soil behavior in earthquake geotechnics" Oxford University Press.
- ISRM (1978) "Metodologie per la descrizione quantitativa delle discontinuità nelle masse rocciose"
- Jamiolkowski, M., Ladd, C.C., Germaine, J.T. e Lancellotta, R. (1985) - "New developments in field and laboratory testing of soils", Proceedings 11th International Conference on soil mechanics and foundation engineering, San Francisco, Volume 1, Balkema, Rotterdam, pp. 57-153.
- Jamiolkowski M. et al. (1988) - "New correlations of penetration tests for Design Practice" - ISOPT, Orlando, Vol. 1, pag. 263.
- Jefferies M., Been K. (2006) "Soil liquefaction: a critical state approach" Taylor & Francis
- Kanai K. (1957) "The requisite conditions for predominant vibration of round" Bull. Earthquake Res. Inst. Tokyo Univ., 31, 457.
- Kramer, S.L. (1996). Geotechnical Earthquake Engineering, Prentice-Hall Civil Engineering and Engineering Mechanics series, 653 pages.
- Kulhawy, F.H. and Mayne, P.W. (1990). "Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design", Report No. EL-6800, Electric Power Research Institute, Palo Alto, CA, August 1990, 306 p.
- Ladd C.C., Foot R., Ishihara K., Schlosser F., Poulos H.G. (1977) – "Stress-Deformation and Strength Characteristics". SOA Report. Proc. IX ICSMFE; Tokio.
- Lancellotta R. (1993) "Geotecnica", Seconda edizione, ed. Zanichelli, Bologna.
- Lo Presti D.C.F. (1989) "Proprietà dinamiche dei terreni" Proc. XIV CGT, Dipartimento di Ingegneria strutturale del Politecnico di Torino
- Lunne T., Christoffersen H.P. (1985) "Interpretation of Cone Penetrometer Data for Offshore Sands" – Norwegian Geotechnical Institute, 1985, Publication n. 156.
- Lunne, T. and Kleven, A. (1981). "Role of CPT in North Sea Foundation Engineering", Symposium on Cone Penetration Engineering Division, ASCE, 49-75.
- Lunne T., Robertson P.K., Powell J.J.M. (1997) "Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice" – Blackie Academic & Profesional.
- Matlock H., Reese L. C. (1960) "Generalized solutions for laterally loaded piles" Journal of Soil Mech. Found. Div., Proc. ASCE
- Mayne, P.W. and Stewart, H.E. 1988. Pore pressure response of Ko-consolidated clays. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 114 (11), pp. 1340-1346.
- Miller R.P. (1965) – Engineering classification and index properties for intact rock. Ph. D. Thesis, Univ. Illinois, 1-282

- Mitchell, J. K; Gardner, W. S. (1975) "In Situ Measurement of Volume Change Characteristics", SOA paper to Session IV, Proc. ASCE Conf. on In Situ Measurement of Soil Properties, Raleigh, N.C.; Vol. II, pp. 279-346.
- Parez and Fauriel (1988). "Le piezocone améliorations apportées à la reconnaissance de sols." Revue Française de Geotech 44: 13-27
- Reese, L.C., W.R. Cox & F.D. Koop (1974) "Field testing and analysis of laterally loaded piles in sand". Proceedings of the VI Annual Offshore Technology Conference, Houston, Texas, 2(OTC 2080): 473-485.
- Rix G.J. & Stokoe K.H. (1991) "Correlation of initial tangent modulus and cone penetration resistance" Proceedings of the First International Symposium on Calibration Chamber Testing/ISOCCTI, Potsdam, New York / 28-29, An-Bin Huang Ed.
- Robertson, P.K. (1990) "Soil classification using the cone penetration test" Canadian Geotechnical Journal, 27(1): 151–158.
- Robertson, P.K., and Campanella, R.G. (1983a) "Interpretation of cone penetration tests - Part I (sand)" Canadian Geotechnical Journal, 20(4): 718-733.
- Robertson P.K. (2009) – "Interpretation of cone penetration tests - a unified approach" – Canadian Geotechnical Journal, Vol. 46, 1337-1355.
- Robertson P. K. (2010) "Estimating Soil Permeability from the CPT" scaricabile da <http://www.cpt-robertson.com>
- Schmertmann J.H (1977) "Guidelines for cone penetration test. (performance and design)" U.S. Department of Transportation - Federal Highway Administration Offices of research and development implementation div. Washington D.C. (USA)
- Skempton A.W. (1986) - "Standard Penetration Test Procedures and the Effects in Sands of Overburden Pressure, Relative Density, Particle Size, Aging and Overconsolidation" – Geotechnique, Vol. 36, pp. 425÷447.
- Terzaghi, K., Peck, R.B., and Mesri, G., (1996). "Soil Mechanics in Engineering Practice", third edition, John Wiley & Sons, Inc.
- Vucetic M. & Dobry R. (1991). Effect of soil plasticity on cyclic response. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 117 (1), pp.89-107.
- Yokota K., Imai T., Konno M. (1981) "Dynamic deformation characteristics of soils determined by laboratory tests" OYO Tec. Rep. 3, pp. 13 - 37.

3 INDAGINI GEOGNOSTICHE E RILIEVI IN SITO E IN LABORATORIO

I dati a supporto della caratterizzazione geotecnica dei terreni interessati dall'opera in progetto derivano da una campagna indagine programmata nel 2016 specificamente a supporto della progettazione geotecnica del III Lotto della Lungosavena.

La campagna indagini si è articolata in indagini e rilievi in sito (sondaggi penetrometrici statici, a carotaggio continuo e sismici, pozzetti esplorativi) ed in prove di laboratorio (determinazione delle proprietà indice dei terreni, delle resistenze e delle deformabilità); per quanto attiene alle indagini sismiche, è stato eseguito un rilievo sismico down-hole in foro di sondaggio e due prove HVSR a stazione singola.

Nel seguito verranno descritte in dettaglio le indagini in argomento.

3.1 INDAGINI IN SITO

Le indagini geognostiche utili consistono in n. 3 sondaggi stratigrafici a carotaggio continuo, denominati S1-Pz, S2, Pz ed S3-DH, spinti a profondità di 50m da piano campagna per mezzo di carotiere semplice.

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

- a) rilievo stratigrafico;
- b) rilievo speditivo della consistenza mediante prove con pocket penetrometer e scissometro sul materiale carotato;
- c) registrazione delle percentuali di recupero;
- d) prelievo di campioni indisturbati con campionatore a spinta e pareti sottili tipo "Shelby";
- e) esecuzione di prove penetrometriche dinamiche in foro di tipo SPT (Standard Penetration Test) negli intervalli sabbioso-ghiaiosi con campionatore "Raymond" ovvero a punta chiusa;
- f) installazione di due piezometri a tubo aperto da 2.5" nei fori S1-Pz ed S2-Pz e di un tubo in ABS per rilievi down-hole nel foro S3-DH;
- g) N. 1 rilievo sismico tipo DH, eseguito da piano campagna fino alla profondità di 37m con frequenza di uno shot per metro e determinazione delle onde P ed S (S3-DH);
- h) N.2 prove HVSR a stazione singola in corrispondenza dei sondaggi S1-Pz e S3-DH;
- i) N.5 sondaggi penetrometrici con punta elettrica e piezocono, spinti a profondità variabili fra 11.5m and 35.5m circa;
- j) N.4 pozzetti esplorativi (TP01÷TP04) eseguiti con mezzo meccanico, spinti a profondità variabili fra 3.00m e 3.75m da piano campagna. A seguito dell'esecuzione dei pozzetti è stato eseguito:
 - Rilievo stratigrafico delle pareti di scavo,
 - Prelievo di due campioni medi di terreno rimaneggiato fra le quote -0.5m÷-0.8m e 1.0m÷1.3m da piano campagna rispettivamente, sottoposti ad analisi granulometrica in laboratorio,
 - in corrispondenza di due pozzetti (TP2 e TP3) è stata eseguita una coppia di prove di carico a doppio ciclo su piastra circolare (norma SN 670 317a) alle profondità di 0.5m e 1.0m da piano campagna rispettivamente.

3.1.1 Sommario delle indagini in sito

Un riepilogo delle indagini geognostiche precedentemente descritte è riportato in Tabella 3 1 e Tabella 3 2; per ogni prova si riportano le coordinate del punto di indagine nel sistema di coordinate rettilinee SPEA-2016 e la quota in metri rispetto al livello del mare.

Tabella 3-1. Quadro riassuntivo dei sondaggi stratigrafici e dei pozzetti

| Codice | Tipo di indagine | Campagna geognostica | Lunghezza (m) | Coordinate SPEA 2016 | | Quota del p.c. [m. slm] |
|--------|----------------------|----------------------|---------------|----------------------|------------|-------------------------|
| | | | | Est | Nord | |
| S1-Pz | Sondaggio geotecnico | 2016 | 50.0 | 9899548.00 | 3156895.28 | 45.80 |
| S2-Pz | Sondaggio geotecnico | 2016 | 50.0 | 9899592.28 | 3157113.38 | 45.20 |
| S3-DH | Sondaggio geotecnico | 2016 | 50.0 | 9899630.80 | 3157227.10 | 44.80 |
| TP1 | Pozzetto esplorativo | 2016 | 3.5 | 9900292.35 | 3157538.05 | 42.82 |
| TP2 | Pozzetto esplorativo | 2016 | 3.0 | 9899769.97 | 3157360.60 | 43.85 |
| TP3 | Pozzetto esplorativo | 2016 | 3.75 | 9899515.08 | 3156770.53 | 45.95 |
| TP4 | Pozzetto esplorativo | 2016 | 3.0 | 9899458.41 | 3156615.51 | 46.87 |

Tabella 3-2. Quadro riassuntivo delle prove penetrometriche

| Codice | Tipo di indagine | Campagna geognostica | Lunghezza (m) | Coordinate SPEA 2016 | | Quota del p.c. [m. slm] |
|--------|------------------|----------------------|---------------|----------------------|------------|-------------------------|
| | | | | Est | Nord | |
| CPTU1 | CPTU | 2016 | 11.49 | 9899280.16 | 3156403.40 | 48.50 |
| CPTU2 | CPTU | 2016 | 18.10 | 9900084.60 | 3157514.36 | 45.35 |
| DCPTU1 | CPTU | 2016 | 32.16 | 9899573.26 | 3156994.23 | 45.50 |
| DCPTU2 | CPTU | 2016 | 32.44 | 9899577.72 | 3157076.29 | 43.50 |
| DCPTU3 | CPTU | 2016 | 35.42 | 9899617.08 | 3157185.65 | 44.90 |

CPTU=Prova penetrometrica statica con punta elettrica e piezocono

3.2 PROVE DI LABORATORIO

Al fine di caratterizzare dal punto di vista geotecnico i terreni, i campioni prelevati o raccolti durante la campagna indagini 2016, sia di tipo indisturbato sia rimaneggiato, sono stati sottoposti a prove di laboratorio. I tipi di prova sono elencati nel seguito, mentre i risultati in forma sintetica sono riportati in Appendice A.

- Descrizione geotecnica dei campioni, prove speditive, ripresa fotografica;
- Analisi granulometrica (per vagliatura o combinata);
- Determinazione delle proprietà indice (contenuto in acqua, peso di volume del terreno naturale, peso specifico dei grani, indice dei vuoti, grado di saturazione);
- Limiti di Atterberg sulle frazioni fini ($A_E < 0.075\text{mm}$);
- Prova di compressione triassiale di tipo UU;
- Prova di compressione edometrica IL, compresa la stima dei coefficienti c_v , k_v , m_v ;
- Prova di taglio diretto CD, compresa la stima dei coefficienti c_v , k_v in fase di consolidazione;
- Prova di colonna risonante.

Le prove di laboratorio sono state effettuate dai laboratori Sinergea Srl di Granarolo (BO) e dal Laboratorio Orazi (PU).

Tabella 3-3: Quadro riassuntivo dei risultati delle prove di laboratorio – Campioni di Terre

| SAMPLE | | | | PSD | | | | | | ATTERBERG LIMITS | | | | | | | | | | SHEAR BOX TEST | | | | UNDRAINED TRIAXIAL TESTS | | | OEDOMETER CONSOLIDATION | | | | RESONANT COLUMN TEST | | | | | |
|---------|-----|------|-------|-------|------|-------|-------|-------|-------|-------------------|-------------------|-------|----------------|-------|-------|--------|-------------------|-------------------|-------|--------------------|---------|---------|---------|--------------------------|----------------|----------------|-------------------------|--------------------|-----------|-------------------|----------------------|----------------|----------|------|--|--|
| BH ELEV | BH | No. | DEPTH | ELEV | G | S | L | C | L+C | g | G _s | w | e ₀ | LL | PL | PI | g | g _r | S | c _v | k | c' | f' | Dia | s ₃ | c _u | Range | m _v | k | c _v | G ₀ | D ₀ | | | | |
| m slm | ID | | m | m slm | | | | | | g/cm ³ | kN/m ³ | % | - | % | % | % | kN/m ² | kN/m ² | % | m ² /MN | m/s | kPa | Deg | mm | kPa | kPa | kPa | m ² /MN | m/s | m ² /s | MPa | % | | | | |
| 45.80 | S1 | CI-1 | 3.25 | 42.55 | 0.05 | 4.22 | 74.73 | 21.00 | 95.73 | 2.715 | 26.63 | 2.720 | 88.58 | 0.84 | 42.00 | 24.00 | 18.00 | 18.40 | 14.48 | 88.58 | | | | | | | 38.1 | 350+400+500 | 102.46 | 196 - 392 | 0.194 | 4.9E-10 | 2.58E-07 | | | |
| 45.80 | S1 | CR-1 | 5.45 | 40.35 | 0 | 25.88 | | | 74.12 | | | | | | | | 29.00 | 19.00 | 10.00 | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 45.80 | S1 | CI-2 | 6.25 | 39.55 | 0.03 | 4.93 | | | 95.04 | 2.708 | 26.57 | 2.713 | 32.36 | 1.02 | 35.00 | 22.00 | 13.00 | 17.69 | 13.41 | 86.00 | 6.0E-07 | 1.7E-09 | 5.70 | 27.82 | | | | 98 - 196 | 0.28 | 1.8E-09 | 6.48E-07 | | | | | |
| 45.80 | S1 | CR-2 | 11.63 | 34.17 | 3.78 | 80.84 | | | 15.38 | | | | | | NP | NP | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 45.80 | S1 | CR-3 | 16.73 | 29.07 | 7.38 | 86.72 | | | 5.90 | | | | | | NP | NP | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 45.80 | S1 | CI-3 | 18.25 | 27.55 | | | | | | 2.739 | 26.870 | 2.744 | 28.36 | 0.80 | 63.00 | 28.00 | 35.00 | 19.15 | 14.92 | 97.00 | | | | | | | | | 196 - 392 | 0.10 | 6.4E-11 | 6.4E-08 | | | | |
| 45.80 | S1 | CI-4 | 21.25 | 24.55 | | | | | | 2.793 | 27.399 | 2.798 | 33.21 | 0.97 | 63.00 | 28.00 | 35.00 | 18.54 | 13.92 | 95.85 | | | | | | | | | 196 - 392 | 0.12 | 7.7E-11 | 6.8E-08 | | | | |
| 45.80 | S1 | CI-5 | 25.75 | 20.05 | | | | | | | | | | | 39.00 | 20.00 | 19.00 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 45.80 | S1 | CI-6 | 28.75 | 17.05 | | | | | | | 2.798 | 21.84 | 0.70 | 41.00 | 21.00 | 20.00 | 19.69 | 16.16 | 87.79 | | | | | | | | | 196 - 392 | 0.12 | 3.9E-10 | 3.40E-07 | | | | | |
| 45.80 | S1 | CI-7 | 33.25 | 12.55 | | | | | | | | | | | NP | NP | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 45.80 | S1 | CI-8 | 39.25 | 6.55 | 0.71 | 8.20 | | | 91.09 | | | | | | 26.12 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 45.80 | S1 | CI-9 | 45.25 | 0.55 | | | | | | | | | | | 21.74 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 45.20 | S2 | CI-1 | 1.80 | 43.40 | 2.5 | 14.72 | | | 82.78 | 2.745 | 26.93 | | | | 20.19 | 0.75 | 63.00 | 26.00 | 37.00 | 18.88 | 15.71 | 74.16 | 5.8E-07 | 6.2E-10 | 29.60 | 23.15 | | | | | | | | | | |
| 45.20 | S2 | CR-1 | 6.20 | 39.00 | 0.26 | 50.51 | | | 49.23 | | | | | | NP | NP | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 45.20 | S2 | CI-2 | 7.75 | 37.45 | | | | | | | | | | | 30.79 | 0.8985 | 43 | 24 | 19.00 | 18.55 | 14.18 | 94.09 | | | | 38.1 | 350+500 | 85.22 | | | | | | | | |
| 45.20 | S2 | CR-2 | 10.60 | 34.60 | 0 | 52.60 | | | 47.4 | | | 2.75 | | | NP | NP | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 45.20 | S2 | CI-3 | 12.25 | 32.95 | 0.07 | 18.10 | 62.83 | 19.00 | 81.83 | 2.745 | 26.93 | | | | 26.36 | 0.89 | 29 | 18 | 11.00 | 18.35 | 14.52 | 81.31 | 1.3E-06 | 3.5E-09 | 2.13 | 30.51 | 38.1 | 350+400+500 | 68.77 | | | | | | | |
| 45.20 | S2 | CI-4 | 19.25 | 25.95 | | | | | | | | | | | 25.83 | 0.76 | 33 | 20 | 13.00 | 19.24 | 15.29 | 93.19 | | | | 38.1 | 400+500+700 | 141.58 | | | | | | | | |
| 45.20 | S2 | CI-5 | 27.25 | 17.95 | 1.28 | 22.49 | 53.23 | 23.00 | 76.23 | 2.745 | 26.93 | | | | 23.78 | 0.71 | 37 | 21 | 16.00 | 19.54 | 15.79 | 92.55 | 4.3E-07 | 8.3E-10 | 12.45 | 28.77 | 38.1 | 400+700 | 105.60 | | | | | | | |
| 45.20 | S2 | CI-6 | 31.75 | 13.45 | | | | | | | | | | | 26.95 | 0.78 | 30 | 20 | 10.00 | 19.19 | 15.12 | 93.19 | | | | 38.1 | 400+500+700 | 134.77 | | | | | | | | |
| 45.20 | S2 | CI-7 | 40.75 | 4.45 | 0.12 | 21.8 | 53.05 | 25.00 | 78.05 | | | | | | 24.65 | | 31 | 20 | 11.00 | 19.68 | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 45.20 | S2 | CI-8 | 45.25 | -0.05 | | | | | | | | | | | 27.68 | | 36 | 23 | 13.00 | 19.42 | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 44.80 | S3 | CI-1 | 1.75 | 43.05 | 0.06 | 66.6 | | | 33.33 | | | | | | 4.95 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 44.80 | S3 | CR-1 | 5.25 | 39.55 | 0.14 | 59.5 | | | 40.37 | | | | | | NP | NP | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 44.80 | S3 | CI-2 | 6.00 | 38.80 | 0 | 25.00 | 48.00 | 27.00 | 75.00 | | | | | | 2.66 | 24.5 | 0.652 | 29.7 | 18.8 | 10.9 | 19.62 | | | | | | | | | | | | 67.8 | 3.15 | | |
| 44.80 | S3 | CR-2 | 9.50 | 35.30 | 0.11 | 71.3 | | | 28.57 | | | | | | NP | NP | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 44.80 | S3 | CI-3 | 12.25 | 32.55 | 0.36 | 8.6 | 63.03 | 28.00 | 91.03 | 2.722 | 26.70 | 2.727 | 24.31 | 0.70 | 36.00 | 20 | 16.00 | 19.52 | 15.71 | 94.55 | | | | | | | | 98 - 196 | 0.115 | 7.2E-10 | 6.3E-07 | | | | | |
| 44.80 | S3 | CI-4 | 21.25 | 23.55 | 1.77 | 75.5 | | | 22.71 | | | | | | 23.54 | | NP | NP | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 44.80 | S3 | CI-5 | 30.25 | 14.55 | 0.05 | 81.6 | | | 18.40 | | | | | | 24.19 | | NP | NP | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 44.80 | S3 | CI-6 | 36.25 | 8.55 | 0.13 | 20.5 | | | 79.41 | | | | | | 26.35 | | 30.00 | 22 | 8.00 | 19.56 | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 44.80 | S3 | CI-7 | 46.25 | -1.45 | 0.38 | 25.89 | | | 73.73 | | | | | | 23.41 | | 41.00 | 20 | 21.00 | 20.23 | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 42.82 | TP1 | - | 0.65 | 42.17 | 0.76 | 21.28 | | | 77.96 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 42.82 | TP1 | - | 1.25 | 41.57 | 0.44 | 16.29 | | | 83.27 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 43.85 | TP2 | - | 0.45 | 43.40 | 1.17 | 10.59 | | | 88.24 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 43.85 | TP2 | - | 1.15 | 42.70 | 0.7 | 52.96 | | | 46.34 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 45.95 | TP3 | - | 0.65 | 45.30 | 0.97 | 29.98 | | | 69.05 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 45.95 | TP3 | - | 1.15 | 44.80 | 0.76 | 61.07 | | | 38.17 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 46.87 | TP4 | - | 0.65 | 46.22 | 0.71 | 3.11 | | | 96.18 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 46.87 | TP4 | - | 1.15 | 45.72 | 1.5 | 4.25 | | | 94.25 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |

4 CARATTERIZZAZIONE STRATIGRAFICA

L'intera profondità indagata lungo tutta la tratta in progetto è caratterizzata da una alternanza di depositi alluvionali a comportamento prevalentemente coesivo e prevalentemente incoerente. L'interpretazione delle prove penetrometriche e l'esame delle carote rinvenute da sondaggio, unitamente ai risultati delle indagini di laboratorio, ha consentito di distinguere sei volumi a comportamento geotecnico approssimativamente omogeneo; il terreno vegetale e/o suoli agrari non sono stati oggetto di distinzione. Le unità geotecniche così individuate sono descritte in seguito:

- Unità 1: Miscele di limi e argille sovraconsolidati per essiccamento, di colore grigio nocciola, con puntature color ruggine e abbondanti concrezioni calcaree (calcinelli).
- Unità 2: limo e limo sabbioso di colore da nocciola a grigio, con sottili livelli di sabbia limosa. Nei primi metri di profondità da piano campagna è presente terreno vegetale e/o presenza occasionale di terreni misti di riporto.
- Unità 3: Miscele di limi e argille NC o leggermente OC di colore grigio nocciola, con concrezioni calcaree (calcinelli). Sono presenti livelli decimetrici di limo sabbioso.
- Unità 4: Miscele di sabbie e ghiaie in matrice limosa, di colore grigio.
- Unità 5: Miscele di limi e argille NC o leggermente OC, di colore grigio con concrezioni calcaree (calcinelli). Sono presenti livelli sottili di limo sabbioso.
- Unità 6: Sabbia limosa da fine a grossolana, di colore grigio-nocciola, con rari ciottoli e locale presenza di materiale torboso nerastro.

5 DEFINIZIONE DEI LIVELLI PIEZOMETRICI

5.1 CENNI DI IDROGEOLOGIA

A livello idrogeologico generale possono essere espresse le seguenti considerazioni:

- L'infrastruttura di progetto si colloca al margine dell'area occupata dall'antica conoide del torrente Savena ed ai bordi di un dosso fluviale, ove l'alternarsi di depositi a tessitura limo-sabbiosa e sabbioso-ghiaiosa si alternano a depositi più fini e meno permeabili (questi ultimi rappresentano la parte volumetricamente maggiore e incassante).
- Il quadro idrogeologico appare piuttosto articolato, sia alla scala dell'opera sia del contesto territoriale più generale; alla scala comunale il principale corpo acquifero è localizzato in corrispondenza dell'orizzonte ghiaioso sabbioso (unità 4), che lungo lo sviluppo del viadotto Mattei si estende variabilmente a partire dai 10m da piano campagna (S1-Pz) e i 16m da piano campagna (S3-DH), con una bancata di spessore variabile fra 2÷3m e 7÷8m.
- Tale bancata sabbioso-ghiaiosa costituisce un acquifero saturo ed è sede di una falda in pressione che ha registrato nel piezometro S1 variazioni di soggiacenza trascurabili nel periodo compreso fra il 15 settembre 2016 ed il 2 novembre 2016 (min= - 6.90m, max= - 6.72m da piano campagna);
- Attraverso il rilievo della soggiacenza nel piezometro S2 nel periodo dal 2 novembre 2016 al 31/10/2017 è stata chiarito che gli orizzonti limo-sabbiosi più superficiali (unità 1 e unità 2); sono idraulicamente non connessi all'acquifero principale il cui livello piezometrico si colloca ad di sotto di essi.
L'eventuale presenza d'acqua negli orizzonti più superficiali è in certi periodi stagionali legata esclusivamente agli apporti meteorici.

5.2 DATI PIEZOMETRICI DISPONIBILI

Al termine delle perforazioni, sono stati installati due piezometri a tubo aperto $\text{Æ}2''1/2$, di cui il primo (S1-Pz) finestrato nel tratto di profondità che intercetta lo strato sabbioso-ghiaioso (Unità 4), il secondo (S2-Pz) finestrato nel tratto di profondità che intercetta gli orizzonti limo-sabbiosi superficiali (Unità 1, Unità 2 e Unità 3).

Tabella 5-1. Quadro riassuntivo dei piezometri installati e/o delle letture dei livelli di falda disponibili

| SIGLA | ANNO | PIEZ. TIPO | CARATTERISTICHE PIEZOMETRO |
|-------|------|---------------------------------|-----------------------------|
| S1-Pz | 2006 | Tubo Aperto $\text{Æ}2''1/2$ | Finestrato fra 10.0 e 18.5m |
| S2-Pz | 2006 | Tubo Aperto $\text{Æ}2''1/2$ | Finestrato fra 3.0 e 9.0m |

In data 15 settembre 2016 è stato installato un trasduttore di pressione all'interno del piezometro S1-Pz, con lo scopo di acquisire con cadenza semi-oraria i livelli equivalenti della falda freatica.

Le osservazioni acquisite hanno evidenziato, sia pure in un lasso di tempo piuttosto ridotto, l'assenza di oscillazioni sostanziali nei livelli di falda.

In data 2 novembre 2016, in relazione alla necessità di accertare l'esistenza di una interconnessione idraulica degli orizzonti superficiali con lo strato ghiaioso-sabbioso, il trasduttore di pressione è stato spostato all'interno del Pz-S2. Come mostrato in Figura 5-2, la variazione di soggiacenza nel periodo compreso fra il 2 novembre 2016 ed il 31 ottobre 2017 (min= - 6.80m, max= - 6.30m da piano campagna) è trascurabile e pressochè analoga a quella relativa allo strato ghiaioso-sabbioso rilevato nel Pz-S1. Ragion per cui all'interno dell'unità 3 si stabilisce il livello piezometrico dell'acquifero dell'unità 4 che quindi non può avere effetti sulle sovrastanti unità 1 e 2 più superficiali.

Le misure piezometriche disponibili, acquisite sia durante la campagna geognostica sia dopo la conclusione delle indagini, sono state rilevate tramite trasduttore di pressione e manualmente nei sondaggi S1 ed S2. Inoltre sono disponibili le misure di falda delle indagini CPT.

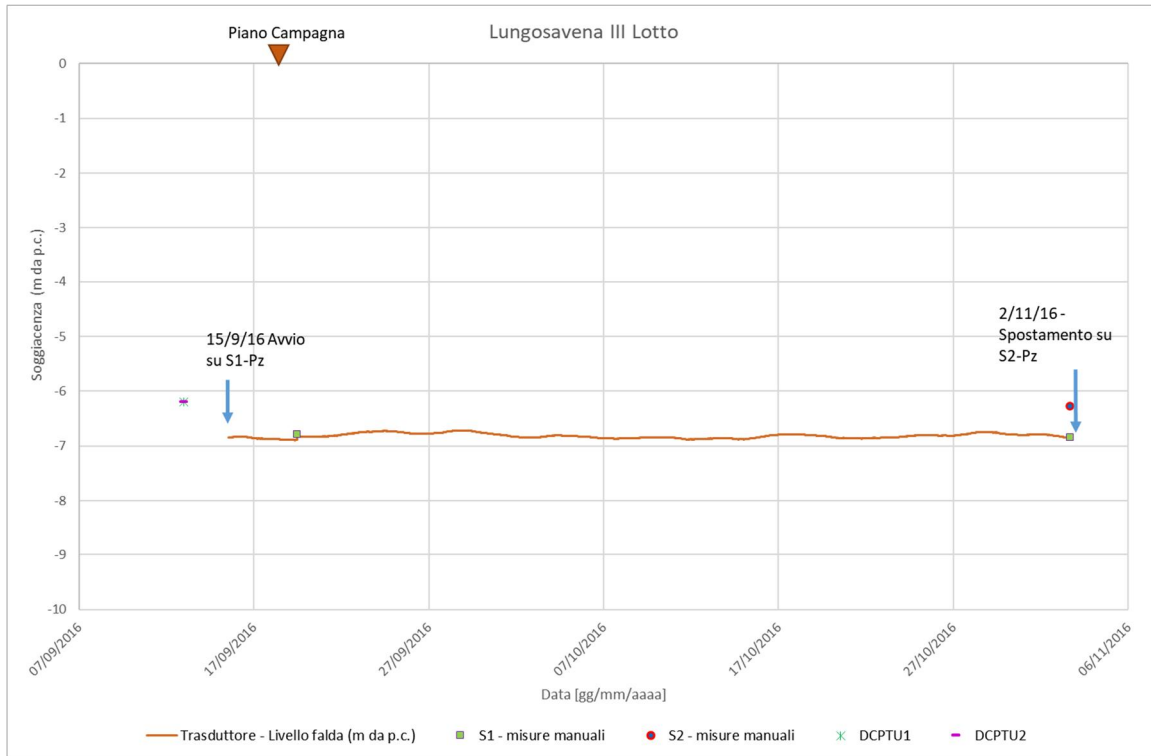


Figura 5-1. Monitoraggio piezometrico (Trasduttore: settembre-novembre 2016 – S1-Pz).

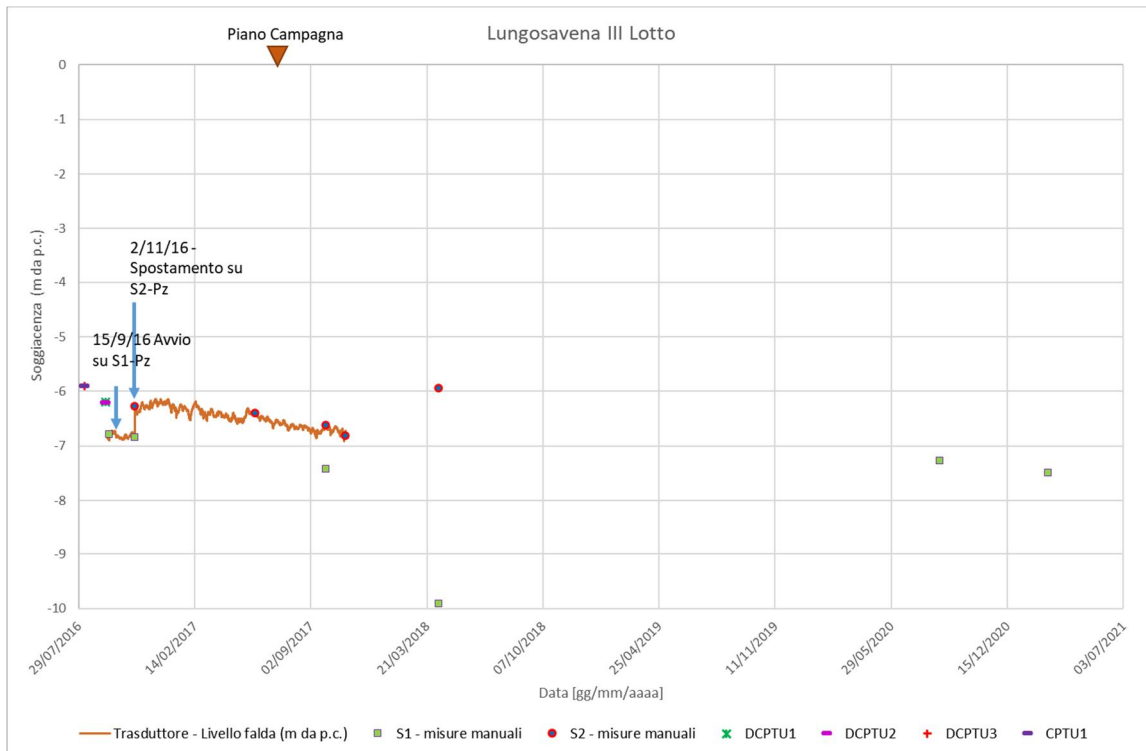


Figura 5-2. Monitoraggio piezometrico (Trasduttore: settembre 2016-ottobre 2017 – S1-Pz + S2-Pz).

Nella tabella seguente si riportano i rilievi manuali eseguiti per i sondaggi S1 ed S2 e per le prove DCPT1, DCPT2, DCPT3 e CPT1.

Tabella 5-2: Letture di falda manuali

| SIGLA | ANNO INDAGINE | PIEZ. TIPO | CARATTERISTICHE PIEZOMETRO | LETTURE DI FALDA (SOGGIACENZA in m DA PIANO CAMPAGNA) | DATA |
|--------|---------------|----------------------------------|-----------------------------|---|------------|
| DCPTU1 | 2016 | - | - | -6.2 | 13/09/2016 |
| DCPTU2 | 2016 | - | - | -6.2 | 13/09/2016 |
| DCPTU3 | 2016 | - | - | -5.9 | 08/08/2016 |
| CPTU1 | 2016 | - | - | -5.9 | 08/08/2016 |
| CPTU2 | 2016 | - | - | non rilevata | 08/08/2016 |
| S1-Pz | 2006 | Tubo Aperto $\varnothing 2''1/2$ | Finestrato fra 10.0 e 18.5m | -6.79 | 19/09/2016 |
| | | | | -6.85 | 02/11/2016 |
| | | | | -7.43 | 28/09/2017 |
| | | | | -9.91 | 11/04/2018 |
| | | | | -7.27 | 21/08/2020 |
| | | | | -7.5 | 24/02/2021 |
| S2-Pz | 2006 | Tubo Aperto $\varnothing 2''1/2$ | Finestrato fra 3.0 e 9.0m | -6.28 | 02/11/2016 |
| | | | | -6.40 | 29/05/2017 |
| | | | | -6.63 | 28/09/2017 |
| | | | | -6.82 | 31/10/2017 |
| | | | | -5.95 | 11/04/2018 |

5.3 DEFINIZIONE DELLA FALDA DI PROGETTO

La soggiacenza della falda di progetto può assumersi cautelativamente coincidente con il letto dello strato "unità 2" sovrastante "l'unità 3"; tale livello è stato identificato da una linea tratteggiata nel Profilo geotecnico dell'Asta Principale, identificata come *Livello della falda di Progetto*.

Nel tratto in rilevato che precede il viadotto Mattei ai fini delle *verifiche di stabilità globale dei rilevati, tombini, scotolari stradali, trincee e muri di sostegno* la falda di progetto potrà considerarsi variabile da 2.5 a 1.8m da Piano Campagna. Nel tratto del viadotto Mattei ai fini delle *verifiche geotecniche delle fondazioni delle spalle e delle pile* la falda potrà assumersi coincidente con l'intradosso dei plinti di fondazione stessi.

Nel tratto successivo al viadotto Mattei la falda di progetto varia da 3.5 a 3.0m da Piano Campagna.

6 CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

6.1 GENERALITÀ

La caratterizzazione geotecnica dei depositi di origine alluvionale e del substrato geologico presenti lungo il tracciato stradale in progetto si basa sulle prove geotecniche e sui rilievi in sito e di laboratorio (capitolo 3) condotti nella campagna di indagini 2016; in sintesi:

- sondaggi geotecnici a carotaggio continuo con prelievo di campioni indisturbati e rimaneggiati;
- prove penetrometriche dinamiche in foro di tipo SPT;
- prove geofisiche di in foro di sondaggio (down-hole, prove HVSR) per la misura delle velocità di propagazione delle onde di taglio V_s e di compressione V_p ;
- prove penetrometriche statiche con punta elettrica e piezocono (CPTU), con misura della resistenza di punta q_c , dell'attrito laterale f_s e della sovrappressione interstiziale (posizione del filtro: u_2);
- pozzetti stratigrafici con prelievo di campioni rimaneggiati ed esecuzione di prove di carico su piastra PLT;
- prove di laboratorio geotecnico di classificazione, di resistenza e di deformabilità (statiche e dinamiche) sui campioni indisturbati e rimaneggiati prelevati dai fori di sondaggio o da pozzetto esplorativo.

Dal punto di vista della caratterizzazione geotecnica, i depositi sono stati suddivisi nelle unità litostratigrafiche indicate nel capitolo 4, ovvero sinteticamente:

- Unità 1 (LA-OC) – Limi e argille OC.
- Unità 2 (LS) - Limi e limi sabbiosi.
- Unità 3 (LA-NC) - Limi e argille NC o leggermente OC.
- Unità 4 (SG) - Sabbie e ghiaie in matrice limosa.
- Unità 5 (LA-NC) - Limi e argille NC o leggermente OC.
- Unità 6 (SL) - Sabbie limose.

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

- nel paragrafo 6.3 sono riportati i criteri adottati per i materiali incoerenti (ghiaie, sabbie e limi sabbiosi) – unità 2 (LS), 4 (SG), 6 (SL);
- nel paragrafo 6.4 sono indicati i criteri utilizzati per i materiali a grana fine (limi e argille) – unità 1 (LA-OC), 3 (LA-NC), 5 (LA-NC).

L'individuazione del tipo di terra, e quindi la scelta del metodo di caratterizzazione, si è basata su:

- la descrizione stratigrafica delle carote dei sondaggi;
- le prove di classificazione sui campioni indisturbati e rimaneggiati prelevati da sondaggi/pozzetti esplorativi;
- l'interpretazione delle prove penetrometriche statiche CPTU.

6.2 IDENTIFICAZIONE TERRE: METODO DI ROBERTSON (2009)

Tipicamente per determinare il comportamento prevalente di un terreno (drenato, parzialmente drenato, non drenato), si combinano opportunamente i parametri ottenuti con la punta penetrometrica ed alcuni parametri di stato (resistenza alla punta q_c , attrito laterale f_s , sovrappressione neutra u_2 , tensioni in sito) in modo da ottenere degli indicatori di comportamento associati alle varie tipologie di terre.

Di recente è stato proposto da Robertson (2009) un miglioramento alle più usuali carte di classificazione, dove si applica un nomogramma detto "Carta di classificazione normalizzata di Robertson (1990)", in cui sull'asse delle ascisse si riportano i valori del Rapporto di Frizione normalizzato F_r , mentre sull'asse dell'ordinate sono presenti i valori della Resistenza alla punta normalizzata Q_{tn} (Figura 6-1):

$$F_r = \frac{f_s}{q_t - \sigma_{v0}} \times 100 \quad Q_{tn} = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{p_a} \times \left(\frac{p_a}{\sigma'_{v0}} \right)^n$$

dove:

$\frac{q_t - \sigma_{v0}}{p_a}$ resistenza alla punta adimensionale;

$\left(\frac{p_a}{\sigma'_{v0}} \right)^n$ fattore di tensione normalizzato;

p_a = pressione atmosferica (nelle stesse unità di misura di q_t , σ_{v0} e σ'_{v0});

n = esponente di tensione che varia a seconda della tipologia di terreno ($n \leq 1$).

Attraverso studi sulla meccanica dello stato critico, Been & Jefferies (2006) ricavarono la seguente espressione per la determinazione dell'esponente di tensione:

$$n = 0.381 \times I_c + 0.05 \times \frac{\sigma'_{v0}}{p_a} - 0.15 \quad \text{con } n \leq 1.0$$

dove:

I_c è l'indice di comportamento del terreno proposto da Robertson & Wride (1998) ed utilizzato per rappresentare le zone in cui viene suddivisa la carta di classificazione (Figura 6-1 e Tabella 6-1):

$$I_c = \sqrt{(3.47 - \log(Q_{tn}))^2 + (\log(F_r) + 1.22)^2}$$

Il metodo di classificazione risulta di tipo iterativo.

Tabella 6-1. Caratterizzazione del terreno secondo l'indice del comportamento del terreno, I_c

| | |
|------------------------|---|
| $I_c < 1.31$ | Zona 7: Sabbia ben gradata |
| $1.31 \leq I_c < 2.05$ | Zona 6: Sabbie; da sabbia pulita a sabbie limose |
| $2.05 \leq I_c < 2.60$ | Zona 5: Sabbia con limo sabbioso e sabbie limose |
| $2.60 \leq I_c < 2.95$ | Zona 4: Limo con limo argilloso e argille limose |
| $2.95 \leq I_c < 3.60$ | Zona 3: Da argille ad argille limose |

| | |
|-----------------|---------------------------------|
| $I_c \geq 3.60$ | Zona 2: Terreno organico |
|-----------------|---------------------------------|

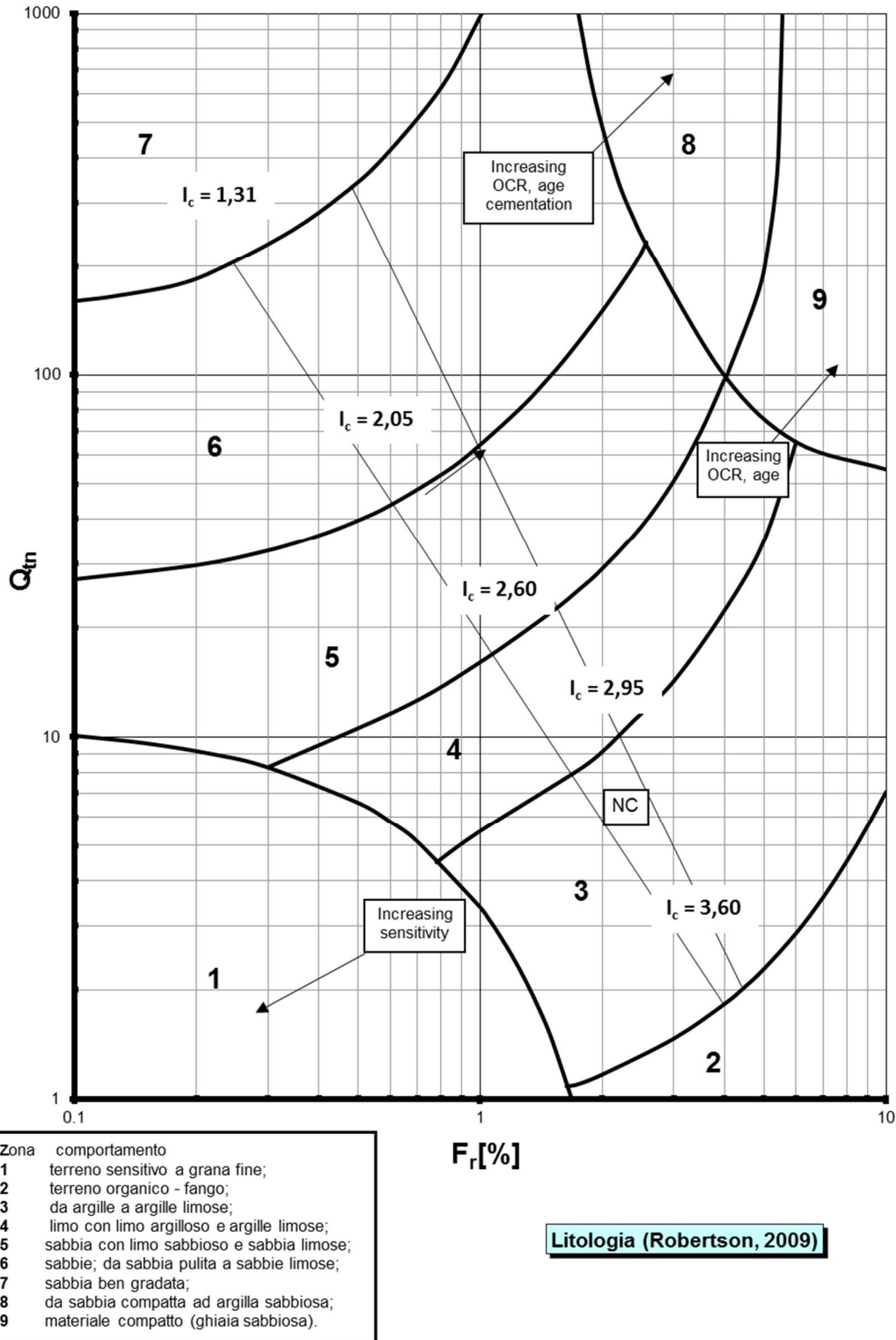


Figura 6-1. Carta di classificazione dei terreni normalizzata (Robertson, 2009).

6.3 MATERIALI INCOERENTI

6.3.1 Premessa

In conseguenza del fatto che nei terreni incoerenti risulta difficile (al limite impossibile) prelevare campioni indisturbati, la caratterizzazione geotecnica di tali terreni è affidata principalmente all'interpretazione delle prove in situ e delle prove di laboratorio di classificazione su campioni rimaneggiati.

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

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

6.3.2 Stato iniziale delle unità litostratigrafiche individuate

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

- tensioni geostatiche iniziali e storia tensionale;
- pressioni interstiziali;
- densità relativa D_r .

6.3.2.1 Tensioni geostatiche iniziali e storia tensionale

Indicazioni sulle tensioni geostatiche e sulla storia tensionale possono essere ricavate dagli studi di carattere geologico; è possibile, pertanto, ipotizzare che i materiali appartenenti alle unità 2 (LS), 4 (SG) e 6 (SL) non siano mai stati soggetti a pressioni litostatiche maggiori di quelle attualmente presenti; tali depositi verranno pertanto considerati come normalconsolidati.

Si segnala che una leggera sovraconsolidazione potrebbe essere presente a seguito delle variazioni stagionali di umidità e, di conseguenza, ai fenomeni di essiccamento (suzione) laddove la granulometria sia costituita da una componente maggiore in limo.

Alla luce di quanto sopra, le unità 2 (LS), 4 (SG) e 6 (SL) a comportamento prevalentemente incoerente vengono assunte normalconsolidate e, di conseguenza, il coefficiente di spinta a riposo pari a $k_0 = (1 - \sin \phi')$.

6.3.2.2 Pressioni interstiziali

Le pressioni interstiziali vengono ricavate sulla base delle letture di soggiacenza al termine delle indagini o dalle letture sui piezometri messa in opera, nonché delle prove di dissipazione egualizzate e delle risultanze degli studi di carattere idrogeologico.

6.3.2.3 Determinazione della densità relativa D_r

La densità relativa (D_r) viene ricavata dall'interpretazione delle prove penetrometriche dinamiche SPT e da prove penetrometriche statiche CPTU.

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

Nelle sabbie e ghiaie la determinazione della densità relativa D_r è talora difficoltosa in ragione dei seguenti aspetti:

- il campionatore standard a punta aperta deve essere spesso sostituito con quello a punta conica al fine di consentire l'esecuzione della prova; in linea di principio, i risultati ottenibili con il campionatore standard a punta aperta (in termini di numero di colpi/30 cm) possono risultare differenti da quelli conseguiti con la punta conica; pertanto può venire meno la validità delle correlazioni empiriche di letteratura sviluppate per la prova SPT con campionatore standard a punta aperta; in questa sede l'interpretazione delle prove SPT con la punta conica è stata fatta ipotizzando che complessivamente sussista una buona corrispondenza tra i risultati delle prove a punta chiusa e quelli delle prove con campionatore standard;
- la presenza della ghiaia spesso determina il raggiungimento di condizioni di rifiuto "fittizie", ovvero non diretta conseguenza di un elevato grado di addensamento, bensì da condizioni locali ed effetti scala (disposizione dei ciottoli di ghiaia, ciottoli aventi diametro medio superiore al diametro del campionatore...).

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

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

in cui:

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

Tabella 6-2. Costanti empiriche "a" e "b" (Skempton, 1986) e riferimento alle curve di Schmertmann (1977)

| Tipo di terreno | a | b | Tipo di terreno secondo Schmertmann (vedi paragrafo 6.3.3 e Figura 6-3) |
|------------------|-----------|--|--|
| Sabbie fini NC | 27.5 | 27.5 | 3 e 4 |
| Sabbie grosse NC | 43.3 | 21.7 | 1 e 2 |
| Sabbie grosse OC | 27.5÷43.3 | $(21.7, 27.5) \times \frac{[1 + 2 \times k_0(OC)]}{[1 + 2 \times k_0(NC)]}$ ove $k_0(OC) = k_0(NC) \times \sqrt{OCR}$ | 1 |

I depositi dell'unità incoerente 4 (SG) sono stati inquadrati come terreni tipo "Sabbie grosse NC", mentre i depositi delle unità 2 (LS) e 6 (SL) sono stati inquadrati come "Sabbie fini NC"; suddivisioni più di dettaglio sono state prodotte nel caso di disponibilità di analisi granulometriche dei campioni prelevati in corrispondenza o nelle vicinanze della prova e di adeguate descrizioni qualitative dei log stratigrafici.

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

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

$$N_{SPT} = 100;$$

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

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

in cui:

- a = affondamento misurato (in centimetri) per un numero di colpi pari a 50;
- N_2 = numero di colpi misurato per l'affondamento del secondo tratto di lunghezza pari a 15 cm.

6.3.2.3.2 Unità prevalentemente sabbiose – Densità relativa D_r da prove CPTU

I valori di densità relativa D_r da prove con piezocono sono stati determinati attraverso la resistenza alla punta q_c secondo la correlazione proposta da Jamiolkowski et al. (1985), mostrata in Figura 6-2:

$$D_r = -98 + 66 \log_{10} \frac{q_c}{\sigma'_{v0} \cdot 0.5}$$

dove:

q_c è la resistenza alla punta del piezocono;

σ'_{v0} è la tensione verticale efficace.

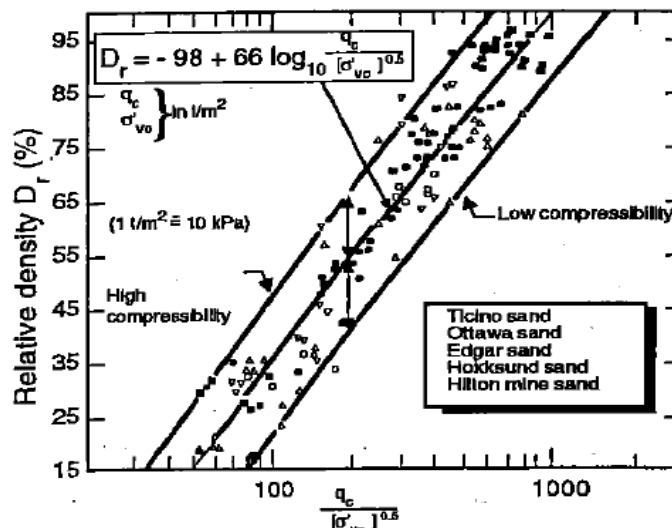


Figura 6-2. Valutazione della densità relativa D_r , Jamiolkowski et al. (1985)

6.3.3 Angolo di resistenza al taglio

6.3.3.1 Angolo di resistenza al taglio da prove SPT

Il valore dell'angolo di attrito di picco è determinato in funzione del tipo di terreno (vedi Tabella 6-2) e della densità relativa secondo il grafico di Schmertmann (1977) riportato nella figura seguente.

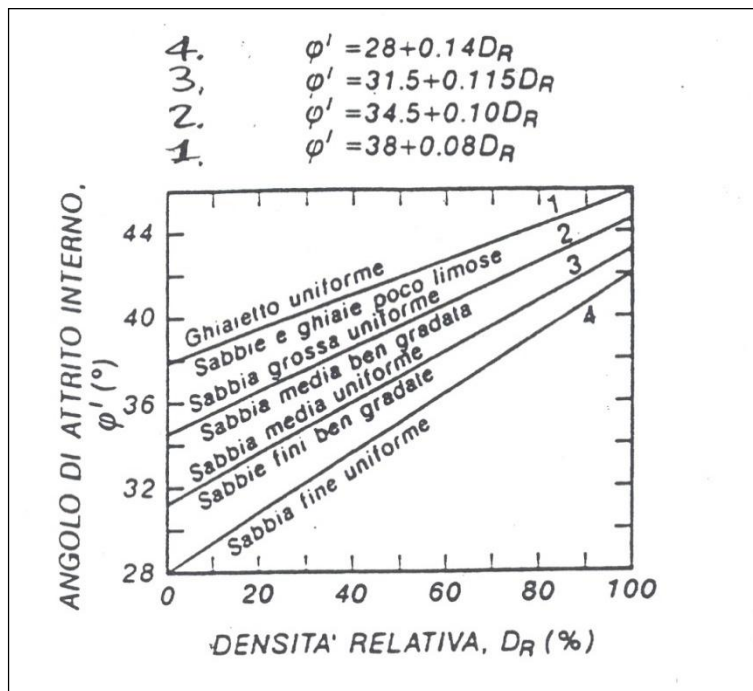


Figura 6-3. Relazione fra angolo di attrito efficace (ϕ') e densità relativa (D_r) per diverse granulometrie (Schmertmann, 1977)

6.3.3.2 Angolo di resistenza al taglio da prove CPTU

I valori di angolo di resistenza al taglio efficace ϕ' da prove con piezocono sono stati determinati attraverso la resistenza alla punta q_c secondo la correlazione proposta da Dorgunoglu & Mitchell (1975):

$$j' = 14.4 + 4.8 \ln(q) - 4.5 \ln(\sigma'_{v0})$$

dove:

q_c è la resistenza alla punta del piezocono in kg/cm^2 ;

σ'_{v0} è la tensione verticale efficace in kg/cm^2 .

6.3.4 Caratteristiche di deformabilità

6.3.4.1 Moduli elastici iniziali

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

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

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

in cui:

- g = peso di volume naturale del terreno in kN/m^3 ;
- ν = rapporto di Poisson del terreno assunto pari a 0.4;
- V_s = velocità delle onde di taglio in m/s .

La velocità V_s delle onde di taglio è stata acquisita sperimentalmente per mezzo della prova sismica down-hole nei pressi del sondaggio S3-DH.

Il modulo iniziale G_0 è stato inoltre misurato durante la prova di colonna risonante eseguita sul campione S3-C12.

6.3.4.2 Moduli elastici operativi

Il comportamento deformativo dei terreni è di tipo non lineare; nelle elaborazioni possono però anche essere assunti comportamenti lineari o lineari-equivalenti.

6.3.4.2.1 Metodi di calcolo non lineari

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

- i moduli elastici iniziali descritti nella sezione 6.3.4.1;
- le curve di degrado del modulo in funzione del livello di deformazione o di spostamento indotto.

Tipiche curve di degrado del modulo di taglio G in funzione del livello di deformazione di taglio γ indotto sono quelle proposte da Lo Presti (1989) sulla base di prove di laboratorio cicliche su provini ricostituiti; tali curve sono riportate nella Figura 6-4 e Figura 6-5.

Nell'ambito della campagna indagini 2016, è stata eseguita una prova di colonna risonante che ha consentito di valutare la curva di decadimento del modulo di rigidezza di taglio G per piccole e medie deformazioni.

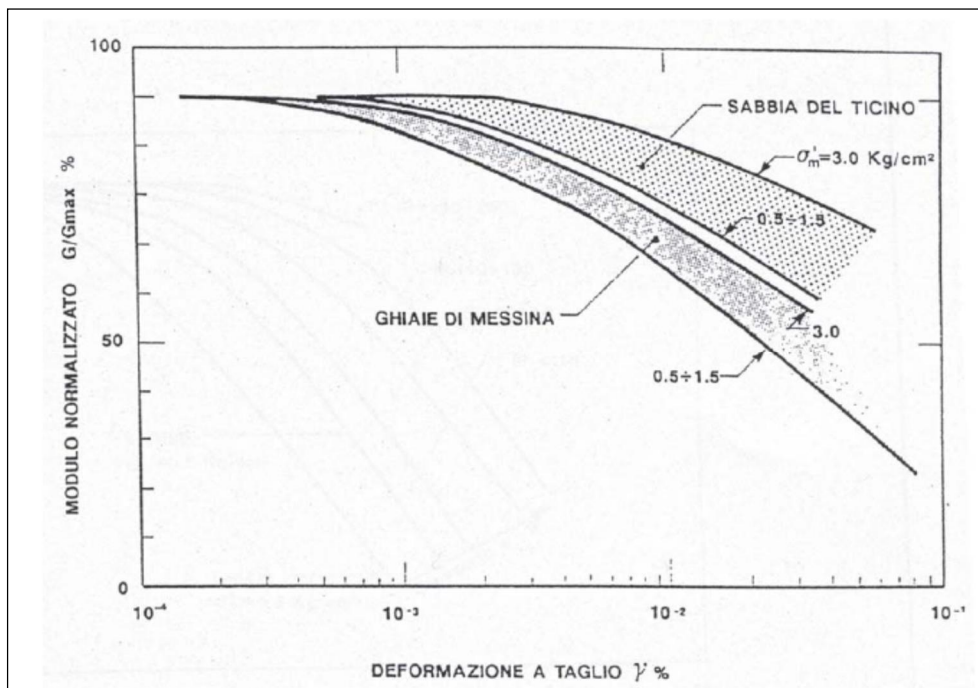


Figura 6-4. Degrado del modulo di taglio G per terreni incoerenti

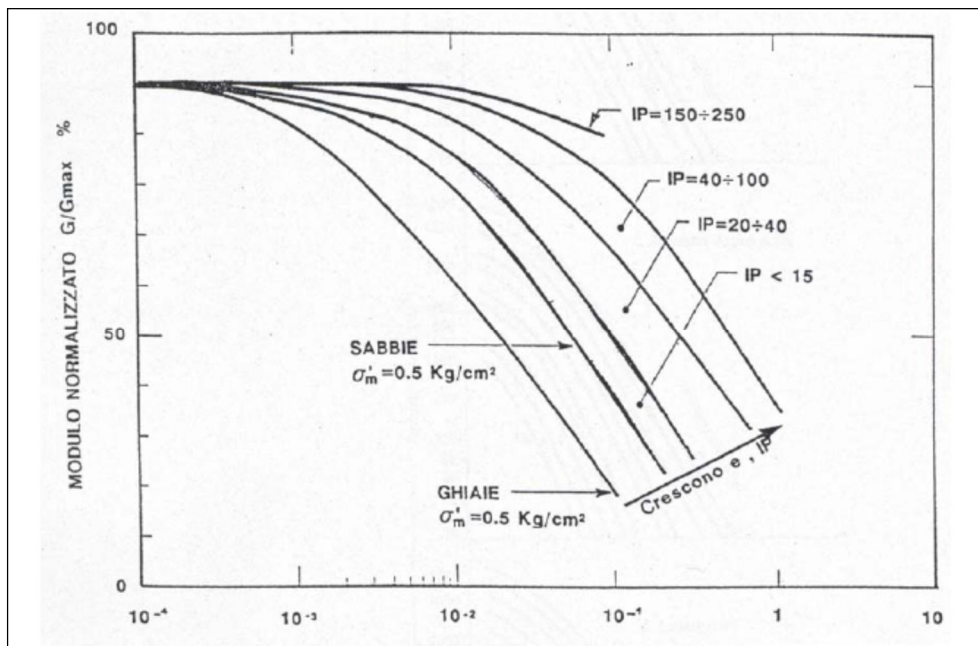


Figura 6-5. Degradamento del modulo di taglio G per terreni incoerenti e coesivi

6.3.4.2.2 Metodi di calcolo lineari

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

In generale possono essere fatte le seguenti assunzioni:

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

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

Una stima dei moduli elastici "operativi" per l'analisi dei cedimenti dei rilevati può essere fatta utilizzando ad esempio la correlazione empirica proposta da Bowles et al. (1982):

$$E' = a(N_{spt} + b)$$

dove:

- E' = modulo di Young operativo espresso in kg/cm^2 ;
- N_{spt} = numero di colpi risultante dalla prova SPT
- $a = 3.0 \div 12.0$ (funzione della granulometria)
- $b = 6 \div 15$ (funzione della granulometria)

6.3.4.2.4 Moduli elastici “operativi” da prove CPT in sabbia

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

Tabella 6-3. Correlazione fra resistenza di punta q_c e modulo confinato M_0

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

Il modulo di Young secante E'_s viene ricavato in funzione di q_c , resistenza della punta penetrometrica secondo la formulazione proposta da Bellotti et al. (1989):

$$E'_s = \alpha \cdot q_c$$

dove:

α coefficiente in funzione della densità relativa del terreno, della storia tensionale, della cementazione, della forma dei grani e della mineralogia.

I valori di α sono riportati in Tabella 6-4.

Tabella 6-4. Correlazione fra resistenza di punta q_c e modulo di young E'_s

| | |
|--------|--|
| 2 ÷ 4 | Per sabbie di recente deposizione, normalconsolidate |
| 4 ÷ 6 | Per sabbie soggette a fenomeni di aging, normalconsolidate |
| 6 ÷ 20 | Per sabbie sovraconsolidate |

Nella caratterizzazione geotecnica è stato considerato il coefficiente α pari a 3.5.

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

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

$$E_{si} = k_{hi} \cdot z$$

in cui:

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

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

| D_r [%] | k_{hi} [kN/m ³] |
|-----------|-------------------------------|
| 35 | 7500 |
| 50 | 15000 |
| 70 | 25000 |

6.3.5 Coefficienti di permeabilità

I coefficienti di permeabilità k sono stati ricavati dalle prove CPTU sulla base della correlazione proposta da Robertson (2010), funzione di I_c , indice di comportamento del terreno:

$$k = 10^{0.952 - 3.04 I_c} \text{ per } 1.00 \leq I_c < 3.27;$$

$$k = 10^{-4.52 - 1.37 I_c} \text{ per } 3.27 \leq I_c < 4.00.$$

Sono inoltre disponibili alcune prove di dissipazione eseguite durante le prove penetrometriche DCPTU01, DCPTU02 e DCPTU03, i cui risultati (t_{50}) possono essere elaborati per mezzo della correlazione di Parez & Fauriel (1988, Figura 6-6).

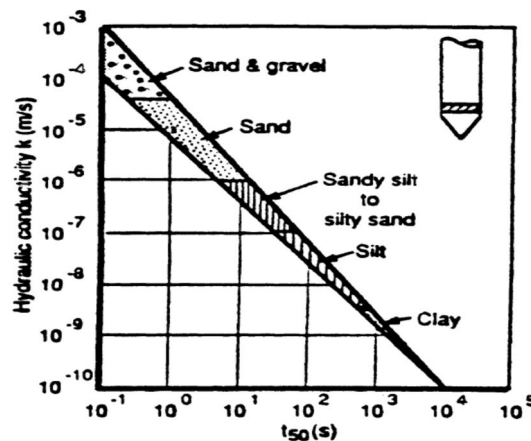


Figura 6-6. Correlazione coefficiente di permeabilità – t_{50} , Parez & Fauriel (1988)

Di seguito si riassumono i risultati dell'elaborazione delle prove di dissipazione:

Tabella 6-6. Risultati dell'elaborazione delle prove di dissipazione in termini di permeabilità - Perez & Fauriel (1988)

| Prova | Profondità (m da p.c.) | Unità di riferimento | Unità | k_h (m/s) |
|---------|------------------------|--|-------|-------------|
| DCPTU01 | 6.2 | Argille e/o Limi Prevalenti | 3 | 1.24E-08 |
| DCPTU01 | 7.17 | Argille e/o Limi Prevalenti | 3 | 6.68E-08 |
| DCPTU01 | 13.61 | Ghiaie, ghiaie sabbiose, sabbie ghiaiose | 4 | 1.22E-04 |
| DCPTU02 | 6.35 | Argille e/o Limi Prevalenti | 3 | 2.99E-09 |
| DCPTU02 | 15.05 | Ghiaie, ghiaie sabbiose, sabbie ghiaiose | 4 | 1.00E-05 |
| DCPTU03 | 15.73 | Sabbie, sabbie limose, sabbie limoso-argillose | 6 | 5.00E-07 |

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

Tabella 6-7. Coefficiente di permeabilità in base alla descrizione litologica

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

6.4 MATERIALI A GRANA FINE

6.4.1 Premessa

La caratterizzazione geotecnica dei terreni a grana fine, ossia appartenenti alle unità 1 (LA-OC), 3 (LA-NC) e 5 (LA-NC) a comportamento prevalentemente coesivo è affidata all'interpretazione delle prove in sito (CPTU e Sondaggi) ed in laboratorio

Tutte le unità coesive sono costituite da miscele in proporzioni variabili di limi e argille di media-bassa plasticità (con contenuti subordinamenti di sabbie fini), in cui la frazione limosa è generalmente preponderante.

Scopo delle indagini è la determinazione delle seguenti caratteristiche:

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

6.4.2 Classificazione

La classificazione dei terreni a comportamento prevalentemente coesivo viene effettuata facendo riferimento all'interpretazione delle prove penetrometriche statiche per mezzo della teoria di Robertson (2009), nonché dall'osservazione qualitativa dei sondaggi a carotaggio continuo e quantitativa (analisi granulometrica) dei campioni prelevati dai sondaggi.

6.4.3 Stato attuale delle unità litostratigrafiche individuate

Lo stato attuale delle unità geotecniche 1 (LA-OC), 3 (LA-NC) e 5 (LA-NC) a comportamento prevalentemente coesivo è definito in termini di:

- tensioni geostatiche iniziali e storia tensionale;
- pressioni interstiziali.

6.4.3.1 Tensioni geostatiche iniziali e storia tensionale

La valutazione dello stato tensionale iniziale viene fatta sulla base:

- delle prove di compressione edometrica;
- di quanto desumibile dagli studi di carattere geologico;
- dell'interpretazione delle prove CPTU.

Lo stato tensionale in sito è stimato sulla base dei risultati in termini di grado di sovraconsolidazione meccanico ($OCR = \sigma'_p / \sigma'_{v0}$), con

- σ'_p = tensione verticale efficace massima subita dal deposito;
- σ'_{v0} = tensione verticale efficace geostatica;

Il grado di sovraconsolidazione è desumibile

- mediante la stima della σ'_p sulle curve di compressibilità edometrica;
- dal confronto fra la coesione non drenata del terreno e quello del terreno normalconsolidato, ad esempio secondo la seguente espressione (Ladd & Foot, 1974; Ladd et al. 1977):

$$OCR^{0.85} = \frac{s_u}{\sigma'_{v0} \cdot C_{\sigma'_{v0}} \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{\sigma_{NC}}}$$

con:

$$C_{\sigma'_{v0}} \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{\sigma_{NC}} = 0.225 \quad \text{secondo Ladd et al. 1977}$$

La resistenza non drenata s_u che determina il rapporto al numeratore viene stimata secondo la correlazione di cui al successivo paragrafo 6.4.4.

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

$$k_0 = (1 - \sin j') \cdot \sqrt{OCR}$$

6.4.3.2 Pressioni interstiziali

Il regime delle pressioni interstiziali viene ricavato sulla base dei rilievi di falda al termine delle indagini eseguite, nonché dai rilievi sulla strumentazione installata (piezometri) ed infine dalle prove di dissipazione eseguite durante le prove penetrometriche.

6.4.4 Resistenza al taglio non drenata

6.4.4.1 Premessa

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

- all'interpretazione delle prove penetrometriche statiche CPTU;
- alle prove di compressione triassiale non consolidate non drenate.

6.4.4.2 Valutazione di s_u da prove CPTU

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

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

nella quale per il fattore N_k si assumono valori compresi fra 11 e 19.

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

6.4.5 Parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci

L'angolo di resistenza a taglio per le unità a comportamento prevalentemente coesivo è stato individuato facendo riferimento alle prove di taglio diretto eseguite sui campioni indisturbati.

La coesione efficace delle unità coesive può essere posta in relazione alla storia tensionale secondo Mayne & Stewart (1988):

$$c' \sim 2\% s'_p$$

$s'_{v,max}$ = pressione di preconsolidazione

6.4.6 Caratteristiche di deformabilità

6.4.6.1 Moduli elastici iniziali

Vedi paragrafo 6.3.4.1.

6.4.6.2 Moduli elastici operativi in condizioni drenate

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

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

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

- Metodi di calcolo non lineari.

I dati di ingresso per le analisi sono i seguenti.

- § Moduli elastici iniziali indicati nel paragrafo 6.4.6.1;
- § Curve di degrado del modulo in funzione del livello di deformazione o di spostamento indotto: tipiche curve di degrado del modulo di taglio G in funzione del livello di deformazione di taglio g indotto, proposte da Vucetic & Dobry (1991), sono riportate

nella Figura 6-7. Una curva di degrado riferita al campione S3-C12 è stata inoltre ottenuta da una prova di colonna risonante.

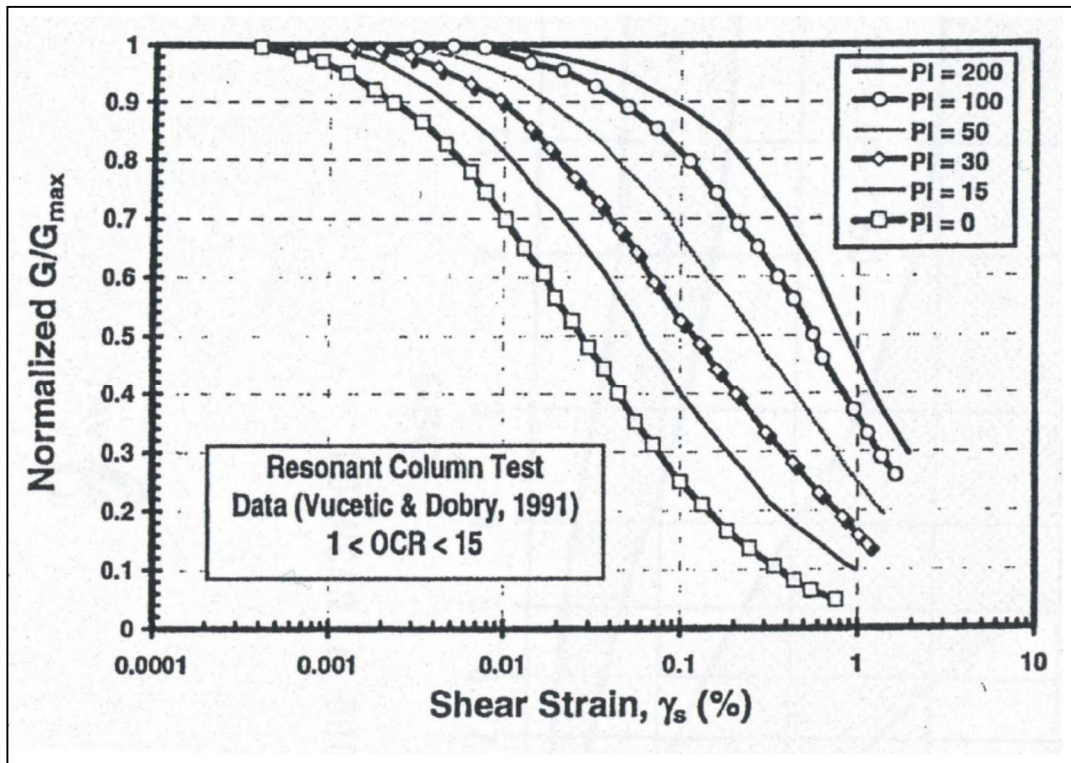


Figura 6-7. Degradazione del modulo di taglio G per terreni coesivi

- Metodi di calcolo lineari.

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

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

Nelle analisi geotecniche si farà necessariamente riferimento a modelli costitutivi elasto-plastici e/o elasto-visco-plastici.

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

Il modulo confinato M_0 da prove penetrometriche viene ricavato in accordo a quanto riportato nella tabella seguente (Mitchell & Gardner, 1975) per terreni a grana fine.

Tabella 6-8. Correlazione fra resistenza di punta q_c e modulo confinato M_0

| | | | |
|-----------------------|--------------------|--|--------------------------------|
| $q_c < 0.7$ MPa | $3 < \alpha < 8$ | Clay of low plasticity (CL) | |
| $0.7 < q_c < 2.0$ MPa | $2 < \alpha < 5$ | | |
| $q_c > 2.0$ MPa | $1 < \alpha < 2.5$ | | |
| $q_c > 2.0$ MPa | $3 < \alpha < 6$ | Low plasticity silts ML | |
| $q_c < 2.0$ MPa | $1 < \alpha < 3$ | | |
| $q_c < 2.0$ MPa | $2 < \alpha < 6$ | Highly plastic silts and clays (MH,CH) | |
| $q_c < 1.2$ MPa | $2 < \alpha < 8$ | Organic silts (OL) | |
| $q_c < 0.7$ MPa | $50 < w < 100$ | $1.5 < \alpha < 4$ | Peat and organic clay (OL, OH) |
| | $100 < w < 200$ | $1 < \alpha < 1.5$ | |
| | $w > 200$ | $0.4 < \alpha < 1$ | |

6.4.7 Coefficienti di permeabilità

I coefficienti di permeabilità k sono determinabili a partire:

- Dai risultati delle prove di dissipazione eseguite durante le prove penetrometriche (in termini di k_h , si vedano i risultati dell'interpretazione delle prove in Tabella 6-6)
- Dai risultati delle prove di compressione edometrica (in termini di k_v)
- Dai risultati delle prove di taglio diretto (fase di consolidazione, in termini di k_v)
- Dalla correlazione proposta da Robertson (2010) e riportata al paragrafo 6.3.5, nonché in riferimento ai valori indicati in Tabella 6-7 sulla base della descrizione dell'unità considerata.

7 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

7.1 PREMESSA

Il presente capitolo riporta la caratterizzazione geotecnica delle unità individuate lungo il tratto stradale in esame.

L'interpretazione delle indagini ha consentito di individuare le seguenti unità geotecniche:

- Unità 1 (LA-OC) – Limi e argille OC.
- Unità 2 (LS) - Limi e limi sabbiosi.
- Unità 3 (LA-NC) - Limi e argille NC o leggermente OC.
- Unità 4 (SG) - Sabbie e ghiaie in matrice limosa.
- Unità 5 (LA-NC) - Limi e argille NC o leggermente OC.
- Unità 6 (SL) - Sabbie limose.

Si segnala che, in riferimento al terreno agrario del primo metro di profondità, ai fini delle analisi geotecniche è stato assimilato alle unità alluvionali sottostanti.

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

Nei grafici riportati in Appendice A vengono indicati, 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;
- i coefficienti di permeabilità.

Nel seguito si riportano i valori o gli intervalli dei valori (minimo e massimo) dei parametri geotecnici caratteristici.

Tabella 7-1. Peso di volume naturale [kN/m³]

| | Unità 1 (LA-OC) | Unità 2 (LS) | Unità 3 (LA-NC) | Unità 4 (SG) | Unità 5 (LA-NC) | Unità 6 (SL) |
|---------------------------|--------------------|-----------------|--------------------|-----------------|--------------------|-----------------|
| g [kN/m ³] | 18.5 | 19 | 18.5 | 19 | 19.5 | 19.5 |

Tabella 7-2. Resistenza a taglio di picco non drenata [kPa]

| | Unità 1 (LA-OC) | Unità 3 (LA-NC) | Unità 5 (LA-NC) |
|----------------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| c _u [kPa] | 80÷100 | 40÷60 | 80÷100 |

Tabella 7-3. Parametri di resistenza al taglio efficace di picco

| | Unità 1 (LA-OC) | Unità 2 (LS) | Unità 3 (LA-NC) | Unità 4 (SG) | Unità 5 (LA-NC) | Unità 6 (SL) |
|------------------------------|--------------------|-----------------|--------------------|-----------------|--------------------|-----------------|
| $j' \text{ (}^\circ\text{)}$ | 22÷24 | 30÷33 | 26÷28 | 40÷43 | 26÷28 | 34÷36 |
| $c' \text{ (kPa)}$ | 5÷10 | 0 | 1÷4 | 0 | 6÷8 | 0 |

Tabella 7-4. Moduli di deformazione operativi per analisi in campo lineare [MPa]

| | Unità 1 (LA-OC) | Unità 2 (LS) | Unità 3 (LA-NC) | Unità 4 (SG) | Unità 5 (LA-NC) | Unità 6 (SL) |
|--------------------|--------------------|-----------------|--------------------|-----------------|--------------------|-----------------|
| $E' \text{ [MPa]}$ | 12÷14 | 10÷15 | 3÷5 | 55÷65 | 6÷8 | 50÷60 |
| $M \text{ [MPa]}$ | 15÷20 | 15÷20 | 4÷6 | 65÷75 | 8÷10 | 55÷70 |

Il parametro di permeabilità per l'Unità 1 è stato valutato tenendo presente l'alto contenuto di argilla di tale unità e tarando pertanto il valore principalmente sul risultato restituito dalle prove edometriche.

Tabella 7-5. Coefficiente di permeabilità medio [m/s]

| | Unità 1 (LA-OC) | Unità 2 (LS) | Unità 3 (LA-NC) | Unità 4 (SG) | Unità 5 (LA-NC) | Unità 6 (SL) |
|-------------------|--------------------|-----------------|--------------------|-----------------|--------------------|-----------------|
| $k \text{ [m/s]}$ | 1.00E-09 | 4.00E-07 | 2.00E-9 | 1.00E-05 | 1.00E-09 | 8.00E-05 |

Tabella 7-6. Grado di sovraconsolidazione OCR e Indice di compressione e ricomprensione Cc e Cr

| | Unità 1 (LA-OC) | Unità 3 (LA-NC) | Unità 5 (LA-NC) |
|---------|-----------------|-----------------|-----------------|
| OCR [-] | 10÷19 | 1÷4 | 1÷2 |
| Cc [-] | 0.3038 | 0.2617 | 0.2951 |
| Cs [-] | 0.0590 | 0.0438 | 0.0753 |
| e_0 | 0.903 | 0.799 | 0.8213 |

I valori caratteristici delle resistenze saranno selezionati nell'ambito degli intervalli indicati secondo i seguenti criteri:

- valori prossimi al valore medio per verifiche che coinvolgano 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 meno resistenti a quelle più resistenti;
- valori prossimi al valore minimo per verifiche che coinvolgano 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 meno resistenti a quelle più resistenti a causa della sua ridotta rigidità.

7.2 PARAMETRI PER L'ANALISI DI INTERAZIONE PALO-TERRENO

Per l'analisi del comportamento dei pali soggetti ad azioni orizzontali condotta con il metodo delle curve p-y implementato in software commerciali come Lpile e Group si suggerisce di adottare per ciascuna unità geotecnica individuata i parametri caratteristici riportati in Tabella 7-7.

Per l'analisi del comportamento dei pali soggetti ad azioni orizzontali condotta con il metodo Matlock e Reese si suggerisce di adottare per ciascuna unità geotecnica i valori caratteristici del modulo di reazione E_s [kN/m²] ottenuti dai coefficienti di reazione orizzontali riportati in Tabella 7-8: $E_s = h_h \cdot z \cdot d$ per argille NC e terreni incoerenti e $E_s = c \cdot d$ per argille OC, avendo indicato con d il diametro del palo.

Tabella 7-7. Parametri caratteristici per il metodo delle curve p-y.

| Unità | Modello curva p-y | g [kN/m ³] | φ' [deg] | k [kN/m ³] | c _u [kPa] | ε ₅₀ - | k _c [kN/m ³] |
|------------|------------------------------------|---------------------------|-------------|---------------------------|-------------------------|----------------------|--|
| Rilevato_s | dense sand (Reese) | 20 | 0 | 0 | 0 | - | - |
| Rilevato_i | dense sand (Reese) | 20 | 17.31 | 27450 (*) | 0 | - | - |
| Unità 1 | stiff clay with Free Water (Reese) | 18.5 | - | - | 80 | 0.007 | 55000 |
| Unità 2 | loose sand (Reese) | 19 | 32 | 5430 | - | - | - |
| Unità 3 | soft clay (Matlock) | 18.5 | - | - | 50 | 0.02 | - |
| Unità 4 | dense sand (Reese) | 19 | 41 | 33900 | - | - | - |
| Unità 5 | soft clay (Matlock) | 19.5 | - | - | 90 | 0.01 | - |
| Unità 6 | medium sand (Reese) | 19.5 | 35 | 16300 | - | - | - |

* corrispondente a 61000 ridotto di $(1 - \sin \alpha) = 0.45$

Tabella 7-8. Parametri caratteristici per il metodo di Matlock-Reese.

| Unità | Modello coefficiente di reazione orizzontale di Matlock e Reese | c kN/m ³ | h _h kN/m ³ |
|------------|---|------------------------|-------------------------------------|
| Rilevato_s | terreno incoerente (soprafalda) | - | 0 |
| Rilevato_i | terreno incoerente (soprafalda) | - | 14778 * |
| Unità 1 | argilla OC | 5360 | - |
| Unità 2 | terreno incoerente soprafalda | - | 7030 |
| Unità 2 | terreno incoerente | - | 3700 |
| Unità 3 | argilla NC | - | 2965 |
| Unità 4 | terreno incoerente | - | 14800 |
| Unità 5 | argilla NC | - | 7465 |
| Unità 6 | terreno incoerente | - | 6420 |

* corrispondente a 32840 ridotto di $(1 - \sin \alpha) = 0.45$

(*) Nel caso delle spalle, per tener conto del fatto che la testa dei pali è al tetto di un rilevato di spessore H e che questi ha una pendenza 2/3 ($\alpha = 33.69^\circ$), per uno spessore $H_s = H/2$ a partire da testa palo si assumerà una resistenza nulla, mentre nel restante spessore $H - H_s$, la resistenza orizzontale del terreno verrà ridotta di un fattore $r = 0.45$ (corrispondente a $1 - \sin \alpha$)

8 CAPACITA' PORTANTE VERTICALE DEL PALO SINGOLO

Nel seguito si riportano i criteri di calcolo adottati per la stima della capacità portante limite del palo singolo soggetto a carichi assiali di compressione e trazione.

La capacità portante limite del palo è valutata come somma della resistenza limite laterale R_s e della resistenza limite di base R_b :

$$R_t = R_s + R_b$$

valutate con le seguenti relazioni:

$$R_s = \sum_{j=1}^n A_{s,j} \times q_{s,j}$$

$$R_b = A_b \times q_b$$

dove:

$A_{s,j}$ = area laterale del palo corrispondente allo strato j ;

$q_{s,j}$ = portanza laterale limite strato j ;

n = numero totali di strati;

A_b = area base palo;

q_b = portanza limite di base.

Nel seguito si riportano le indicazioni in merito alle correlazioni impiegate per la valutazione della resistenza calcolata del singolo palo in relazione alla tipologia di terreno.

8.1 PORTANZA LATERALE

8.1.1 Strati a comportamento prevalentemente coesivo

Ci si riferisce alle unità argillose denominate **Unità 1**, **Unità 3** e **Unità 5**

$$q_{s,i} = \min(\alpha \cdot c_{u,i}; 100 \text{ kPa})$$

con:

$q_{s,i}$ = portanza laterale dello strato i -esimo (kPa)

$c_{u,i}$ = coesione caratteristica non drenata dello strato i -esimo;

α_i = è un coefficiente empirico nello strato i -esimo funzione della $c_{u,i}$. Si assume valida la seguente legge di variazione (Raccomandazioni AGI 1984):

$\alpha = 0.9$ $c_u \leq 25$ kPa

$\alpha = 0.8$ $c_u = 25 \div 50$ kPa

$\alpha = 0.6$ $c_u = 50 \div 75$ kPa

$\alpha = 0.4$ $c_u > 75$ kPa

8.1.2 Strati a comportamento prevalentemente incoerente

Ci si riferisce alle unità sabbiose e limo-sabbiose denominate **Unità 2**, **Unità 4** e **Unità 6**:

$$q_{s,i} = \min (k_i(z) \cdot \sigma'_v(z) \cdot \tan \varphi'_i ; \tau_{wright}(N_{spt}))$$

dove:

$\sigma'_v(z)$ pressione geostatica verticale efficace (kPa);

φ'_i angolo di resistenza al taglio del terreno naturale corrispondente allo strato i (°);

$k_i(z)$ il coefficiente k è valutato in accordo alle curve riportate nel grafico seguente, in accordo alla variabilità 0.7÷0.4 indicata dalle Raccomandazioni AGI (1984), con valori decrescenti con la profondità. La curva k(z/L) utilizzata è la legge 3.

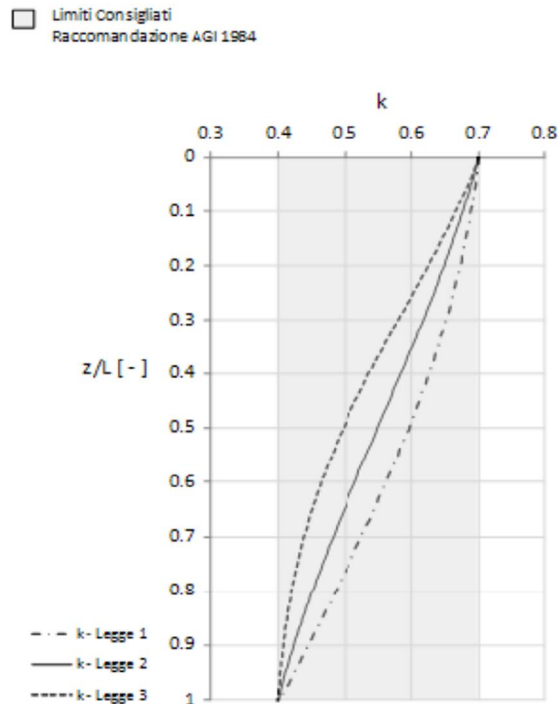


Figura 8-1 - Curve di variazione di k con la profondità in accordo alla variabilità 0.7-0.4 indicata dalle Raccomandazione AGI (1984).

$$k_i(z) = \frac{\sigma'_h(z)}{\sigma'_v(z)}$$

$$k_i(z) = a \cdot \left(\frac{z}{L}\right)^4 + b \cdot \left(\frac{z}{L}\right)^3 + c \cdot \left(\frac{z}{L}\right)^2 + d \cdot \left(\frac{z}{L}\right) + e$$

dove:

$\sigma'_h(z)$ pressione geostatica orizzontale efficace (kPa);

z quota considerata da testa palo (m);

L lunghezza palo (m);

a,b,c,d,e parametri polinomiale, che assumono i valori indicati in tabella.

| Legge variabilità K | Legge 1 | Legge 3 |
|---------------------|----------|----------|
| a = | 0.06054 | -0.42714 |
| b = | -0.03632 | 1.114648 |
| c = | -0.23278 | -0.71566 |
| d = | -0.08914 | -0.27243 |
| e = | 0.7 | 0.7 |

Figura 8-2- Leggi di variabilità coeff k e parametri polinomiale.

Nel caso specifico si assume le legge 1.

$\tau_{wright}(N_{spt})$ sforzi tangenziali in funzione numero di colpi (N_{spt}) registrato in prova penetrometrica dinamica SPT (n°colpi/30cm), secondo le relazioni sotto riportate:

$$\tau_{wright} = 3 \cdot N_{spt} \text{ (kPa) se } N_{spt} \leq 53 \text{ colpi/30cm;}$$

$$\tau_{wright} = 142 + 0.32 \cdot N_{spt} \text{ (kPa) se } N_{spt} > 53 \text{ colpi/30cm.}$$

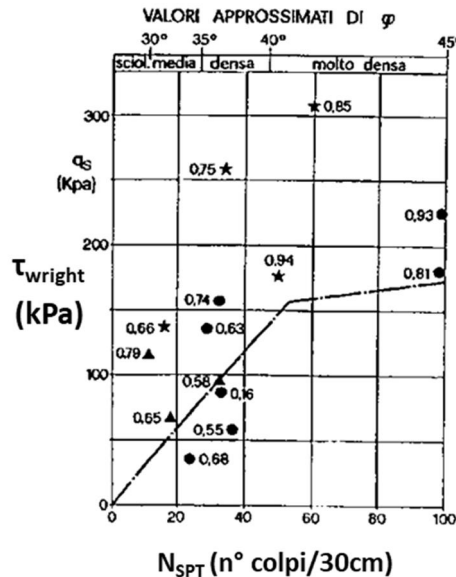


Figura 8-3 - Sforzo tangenziale (Wright 1977) in funzione del numero di colpi registrato in prova penetrometrica dinamica SPT (n°colpi/30cm).

Dall'analisi statistica dei valori di densità relativa $Dr(\%)$ ricavati mediante correlazione dalle CPTU (vedi Figura 17-4) si desumono i seguenti valori medi della densità relativa:

| Unità 2: | Unità 4: | Unità 6: |
|-------------------------|-------------------------|-------------------------|
| Valor medio $Dr(\%)=48$ | Valor medio $Dr(\%)=80$ | Valor medio $Dr(\%)=72$ |

Interpolando linearmente entro i limiti di corrispondenza della tabella seguente:

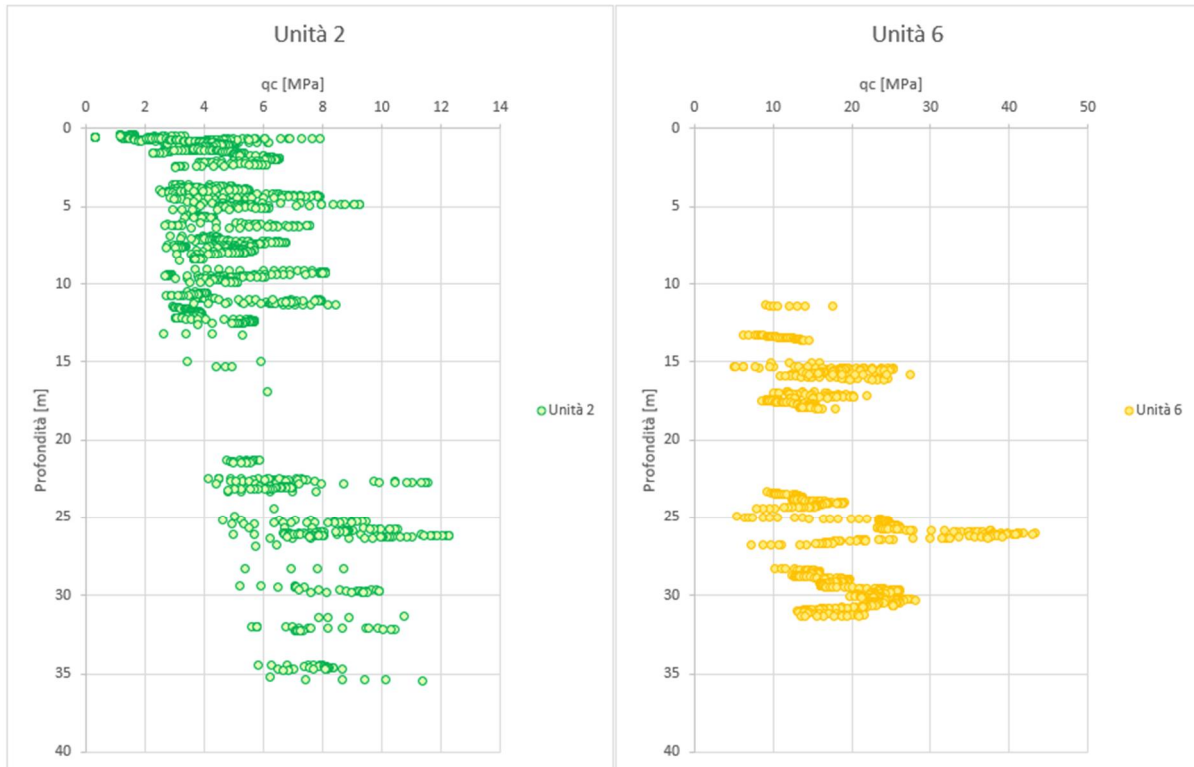
| | | | |
|-----------|----|----|----|
| N_{SPT} | 10 | 30 | 50 |
| $Dr\%$ | 35 | 65 | 85 |

si stimano i seguenti valori medi di N_{SPT} :

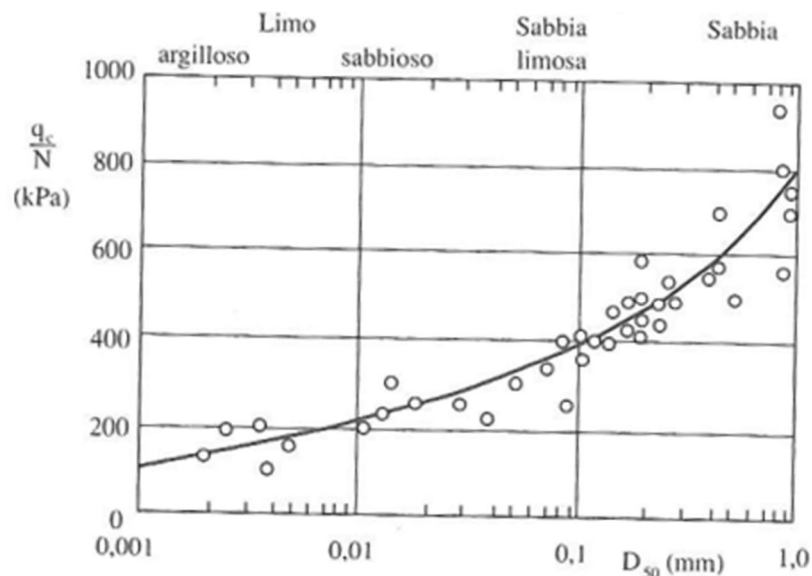
| Unità 2: | Unità 4: | Unità 6: |
|-------------------------|----------------------|----------------------|
| N _{SPT} =18.67 | N _{SPT} =45 | N _{SPT} =37 |

Per l'unità 4 inoltre la media dei valori disponibili di N_{SPT} disponibili (44,28,43,62,54,49,48,35,39) è pari a 44.7.

Per l'unità 2 e l'unità 6 a partire dal valore medio di q_c ricavato dagli andamenti delle CPT disponibili



ed utilizzando la seguente correlazione numero di colpi N_{SPT} e resistenza alla punta q_c delle CPTU si ottengono i seguenti valori di N_{SPT}:



| Unità 2: | Unità 6: |
|--------------------------|--------------------------|
| qc=5 | qc=18.5 |
| $\frac{qc}{NSPT} = 0.22$ | $\frac{qc}{NSPT} = 0.40$ |
| N _{SPT} =22.70 | N _{SPT} =46.25 |

I valori limiti di $\tau_{wright}(N_{spt})$ sono determinati con i valori minimi di N_{SPT} trovati:

| Unità 2: | Unità 4: | Unità 6: |
|---|--|--|
| N _{SPT} =18.67 | N _{SPT} =44.7 | N _{SPT} =37 |
| $\tau_{wright}(N_{spt}) \cong 55\text{kPa}$ | $\tau_{wright}(N_{spt}) \cong 130\text{kPa}$ | $\tau_{wright}(N_{spt}) \cong 110\text{kPa}$ |

8.2 PORTANZA DI BASE

8.2.1 Strati a comportamento prevalentemente coesivo

Ci si riferisce alle unità argillose denominate **Unità 1, Unità 3 e Unità 5**.

La portanza di base è valutata con la seguente relazione:

$$q_b = 9 \cdot c_u + \sigma_v \leq q_{blim} = 3800 \text{ kPa}$$

Il valore di q_{blim} è in accordo a Engling a Reese 1974.

8.2.2 Strati a comportamento prevalentemente incoerente

Ci si riferisce alle unità sabbiose e limo-sabbiose denominate **Unità 2, Unità 4 e Unità 6**:

La portanza di base negli strati incoerenti è valutata con la seguente relazione:

$$q_b = \min(N_q^* \cdot \sigma'_{v,base}; q_{Reese})$$

con

N_q^* coefficiente di Berezantzev (1965), funzione del rapporto L/D (L/\varnothing_{palo}) e dell'angolo d'attrito del terreno φ' , determinato come segue

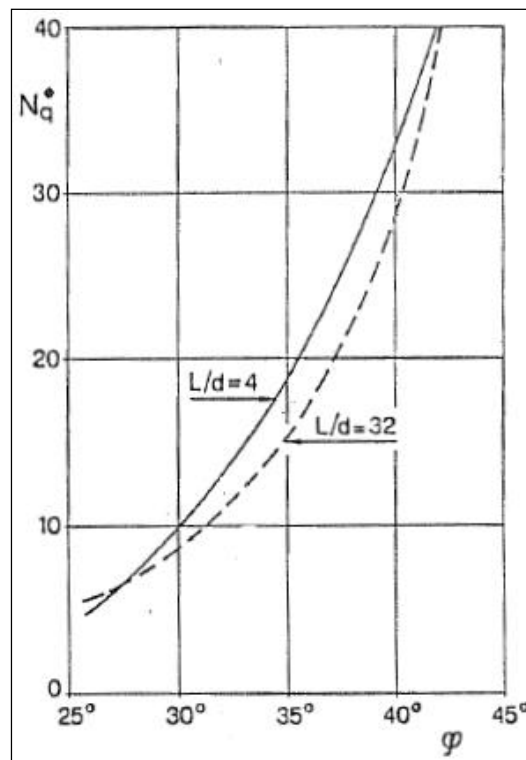


Figura 8-4. Pali trivellati in cls (terreni granulari): resistenza specifica alla punta, coefficiente N_q^* (Berezantzev, 1965) corrispondente all'insorgere delle deformazioni plastiche alla punta

$$N_q^* = a \cdot \varphi'^3 + b \cdot \varphi'^2 + c \cdot \varphi' + d$$

$$\text{Con } 28^\circ \leq \varphi' \leq 43^\circ$$

| Legge variabilità N^*_{sq} | L/D = 4 (L/D < 4) | L/D = 32 (L/D > 32) |
|---------------------------------|----------------------|------------------------|
| a = | 0.0028 | 0.00838 |
| b = | -0.1967 | -0.72697 |
| c = | 5.6612 | 21.87956 |
| d = | -58.5520 | -219.5848 |

Figura 8-5 - Legge di variabilità N^*_{sq} e parametri polinomiale.

- $\sigma'_{v,base}$ pressione geostatica verticale efficace agente in corrispondenza della punta del palo (kPa);
- ϕ'_i angolo di resistenza al taglio che caratterizza la formazione in corrispondenza della base del palo (°);
- q_{Reese} pressione di base in funzione numero di colpi (N_{spt}) registrato in prova penetrometrica dinamica SPT (n°colpi/30cm), secondo le relazioni sotto riportate:

$$q_{Reese} = 66.7 \cdot N_{spt} \text{ (kPa) se } N_{spt} \leq 60 \text{ colpi/30cm;}$$

$$q_{Reese} = 4000 \text{ kPa se } N_{spt} > 60 \text{ colpi/30cm.}$$

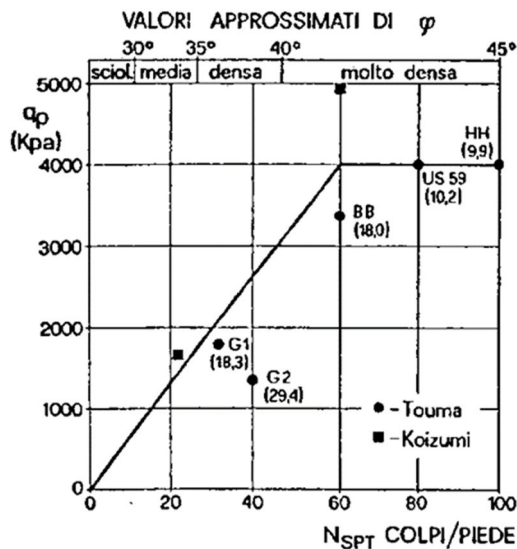


Figura 8-6- Resistenza alla punta (Reese, 1978) in funzione del numero di colpi re registrato in prova penetrometrica dinamica SPT (n°colpi/30cm).

I valori limiti q_{Reese} sono così determinati:

| Unità 2: | Unità 4: | Unità 6: |
|----------------------------------|----------------------------------|----------------------------------|
| $N_{SPT}=18.67$ | $N_{SPT}=44.7$ | $N_{SPT}=37$ |
| $q_{Reese} \cong 1200\text{kPa}$ | $q_{Reese} \cong 3000\text{kPa}$ | $q_{Reese} \cong 2400\text{kPa}$ |

8.2.3 Correzione della portanza di base per la presenza di strati con consistenza

differente

La costruzione dell'andamento della portata di base con la profondità in condizioni stratigrafiche particolari (pali che attraversano uno strato di terreno sciolto fino a immorsarsi in uno strato compatto di base di notevole spessore, piuttosto che pali immorsati in uno strato compatto di base di modesto spessore sovrastante uno strato di terreno sciolto) è condotta in accordo alle indicazioni riportate nella figura sottostante.

Nel caso specifico si assume $m=4$.

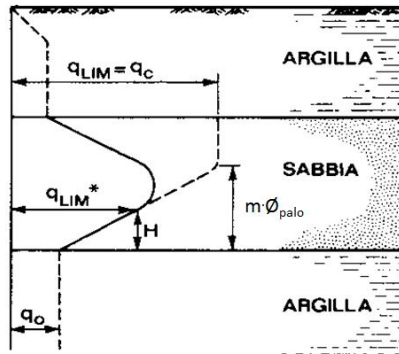


Figura 8-7 – Criterio di correzione della resistenza di punta - Meyerhof, Sastry [1976].

8.3 RIDUZIONE CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI: EFFETTI DELLA VICINANZA TRA I PALI

Al fine di stimare in maniera quantitativa, gli effetti di mutua interferenza ricollegabili a pali eccessivamente prossimi gli uni agli altri in termini di riduzione degli sforzi tangenziali mobilitabili lungo il fusto del palo e di diminuzione della pressione ultima alla base, è stato messo a punto un criterio analitico di seguito illustrato, impiegato prevalentemente nelle problematiche progettuali connesse alla risoluzione di non conformità realizzative.

Il criterio illustrato si basa sul concetto che la capacità portante di un palo realizzato, rispetto agli altri pali della palificata, a distanza interassiale relativa (i/\varnothing), espressa in funzione del diametro di perforazione \varnothing) inferiore ad un certo limite è influenzata in maniera negativa dalla presenza dei pali eccessivamente prossimi al palo considerato.

Resistenza Laterale

Il criterio di calcolo si fonda sul principio che pali posti ad una certa distanza relativa (intesa come distanza interassiale dei pali, normalizzata al diametro di perforazione) non presentano compromissione degli sforzi tangenziali agenti sul fusto del palo, dunque per tali pali è possibile considerare agenti sull'intera superficie laterale e con il valore tipico del "palo isolato" $\tau_{p.i.}$.

Salvo casi particolari, in prima approssimazione, si può assumere che la distanza interassiale oltre la quale i pali limitrofi non risultano influenzati dalla presenza di pali limitrofi, diversificato per la "direzione" dell'azione assiale, sia:

$$\left(\frac{i}{\varnothing}\right)_{\text{lim comp}} = 3 \rightarrow \text{Palo in compressione}$$

$$\left(\frac{i}{\varnothing}\right)_{\text{lim traz}} = 4 \rightarrow \text{Palo in trazione}$$

Dunque, per pali soggetti ad azioni assiali di compressione,

$$\left(\frac{i}{\varnothing}\right) \geq \left(\frac{i}{\varnothing}\right)_{\lim \text{ comp}} \rightarrow A = \pi \cdot \varnothing \div \tau = \tau_{p.i.}$$

e per pali soggetti ad azioni assiali di trazione,

$$\left(\frac{i}{\varnothing}\right) \geq \left(\frac{i}{\varnothing}\right)_{\lim \text{ traz}} \rightarrow A = \pi \cdot \varnothing \div \tau = \tau_{p.i.}$$

Quando due pali si trovano ad una distanza interassiale minore del valore limite, su una porzione della superficie laterale del palo agiranno degli sforzi tangenziali ridotti rispetto a quelli che agirebbero sulla superficie laterale di un palo isolato; il coefficiente di riduzione α_τ è definito da una legge di variazione lineare tra 0 e 1. Il valore $\alpha_\tau = 0$ (interferenza massima) si assume quando i pali si toccano ($i/\varnothing=1$), mentre il valore $\alpha_\tau = 1$ (interferenza assente, vale a dire $\tau = \tau_{p.i.}$) è posto quando i pali si trovano ad una distanza superiore ai valori limite precedentemente introdotti.

Per stimare in maniera approssimativa la porzione di superficie laterale in corrispondenza della quale gli sforzi tangenziali assumono il valore ridotto $\alpha_\tau \tau$ rispetto al valore che caratterizza gli sforzi tangenziali agenti sul "palo isolato", si procede nel modo seguente, si unisce con un segmento i centri dei due pali limitrofi e si calcola l'angolo α che l'arco di lunghezza $\varnothing/2 \alpha$, immaginando che esso vari linearmente da un valore di $\pi/2$ (interferenza massima) per pali che si toccano ($i/\varnothing=1$), ad un valore pari a 0° (interferenza assente) allorchè i pali in esame vengano a trovarsi ad una distanza superiore ai valori limite precedentemente introdotti.

Traducendo in formule i concetti alla base del criterio esposto si ha:

$$1 \leq \left(\frac{i}{\varnothing}\right) < \left(\frac{i}{\varnothing}\right)_{\lim \text{ comp}} \rightarrow \begin{cases} A = \pi \cdot \varnothing - A_\alpha & e \quad \tau = \tau_{p.i.} \\ A_\alpha = \frac{\varnothing}{2} \cdot \alpha & e \quad \tau = \alpha_\tau \cdot \tau_{p.i.} \end{cases}$$

$$1 \leq \left(\frac{i}{\varnothing}\right) < \left(\frac{i}{\varnothing}\right)_{\lim \text{ traz}} \rightarrow \begin{cases} A = \pi \cdot \varnothing - A_\alpha & e \quad \tau = \tau_{p.i.} \\ A_\alpha = \frac{\varnothing}{2} \cdot \alpha & e \quad \tau = \alpha_\tau \cdot \tau_{p.i.} \end{cases}$$

$$\alpha = \alpha\left(\frac{i}{\varnothing}\right) = \begin{cases} \frac{\pi}{2} - \frac{\frac{\pi}{2}}{\left(\frac{i}{\varnothing}\right)_{\lim \text{ comp}} - 1} \cdot \left(\frac{i}{\varnothing} - 1\right), & \text{per } 1 \leq \left(\frac{i}{\varnothing}\right) < \left(\frac{i}{\varnothing}\right)_{\lim \text{ comp}} \\ 0^\circ, & \text{per } \left(\frac{i}{\varnothing}\right) \geq \left(\frac{i}{\varnothing}\right)_{\lim \text{ comp}} \end{cases}$$

$$\alpha = \alpha\left(\frac{i}{\varnothing}\right) = \begin{cases} \frac{\pi}{2} - \frac{\frac{\pi}{2}}{\left(\frac{i}{\varnothing}\right)_{\lim \text{ traz}} - 1} \cdot \left(\frac{i}{\varnothing} - 1\right), & \text{per } 1 \leq \left(\frac{i}{\varnothing}\right) < \left(\frac{i}{\varnothing}\right)_{\lim \text{ traz}} \\ 0^\circ, & \text{per } \left(\frac{i}{\varnothing}\right) \geq \left(\frac{i}{\varnothing}\right)_{\lim \text{ traz}} \end{cases}$$

$$\alpha = \alpha\left(\frac{i}{\emptyset}\right) = \begin{cases} \frac{\pi}{2} - 0.7854 \cdot \left(\frac{i}{\emptyset} - 1\right), & \text{per } 1 \leq \left(\frac{i}{\emptyset}\right) < 3 \\ 0^\circ, & \text{per } \left(\frac{i}{\emptyset}\right) \geq 3 \end{cases}$$

$$\alpha = \alpha\left(\frac{i}{\emptyset}\right) = \begin{cases} \frac{\pi}{2} - 0.5236 \cdot \left(\frac{i}{\emptyset} - 1\right), & \text{per } 1 \leq \left(\frac{i}{\emptyset}\right) < 4 \\ 0^\circ, & \text{per } \left(\frac{i}{\emptyset}\right) \geq 4 \end{cases}$$

$$\alpha_\tau = \alpha_\tau\left(\frac{i}{\emptyset}\right) = \begin{cases} \frac{1}{\left(\frac{i}{\emptyset}\right)_{lim\ comp} - 1} \cdot \left(\frac{i}{\emptyset} - 1\right), & \text{per } 1 \leq \left(\frac{i}{\emptyset}\right) < \left(\frac{i}{\emptyset}\right)_{lim\ comp} \\ 1, & \text{per } \left(\frac{i}{\emptyset}\right) \geq \left(\frac{i}{\emptyset}\right)_{lim\ comp} \end{cases}$$

$$\alpha_\tau = \alpha_\tau\left(\frac{i}{\emptyset}\right) = \begin{cases} \frac{1}{\left(\frac{i}{\emptyset}\right)_{lim\ traz} - 1} \cdot \left(\frac{i}{\emptyset} - 1\right), & \text{per } 1 \leq \left(\frac{i}{\emptyset}\right) < \left(\frac{i}{\emptyset}\right)_{lim\ traz} \\ 1, & \text{per } \left(\frac{i}{\emptyset}\right) \geq \left(\frac{i}{\emptyset}\right)_{lim\ traz} \end{cases}$$

$$\alpha_\tau = \alpha_\tau\left(\frac{i}{\emptyset}\right) = \begin{cases} \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{i}{\emptyset} - 1\right), & \text{per } 1 \leq \left(\frac{i}{\emptyset}\right) < 3 \\ 1, & \text{per } \left(\frac{i}{\emptyset}\right) \geq 3 \end{cases}$$

$$\alpha_\tau = \alpha_\tau\left(\frac{i}{\emptyset}\right) = \begin{cases} \frac{1}{3} \cdot \left(\frac{i}{\emptyset} - 1\right), & \text{per } 1 \leq \left(\frac{i}{\emptyset}\right) < 4 \\ 1, & \text{per } \left(\frac{i}{\emptyset}\right) \geq 4 \end{cases}$$

Nel caso un palo sia posto a distanze contenute rispetto a più pali, per ogni palo si calcolerà la lunghezza dell'arco in corrispondenza del quale gli sforzi tangenziali risultano "compressi" a causa dell'eccessiva vicinanza con gli altri pali. Nel caso in cui le zone di influenza di più pali si "sovrappongano", nella zona di "sovrapposizione" si considererà agente lo sforzo tangenziale minore, come descritto in Figura 8-8.

In definitiva la porzione laterale del palo è suddivisa in diverse porzioni in cui si considerano agenti sforzi tangenziali di entità differente; definita l la generica porzione della superficie laterale del palo in corrispondenza della quale agisce lo sforzo tangenziale ridotto $\alpha_{\tau} \tau_{p.i.}$, è possibile calcolare uno sforzo tangenziale medio equivalente, tenendo conto che nella porzione di superficie laterale di palo che non risente della presenza dei pali vicini, si considerano agenti gli sforzi tangenziali propri del "palo isolato". Lo sforzo tangenziale medio equivalente risulta:

$$\tau_{eq} = \frac{(\phi \cdot \pi - \sum_{i=1}^N l_i) \cdot \tau_{p.i.} + \sum_{i=1}^N l_i \cdot \alpha_{\tau i} \cdot \tau_{p.i.}}{\phi \cdot \pi} = \alpha_{\tau eq} \cdot \tau_{p.i.}$$

$$\alpha_{\tau eq} = \frac{(\phi \cdot \pi - \sum_{i=1}^N l_i) + \sum_{i=1}^N l_i \cdot \alpha_{\tau i}}{\phi \cdot \pi}$$

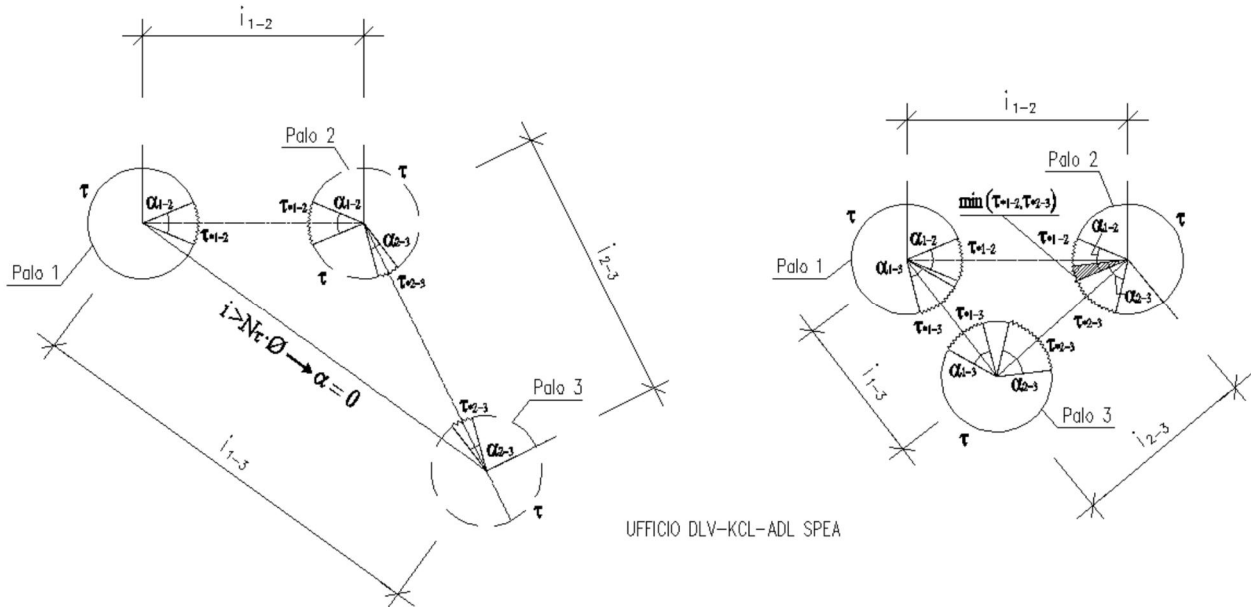


Figura 8-8- Pali trivellati in cls. Definizione delle porzioni di superficie laterale del palo in cui considerare azioni tangenziali attritive ridotte per effetto della vicinanza di pali limitrofi.

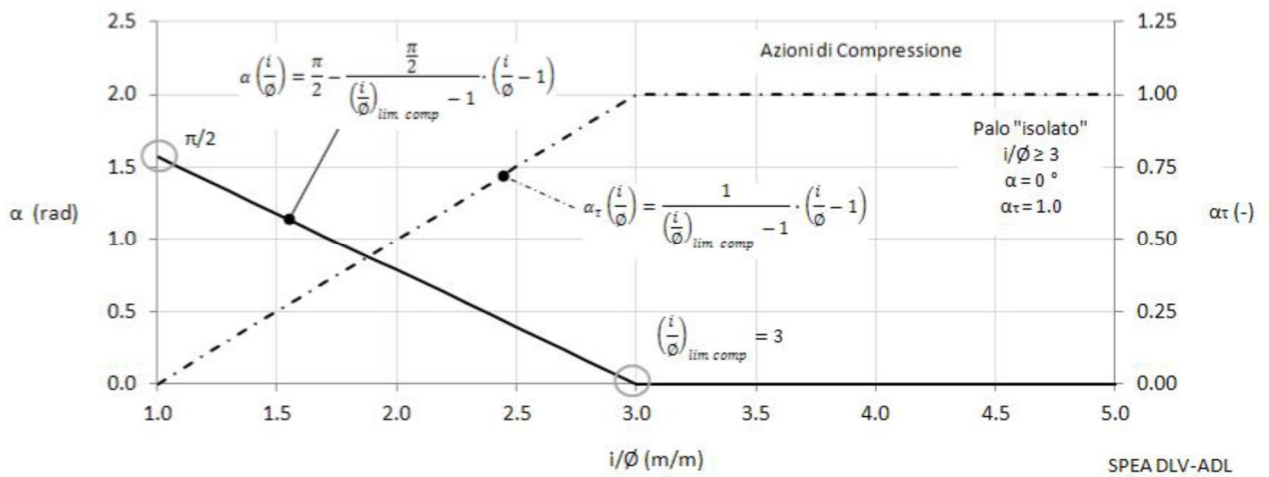


Figura 8-9- Pali trivellati in cls: effetti "analitici" del "mutuo disturbo" in termini di compressione degli sforzi tangenziali attritivi agenti sulla superficie laterale imputabili alla ridotta distanza tra i pali (azioni assiali di compressione).

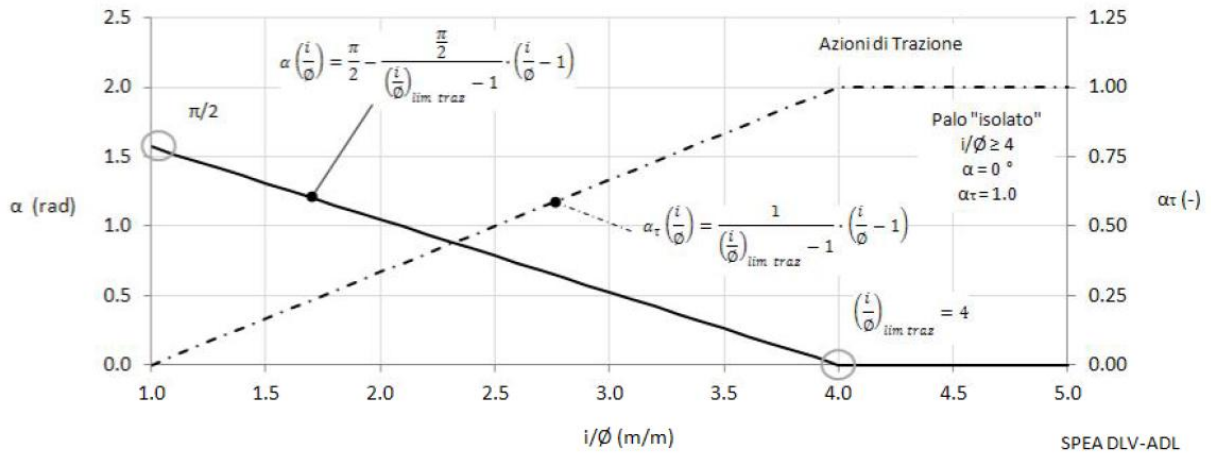


Figura 8-10- Pali trivellati in cls: effetti “analitici” del “mutuo disturbo” in termini di compromissione degli sforzi tangenziali attritivi agenti sulla superficie laterale imputabili alla ridotta distanza tra i pali (azione assiale di trazione).

Nel caso di pali di diametro \varnothing accostati, disposti a distanza interassiale i , per definire il coefficiente riduttivo per gli sforzi tangenziali agenti sul fusto $\alpha_{\tau,eq}$, è possibile adottare la seguente espressione:

$$\alpha_{\tau,eq} = \frac{2 \cdot i}{\varnothing \cdot \pi}$$

Portata alla punta

Definita $q_{b,p.i.}$ la pressione ultima di base valida per il “palo isolato”, è possibile definire la portata ultima di un palo non isolato come il prodotto di q_b per un coefficiente riduttivo α_q , definito approssimativamente come segue:

$$\alpha_q \cong 0.5 + \frac{0.5}{\left(\frac{i}{\varnothing}\right)_{lim\ comp} - 1} \cdot \left(\frac{i}{\varnothing} - 1\right)$$

$$q_b = \alpha_b \cdot q_{b,p.i.}$$

conservativamente è possibile fare riferimento al minor valore di i/\varnothing che caratterizza la distanza tra il palo considerato ed i pali limitrofi.

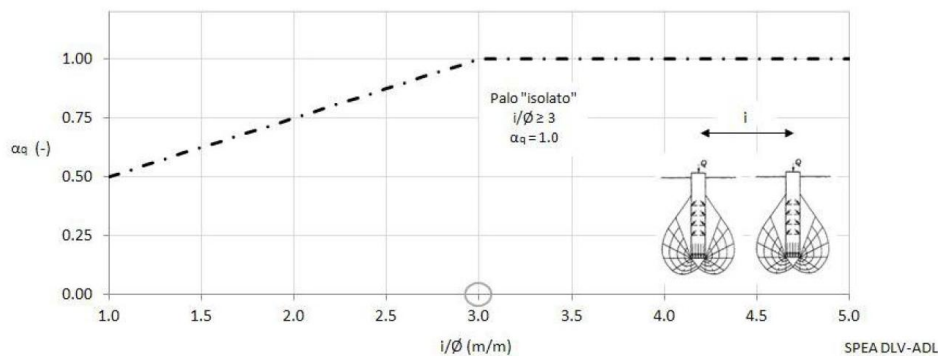


Figura 8-11- Pali trivellati in cls: effetti “analitici” del “mutuo disturbo” in termini di compromissione della pressione ultima agente in corrispondenza della punta imputabili alla ridotta distanza tra i pali.

8.4 CURVE CAPACITÀ PORTANTE DI PROGETTO PER PALO SINGOLO

In accordo al punto 6.4.3.1.1 delle NTC2018 la Resistenza di progetto di pali soggetti a carichi assiali si ottiene a partire dai valori "limite" R_b e R_s calcolati secondo i criteri discussi al capitolo precedente ed applicando il fattore di correzione (x) e i coefficienti parziali di sicurezza γ_{R3} ($\gamma_{s,c}$; $\gamma_{s,t}$ e γ_b) seguendo l'approccio 2: A1+M1+R3.

- Nel caso di pali soggetti ad azioni di compressione risulta:

$$R_{c,d} = R_{s,d} + R_{b,d} - W'_d = \frac{R_{s,k}}{\gamma_{s,c}} + \frac{R_{b,k}}{\gamma_b} - W'_d$$

dove:

$$R_{s,k} = \frac{R_s}{\xi_3} \quad \text{valore caratteristico della resistenza laterale;}$$

$$R_{b,k} = \frac{R_b}{\xi_3} \quad \text{valore caratteristico della resistenza di base;}$$

$$W'_d = g_f \cdot W_k \quad \text{valore di progetto del peso efficace del palo.}$$

- Nel caso di pali soggetti ad azioni di trazione risulta:

$$R_{t,d} = R_{s,d} + W'_d = \frac{R_{s,k}}{\gamma_{s,t}} + W'_d$$

dove:

$$R_{s,k} = \frac{R_s}{\xi_3} \quad \text{valore caratteristico della resistenza laterale;}$$

$$W'_d = g_f \cdot W_k \quad \text{valore di progetto del peso efficace del palo.}$$

Il valore caratteristico della resistenza R_k è dato dal minore dei valori ottenuti applicando alle resistenze calcolate R_{cal} (R_s e R_b) i fattori di correzione (x) riportati nella Tabella 8-1 in funzione del numero di verticali d'indagine.

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

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

Tabella 8-1. Fattori di correlazione x per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali d'indagine

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

Nel caso specifico per 1 verticale d'indagine si assume $x_3=1.70$ di modo che $R_k = R_{cal}/x_3$.

Il valore di progetto R_d della resistenza si ottiene a partire dal valore caratteristico R_k applicando i coefficienti parziali riportati in Tabella 8-2

Tabella 8-2. Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche

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

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

Nel caso specifico si adottano i coefficienti di resistenza R3 ($g_{s,c}$; $g_{s,t}$ e g_b) relativi ai pali trivellati.

| Approccio: A1+M1+R3 | | |
|----------------------------|------|---|
| x_3 | 1.7 | Fattore di correzione x per la determinazione resistenza caratteristica |
| $g_{s,c}$ | 1.15 | Coefficiente parziale sulla Laterale in compressione |
| $g_{s,t}$ | 1.25 | Coefficiente parziale sulla Laterale in trazione |
| g_b | 1.35 | Coefficiente parziale sulla Base |

Nei grafici delle curve di capacità portante viene riportata la curva “ $R_{s,cal}/1.25$ ”, essa è la resistenza laterale di calcolo divisa per il coefficiente 1.25; in aggiunta alle verifiche previste dalle NTC 2018 si è sempre utile controllare di avere in esercizio un adeguato margine di sicurezza rispetto alla portanza laterale limite ovvero:

$$R_{s,cal}/1.25 > N_{SLE}$$

dove N_{SLE} è il carico determinato per la combinazione SLE-rara.

Per i pali della spalla “A” e della spalla “B” si tiene conto del fatto che la testa dei pali è al tetto di un rilevato di spessore H e che questi ha una pendenza 2/3 ($\alpha=33.69^\circ$), per uno spessore Hr a partire da testa palo la resistenza laterale viene ridotta di un fattore $r=0.45$ (corrispondente a 1-sina)

Più precisamente:

Spalla “A”: Spessore rilevato $H=1.75m$, $H_r=1.0m$

Spalla “B”: Spessore rilevato $H=4.00m$; $H_r=H/2=2.0m$.

9 CAPACITA' PORTANTE ORIZZONTALE DEL PALO SINGOLO

Quando un palo è soggetto ad un'azione orizzontale in testa, sia essa una forza o una coppia, in prossimità del piano campagna, il terreno posto a tergo del palo tende a distaccarsi dallo stesso; il terreno posto di fronte al palo raggiungerà il collasso in seguito alla formazione di un cuneo di rottura (Figura 9-1). A profondità maggiori, il meccanismo di collasso del terreno prevede che lo stesso scorra defluendo lungo il bordo del palo, senza un distacco relativo terreno-palo a tergo dello stesso. Questi due differenti meccanismi di rottura condizionano la distribuzione con la profondità delle pressioni limite p_u che il terreno esercita sul palo. La rottura può verificarsi per raggiungimento dello stato limite ultimo sia del terreno che del palo.

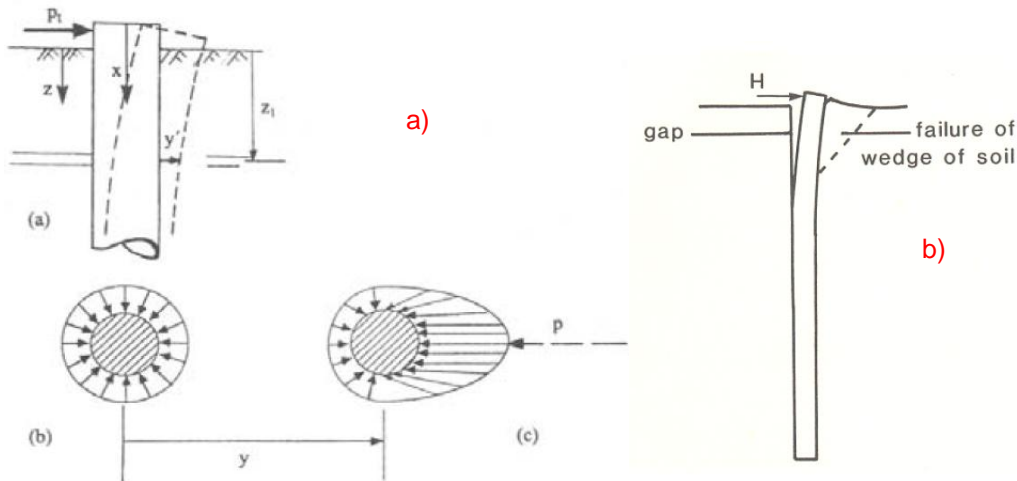


Figura 9-1. Cuneo di rottura del terreno soggetto a carichi orizzontali (da Fleming et al., 1985)

La capacità portante limite orizzontale del palo singolo viene determinata con il metodo di Broms (1964) che si basa sulle seguenti ipotesi:

- palo incastrato in testa;
- comportamento flessionale del palo rigido perfettamente plastico dopo il raggiungimento del valore del momento di plasticizzazione;
- pressione di interazione palo-terreno dipendente solo dal diametro del palo e dal tipo di terreno, in particolare:
 - i. per un terreno coesivo, Broms propone di adottare il diagramma con reazione nulla fino a $z = 1.5 \cdot d$ e a partire da tale profondità costante pari a $p = 9 \cdot c_u \cdot d$;
 - ii. per un terreno incoerente, la resistenza del terreno varia linearmente con la profondità z secondo la legge $p = 3 \cdot k_p \cdot g \cdot z \cdot d$.

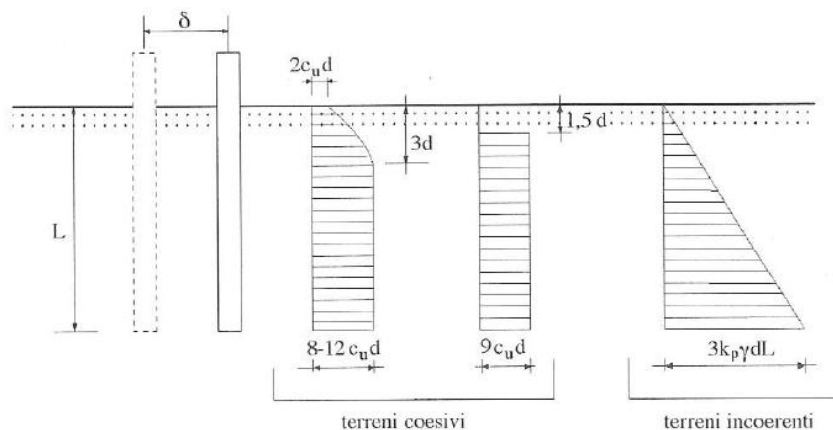


Figura 9-2. Resistenza limite del terreno.

La resistenza trasversale del palo è il valore minimo corrispondente ai possibili meccanismi di rottura indicati come rottura a palo "corto", "intermedio" e "lungo":

$$R_{tr} = \min \{ R_{tr,corto}; R_{tr,intermedio}; R_{tr,lungo} \}.$$

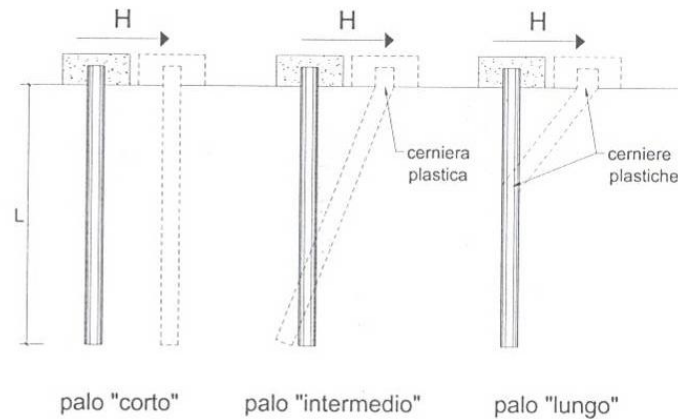


Figura 9-3. Meccanismi di rottura palo impedito di ruotare in testa.

9.1 CURVE CAPACITÀ PORTANTE DI PROGETTO PER PALO SINGOLO

In accordo al punto 6.4.3.1.2 delle NTC2018 la Resistenza di progetto $R_{tr,d}$ di pali soggetti a carichi trasversali si ottiene dividendo il valore "limite" $R_{tr,cal} = H_{lim}$ calcolato con la teoria di Broms per lo stesso fattore di correzione x_3 adottato per i pali soggetti a carichi assiali (nel caso specifico per 1 verticale d'indagine $x_3=1.70$) ed applicando il coefficiente parziale γ_r di cui alla Tabella 9-1.

Tabella 9-1. Coefficiente parziale γ_r per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali.

| Coefficiente parziale (R3) |
|----------------------------|
| $\gamma_r = 1,3$ |

La resistenza di progetto è data dalla seguente relazione:

$$R_{tr,d} = \frac{R_{tr,k}}{\gamma_r} = \frac{R_{tr,cal}}{\xi_3 \cdot \gamma_r}.$$

Per i pali della spalla "A" e della spalla "B" si tiene conto del fatto che la testa dei pali è al tetto di un rilevato di spessore H e che questi ha una pendenza 2/3 ($\alpha=33.69^\circ$), per uno spessore Hr a partire da testa palo la capacità portante laterale viene ridotta di un fattore $r=0.45$ (corrispondente a $1-\sin\alpha$) fissando un valore di angolo di attrito tale che il coefficiente K_p corrispondente sia pari a 0.45 volte il K_p calcolato assumendo il valore di angolo di attrito ($f=35^\circ$) relativo al rilevato.

Più precisamente:

Spalla "A": Spessore rilevato $H=1.75m$, $H_r=1.0m$

Spalla "B": Spessore rilevato $H=4.00m$; $H_r=H/2=2.0m$.

10 CAPACITA' PORTANTE LIMITE GRUPPI DI PALI

10.1 CAPACITÀ PORTANTE VERTICALE GRUPPI DI PALI

I pali sono previsti ad interasse di 3 volte il diametro, alla portanza del palo singolo non viene applicato nessun coefficiente di riduzione per effetto gruppo e la capacità portante del gruppo viene valutata in riferimento al collasso del blocco come di seguito illustrato.

In accordo alle BS 8004:2015, par. 6.7.2.2.6-7, la resistenza limite del blocco è così calcolata:

- Terreni coesivi

$$R_{\text{block}} = (\overline{c_{u,s,calc}} \times A_s \times s_{\text{block}}) + (N_c \times c_{u,b,calc} \times A_b),$$

- Terreni incoerenti

$$R_{\text{block}} = (k_0 \times \overline{s'_v} \times \tan \alpha \times A_s \times s_{\text{block}}) + (N_q \times s'_{v,b} \times A_b),$$

dove:

$\overline{c_{u,s,calc}}$ = coesione non drenata di calcolo media sulla superficie laterale del blocco ottenuta partendo dai valori caratteristici dei singoli strati;

$c_{u,b,calc}$ = coesione non drenata di calcolo alla base del blocco assunta pari al valore caratteristico dell'unità stratigrafica presente alla base del blocco;

k_0 = coefficiente di spinta a riposo = $1 - \sin \alpha$;

$\overline{s'_v}$ = pressione verticale media sulla superficie laterale del blocco;

$s'_{v,b}$ = pressione verticale alla base del blocco;

A_s = superficie laterale del blocco;

A_b = area di base del blocco in accordo alle BS 8004:2015;

s_{block} = fattore di forma del blocco assunto pari a 1.0;

N_c = $(p + 2)$ fattore di capacità portante terreni coesivi (BS 8004:2015);

N_q = $(N_q - 1) \times \cot \alpha$, $N_q = e^{D \times \alpha \times f} \times \tan^2(45^\circ + f/2)$ fattore di capacità portante terreni incoerenti (BS 8004:2015).

Le verifiche saranno sviluppate con l'approccio A1+M1+R3 delle fondazioni superficiali, considerando lo sforzo verticale massimo sul gruppo di pali indipendentemente da altre azioni.

10.2 CAPACITÀ PORTANTE ORIZZONTALE GRUPPI DI PALI

Se i pali sono parte di un gruppo possono indursi meccanismi di rottura come illustrato in Figura 10-1

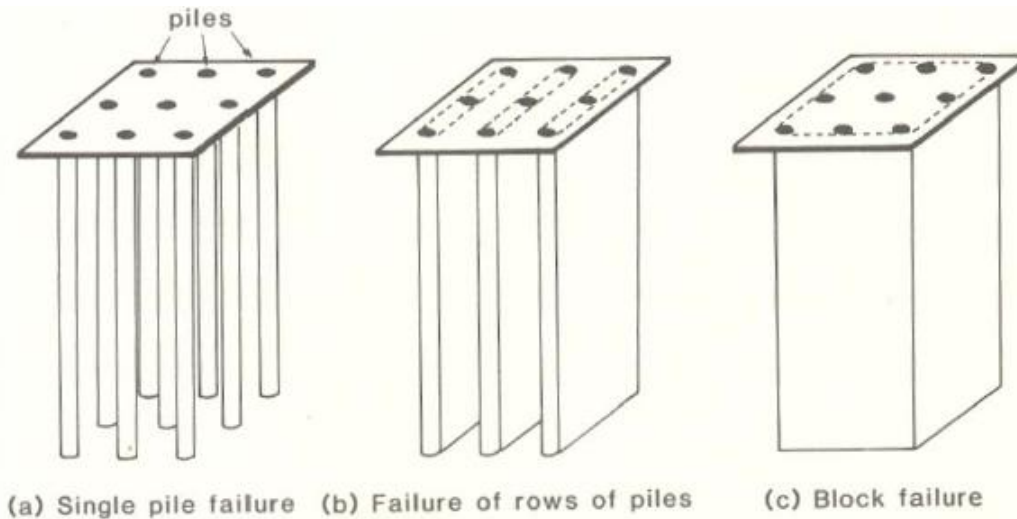


Figura 10-1. Meccanismi di rottura (da Fleming et al., 1985)

Il comportamento di un palo soggetto ad azioni orizzontali all'interno di un gruppo differisce da quello di un palo singolo ed isolato. I principali fattori che influenzano la risposta di un gruppo di pali, e di ciascun singolo palo all'interno del gruppo, sono i seguenti:

- interazione reciproca palo-terreno-palo;
- interazione struttura di collegamento-terreno;
- caratteristiche di rigidità della struttura di collegamento.

Nel caso di un gruppo di pali soggetto a carichi orizzontali la rigidità della struttura di collegamento, caricata nel proprio piano, risulta notevolmente superiore a quella tagliante e flessionale dei pali, che si oppongono a spostamenti aventi direzione ortogonale al proprio asse. Con ottima approssimazione, sotto carichi orizzontali, si può ritenere la struttura di collegamento un elemento infinitamente rigido, e assumere che lo spostamento delle teste dei pali, vincolati nella piastra, siano tutti uguali tra loro. Eterogenea, viceversa, risulta la distribuzione dei carichi sui singoli pali del gruppo. Le prove di carico condotte su gruppi di pali pubblicate in letteratura confermano, senza eccezioni, la validità di tale assunzione.

In un gruppo di pali caricato da azioni orizzontali i fenomeni di interazione reciproca palo – terreno – palo determinano, complessivamente, una diminuzione della rigidità del sistema. In generale, a parità di carico medio per palo, lo spostamento in testa del gruppo di pali è maggiore dello spostamento di un palo isolato; allo stesso modo, a parità di spostamento in testa, il carico sopportato dal palo isolato è superiore al carico medio sopportato dal palo del gruppo.

Quantitativamente, l'intensità dell'interazione viene rappresentata definendo l'*efficienza* η di un gruppo di n pali; tale parametro indica il rapporto, a parità di spostamento in testa, tra il carico medio H_g/n agente su un palo del gruppo (H_g è il carico totale agente sul gruppo) ed il carico H_s agente su un palo singolo ed isolato, identico per caratteristiche a quelli del gruppo:

$$h = \frac{H_g}{n \times H_s}$$

I fenomeni di interazione divengono più rilevanti quanto più l'interasse tra i pali del gruppo è ridotto. Viceversa, l'interazione tende ad estinguersi al crescere della distanza tra i pali. Le evidenze sperimentali mostrano come gli effetti di interazione si attenuino notevolmente ad interassi di 5D (McVAY ET AL., 1995) e possano ritenersi nulli per interassi superiori a 6D (COX ET AL., 1984) (D = diametro del palo). In tal caso, ciascun palo del gruppo si comporta secondo modalità di palo singolo.

Per effetto delle interazioni reciproche che si verificano in un gruppo, i cui pali sono connessi da una struttura di collegamento infinitamente rigida, ciascun palo si comporta in maniera differente dagli altri. La diversità di comportamento si manifesta mediante un differente valore dello sforzo di taglio agente in testa a ciascun palo, differenti valori di momento flettente, diversa ubicazione del valore massimo di momento al variare della profondità (nell'ipotesi in cui il vincolo in testa al palo non sia un incastro). La modalità di risposta di ciascun palo è funzione essenzialmente dalla posizione geometrica che questo occupa all'interno del gruppo. Precisamente, la risposta del singolo palo all'interno del gruppo è condizionata:

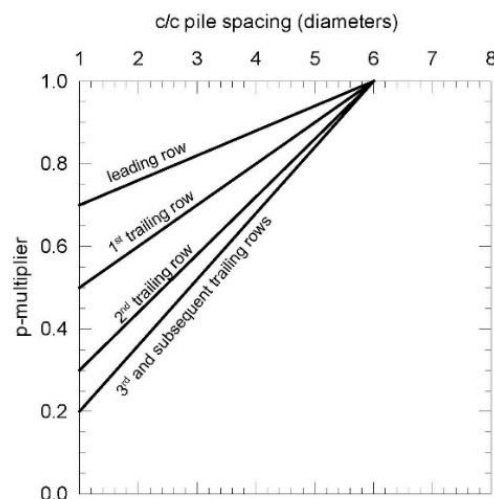
- dalla fila di appartenenza all'interno del gruppo (effetto ombra o shadowing);
- dalla posizione all'interno della singola fila (effetto di bordo).

Il primo dei due fenomeni assume rilevanza maggiore. Principalmente, si osserva una notevole differenza nelle modalità di risposta della prima fila, che risulta più rigida, rispetto alle successive, che risultano più cedevoli. La prima fila (o fila frontale) è la prima nella direzione di avanzamento del gruppo ed è quella che spinge nel terreno indisturbato.

Il secondo dei due fenomeni induce, all'interno di una stessa fila, una concentrazione dei carichi sui pali di estremità, che risultano più carichi rispetto ai pali posti al centro.

In un gruppo di pali, il contemporaneo verificarsi di fenomeni di interazione sotto forma di effetto ombra (differente risposta dei pali a seconda della fila di appartenenza) e di effetto di bordo (differente risposta dei pali a seconda della posizione nella fila) fa sì che, complessivamente, il gruppo di pali risulti più cedevole del corrispondente palo singolo. Il parametro che quantifica la riduzione della rigidità del sistema è la già definita *efficienza del gruppo* η . Il valore assunto da tale parametro è, per pali disposti ad interasse ridotto, inferiore ad uno. Al crescere dell'interasse tra i pali l'efficienza tende al valore unitario, fino a divenire esattamente pari ad uno quando le distanze relative tra i pali sono tali da annullare ogni fenomeno di interazione.

La capacità portante orizzontale del gruppo viene valutata calcolando l'efficienza h sulla base del numero di file come riportato nel grafico seguente proposto da Mokwa:



Recommended p-multiplier for group effects (from Mokwa, 2000)

A titolo esemplificativo, per 3 o 5 file di pali ad interasse $3f$ risulta:

$$h_{n,3 \text{ file}} = (0.82+0.67+0.58)/3=0.69.$$

$$h_{n,5 \text{ file}} = (0.82+0.67+0.58+0.52+0.52)/5=0.62.$$

La portanza laterale del gruppo di pali è data da:

$$R_{tr, gruppo} = R_{tr, palo} \times n_{pali} \times h.$$

11 AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO

11.1 PERICOLOSITA' SISMICA DI BASE

La pericolosità sismica di base è definita da 3 parametri che sono riportati nell'allegato B delle NTC2018 per i punti di un reticolo di riferimento i cui nodi non distano più di 10km l'uno dall'altro (i nodi del reticolo vengono individuati attraverso una latitudine e una longitudine) e per 9 valori di TR (30, 50, 72, 101, 140, 201, 475, 975 e 2475anni):

- a_g = accelerazione massima su sito di riferimento rigido (suolo tipo A) con superficie topografica orizzontale (categoria T1);
- F_0 = fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima;
- T_c^* = periodo di riferimento che consente di calcolare il periodo T_c corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro.

Nel caso in esame la matrice dei parametri a_g , F_0 e T_c^* ottenuta interpolando i corrispondenti valori dei nodi del reticolo di riferimento più vicini al punto di coordinate 44° 29' 57" NORD, 11° 25' 11" EST posto in vicinanza della mezzeria del Viadotto Mattei, è riportata in Tabella 11-1 per i 9 periodi di ritorno dell'evento sismico di riferimento.

Tabella 11-1. Parametri a_g/g , F_0 e T_c^* [s] per la zona di progetto.

| | 44° 29' 57" NORD (44.49917 Lat) 11° 25' 11" EST (11.41972 Long) | | |
|-----------------|--|-----------|-------------|
| T_R [anni] | a_g/g [-] | F_0 [-] | T_c^* [s] |
| 30 | 0.054 | 2.472 | 0.258 |
| 50 | 0.068 | 2.467 | 0.272 |
| 72 | 0.079 | 2.471 | 0.278 |
| 101 | 0.091 | 2.463 | 0.285 |
| 140 | 0.105 | 2.447 | 0.287 |
| 201 | 0.123 | 2.406 | 0.291 |
| 475 | 0.171 | 2.392 | 0.310 |
| 975 | 0.217 | 2.430 | 0.315 |
| 2475 | 0.291 | 2.448 | 0.325 |



FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE LATTITUDINE

11.41972 44.49917

Ricerca per comune

REGIONE PROVINCIA COMUNE

Emilia-Romagna Bologna Bologna

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta

Interpolazione

superficie rigata

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

Nodi del reticolo intorno al sito

Figura 11-1. Individuazione del sito nel reticolo di riferimento.

Per definire l'azione sismica su un sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale è necessario operare alcune scelte in termini di "vita nominale" e "classi d'uso" dell'opera legati al livello prestazionale atteso.

Nel caso in esame posto:

- Vita nominale: $V_N = 50$ anni,
- Classe d'uso: IV cui corrisponde $C_U = 1.0$

il periodo di riferimento è $V_R = V_N \cdot C_U = 100$ anni

Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni

| TIPI DI COSTRUZIONI | | Valori minimi di V_N (anni) |
|---------------------|---|-------------------------------|
| 1 | Costruzioni temporanee e provvisorie | 10 |
| 2 | Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari | 50 |
| 3 | Costruzioni con livelli di prestazioni elevati | 100 |

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

| CLASSE D'USO | I | II | III | IV |
|--------------------|-----|-----|-----|-----|
| COEFFICIENTE C_U | 0,7 | 1,0 | 1,5 | 2,0 |

Per ciascuno stato limite le NTC2018 fissano nella Tab. 3.2.I una probabilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento V_R , il periodo di ritorno T_R del sisma di riferimento per ciascuno stato limite è calcolato attraverso la seguente espressione:

$$T_R = - V_R / \ln (1 - P_{VR}) = - C_U V_N / \ln (1 - P_{VR})$$

Tab. 3.2.I – Probabilità di superamento P_{VR} in funzione dello stato limite considerato

| Stati Limite | P_{VR} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R | |
|---------------------------|--|-----|
| Stati limite di esercizio | SLO | 81% |
| | SLD | 63% |
| Stati limite ultimi | SLV | 10% |
| | SLC | 5% |

I parametri (a_g , F_0 , T_C^*) valutati per per tutti gli stati limite previsti dalle NTC2018 sono riportati nella seguente tabella:

Tabella 11-2. Sisma di riferimento su suolo A e categoria topografica T1.

| | | |
|-------------------|------------|------|
| V_N | 50 | anni |
| C_U | 2 | |
| $V_R = V_N * C_U$ | 100 | anni |

| COORDINATE PUNTO DEL RETICOLO | |
|-------------------------------|-----------------|
| Long | 11.41972 |
| Lat | 44.49917 |

| da Spettri-NTCver.1.0.3 | | | | | |
|-------------------------|-----------------|-----------------|--------------|--------------|----------------|
| STATO LIMITE | P_{VR} [%] | T_R [anni] | a_g [g] | F_0 [-] | T_C^* [s] |
| SLO | 81 | 60 | 0.073 | 2.469 | 0.275 |
| SLD | 63 | 101 | 0.091 | 2.463 | 0.285 |
| SLV | 10 | 949 | 0.215 | 2.429 | 0.315 |
| SLC | 5 | 1950 | 0.270 | 2.443 | 0.322 |

11.2 CATEGORIA DI SUOLO

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, deve essere valutata l'influenza delle condizioni litologiche e topografiche locali; per questo motivo è stata determinata, per l'area di costruzione del viadotto Mattei, la categoria di suolo di fondazione secondo la procedura semplificata del DM 14/01/2018.

Tale classificazione, secondo la normativa, può essere basata sulla stima dei valori della velocità media delle onde di taglio V_S entro i primi 30 m di profondità a partire dal piano di posa delle fondazioni superficiali (o dalla quota di testa di pali per le fondazioni profonde, secondo le seguenti uguaglianze:

La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, $V_{S,eq}$ (in m/s), definita dall'espressione:

$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{S,i}}}$$

dove:

h_i spessore dell'i-esimo strato;

$V_{S,i}$ velocità delle onde di taglio nell'i-esimo strato;

N numero di strati;

H profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da V_S non inferiore a 800 m/s.

Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, come nel caso in esame, la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{S,eq}$ è definita dal parametro $V_{S,30}$ ottenuto ponendo $H=30$ m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

$$V_{S,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_{S,i}}} \text{ [m/s]}.$$

I valori di $V_{S,30}$ sono stati ricavati dal rilievo sismico down-hole eseguito presso il foro strumentato S3-DH e dai risultati delle prove HVSR:

- Rilievo sismico Down-Hole su S3-DH (spalla B del viadotto Rastignano): V_{S30} (calcolato fra 0m e -30m da p.c.) = **251 m/s**
- Rilievo HVSR in adiacenza a S3-DH (spalla B del viadotto Rastignano): $V_{S30} = \mathbf{244 \text{ m/s}}$
- Rilievo HVSR in adiacenza a S1-Pz (spalla A del viadotto Rastignano): $V_{S30} = \mathbf{249 \text{ m/s}}$

Vista l'assenza di variazioni sostanziali nell'assetto stratigrafico e granulometrico della successione di terre costituenti i primi 30m da piano campagna, si può estendere tale risultato all'intero volume dei terreni di fondazione del viadotto Mattei.

Ai suddetti valori di $V_{S,30}$ corrisponde un suolo di **categoria "C"** secondo la Tab. 3.2.II delle NTC2018:

Tab. 3.2.II – *Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.*

| Categoria | Caratteristiche della superficie topografica |
|-----------|---|
| A | <i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.</i> |
| B | <i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i> |
| C | <i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.</i> |
| D | <i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.</i> |
| E | <i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i> |

11.3 CONDIZIONI TOPOGRAFICHE E AMPLIFICAZIONE TOPOGRAFICA

Secondo le NTC2018, per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale. Per configurazioni superficiali semplici invece si può adottare la seguente classificazione

Tab. 3.2.III – *Categorie topografiche*

| Categoria | Caratteristiche della superficie topografica |
|-----------|---|
| T1 | Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ |
| T2 | Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$ |
| T3 | Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$ |
| T4 | Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$ |

Il viadotto Mattei in progetto e le opere connesse si sviluppano su terreni pianeggianti, pertanto non sono attesi effetti topografici. Si assume una categoria T1 cui corrisponde un coefficiente di amplificazione topografica $S_T=1$ secondo la Tab. 3.2.V delle NTC2018:

Tab. 3.2.V – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

| Categoria topografica | Ubicazione dell'opera o dell'intervento | S_T |
|-----------------------|---|-------|
| T1 | - | 1,0 |
| T2 | In corrispondenza della sommità del pendio | 1,2 |
| T3 | In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30° | 1,2 |
| T4 | In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30° | 1,4 |

11.4 AMPLIFICAZIONE STRATIGRAFICA

Il coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s viene valutato in funzione dei parametri (a_g , F_0 , T_C^*) di cui alla Tabella 11-2 e alla categoria di suolo determinata al paragrafo 11.2 mediante le espressioni fornite nella Tab. 3.2.IV delle NTC2018:

Tab. 3.2.IV – Espressioni di S_s e di C_c

| Categoria sottosuolo | S_s | C_c |
|----------------------|---|------------------------------|
| A | 1,00 | 1,00 |
| B | $1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$ | $1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$ |
| C | $1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$ | $1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$ |
| D | $0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$ | $1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$ |
| E | $1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$ | $1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$ |

I valori di accelerazione massima orizzontale su suolo di categoria C sono riportati per tutti gli stati limite previsti dalle NTC2018 nella Tabella 11-3, in particolare all'SLV essa risulta:

$$a_{max} = S_s \times S_T \times a_g = 1.386 \cdot 1 \cdot 0.215 = 0.299 \times g$$

Tabella 11-3. Sisma di riferimento su suolo C.

| STATO LIMITE | P_{VR} [%] | T_R [anni] | da Spettri-NTCver.1.0.3 | | | CATEGORIA SOTTOSUOLO C | | | | |
|--------------|--------------|--------------|-------------------------|-----------|-------------|------------------------|-------|-------|---------------|-------|
| | | | a_g [g] | F_0 [-] | T_C^* [s] | S_s | S_T | S | a_{max} [g] | C_c |
| SLO | 81 | 60 | 0.073 | 2.469 | 0.275 | 1.500 | 1.000 | 1.500 | 0.110 | 1.608 |
| SLD | 63 | 101 | 0.091 | 2.463 | 0.285 | 1.500 | 1.000 | 1.500 | 0.136 | 1.589 |
| SLV | 10 | 949 | 0.215 | 2.429 | 0.315 | 1.386 | 1.000 | 1.386 | 0.299 | 1.538 |
| SLC | 5 | 1950 | 0.270 | 2.443 | 0.322 | 1.304 | 1.000 | 1.304 | 0.352 | 1.526 |

12 VALUTAZIONI SUL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE

12.1 GENERALITÀ

In terreni saturi sabbiosi sollecitati in condizioni non drenate da azioni cicliche dinamiche, il termine **liquefazione** comprende una serie di fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio e/o ad accumulo di deformazioni plastiche.

L'avvenuta liquefazione si manifesta, in presenza di manufatti, attraverso la perdita di capacità portante e/o lo sviluppo di elevati cedimenti e rotazioni.

In base alle NTC2018 la verifica di liquefazione può essere omessa (Sezione 7.11.3.4.2 "Esclusione della verifica a liquefazione") quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

- 1) accelerazione massime attese al piano campagna in assenza di manufatti minori di 0.1 g;
- 2) profondità media stagionale della falda superiore a 15.0 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
- 3) depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$ dove $(N1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (SPT) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (CPT) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
- 4) distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nel grafico a), nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3.5$, e nel grafico b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3.5$.

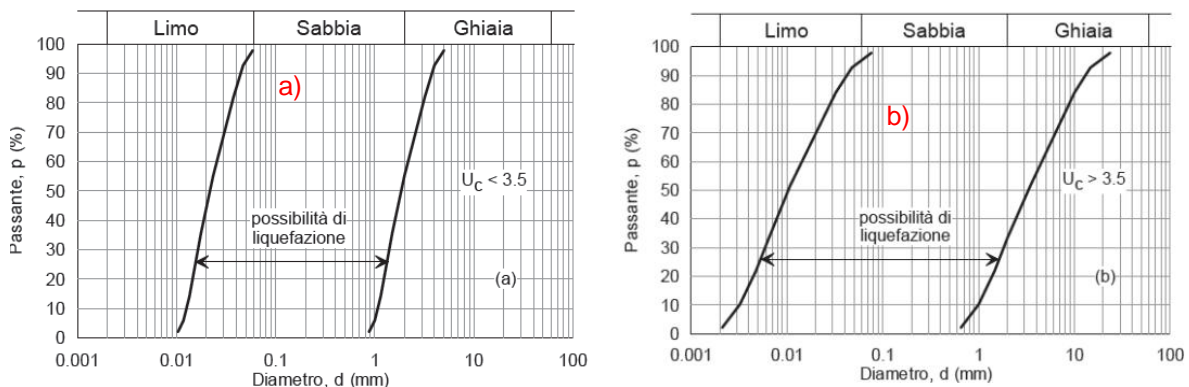


Figura 12-1. Fusi granulometrici di riferimento per l'esclusione della verifica a liquefazione (NTC, 2018).

Nel settore territoriale in esame sono stati rinvenuti, da piano campagna fino ai 20m di profondità e in maniera pressoché continua, depositi limoso-sabbiosi e sabbioso-ghiaiosi appartenenti alle seguenti unità geotecniche:

- Unità 2 (LS) - Limi e limi sabbiosi.
- Unità 4 (SG) - Sabbie e ghiaie in matrice limosa.
- Unità 6 (SL) - Sabbie limose.

tali da richiedere l'accertamento delle condizioni di esclusione dalle verifiche di liquefazione (Sezione 7.11.3.4.2 "Esclusione della verifica a liquefazione" – NTC 2018). Dall'analisi dei dati disponibili, si evince come nessuna delle già menzionate condizioni di esclusione sia soddisfatta:

1. La condizione di cui al precedente punto 1) **non è soddisfatta**, poiché l'accelerazione al piano campagna, stimata all'SLV (valutata in relazione ad un periodo di riferimento $V_R = 100$ anni) e considerando gli effetti amplificativi, vale $a_g=0.299g > 0.1g$.
2. La condizione di cui al precedente punto 2) **non è soddisfatta**, poiché la falda misurata durante le indagini e nel periodo di monitoraggio attuale è attorno ai -6.5m da piano campagna $> -15.0m$ da piano campagna.
3. La condizione di cui al precedente punto 3) **non è soddisfatta** per le Unità 2 (LS) e 6 (SL), poiché per le unità geotecniche 2 (LS) e 6 (SL) q_{c1N} è prevalentemente < 180 (Figura 12-4); per l'unità 4 (SG) vale $17 < (N1)_{60} < 38$ (Figura 12-5).
4. La condizione di cui al precedente punto 4) **non è soddisfatta**, poiché i campioni di terreni incoerenti delle unità 2 (LS) e 6 (SL) sottoposti ad analisi granulometriche rientrano nel campo dei fusi granulometrici che identifica i terreni potenzialmente liquefacibili (grafico $U_c > 3.5$, Figura 12-6). L'unità incoerente sabbioso-ghiaiosa 4 (SG), d'altra parte, soddisfa tale condizione (campione S1-CR3).

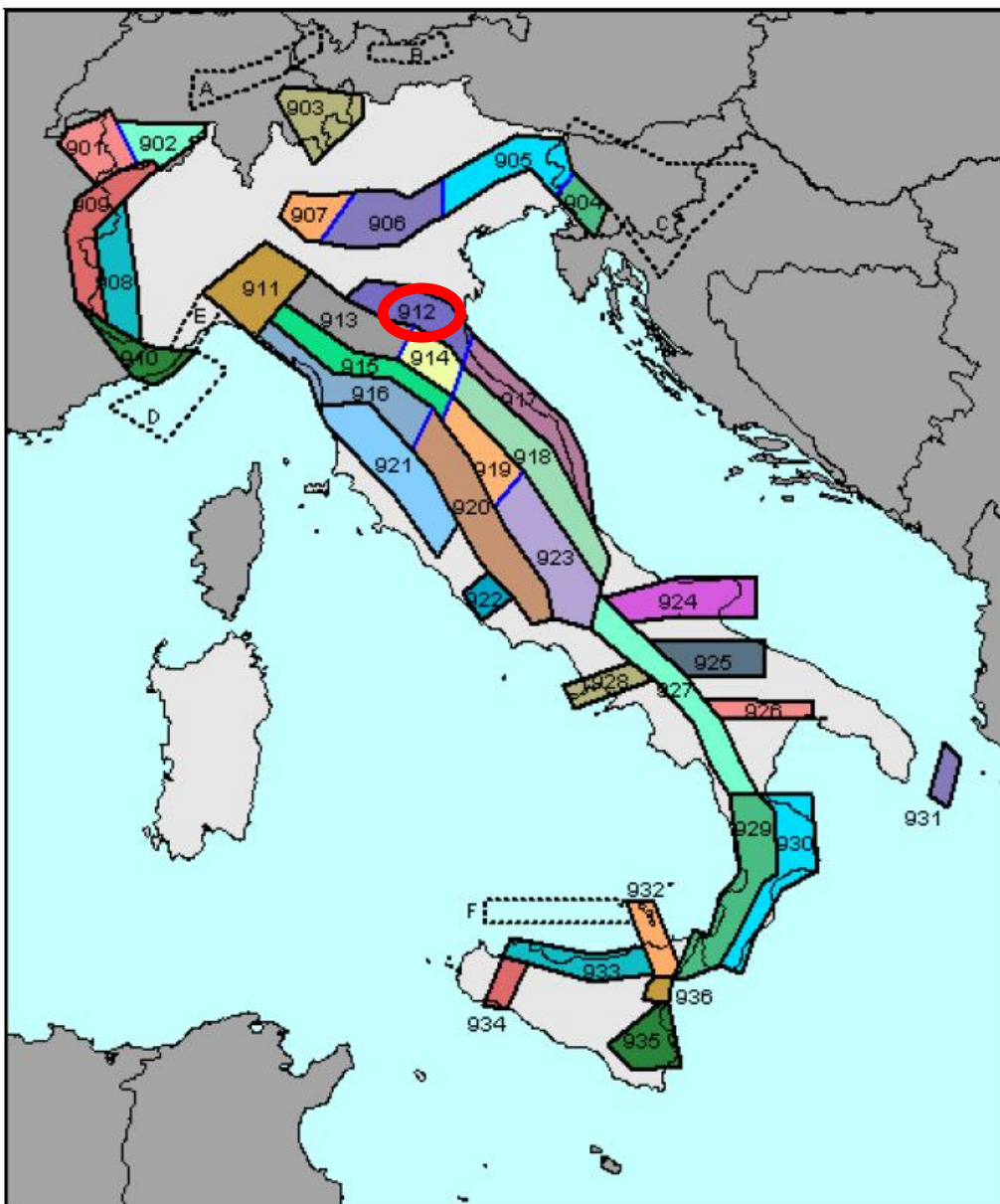


Figura 12-2. Zonazione sismogenetica ZS9. La parte di pianura della Città Metropolitana di Bologna ricade nella zona sismica 912.

| ZS Name | ZS9 | MwMax AR |
|-------------------------------|------------|-------------|
| Savoia | 901 | 5,91 |
| Vallese | 902 | 6,14 |
| Grigioni - Valtellina | 903 | 5,91 |
| Trieste - Monte Nevoso | 904 | 5,68 |
| Friuli - Veneto Orientale | 905 | 6,60 |
| Garda - Veronese | 906 | 6,60 |
| Bergamasco | 907 | 5,91 |
| Piemonte | 908 | 5,68 |
| Alpi Occidentali | 909 | 5,68 |
| Nizza - Sanremo | 910 | 6,37 |
| Tortona - Bobbio | 911 | 5,68 |
| Dorsale Ferrarese | 912 | 6,14 |
| Appennino Emiliano-Romagnolo | 913 | 5,91 |
| Forlivese | 914 | 5,91 |
| Garfagnana - Mugello | 915 | 6,60 |
| Versilia-Chianti | 916 | 5,68 |
| Rimini - Ancona | 917 | 6,14 |
| Medio-Marchigiana/Abruzzese | 918 | 6,37 |
| Appennino Umbro | 919 | 6,37 |
| Val di Chiana - Ciociaria | 920 | 5,68 |
| Etruria | 921 | 5,91 |
| Colli Albani | 922 | 5,45 |
| Appennino Abruzzese | 923 | 7,06 |
| Molise-Gargano | 924 | 6,83 |
| Ofanto | 925 | 6,83 |
| Basento | 926 | 5,91 |
| Sannio - Irpinia - Basilicata | 927 | 7,06 |
| Ischia - Vesuvio | 928 | 5,91 |
| Calabria tirrenica | 929 | 7,29 |
| Calabria ionica | 930 | 6,60 |
| Canale d'Otranto | 931 | 6,83 |
| Eolie - Patti | 932 | 6,14 |
| Sicilia settentrionale | 933 | 6,14 |
| Belice | 934 | 6,14 |
| Iblei | 935 | 7,29 |
| Etna | 936 | 5,45 |

Figura 12-3. Zonazione sismogenetica ZS9. Magnitudo momento massima attesa per la Zona 912.

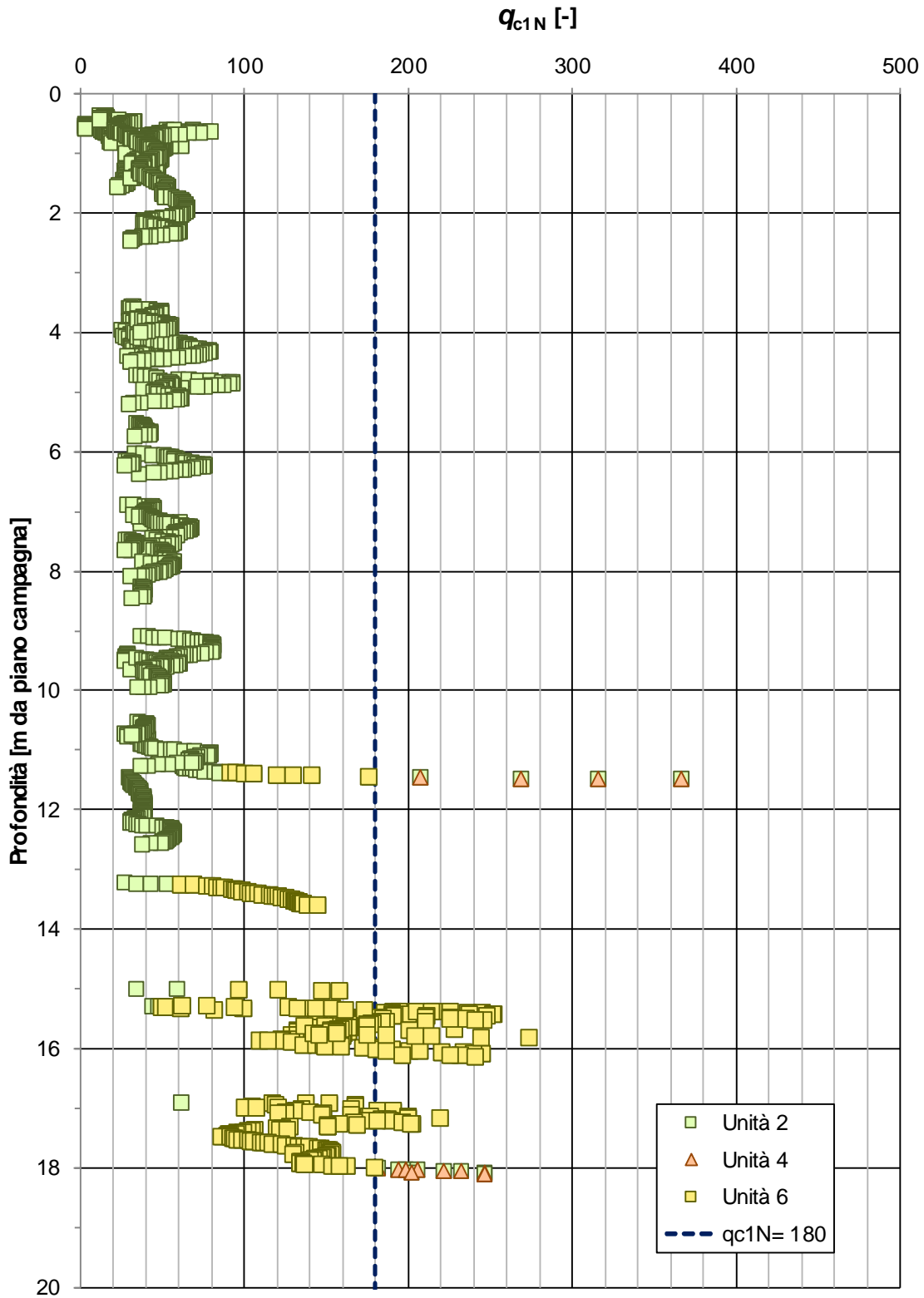


Figura 12-4. Profilo q_{c1N} per le unità geotecniche incoerenti.

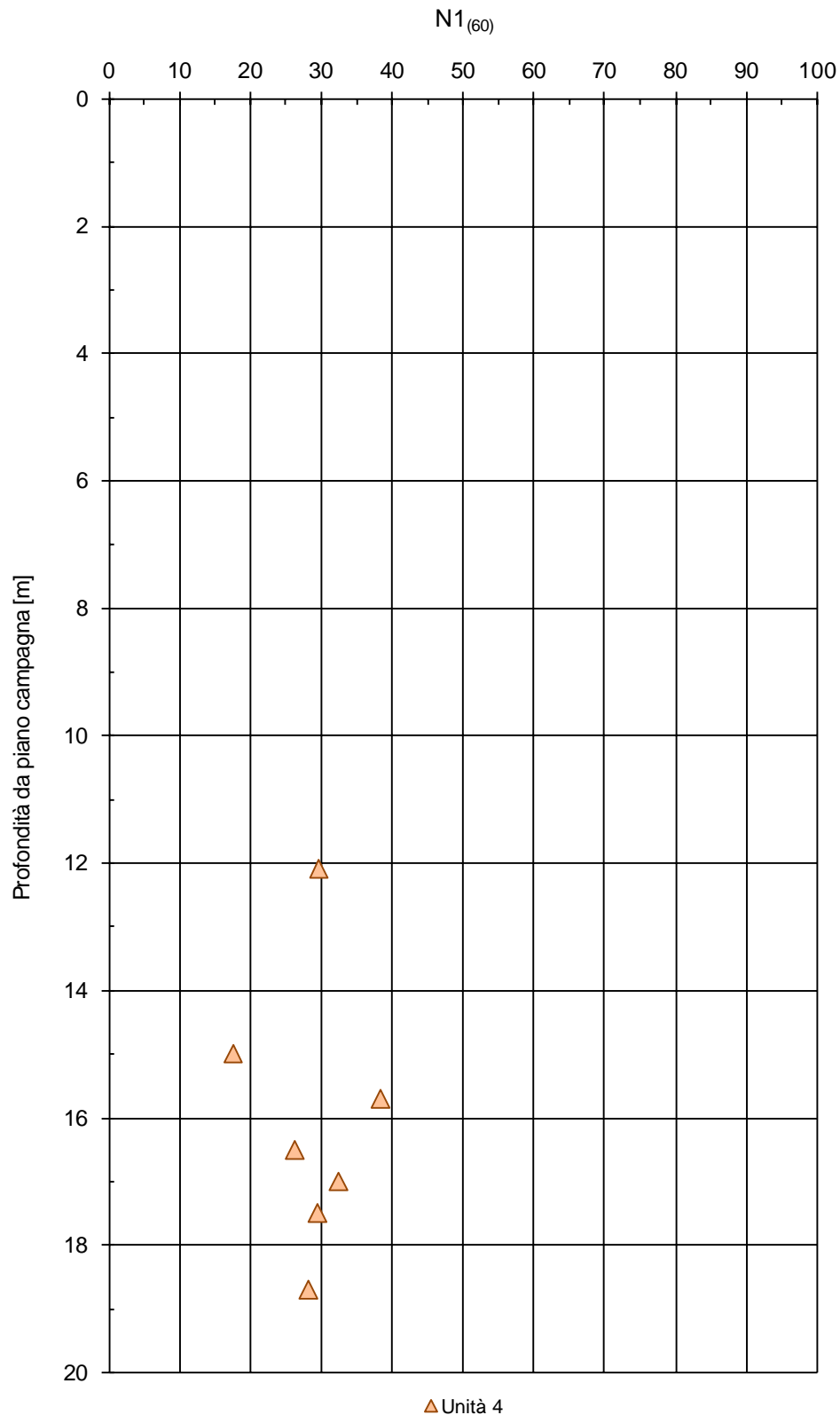


Figura 12-5. Profilo $N_{1(60)}$ per l'unità geotecnica incoerente 4 (SG).

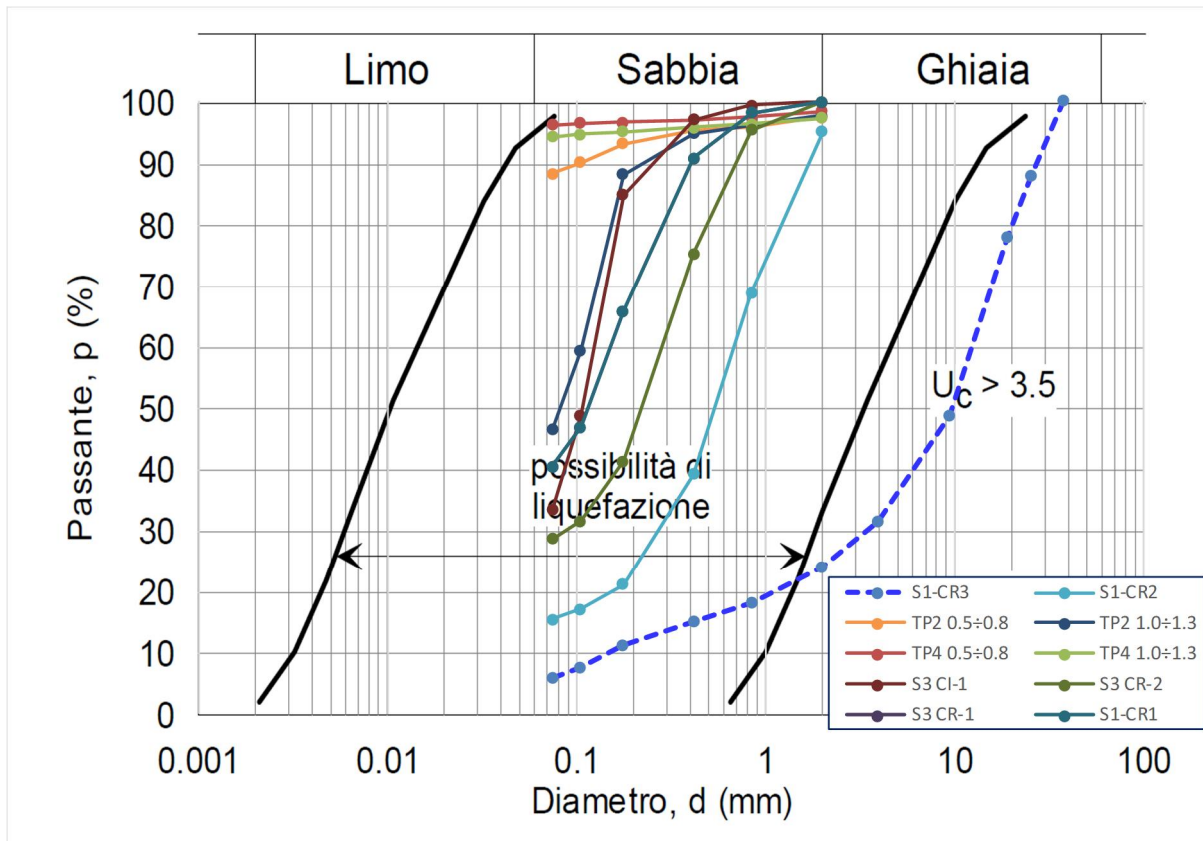


Figura 12-6. Confronto fra il campo di liquefacibilità indicato dalle NTC 2018 ed i fusi granulometrici delle terre incoerenti dei primi 20m di profondità

Non è pertanto possibile escludere dalla verifica a liquefazione le terre incoerenti delle unità 2 (LS) e 6 (SL), mentre è possibile escludere l'unità 4 (SG) in quanto:

- Si tratta di una terra ad elevato contenuto in ghiaia e ciottoli e generalmente a minore contenuto in sabbia,
- È ubicata sempre a profondità superiori a 10m da piano campagna, di conseguenza gode di un maggiore effetto stabilizzante da parte delle tensioni di confinamento,
- Secondo le testimonianze storiche, non si hanno notizie di fenomeni di liquefazione occorsi nei depositi alluvionali ghiaioso-sabbiosi osservati a seguito di eventi sismici.

Nel seguito è riportata a titolo di esempio la verifica a liquefazione del sondaggio S1, tramite valori da prove SPT.

Le verifiche per le unità 2 (LS) e 6 (SL) e 4(SG) saranno condotte adottando metodi di analisi semplificata in termini di tensioni totali. Tali metodi sono applicati a prove penetrometriche statiche e dinamiche e determinano, ad ogni profondità z del deposito compreso nei primi 20 m, il coefficiente di sicurezza alla liquefazione:

$$F_L = \frac{CRR}{CSR}$$

dove:

• $CRR = \frac{t_{ult}}{\sigma'_v}$, è la resistenza normalizzata alla pressione verticale efficace iniziale;

$$CSR = \frac{t_{media}}{s'_v} = \frac{0,65 \cdot t_{max}}{s'_v}$$

è la tensione normalizzata indotta dal terremoto.

I risultati delle analisi saranno presentati riportando l'andamento con la profondità del fattore di sicurezza alla liquefazione e determinando anche l'indice del potenziale di liquefazione I_L definito dalla seguente relazione:

$$I_L = \int_0^{20} F(z) \cdot w(z) \cdot dz$$

in cui:

- z è la profondità dal piano campagna, variabile tra 0 e 20 metri; l'analisi di liquefazione considera i terreni presenti nei primi 20 m di profondità, in accordo alle indicazioni di letteratura tecnica secondo la quale, oltre questa profondità, sono poco probabili fenomeni di liquefazione significativi;
- $w(z) = 10 - 0,5z$;
- $F=1-F_L$ se $F_L \leq 1$ ovvero $F=0$ se $F_L > 1$

Il potenziale di liquefazione I_L fornisce una valutazione "integrale" degli effetti della liquefazione.

Il rischio di liquefazione è stato valutato tramite l'indice del potenziale di liquefazione LPI in base alla classificazione di Sommez (2003) riportata di seguito. I cedimenti sono valutati solo per rischio elevato e molto elevato ($LPI > 5$).

Tabella 12-1: Correlazione tra i valori dell'indice di potenziale di liquefazione e la suscettibilità alla liquefazione per il sito (Sonmez, 2003).

| Indice del potenziale di liquefazione LPI | Suscettibilità alla liquefazione |
|---|----------------------------------|
| $0 \leq LPI \leq 1$ | Nulla |
| $1 < LPI \leq 2$ | Basso |
| $2 < LPI \leq 5$ | Moderato |
| $5 < LPI \leq 15$ | Elevato |
| $LPI > 15$ | Molto elevato |

12.2 VALUTAZIONE DEL RAPPORTO DI TENSIONE CICLICA "CSR"

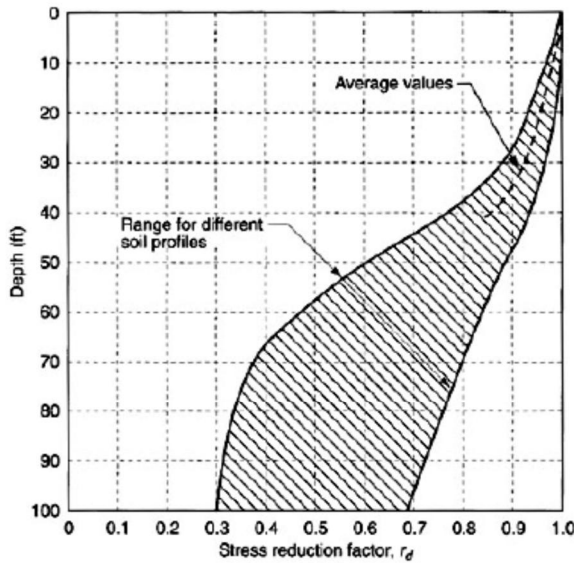
Il rapporto di tensione ciclica, ad una determinata profondità, può essere valutato attraverso la seguente espressione (Seed e Idriss, 1971):

$$CSR = 0.65 \times \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \times \frac{a_{max}}{g} \times r_d$$

dove:

- a_{max} è l'accelerazione massima del terremoto di progetto;
- σ_v e σ'_v sono rispettivamente la tensione totale verticale e la tensione efficace verticale;

- r_d è un coefficiente correttivo che tiene conto della deformabilità del sottosuolo che può essere assunto pari a:



$$r_d = 1.0 - 0.00765 \cdot z \quad \text{for } z \leq 9.15 \text{ m}$$

$$r_d = 1.174 - 0.0267 \cdot z \quad \text{for } 9.15 \text{ m} < z \leq 23 \text{ m}$$

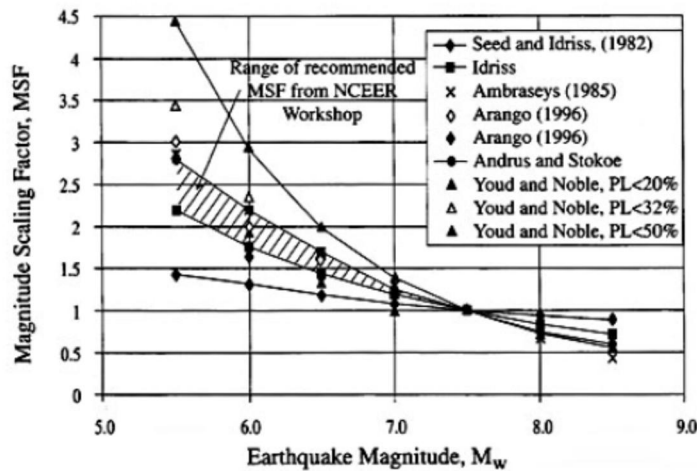
$$r_d = 0.744 - 0.008 \cdot z \quad \text{for } 23 \text{ m} < z \leq 30 \text{ m}$$

$$r_d = 0.5 \quad \text{for } z > 30 \text{ m}$$

12.3 VALUTAZIONE DEL RAPPORTO DI RESISTENZA CICLICA "CRR"

Il rapporto di resistenza ciclica può essere stimato da prove CPT, SPT e da misura della velocità delle onde di taglio.

Poiché le procedure semplificate sono state elaborate sulla base di osservazioni sul comportamento dei depositi durante eventi sismici con magnitudo $M=7.5$, per eventi di magnitudo diversa si introduce un coefficiente correttivo MSF così definito:



$$MSF = \frac{10^{2.24}}{M^{2.56}}$$

La tensione ciclica CRR in corrispondenza della magnitudo di interesse si ottiene pertanto dalla relazione:

$$CRR_M = CRR_{7.5} \times MSF$$

12.3.1 CRR da prove SPT

1. STEP 1: CORREZIONE DEL NUMERO DI COLPI NSPT

Il parametro N_{spt} viene moltiplicato per una serie di fattori correttivi, come segue:

$$(N_1)_{60} = N_m C_n C_e C_b C_r C_s$$

Dove:

N_m = valore grezzo di SPT derivante dalla prova sul campo;

C_n = fattore di correzione per la profondità (si considera una pressione verticale di 100kPa);

C_e = fattore di correzione per il rapporto di energia di impatto del martello (ER) (si considera un rapporto di energia del 60%);

C_b = Fattore di correzione per il diametro del foro di sondaggio;

C_r = fattore di correzione per la lunghezza delle funi;

C_s = fattore di correzione per campionatori con o senza camicia.

Nella tabella seguente sono riportati i fattori di correzione raccomandati.

Table 4.1. Corrections to Field SPT N-Values (modified from Youd and Idriss, 1997)

| Factor | Equipment Variable | Term | Correction |
|---------------------|--|-------|---|
| Overburden Pressure | | C_n | See Figure 4.3 |
| Energy Ratio | Safety Hammer Donut Hammer Automatic Trip Hammer | C_e | 0.60 to 1.17 0.45 to 1.00 0.9 to 1.6 See Table 4.2 for details |
| Borehole Diameter | 65 mm to 115 mm 150 mm 200 mm | C_b | 1.0 1.05 1.15 |
| Rod Length** | 3 m to 4 m 4 m to 6 m 6 m to 10 m 10 m to 30 m >30 m | C_r | 0.75 0.85 0.95 1.0 <1.0 |
| Sampling Method | Standard sampler Sampler without liners | C_s | 1.0 1.2 |

* The Implementation Committee recommends using a minimum of 0.4.

** Actual total rod length, not depth below ground surface

Figura 12-7: Fattori di correzione di N_{spt}

Il parametro C_n viene determinato con riferimento al grafico seguente.

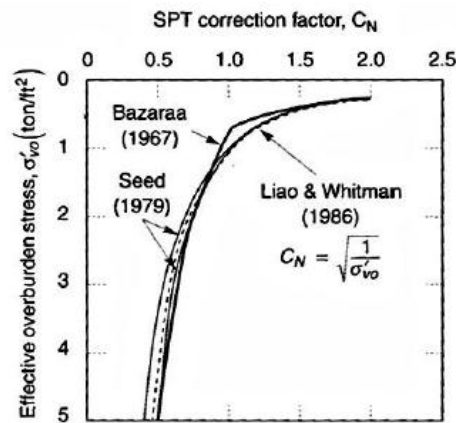


Figure 4.3 SPT overburden stress correction factor, C_N (after Liao & Whitman, 1986)

Figura 12-8: Fattore di correzione per la profondità (Liao & Whitman, 1986)

2. STEP 2: CORREZIONE PER IL CONTENUTO DI FINI

Il numero di colpi $(N_1)_{60}$ viene ulteriormente corretto per il contenuto di fini, il quale aumenta la resistenza a liquefazione del terreno.

La correzione adottata per il contenuto di fini è quella di Idriss & Seed, 1977.

$$(N_1)_{60f} = \alpha + \beta(N_1)_{60}$$

$$\alpha = 0; \beta = 1.0 \quad \text{for FC} \leq 5\%$$

$$\alpha = \exp[1.76 - (190/FC^2)]; \beta = 0.99 + FC^{1.5}/1000 \quad \text{for } 5 < FC < 35\%$$

$$\alpha = 5.0; \beta = 1.2 \quad \text{for FC} \geq 35\%$$

dove:

$(N_1)_{60f}$ è il numero di colpi corretto per il contenuto di fini;

FC è il contenuto di fini in %;

3. STEP 4: CALCOLO DI $CRR_{7.5}$

La resistenza ciclica viene determinata con riferimento al grafico seguente:

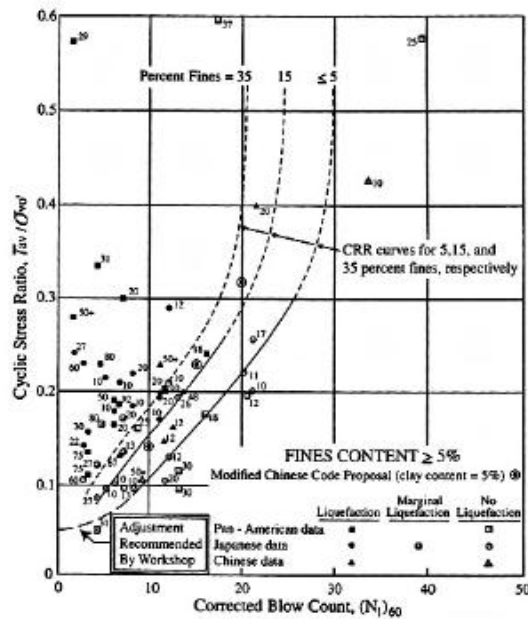


Figure 4.5 Simplified base curve recommended for calculation of CRR from SPT data along with empirical liquefaction data (modified from Seed et al., 1985). (NCEER 1997).

Figura 12-9: Determinazione resistenza ciclica (Seed et al., 1985)

$$CRR_{7.5} = \frac{a + c \cdot x + e \cdot x^2 + g \cdot x^3}{1 + b \cdot x + d \cdot x^2 + f \cdot x^3 + h \cdot x^4}$$

where,

$$x = (N_1)_{60f}$$

$$a = 0.048$$

$$b = -0.1248$$

$$c = -0.004721$$

$$d = 0.009578$$

$$e = 0.0006136$$

$$f = -0.0003285$$

$$g = -1.673 \cdot 10^{-5}$$

$$h = 3.714 \cdot 10^{-6}$$

12.3.2 CRR da prove CPT-CPTU

La stima del rapporto di resistenza CRR da prove CPT viene effettuata utilizzando il metodo di Robertson e Wride modificato (1997).

4. STEP 1: PROCEDURA ITERATIVA PER LA STIMA DEL PARAMETRO I_c DI COMPORTAMENTO DEL TERRENO

Il parametro di comportamento del terreno I_c è definito in funzione di Q e dell'esponente n come risulta dalle relazioni seguenti.

$$I_c = [(3.47 - \log Q)^2 + (1.22 + \log R_f)^2]^{0.5}$$

dove:

$$Q = \frac{q_c - s_v}{100} \times \left(\frac{100}{s_v}\right)^n \quad \text{e} \quad R_f = \frac{f_s}{(q_c - s_v)} \times 100\%$$

L'esponente n varia tra 0.5 per sabbie pulite ed 1.0 per terreni argillosi; Robertson e Wride suggeriscono di considerare in prima approssimazione $n=1.0$ e calcolare l'indice I_c .

Se il risultato I_c è maggiore di 2.6 il materiale è classificato come argilloso, con scarsa probabilità di liquefare.

Se il valore di I_c è minore di 2.6 il terreno è probabilmente di tipo a grana grossa e il parametro Q deve essere ricalcolato assumendo $n=0.5$.

Se il nuovo valore I_c è maggiore di 2.6 il terreno è probabilmente di tipo limoso e plastico e l'analisi va ripetuta per $n=0.7$.

5. STEP 2: NORMALIZZAZIONE DELLA RESISTENZA DI PUNTA

La resistenza di punta q_c viene normalizzata con la relazione:

$$q_{c1N} = \frac{q_c}{100} \times \left(\frac{100}{s'_v}\right)^n$$

dove:

6. n è uguale all'esponente di I_c ricavato nello step 1;
7. q_c è la resistenza di punta della prova penetrometrica;
8. s'_v è la tensione efficace verticale;

9. STEP 3: CORREZIONE DELLA RESISTENZA DI PUNTA IN BASE AL CONTENUTO DI FINE

La resistenza di punta viene corretta sulla base della relazione:

$$(q_{c1N})_f = q_{c1N} + Dq_{c1N}$$

dove:

$$Dq_{c1N} = K_c / (1 - K_c) q_{c1N}$$

in cui K_c è una funzione del contenuto di fine:

$$\begin{aligned} K_c &= 0 && \text{for } FC \leq 5\% \\ K_c &= 0.0267(FC-5) && \text{for } 5 < FC < 35\% \\ K_c &= 0.8 && \text{for } FC \geq 35\% \end{aligned}$$

Il contenuto di fine è correlato a I_c dalla relazione:

$$FC = 1.75 I_c^{3.25} - 3.7$$

10. STEP 4: CALCOLO DI CRR_{7.5}

La resistenza ciclica viene determinata con riferimento al grafico seguente:

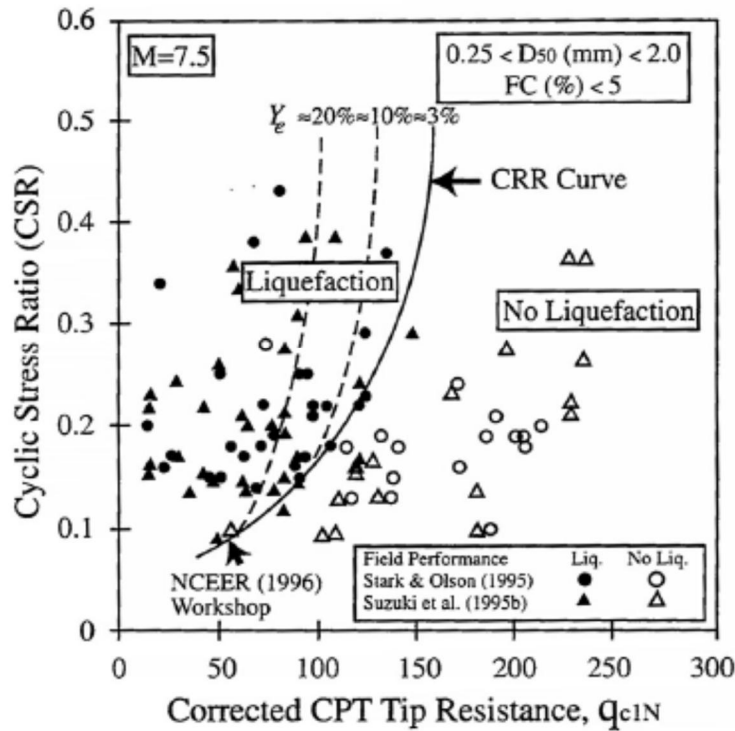


Figura 12-10: Determinazione resistenza ciclica (Robertson & Wride Mod., 1997)

Se $(q_{c1N})_f < 50$:

$$CRR_{7.5} = 0.833 \times \frac{\dot{\epsilon}(q_{c1N})_f}{e^{1000} \dot{u}} + 0.05;$$

se $50 \leq (q_{c1N})_f < 160$:

$$CRR_{7.5} = 93 \times \frac{\dot{\epsilon}(q_{c1N})_f}{e^{1000} \dot{u}} + 0.08$$

12.4 ANALISI DI LIQUEFAZIONE DEI LIVELLI GRANULARI SATURI

12.4.1 Parametri di base per le analisi di liquefazione

Nelle analisi di liquefazione intervengono i parametri nel seguito descritti:

a. Peso di volume del terreno

In tutte le analisi si è assunto il peso di volume pari a $\rho = 18,5 \text{ kN/m}^3$;

b. Falda

La falda è stata posta assegnata in accordo con la falda di progetto del profilo geotecnico (par 5.3), così come sintetizza la tabella seguente:

Tabella 12-2: Livelli di falda considerati nelle analisi di liquefazione.

| Prova | Profondità di falda da p.c. [m] |
|--------------|--|
| S1 | 4.47 |
| CPTU01 | 3.26 |
| CPTU02 | 4.06 |
| DCPTU01 | 4.01 |
| DCPTU02 | 4.04 |
| DCPTU03 | 4.46 |

c. Accelerazione massima

L'accelerazione massima, applicata all'intero profilo, è quella calcolata al capitolo 11 con riferimento allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) pari a:

$$a_{g,max} = 0.299 \text{ g}$$

d. Magnitudo

Il massimo valore di magnitudo momento attesa per il sito vale:

$$M_w = 6.14 \text{ (da ZS9, zona 912)}$$

12.4.2 Risultati delle analisi di liquefazione

La valutazione del rischio di liquefazione in termini integrali (potenziale di liquefazione I_L – Sonmez, 2003) è riportata nella seguente Tabella 12-3.

Il cedimento di liquefazione non è stato calcolato in quanto tale valutazione viene effettuata per rischio di liquefazione elevato e molto elevato ($LPI > 5$).

Tabella 12-3. Indice del potenziale di liquefazione I_L dei terreni granulari saturi.

| Prova | I_L | Suscettibilità alla liquefazione |
|--------------|-------------------------|---|
| S1 | 0.51 | Nulla |
| CPTU01 | 0.30 | Nulla |
| CPTU02 | 1.60 | Basso |
| DCPTU01 | 1.33 | Basso |
| DCPTU02 | 2.91 | Moderato |
| DCPTU03 | 1.45 | Basso |

In base all'esperienza degli scriventi, si ritiene che i risultati degli studi condotti esposti nel seguito si ritengono ragionevoli e rappresentativi della realtà.

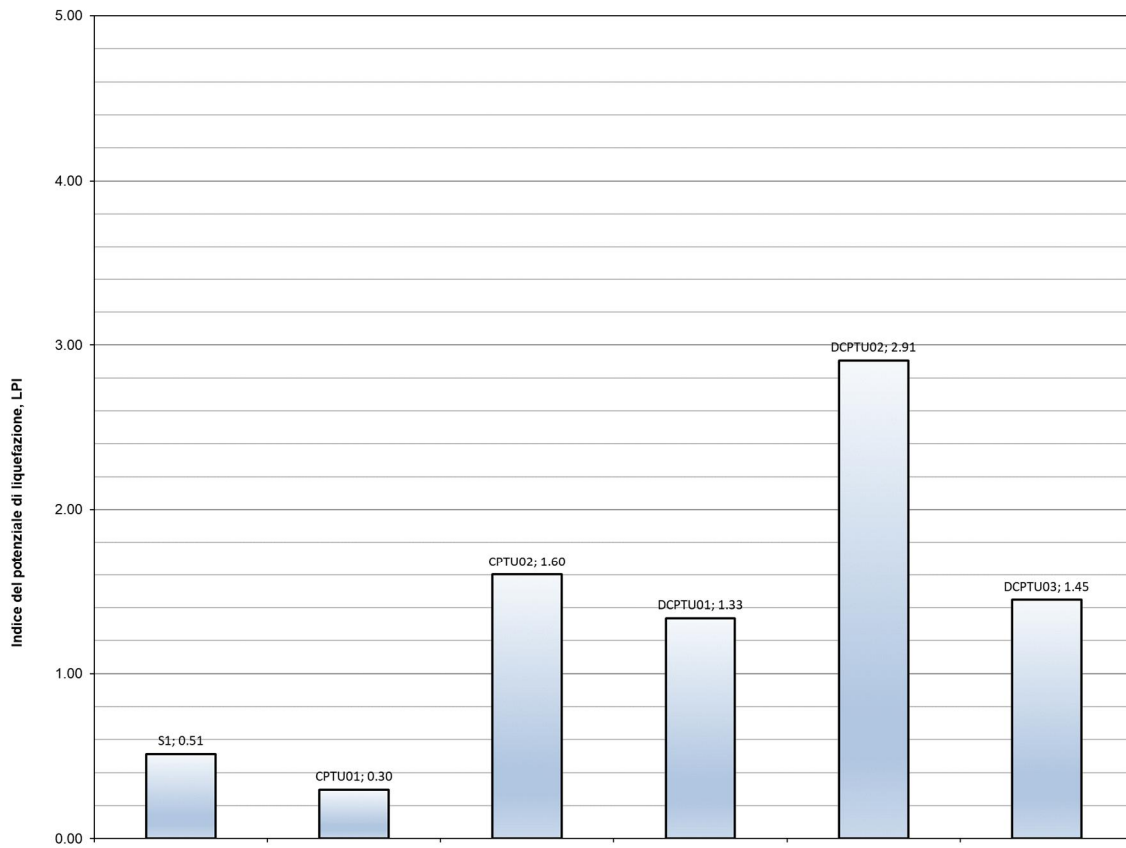


Figura 12-11: Sintesi dei potenziali di liquefazione

Nei seguenti grafici si riportano gli andamenti con la profondità del fattore di sicurezza alla liquefazione FS, del numero di colpi N_{spt}, della resistenza alla punta q_c e dell'attrito laterale f_s, del CRR e del CSR.

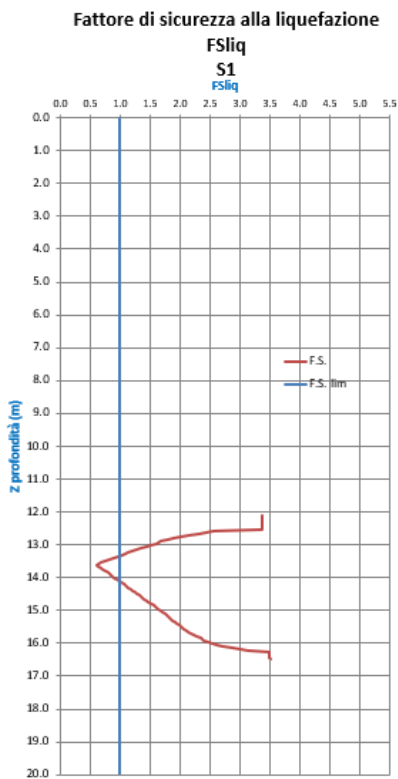
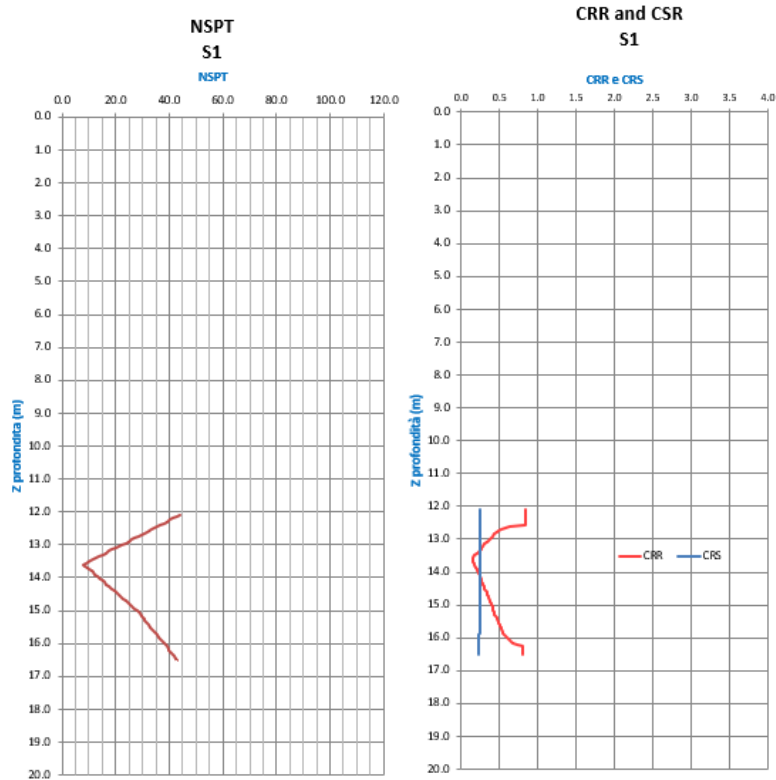
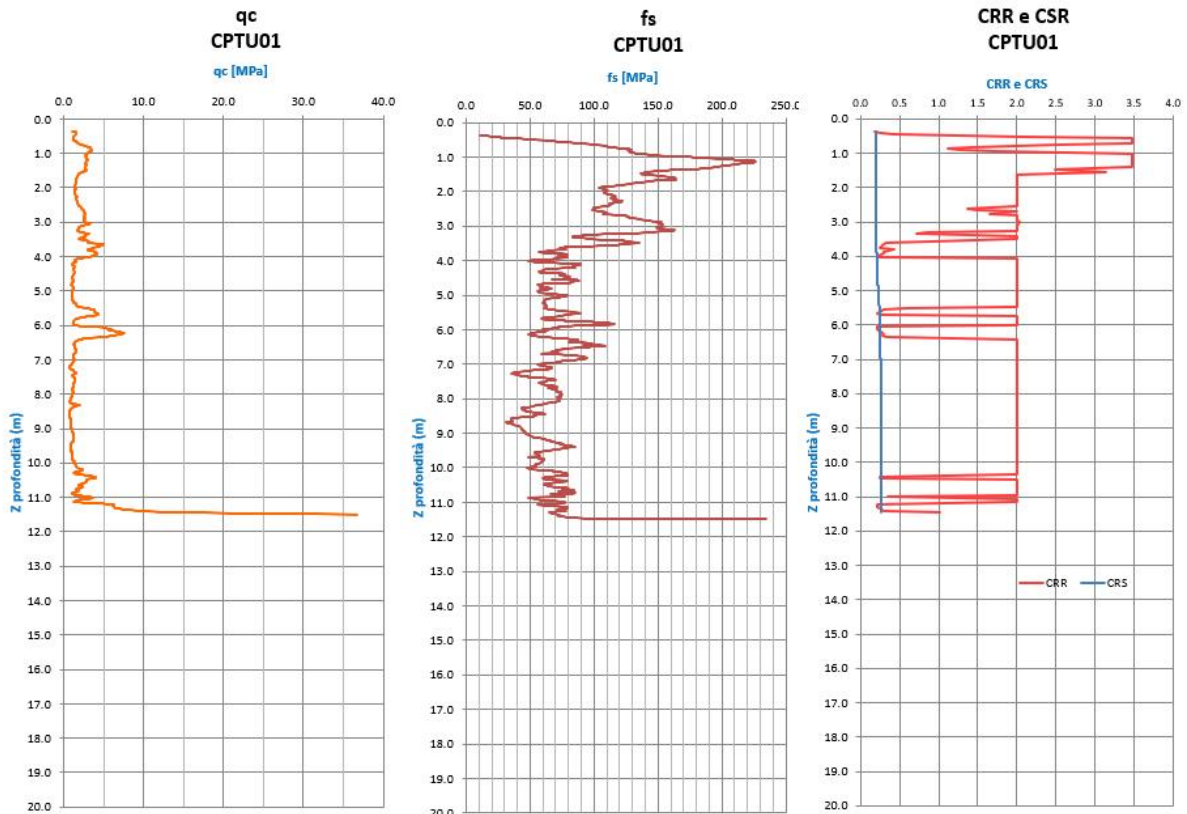


Figura 12-12: Verifica a liquefazione (S1).



Fattore di sicurezza alla liquefazione

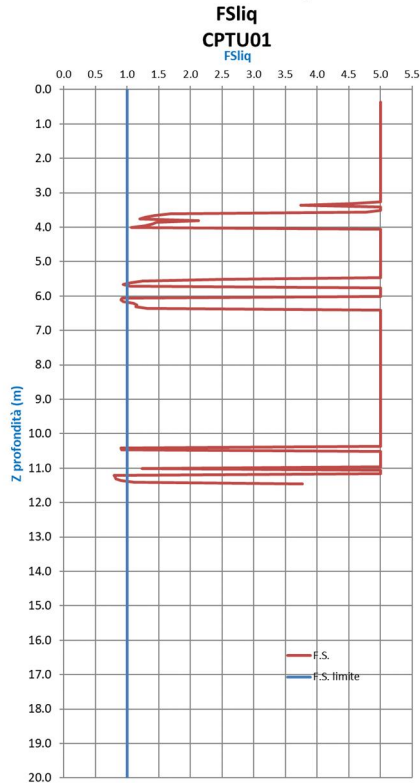
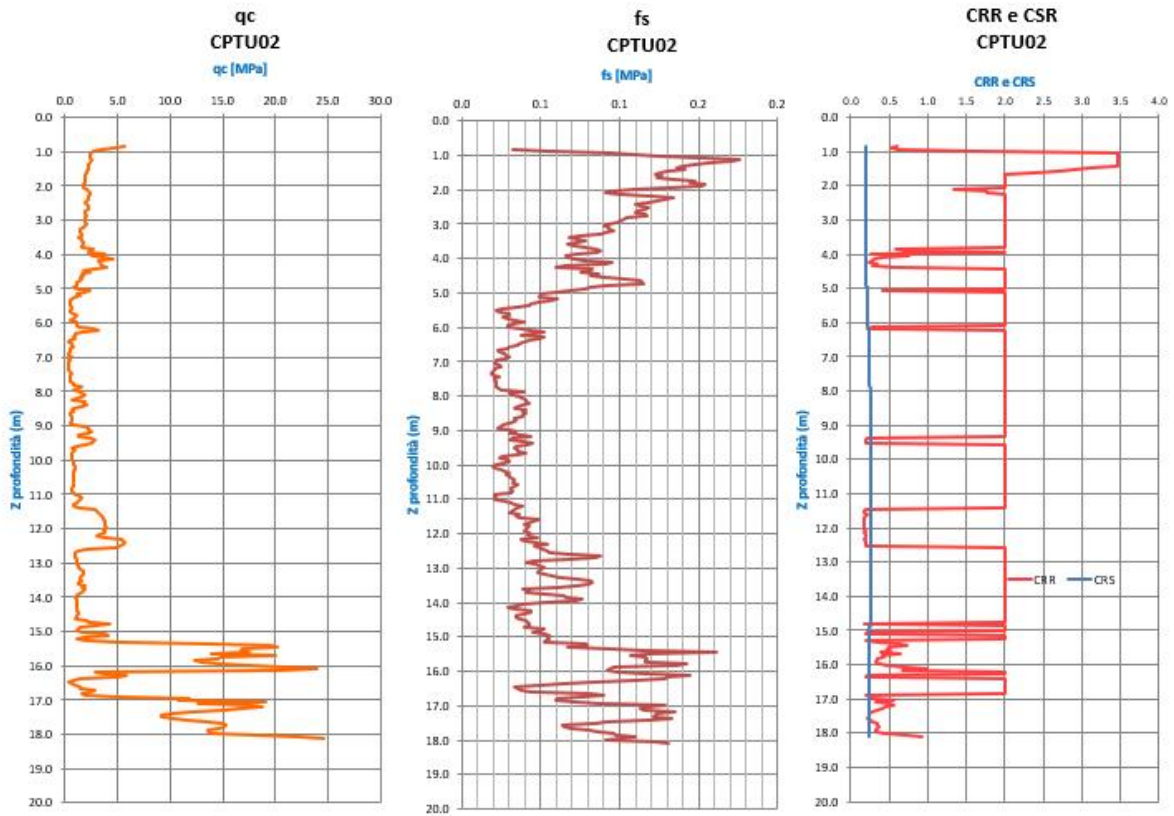


Figura 12-13: Verifica a liquefazione (CPTU01).



Fattore di sicurezza alla liquefazione

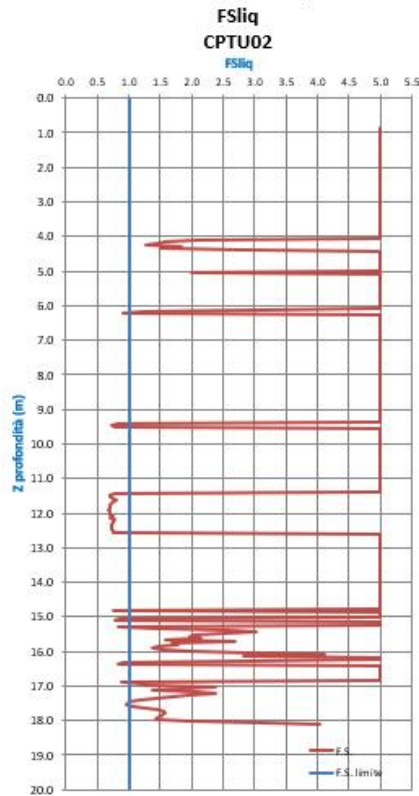


Figura 12-14: Verifica a liquefazione (CPTU02).

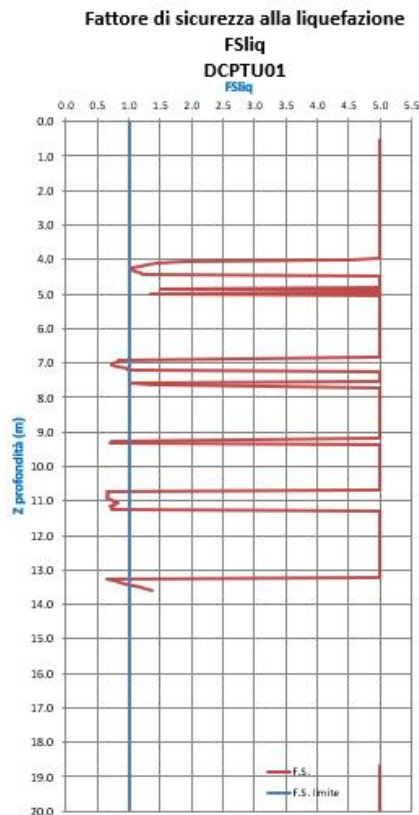
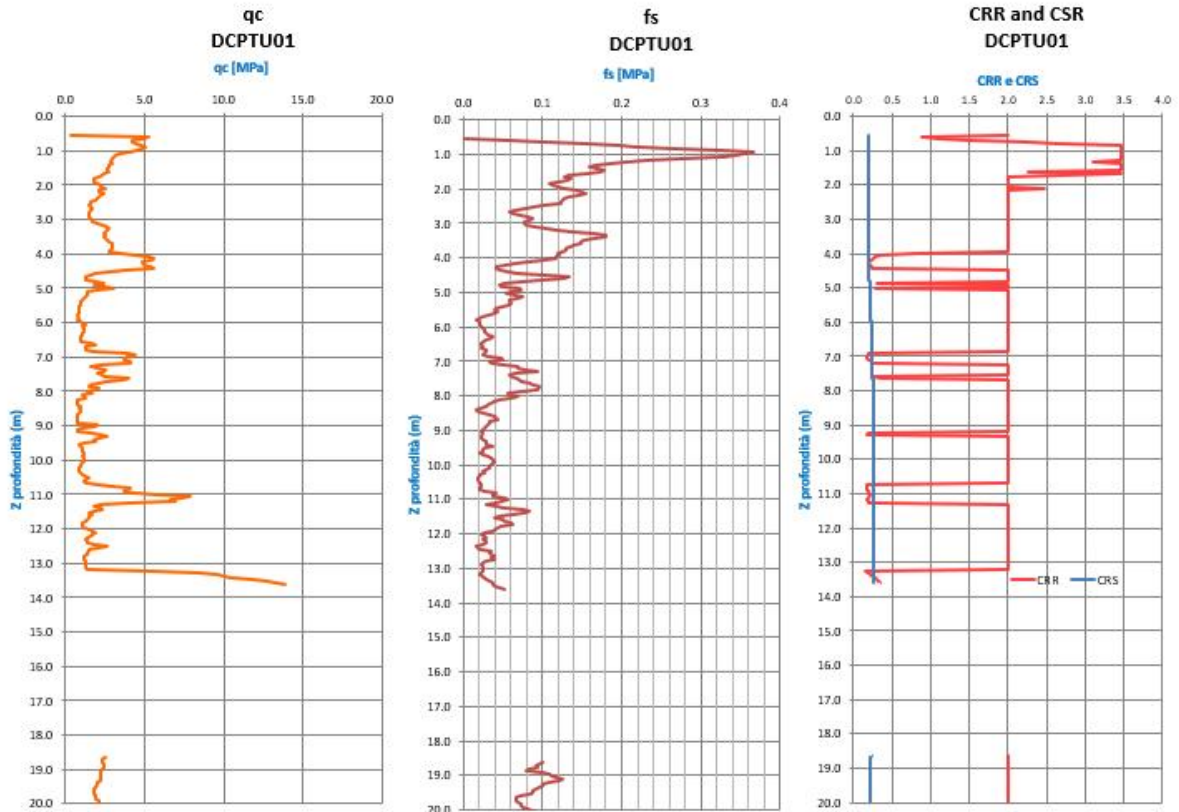
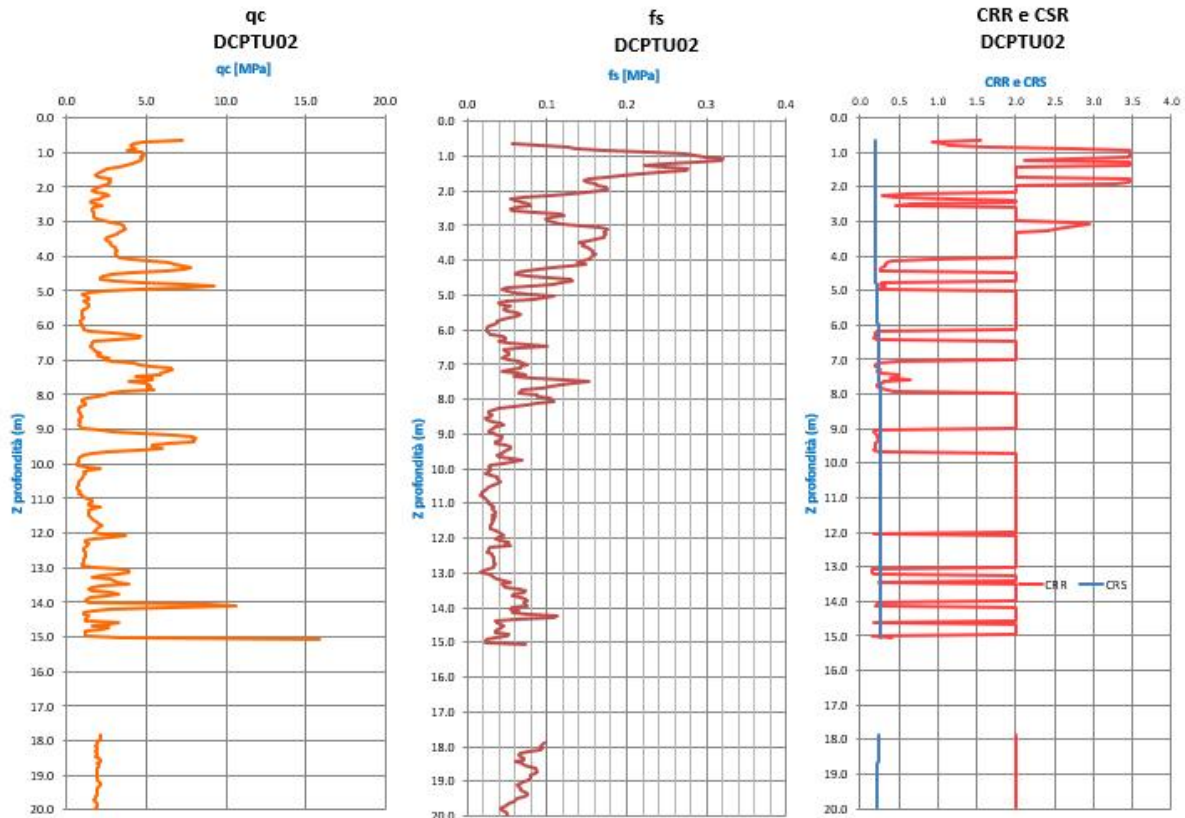


Figura 12-15: Verifica a liquefazione (DCPTU01).



Fattore di sicurezza alla liquefazione

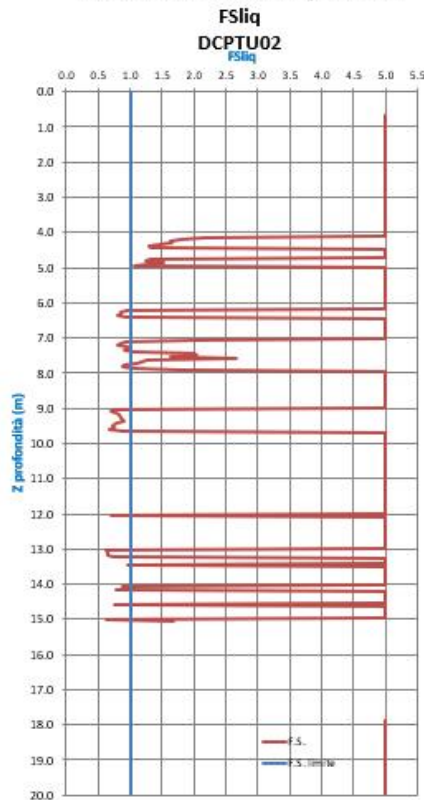
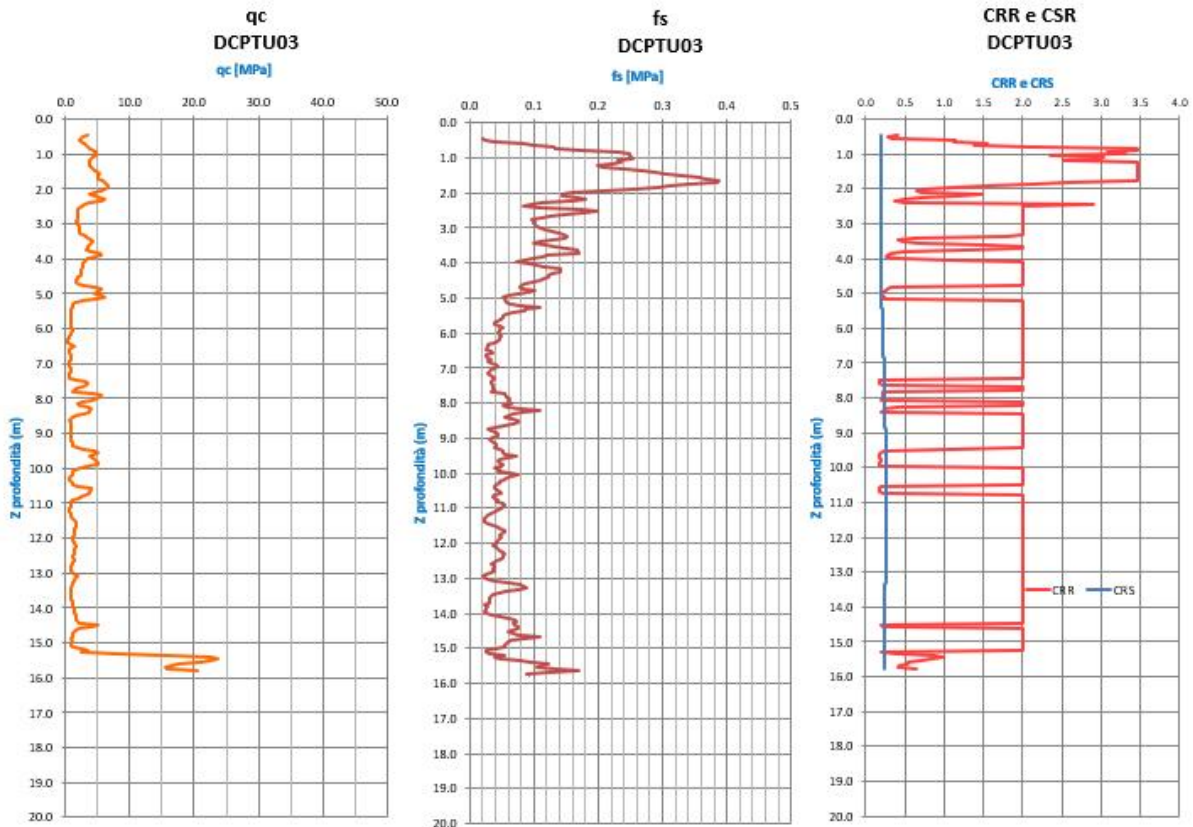


Figura 12-16: Verifica a liquefazione (DCPTU02).



Fattore di sicurezza alla liquefazione

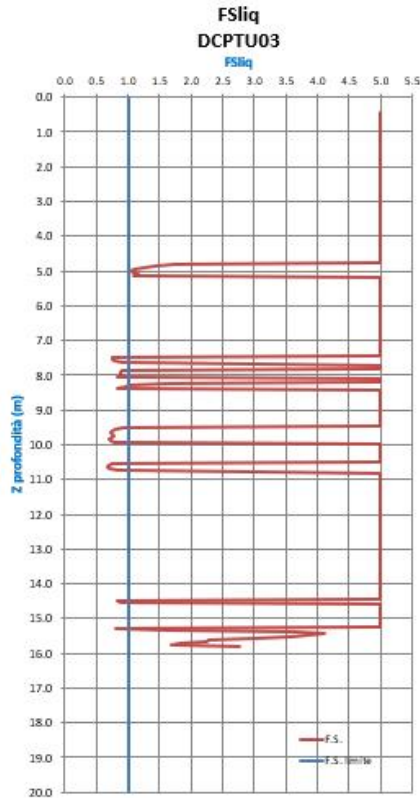


Figura 12-17: Verifica a liquefazione (DCPTU03).

13 TRATTAMENTO DEL PIANO DI POSA DEI RILEVATI

13.1 DETERMINAZIONE DEGLI SPESSORI DI SCOTICO E BONIFICO DEI TERRENI DI SOTTOFONDO

Nel seguito sono quindi illustrati i valori minimi degli scotici e bonifici da adottarsi in corrispondenza dell'asse tracciato per la preparazione del piano di lavoro per la realizzazione dei rilevati e delle trincee.

Con il termine scotico si intende la rimozione di una porzione di terreno superficiale, con profondità minima di 20 cm, utile per la rimozione del terreno vegetale, radici di alberi, arbusti ed ogni elemento vegetale interrato dalle aree su cui vengono fondati i rilevati.

Con il termine bonifica si intende un'ulteriore rimozione di materiale superficiale (in aggiunta allo scotico) atta ad eliminare i materiali caratterizzati da scadenti proprietà meccaniche. Gli strati di materiale granulare posti in sostituzione del materiale asportato dovranno essere messi in opera seguendo le stesse prescrizioni adottate per i rilevati.

Per maggiore dettaglio circa questo tema, si rimanda alla tavola di progetto APE0020 (Rilevati e trincee - Sezioni Tipo) e al Capitolato Speciale di Appalto di Autostrade per l'Italia.

Si segnala che, data la presenza del materiale vegetale e/o di riporto non compattato intercettato nelle verticali di indagine fino a profondità massime di 1.4 m, è prescritta una profondità di bonifica pari a 1.0 m per tutte le altezze di rilevato/trincea da prevedere al di sotto dei 20 cm di scotico sopra dichiarati.

13.2 INDICAZIONI PER IL RIUTILIZZO DEI MATERIALI DI SCAVO

La realizzazione delle diverse tratte della strada Intermedia di Pianura comporterà l'esecuzione delle seguenti tipologie di scavi:

- scavi per la realizzazione delle opere d'arte;
- scavo dei fossi di guardia;
- scavi di scotico e bonifica dei piani di posa dei rilevati;
- scavi di gradonatura dei rilevati esistenti per ammorsamento rilevati di ampliamento.

Nel seguito vengono fornite alcune indicazioni di carattere generale sulle possibilità di riutilizzo in cantiere di tali materiali, a seconda delle caratteristiche granulometriche e geotecniche degli stessi.

13.2.1 Terreno vegetale/agrario – Spessore scotico

Il terreno vegetale/agrario di risulta deriva principalmente dalle operazioni di:

- scotico/bonifico del piano di posa dei rilevati;
- rimozione della coltre vegetale dalla scarpata del rilevato esistente.

Tale materiale può essere riutilizzato, se conforme al Capitolato Speciale d'Appalto, per la costituzione della coltre vegetale delle scarpate del rilevato di ampliamento o di eventuali opere di mitigazione ambientale.

13.2.2 Terreno di riporto – Spessore di bonifica e scavi fino a 1.5m (circa) di profondità

Si ritiene che tale materiale non sia riutilizzabile data la natura eterogenea dello stesso descritto come terreno vegetale con presenza di laterizi.

13.2.3 Materiale di risulta – Limi argillosi, argille limose (profondità maggiore di 2m)

Tale materiale di risulta può essere impiegato sostanzialmente:

- per rinterri a tergo di opere di sostegno, se consentito dal CSA;
- per l'impermeabilizzazione di canali e fossi di guardia;
- per la realizzazione dei piani di posa dei rilevati (strato di bonifico) o di strati di rilevato previa idonea stabilizzazione a calce secondo il CSA.

2.4 Materiale di risulta appartenente– Sabbie, sabbie limose, ghiaie con sabbie, sabbie con ghiaie (profondità maggiore di 2m)

I materiali appartenenti alle unità litostratigrafiche suddette possono essere impiegati per:

- per rinterri a tergo di opere di sostegno;
- per la realizzazione dei piani di posa dei rilevati (strato di bonifico) o di strati di rilevato.

In genere tali materiali dovrebbero essere in natura già rispondenti a quanto richiesto dal CSA, e quindi utilizzabili direttamente per le applicazioni suddette.

Dal momento che le informazioni disponibili su tali materiali risultano solo puntuali, sarà in ogni caso necessario verificare la rispondenza degli stessi alle richieste del CSA.

13.3 PROVE SU CALCE

Non sono previste prove su calce in quanto, per la presenza di terreno superficiale vegetale o di origine antropica, il terreno risulta non trattabile a calce.

14 PIANO DI MONITORAGGIO

Nell'ambito della progettazione è stato redatto un piano di monitoraggio geotecnico composto dagli elaborati seguenti ai quali si rimanda per approfondire la tematica.

Tabella 14-1:Elaborati di riferimento per il piano di monitoraggio geotecnico.

| CAP. | PAR. | WBS | PDO | TP | CODICE ELABORATO | | REV. | TITOLO 1 DELL'ELABORATO | TITOLO DELL'ELABORATO ² |
|------|------|-------|-------|----|------------------|------|------|---|------------------------------------|
| DG | PMG | 00000 | 00000 | R | MOI | 0001 | 0 | Monitoraggio geotecnico e strutturale | Relazione generale |
| DG | PMG | 00000 | 00000 | D | MOI | 0002 | 0 | Particolari installazione strumenti di monitoraggio | |

15 ANALISI DI STABILITÀ

L'analisi di stabilità è stata condotta per le seguenti sezioni di calcolo:

1. Sezione 54 – Spalla B;
2. Sezione 62;
3. Sezione 39 – Spalla A;
4. Sezione 36;
5. Sezione 65 bis.
6. Rilevato di precarica

Per la verifica di stabilità globale della Sezione 39, 54 e 62 si rimanda alla relazione di calcolo 111454-0000-PD-IN-C02-MS002-00000-R-APE0054-0 - relazione di calcolo terre rinforzate.

L'analisi di stabilità globale della Sezione 36 e Sezione 65 bis, invece, sono riportate di seguito.

La verifica di stabilità globale per il rilevato di precarica è stata condotta in condizioni statiche ed è contenuta all'interno del documento 111454-0000-PD-DG-GTA-GE000-00000-R-APE0002-0 - Relazione sui cedimenti dei rilevati.

15.1 APPROCCIO NORMATIVO

Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione, ovvero:

$$E_d = E_k \gamma_F F_k; \frac{X_k}{g_M}; a_d \frac{\ddot{\theta}}{\theta}$$

$$E_d = g_E E_k \gamma_F F_k; \frac{X_k}{g_M}; a_d \frac{\ddot{\theta}}{\theta}$$

con $g_E = g_F$, e dove R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema:

$$R_d = \frac{1}{g_R} R_k \gamma_F F_k; \frac{X_k}{g_M}; a_d \frac{\ddot{\theta}}{\theta}$$

Effetto delle azioni e resistenza sono espresse in funzione delle azioni di progetto $\gamma_F F_k$, dei parametri di progetto X_k/g_M e della geometria di progetto a_d .

L'effetto delle azioni può anche essere valutato direttamente come $E_d = g_E E_k$. Nella formulazione delle resistenze R_d , compare esplicitamente un coefficiente g_R che opera direttamente sulla resistenza del sistema.

La verifica della suddetta condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

15.1.1 Approcci progettuali nei confronti delle verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU)

I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito degli approcci previsti dalla normativa, in particolare le verifiche agli stati limite ultimi di stabilità globale sono state condotte adottando la combinazione di coefficienti A2+M2+R2 (Approccio 1, Combinazione 2).

Il valore dei coefficienti parziali g^F sulle azioni è definito nella tabella 6.2.I del D.M. 17/01/2018 (Tabella 15-1).

Tabella 15-1: Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni – (Tabella 6.2.I – DM 17/01/2018).

| Carichi | effetto | Coefficiente parziale (g_e) | EQU | (A1) | (A2) |
|----------------------------|-------------|------------------------------------|-----|------|------|
| | | | | STR | GEO |
| Permanenti | Favorevole | g_{G1} | 0.9 | 1.0 | 1.0 |
| | Sfavorevole | | 1.1 | 1.3 | 1.0 |
| Permanenti non strutturali | Favorevole | g_{G2} | 0.8 | 0.8 | 0.8 |
| | Sfavorevole | | 1.5 | 1.5 | 1.3 |
| Variabili | Favorevole | g_a | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| | Sfavorevole | | 1.5 | 1.5 | 1.3 |

Il valore dei coefficienti parziali sui parametri geotecnici è indicato nella tabella 6.2.II del D.M. 17/01/2018 (Tabella 15-2).

Tabella 15-2: Coefficienti parziali per i parametri geotecnici delle azioni – (Tabella 6.2.II – DM 17/01/2018).

| Parametro | Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale | Coefficiente parziale (g_m) | (M1) | (M2) |
|--|---|------------------------------------|------|------|
| Tangente dell'angolo di resistenza al taglio | $\tan f'_k$ | g'_f | 1.00 | 1.25 |
| Coesione efficace | c'_k | g'_c | 1.00 | 1.25 |
| Resistenza non drenata | c'_{uk} | g_{bu} | 1.00 | 1.40 |
| Peso dell'unità di volume | g | g_g | 1.00 | 1.00 |

I coefficienti parziali g_R da applicarsi in condizione statica sono riportati nella Tabella 6.8.I (verifiche di materiali sciolti e fronti di scavo) e nella Tabella 6.8.II del D.M. 17/01/2018 (Tabella 15-3).

Tabella 15-3: Coefficienti parziali per le resistenze del sistema da adottarsi nelle verifiche di stabilità – (Tabella 6.8.1 – DM 17/01/2018).

| Coefficiente | R2 |
|--------------|-----|
| γ_R | 1.1 |

15.1.2 Approcci progettuali nei confronti delle verifiche sismiche (SLV)

In condizioni sismiche le verifiche vengono condotte applicando l'azione sismica definita al paragrafo 15.2 del presente documento e applicando i coefficienti prescritti al Paragrafo 7.11.4 (verifiche di fronti di scavo e rilevati) del DM 17/01/2018 e riportati di seguito:

- coefficienti parziali γ_R da applicare alle azioni o all'effetto delle azioni unitari;
- coefficienti parziali γ_M da applicare ai parametri del terreno unitari;
- coefficienti parziali γ_R per le verifiche di stabilità globale = 1.2.

15.2 DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA

L'azione sismica da considerare nelle analisi è stata definita in accordo al Paragrafo 7.11.4 del D.M. 17/01/2018 tramite metodo pseudo-statico, per il quale l'azione sismica è definita mediante un'azione statica equivalente costante nel tempo e nello spazio, proporzionale al peso W del volume di terreno potenzialmente instabile. Tale forza dipende dalle caratteristiche del moto sismico atteso nel volume di terreno potenzialmente instabile e della capacità del volume di terreno di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza.

Nelle verifiche allo stato limite ultimo, in mancanza di studi specifici, le componenti orizzontali e verticali di tale forza si possono esprimere come $F_h = k_h \cdot W$ ed $F_v = k_v \cdot W$, con k_h e k_v rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale:

$$k_h = \beta_m \cdot a_{max}/g$$

$$k_v = \pm 0.5 k_h$$

dove:

- β_m coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito, assunto pari a 0.38 per le verifiche allo SLV (§ 7.11.4 delle NTC2018).
- a_{max} accelerazione orizzontale massima attesa al sito valutata come

$$a_{max} = a_g$$

- a_g accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido;

Si ottiene così:

$$k_h = 0.38 \cdot 0.299 \text{ g/g} = 0.113$$

$$k_v = \pm 0.5 k_h = 0.114/2 = 0.057$$

15.3 SLOPE W

Le verifiche di stabilità globale sono state condotte inoltre con il Modulo "Slope/W" del programma di calcolo "GeoStudio 2021 .3- versione 11.2.0.22838", a cura della Geo-Slope International (Canada).

Tale modulo consente un'analisi di stabilità tenendo conto di terreni variamente stratificati, dell'eventuale falda idrica, della presenza di pressioni neutre diverse dalla idrostatica, di sollecitazioni sismiche, per via statica equivalente, di tiranti di ancoraggio e altre opere di rinforzo e sostegno. Esso è in grado di fornire una soluzione generale al problema bidimensionale di stabilità ricavandone il coefficiente di sicurezza (F.S.) come rapporto tra la resistenza al taglio disponibile lungo la superficie

di possibile scivolamento e quella mobilitata dal moto incipiente dell'intera massa contenuta dalla superficie stessa.

Il programma effettua le verifiche di stabilità fornendo il coefficiente di sicurezza secondo diversi criteri; nel caso in esame verrà adottato il criterio di Morgenstern-Price.

Tale criterio permette la ricerca del coefficiente di sicurezza con riferimento ad una condizione di equilibrio sia alla rotazione sia alla traslazione e considerando le forze di interazione fra i singoli conci.

Il criterio di rottura adottato per il terreno è quello classico di Mohr-Coulomb.

15.4 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DI RIFERIMENTO

I parametri geotecnici caratteristici e di progetto implementati nelle analisi sono definiti nel seguito:

Tabella 15-4: Parametri geotecnici caratteristici.

| | Descr. | γ | ϕ' | c' |
|----------|--------|-------------------|---------|------|
| | - | kN/m ³ | ° | kPa |
| Rilevato | - | 20 | 35 | 0 |
| Unità 1 | LA-OC | 18.5 | 23 | 7.5 |
| Unità 2 | LS | 19 | 31.5 | 0 |
| Unità 3 | LA-NC | 18.5 | 27 | 2.5 |

Tabella 15-5: Parametri geotecnici fattorizzati secondo i coefficienti parziali per i parametri geotecnici M2.

| | Descr. | γ | ϕ' | c' |
|----------|--------|-------------------|---------|------|
| | - | kN/m ³ | ° | kPa |
| Rilevato | - | 20 | 29.26 | 0.0 |
| Unità 1 | LA-OC | 18.5 | 18.76 | 6.0 |
| Unità 2 | LS | 19 | 26.12 | 0.0 |
| Unità 3 | LA-NC | 18.5 | 22.18 | 2.0 |

Si riportano le stratigrafie di calcolo per le varie sezioni di calcolo.

| Unità | Da [m slm] | A [m slm] |
|---------|---------------|--------------|
| Unità 1 | 0.00 | 1.39 |
| Unità 2 | 1.39 | 4.07 |
| Unità 3 | 4.07 | 9.32 |
| Unità 2 | 9.32 | 9.89 |

Tabella 15-6: Stratigrafia di calcolo – Sez. 36.

| Unità | Da [m slm] | A [m slm] |
|---------|------------|-----------|
| Unità 1 | 0.00 | 2.55 |
| Unità 2 | 2.55 | 3.52 |
| Unità 1 | 3.52 | 5.54 |
| Unità 2 | 5.54 | 6.17 |
| Unità 3 | 6.17 | 7.69 |
| Unità 2 | 7.69 | 9.27 |
| Unità 3 | 9.27 | 10.45 |
| Unità 2 | 10.45 | 11.45 |

Tabella 15-7: Stratigrafia di calcolo – Sez. 65 bis.

Il livello di falda è coerente con il profilo stratigrafico, pertanto la falda è stata collocata a 1.33 m da p.c. nella Sez. 36, e a 5.64 m da p.c. per la Sez. 65 bis.

15.5 RISULTATI DELLE VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE

Tra tutte le superfici di rottura calcolate dal programma, è definita “critica”, quella a cui corrisponde il fattore di sicurezza FS minimo.

Di seguito si riportano i casi analizzati per ciascuna sezione:

- Stabilità globale in condizioni statiche;
- Stabilità globale in condizioni sismiche+;
- Stabilità globale in condizioni sismiche-.

15.5.1 Sezione 36 – lato dx

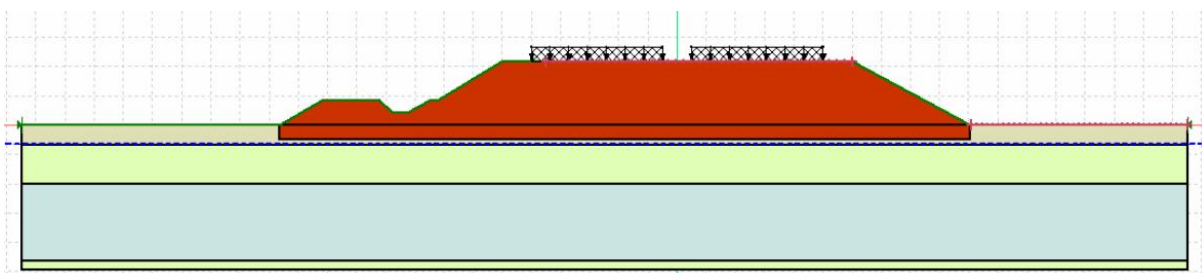


Figura 15-1: Modello di calcolo.

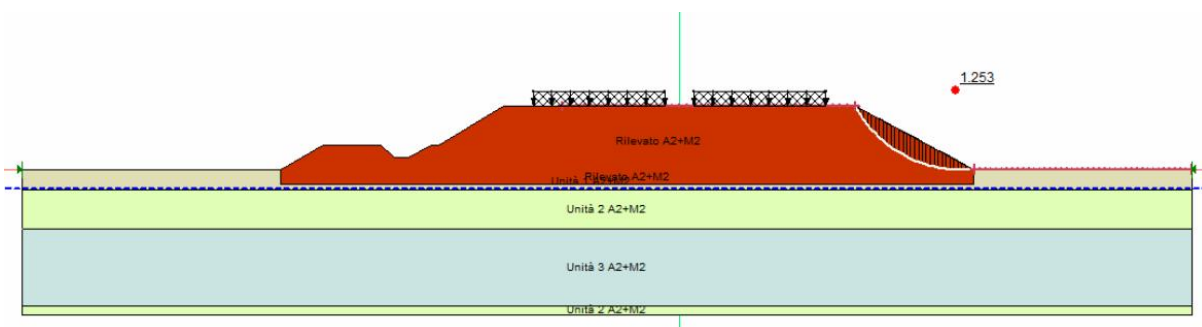


Figura 15-2: Stabilità globale in condizioni statiche.

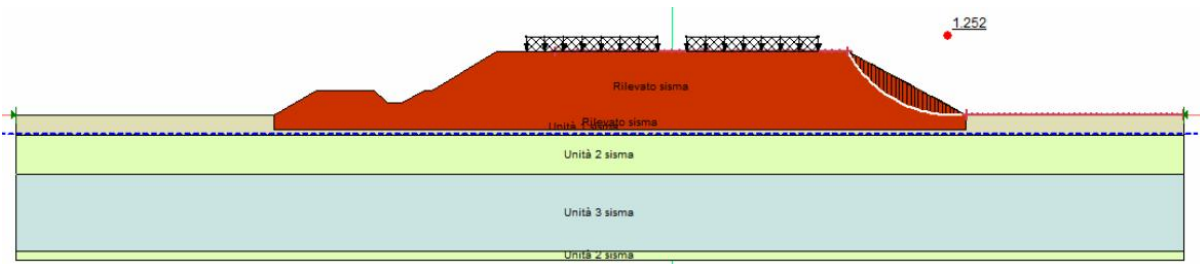


Figura 15-3: Stabilità globale in condizioni sismiche +.

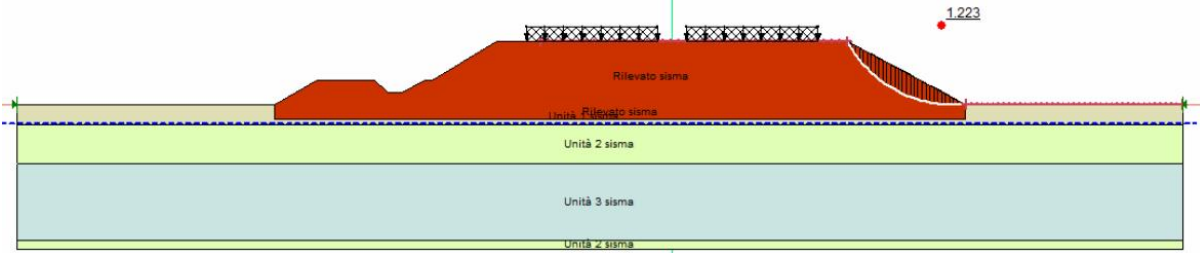


Figura 15-4: Stabilità globale in condizioni sismiche -.

15.5.2 Sezione 36 – lato sx

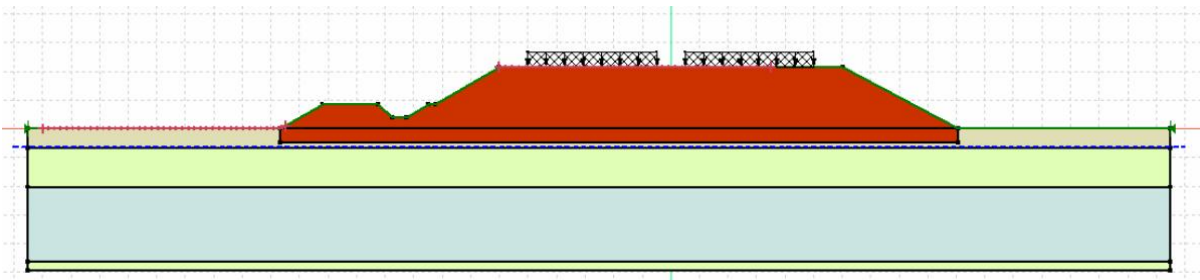


Figura 15-5: Modello di calcolo.

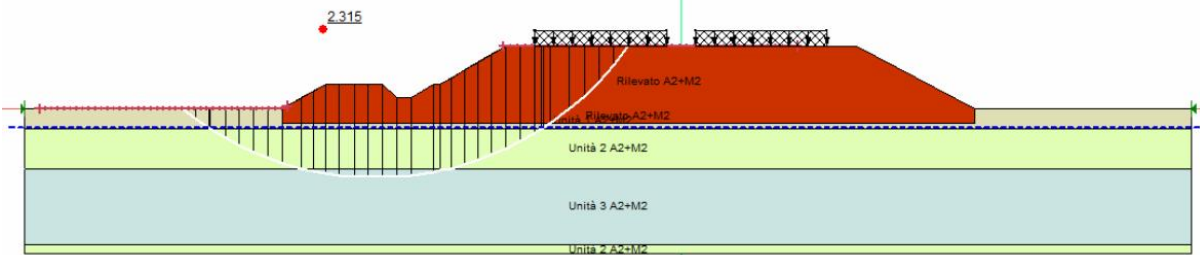


Figura 15-6: Stabilità globale in condizioni statiche.

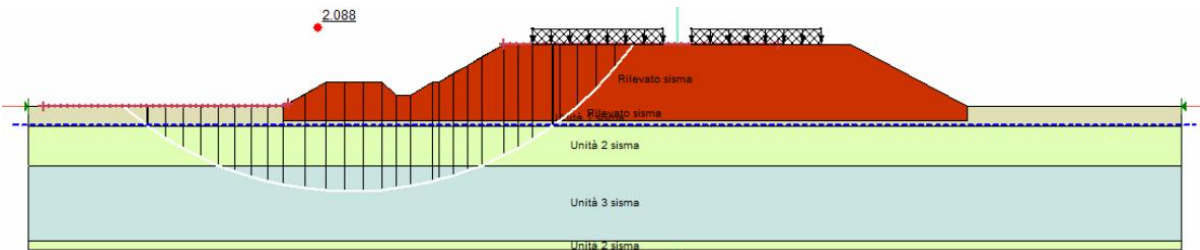


Figura 15-7: Stabilità globale in condizioni sismiche +.

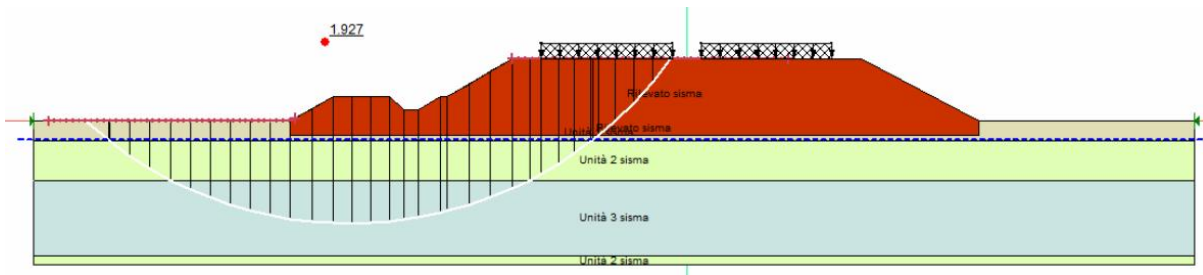


Figura 15-8: Stabilità globale in condizioni sismiche -.

15.5.3 Sezione 65 bis – lato dx

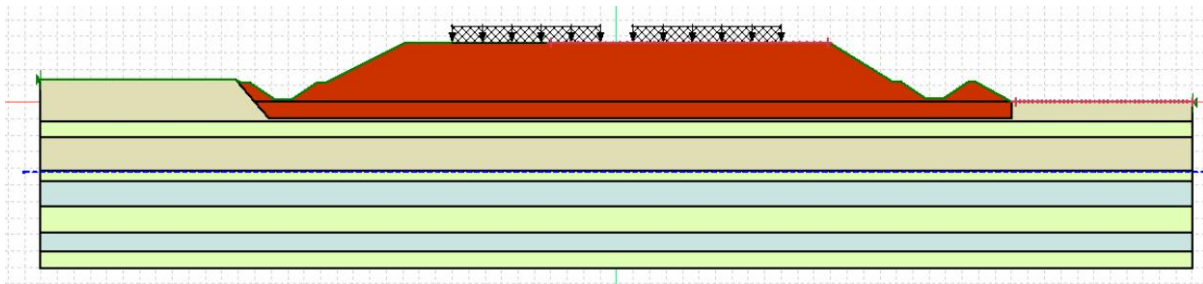


Figura 15-9: Modello di calcolo.

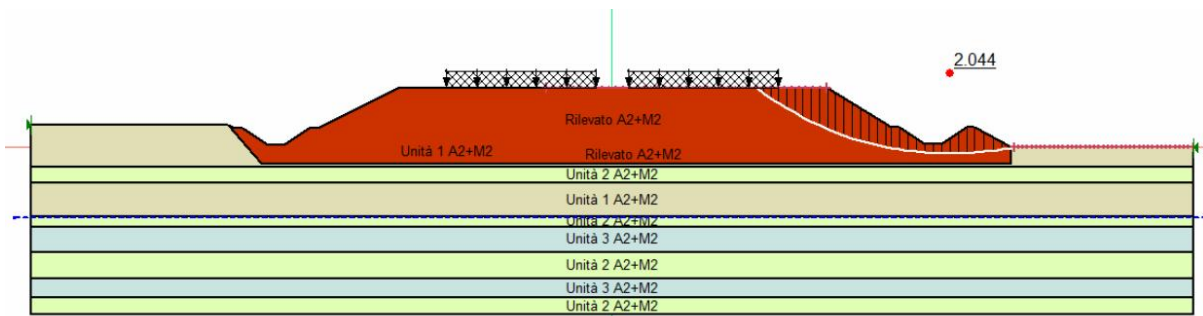


Figura 15-10: Stabilità globale in condizioni statiche.



Figura 15-11: Stabilità globale in condizioni sismiche +.



Figura 15-12: Stabilità globale in condizioni sismiche -.

15.5.4 Sezione 65 bis – lato sx

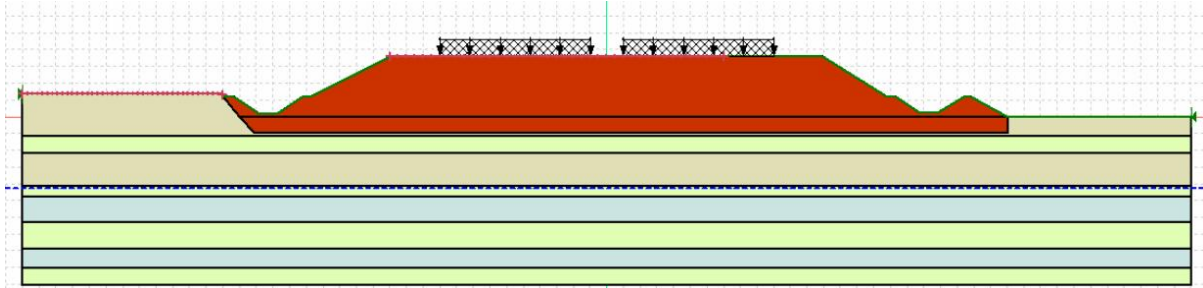


Figura 15-13: Modello di calcolo.

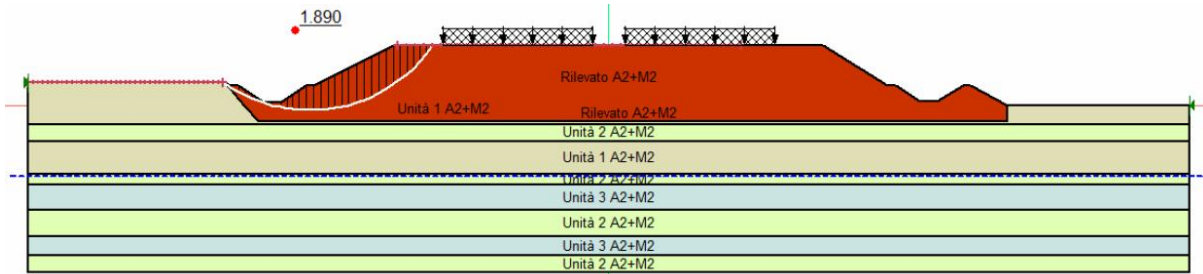


Figura 15-14: Stabilità globale in condizioni statiche.



Figura 15-15: Stabilità globale in condizioni sismiche +.



Figura 15-16: Stabilità globale in condizioni sismiche -.

15.5.5 Sintesi dei risultati

Nella seguente tabella si riporta la sintesi delle verifiche di stabilità contenute nella presente relazione.

Tabella 15-8: Sintesi delle verifiche di stabilità globale.

| Sezione | Combinazione | FS | | FSmin | Verificato |
|----------------|--------------|-------|---|-------|------------|
| 36 lato dx | Statica | 1.253 | > | 1.1 | Sì |
| | Sismica + | 1.252 | > | 1.2 | Sì |
| | Sismica - | 1.223 | > | 1.2 | Sì |
| 36 lato sx | Statica | 2.315 | > | 1.1 | Sì |
| | Sismica + | 2.008 | > | 1.2 | Sì |
| | Sismica - | 1.927 | > | 1.2 | Sì |
| 65 bis lato dx | Statica | 2.004 | > | 1.1 | Sì |
| | Sismica + | 1.874 | > | 1.2 | Sì |
| | Sismica - | 1.816 | > | 1.2 | Sì |
| 65 bis lato sx | Statica | 1.890 | > | 1.1 | Sì |
| | Sismica + | 1.839 | > | 1.2 | Sì |
| | Sismica - | 1.786 | > | 1.2 | Sì |

16 ANALISI DEI CEDIMENTI

L'analisi dei cedimenti è stata condotta per le seguenti sezioni di calcolo:

7. Sezione 54 – Spalla B;
8. Sezione 62;
9. Sezione 39 – Spalla A;
10. Sezione 36;
11. Sezione 65 bis.

I cedimenti per la Sezione 54, Sezione 62, Sezione 39 e Sezione 36 sono stati analizzati nella specifica relazione di calcolo 111454 0000 PD DG GTA GE000 00000 R APE 0002 0 – Relazione sui cedimenti dei rilevati.

L'analisi dei cedimenti della Sezione 65 bis, invece, è riportata di seguito.

16.1 APPROCCIO NORMATIVO

Le analisi sono condotte allo SLE, come richiesto nel D.M. 2018 per le opere in terreni sciolti.

Le opere e i manufatti di materiali sciolti devono essere verificati nei confronti degli stati limite di esercizio. A tale scopo, il progetto deve esplicitare le prescrizioni relative agli spostamenti compatibili e le prestazioni attese.

La verifica agli stati limite di esercizio implica l'analisi del problema al termine della costruzione e nel tempo.

Per ciascun stato limite di esercizio deve essere rispettata la condizione:

$$Ed \leq Cd$$

dove Ed è il valore di progetto dell'effetto delle azioni nelle combinazioni di carico per gli SLE e Cd è il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni. Quest'ultimo deve essere stabilito in funzione del comportamento della struttura in elevazione e di tutte le costruzioni che interagiscono con le opere geotecniche in progetto, tenendo conto della durata dei carichi applicati.

16.2 DESCRIZIONE DELLA METODOLOGIA DI CALCOLO

L'analisi di interazione terreno-opera è stata condotta con un modello FEM 2D utilizzando il programma di calcolo Plaxis 2D 2021, codice appositamente sviluppato per lo studio di problematiche geotecniche e di interazione terreno-struttura.

La modellazione eseguita mira ad analizzare i principali aspetti tenso-deformativi connessi con la realizzazione dell'opera.

La modellazione è idonea anche ad indagare la stabilità globale del sistema geotecnico struttura-terreno ed all'analisi dei fenomeni deformativi indotti dalle instabilità attualmente presenti; consente di ottenere campi di spostamento che tengano correttamente conto dei fenomeni di interazione terreno-struttura.

Il codice Plaxis presenta una vasta libreria di legami costitutivi attribuibili ai terreni; è possibile, inoltre, modellare elementi strutturali che interagiscono con il terreno circostante mediante elementi interfaccia.

Le analisi sono state condotte mediante modellazioni volte a rappresentare il sistema geotecnico struttura-terreno attraverso la successione sequenziale delle principali fasi costruttive previste.

Terreni e rocce, sotto carico, hanno un comportamento fortemente non lineare; tale comportamento tenso-deformativo non lineare può essere modellato a diversi livelli di complessità; chiaramente, il numero di parametri del modello cresce con la complessità del modello stesso. Il ben noto modello Mohr-Coulomb può essere considerato come un'approssimazione di primo ordine del comportamento

reale dei terreni. Questo modello elastico perfettamente plastico richiede cinque parametri fondamentali, e cioè il modulo di Young E , il coefficiente di Poisson ν , la coesione c , l'angolo di attrito φ , e l'angolo di dilatanza ψ .

Nella figura seguente sono rappresentate le modellazioni adottate dal programma per:

- legame costitutivo fra la tensione deviatorica (differenza fra la tensione assiale s_1 e la tensione di confinamento radiale s_3) e la deformazione assiale (e_1);
- relazione fra e_v (deformazione volumetrica $\Delta V/V_0$) e e_1 (deformazione assiale);

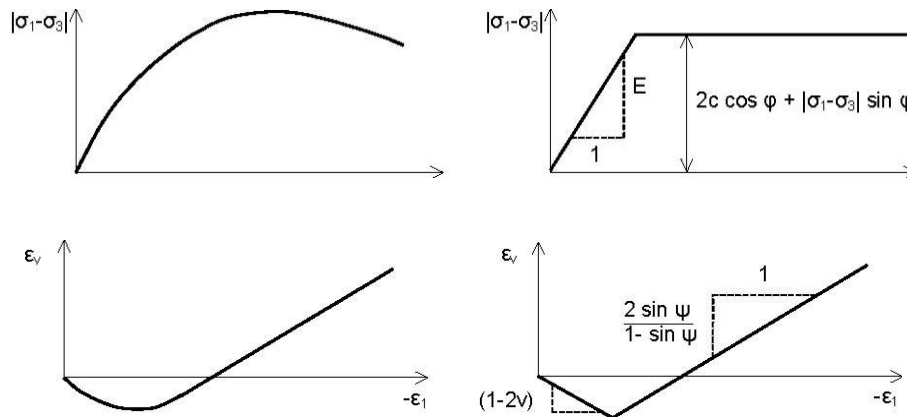


Figura 16-1: Legami costitutivi per modello Mohr - Coulomb

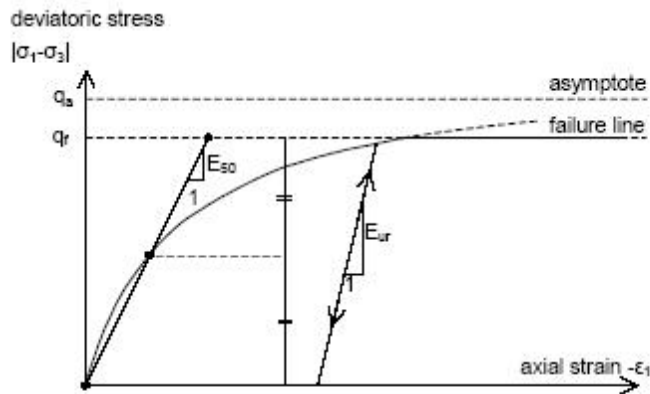
PLAXIS contiene vari modelli costitutivi per simulare il comportamento del terreno.

Visto il grado di conoscenza dei terreni, il modello costitutivo utilizzato, è quello di Soft Soil model con caratteristiche di resistenza al taglio definite in termini di tensioni efficaci.

Modello Hardening Soil (Terreno incrudente)

È un modello elastoplastico incrudente che riproduce in condizioni di primo carico triassiale un legame tensioni deformazioni di tipo iperbolico. L'incrudimento è funzione sia delle deformazioni distorsionali plastiche sia delle deformazioni volumetriche plastiche. Il modello è quindi in grado di simulare, tra l'altro, la riduzione irreversibile di volume di un terreno sottoposto a compressione lungo percorsi di carico proporzionali (carico isotropo, edometrico) a partire da una condizione di normal-consolidazione. Questo modello di 'secondo livello' può essere utilizzato per simulare il comportamento sia di sabbie e di ghiaie sia di terreni più compressibili come argille e limi.

Come il modello Mohr-Coulomb, limitatamente agli stati di tensione, gli elementi terreno sono descritti attraverso la coesione c , l'angolo di attrito φ , e l'angolo di dilatanza ψ , mentre la rigidità è descritta più accuratamente attraverso tre differenti moduli di deformazione, cioè E_{50} , E_{ur} e E_{oed} , che sono rispettivamente il modulo di deformazione secante, il modulo di deformazione in scarico e ricarico e il modulo edometrico. In questa analisi E_{ur} si è assunto pari a $3 E_{50}$.



Hyperbolic stress-strain relation in primary loading for a standard drained triaxial test

Modello Soft Soil

Modello elastoplastico incrudente, con criterio di rottura alla Mohr Couomb. L'incrudimento è funzione delle deformazioni volumetriche irreversibili che avvengono in compressione vergine e dipende dalla pressione di preconsolidazione.

Questo modello può essere utilizzato per terreni altamente compressibili quasi normal consolidati, come argille e limi argillosi.

Gli elementi terreno sono descritti attraverso la coesione c , l'angolo di attrito φ , mentre la rigidezza è descritta attraverso gli indici di compressibilità modificati λ^* e κ^* (o in alternativa i parametri di compressibilità C_c e C_s), che permettono di distinguere tra percorsi di primo carico o scarico-ricarico, ORC e e_0 .

Inoltre in questo modello, come nell'Hardening Soil model, la rigidezza è funzione dello stato tensionale.

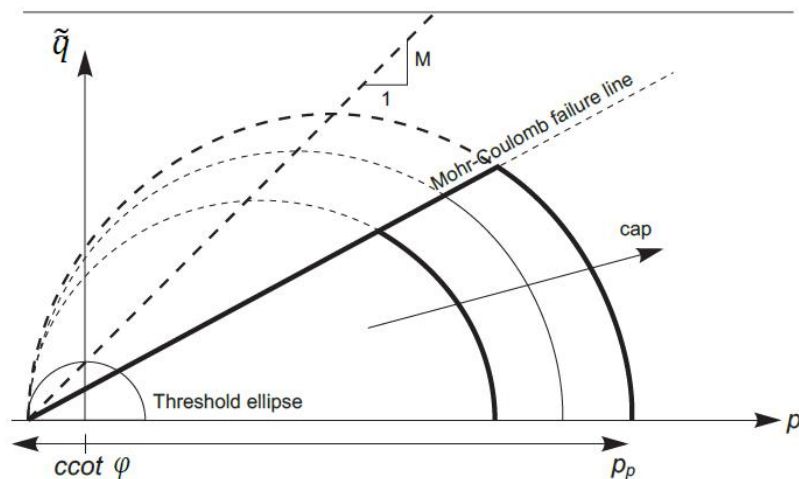


Figure 51: Yield surface of the Soft Soil model in p' - q -plane

16.3 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DI REIFERIMENTO

Si riportano le stratigrafie di calcolo e i parametri geotecnici di riferimento per la sezione di calcolo Sez. 65 bis.

| Unità | Da [m slm] | A [m slm] | g [kN/m ³] | j _k [°] | c' _k [kPa] | E' [kPa] | C _c [-] | C _s [-] | e ₀ [-] | OCR |
|---------|---------------|--------------|---------------------------|-----------------------|--------------------------|-------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----|
| Unità 1 | 0.00 | 2.55 | 18.5 | 23.0 | 7.5 | - | 0.3038 | 0.059 | 0.903 | 5 |
| Unità 2 | 2.55 | 3.52 | 19 | 31.5 | 0 | - | 0.3038 | 0.059 | 0.903 | 1 |
| Unità 1 | 3.52 | 5.54 | 18.5 | 23 | 7.5 | - | 0.3038 | 0.059 | 0.903 | 5 |
| Unità 2 | 5.54 | 6.17 | 19 | 31.5 | 0 | - | 0.3038 | 0.059 | 0.903 | 1 |
| Unità 3 | 6.17 | 7.69 | 18.5 | 27 | 2.5 | - | 0.2617 | 0.0438 | 0.799 | 1 |
| Unità 2 | 7.69 | 9.27 | 19 | 31.5 | 0 | - | 0.3038 | 0.059 | 0.903 | 1 |
| Unità 3 | 9.27 | 10.45 | 18.5 | 27 | 2.5 | - | 0.2617 | 0.0438 | 0.799 | 1 |
| Unità 2 | 10.45 | 11.45 | 19 | 31.5 | 0 | - | 0.3038 | 0.059 | 0.903 | 1 |
| Unità 3 | 11.45 | 13.14 | 18.5 | 27 | 2.5 | - | 0.2617 | 0.0438 | 0.799 | 1 |
| Unità 2 | 13.14 | 13.80 | 19 | 31.5 | 0 | - | 0.3038 | 0.059 | 0.903 | 1 |
| Unità 3 | 13.80 | 16.45 | 18.5 | 27 | 2.5 | - | 0.2617 | 0.0438 | 0.799 | 1 |
| Unità 6 | 16.45 | 17.94 | 19.5 | 35 | 0 | 55000 | - | - | - | - |
| Unità 4 | 17.94 | 20.43 | 19 | 41.5 | 0 | 60000 | - | - | - | - |
| Unità 5 | 20.43 | 21.00 | 19.5 | 27 | 7 | - | 0.2951 | 0.0753 | 0.8213 | 1 |
| Unità 2 | 21.00 | 21.39 | 19 | 31.5 | 0 | - | 0.3038 | 0.059 | 0.903 | 1 |
| Unità 5 | 21.39 | 22.06 | 19.5 | 27 | 7 | - | 0.2951 | 0.0753 | 0.8213 | 1 |
| Unità 4 | 22.06 | 26.59 | 19 | 41.5 | 0 | 60000 | - | - | - | - |
| Unità 6 | 26.59 | 30.13 | 19.5 | 35 | 0 | 55000 | - | - | - | - |
| Unità 5 | 30.13 | 31.10 | 19.5 | 27 | 7 | - | 0.2951 | 0.0753 | 0.8213 | 1 |

Tabella 16-1: Parametri geotecnici caratteristici – Sez. 65 bis.

Il livello di falda è coerente con il profilo stratigrafico, pertanto la falda è stata collocata a 5.64 m da p.c..

16.4 ANALISI DEI CEDIMENTI - SEZIONE 65 BIS

16.4.1 Modello di calcolo

Per le unità a comportamento prevalentemente coesivo è stato implementato il modello di Soft Soil Model, mentre per le unità a comportamento prevalentemente incoerente è stato implementato il modello Mohr-Coulomb.

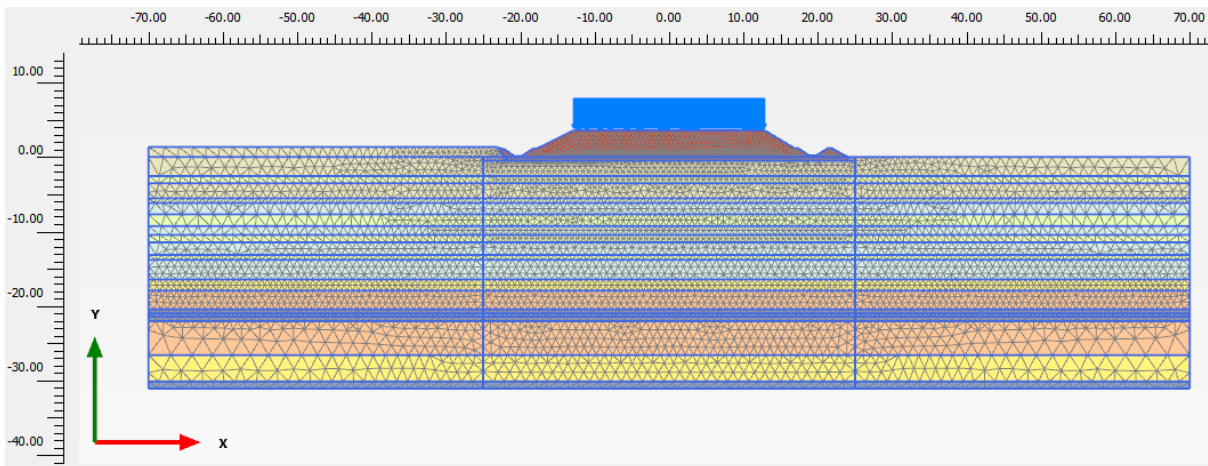


Figura 16-2: Modello di calcolo Sez. 65 bis.

16.4.1.1 Fasi di calcolo

Si riportano di seguito le fasi di calcolo del modello FEM per la Sezione 65 bis. Tutte le fasi sono di consolidazione. L'entrata in esercizio del rilevato finale è prevista dopo 1 anno dalla sua costruzione.

- Fase 0: Fase geostatica iniziale;
- Fase 1: Fase zero di consolidazione (durata della fase=1giorno);
- Fase 2: Costruzione del rilevato finale (durata della fase=30 giorni);
- Fase 3: Applicazione del sovraccarico pari a 20kPa (durata della fase=1 giorno);
- Fase 4: Attesa 1 anno per l'entrata in esercizio (durata della fase=365-15-30= 320 giorni);
- Fase 5: Attesa 50 anni (durata della fase= 18 250 giorni).

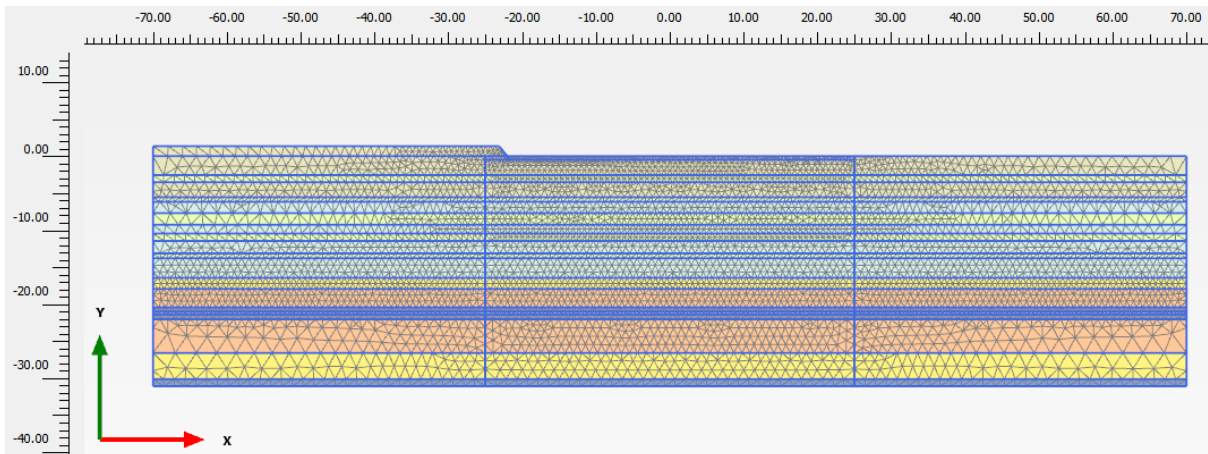


Figura 16-3: Fase 0: Fase geostatica iniziale.

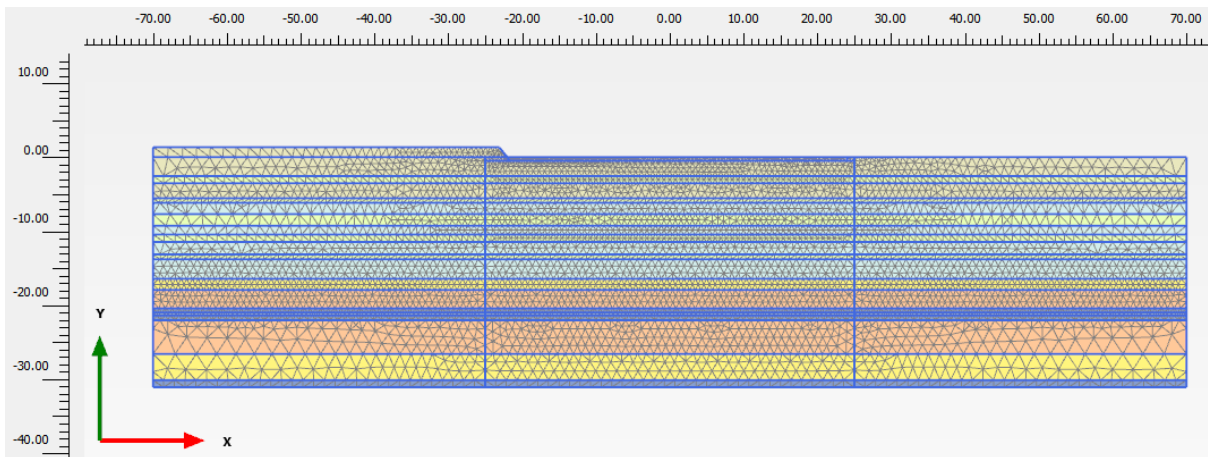


Figura 16-4: Fase 1: Fase zero di consolidazione.

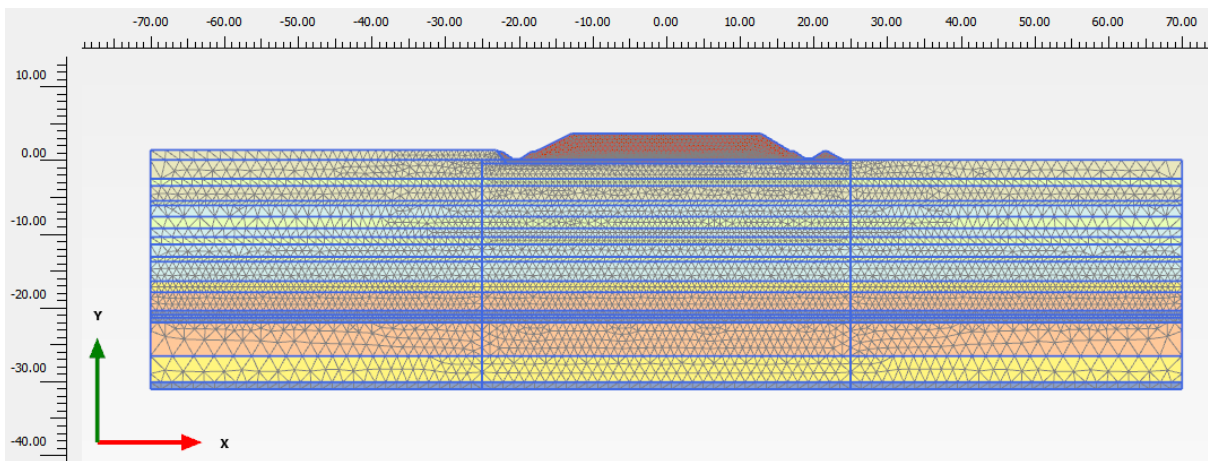


Figura 16-5: Fase 2: Costruzione del rilevato finale (durata della fase=30 giorni).

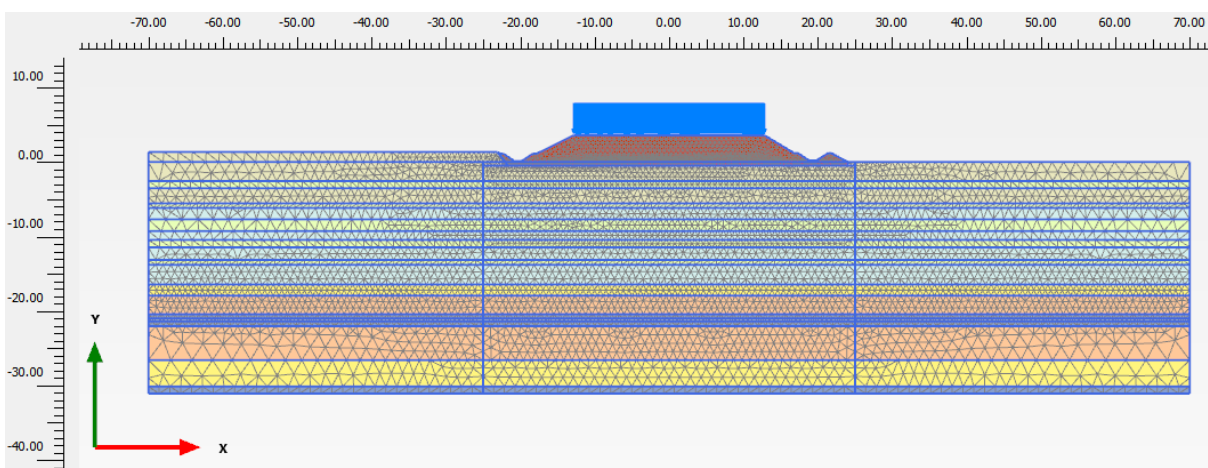


Figura 16-6: Fase 3: Applicazione del sovraccarico (durata della fase=1 giorno).

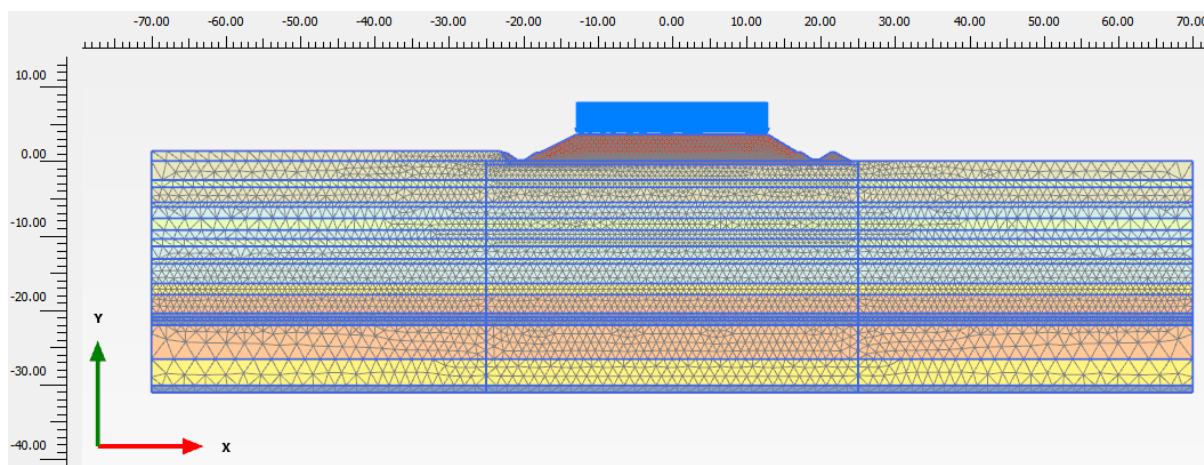


Figura 16-7: Fase 4: Attesa 1 anno (durata della fase=365-15-30= 320 giorni).

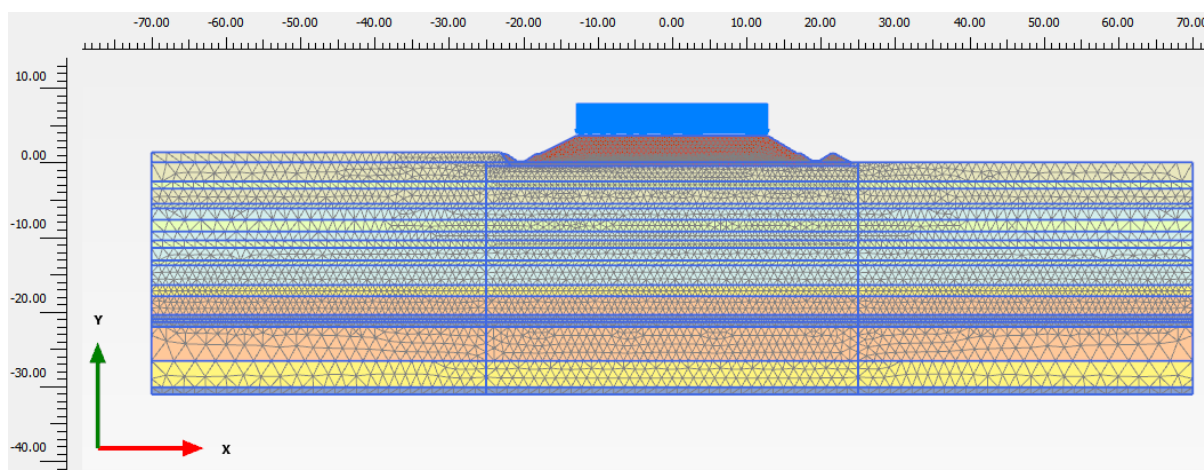


Figura 16-8: Fase 5: Attesa 50 anni (durata della fase= 18 250 giorni).

16.4.2 Risultati di calcolo

Di seguito si riportano i risultati di calcolo delle elaborazioni FEM, in termini di mappa di colori degli spostamenti verticali e grafici degli spostamenti verticali in funzione delle ascisse e in funzione del tempo.

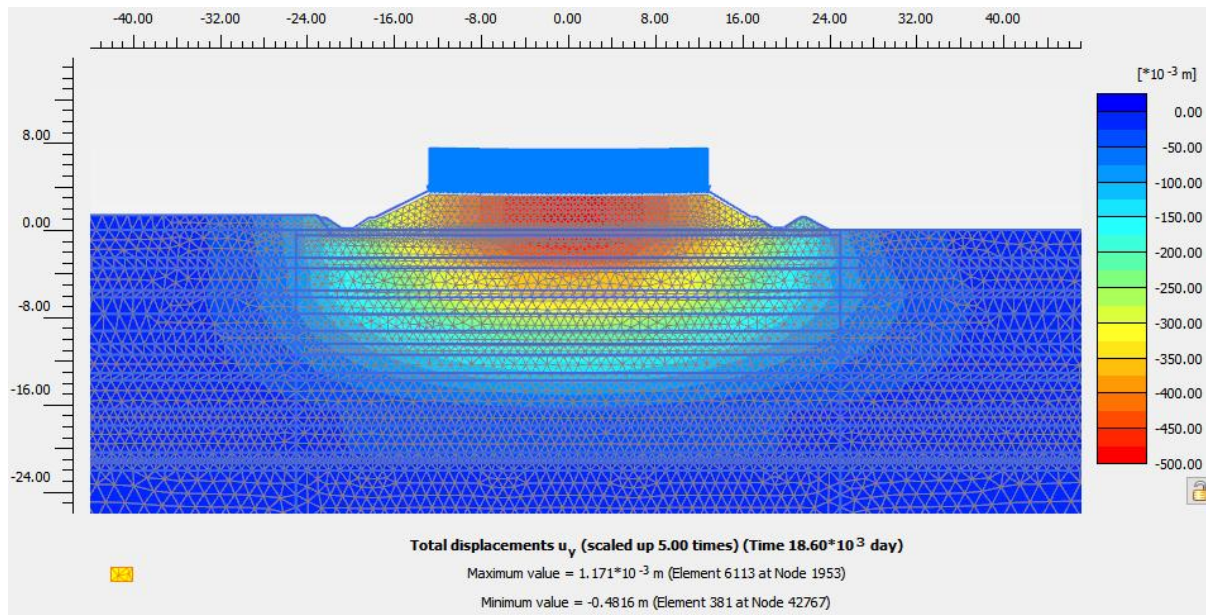


Figura 16-9: Fase 5: Attesa 50 anni – mappa degli spostamenti verticali.

Gli spostamenti verticali nella sezione trasversale sono riportati nel grafico seguente.

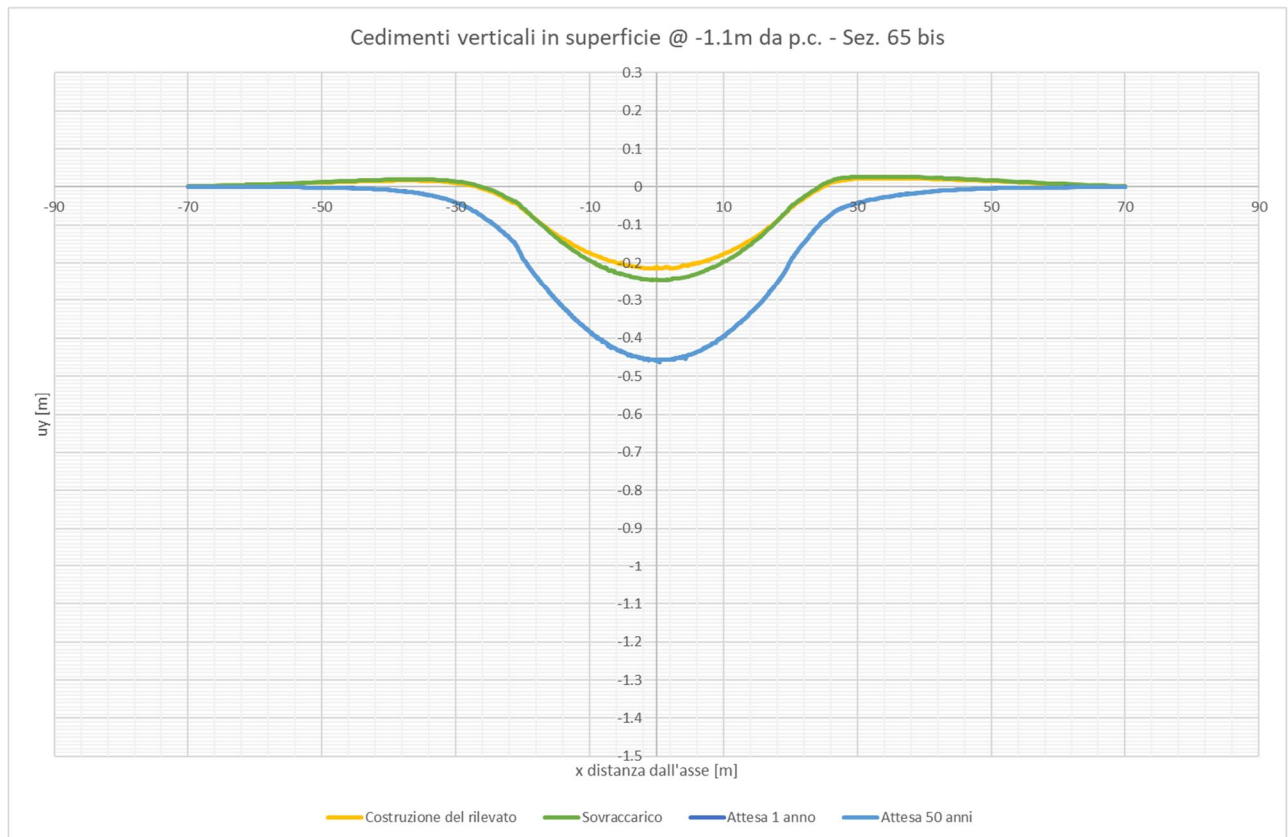


Figura 16-10: Spostamenti verticali alla profondità di 1.1 m da p.c..

Nei seguenti grafici si mostra il decorso degli spostamenti verticali nel tempo di un punto centrato alla base del rilevato.

La porzione di grafico racchiusa nel riquadro rosso è stata ingrandita in Figura 16-12. Le etichette dei dati esplicitano il valore di spostamento verticale nei diversi step di calcolo.

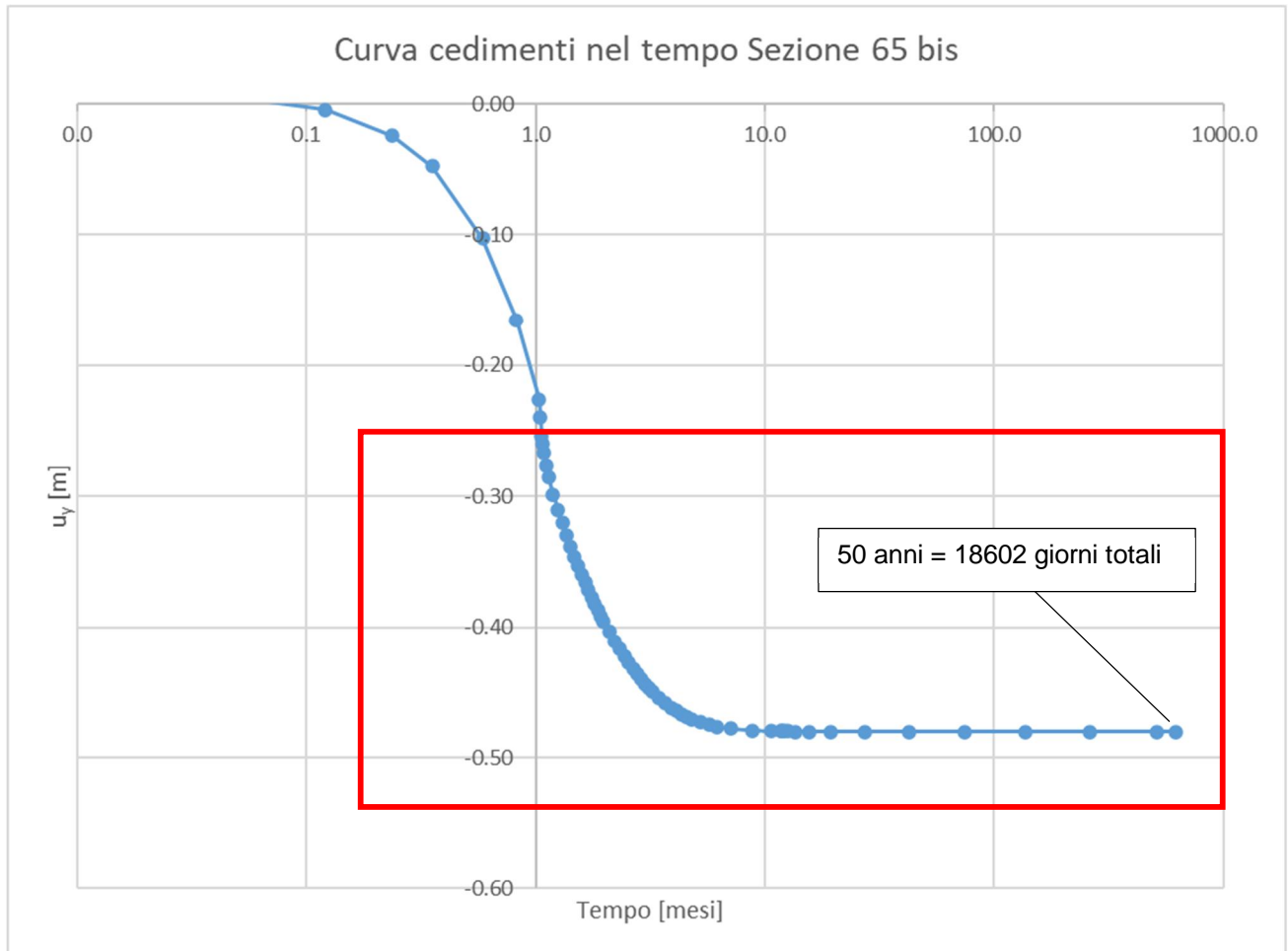


Figura 16-11: Andamento dei cedimenti nel tempo – Sezione 65 bis.

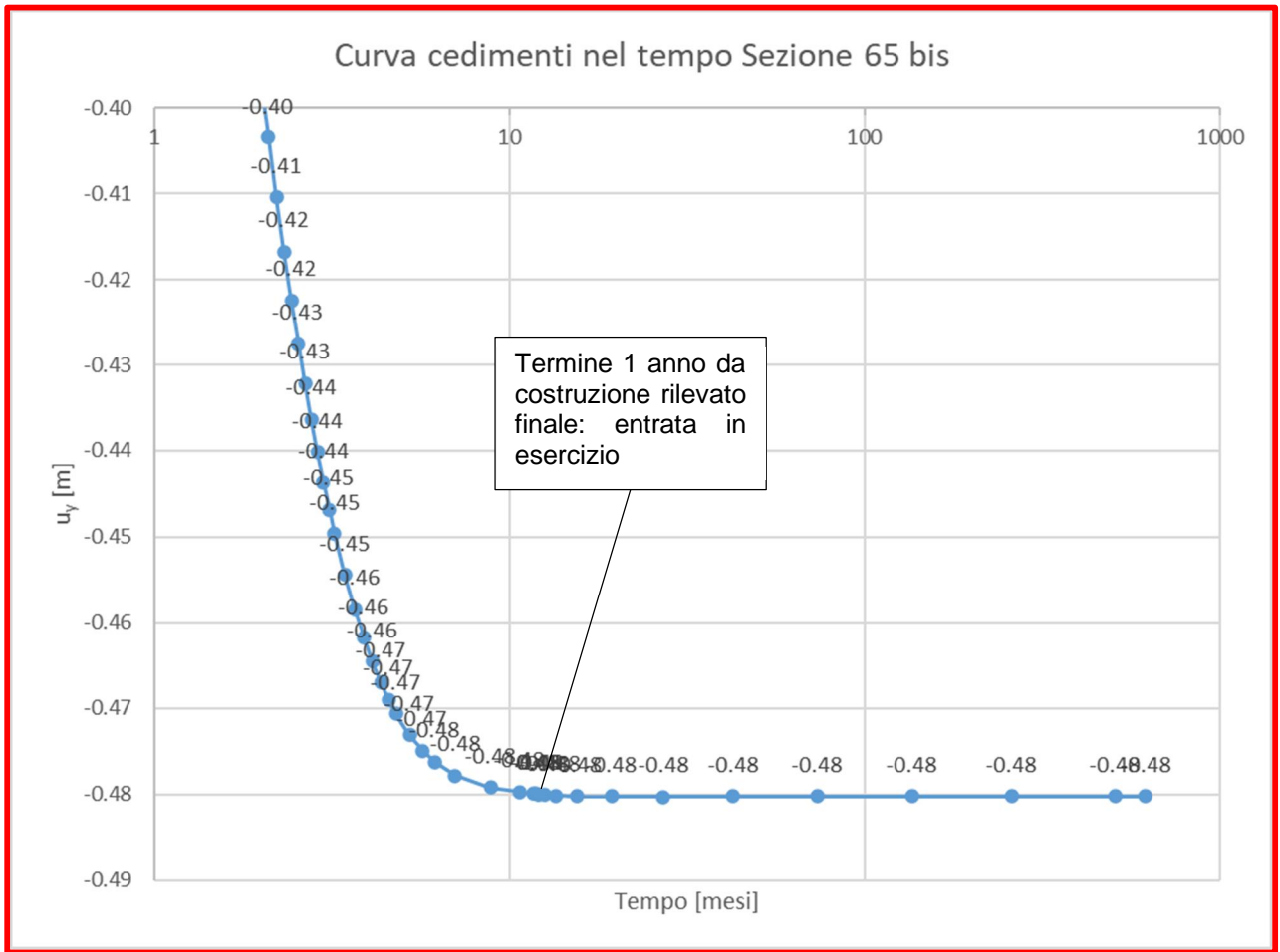


Figura 16-12: Andamento dei cedimenti nel tempo – Sezione 65 bis.

Nella tabella seguente si riassumono i principali risultati di calcolo.

Tabella 16-2: Principali risultati di spostamento verticale u_y – Sezione 65 bis.

| | Tempo cumulato | Tempo di ciascuna fase | u_y |
|----------------------------------|----------------|------------------------|-------|
| | [giorni] | [giorni] | [m] |
| Fine costruzione rilevato finale | 31 | 30 | -0.26 |
| Entrata in esercizio | 352 | 320 | -0.48 |
| Fine attesa 50 anni | 18602 | 18250 | -0.48 |

16.5 VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DI PROGETTO

Gli spostamenti verticali indotti dal rilevato stradale devono risultare inferiori ai 5 cm nel periodo compreso tra l'entrata in esercizio fino a 50 anni dopo l'entrata in esercizio.

Tabella 16-3: Sintesi dei cedimenti sottoposti a limitazione.

| | Sezione 65 bis |
|--|-----------------------|
| | [m] |
| Spostamento verticale all'entrata in esercizio (1 anno dopo la costruzione del rilevato) | -0.48 |
| Spostamento verticale dopo 50 anni dall'entrata in esercizio | -0.48 |

Nella seguente tabella si riassumono verifiche effettuate.

Tabella 16-4: Sintesi delle verifiche effettuate.

| Sezione | Spostamento | | Limite | Verificato |
|-----------------------|--------------------|---|---------------|-------------------|
| | [cm] | | [cm] | |
| Sezione 65 bis | 0 cm | < | 5 cm | Si |

17 ALLEGATO A: SINTESI DELLE ELABORAZIONI GEOTECNICHE

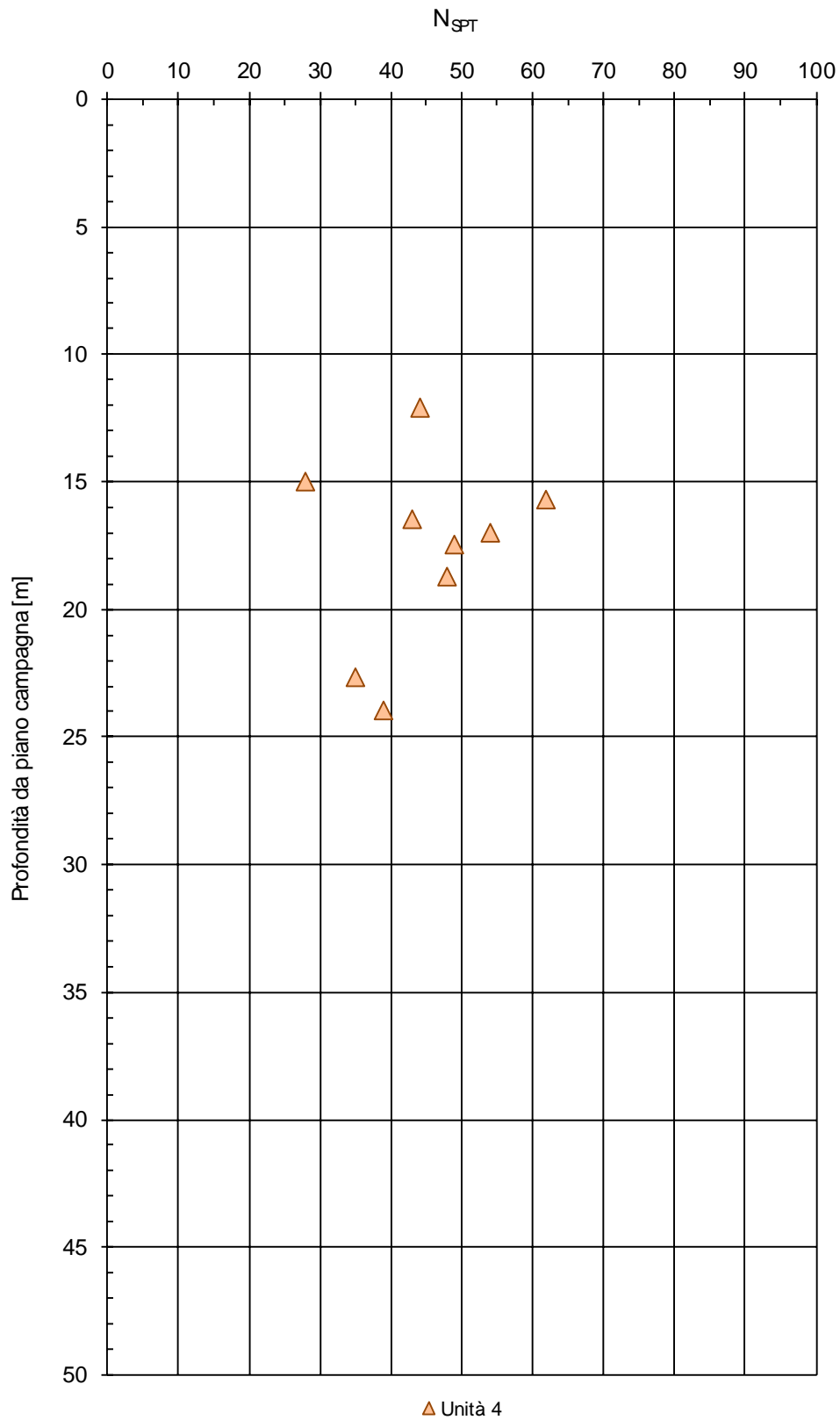


Figura 17-1. N dell'unità incoerente 4 (SG) da prove spt.

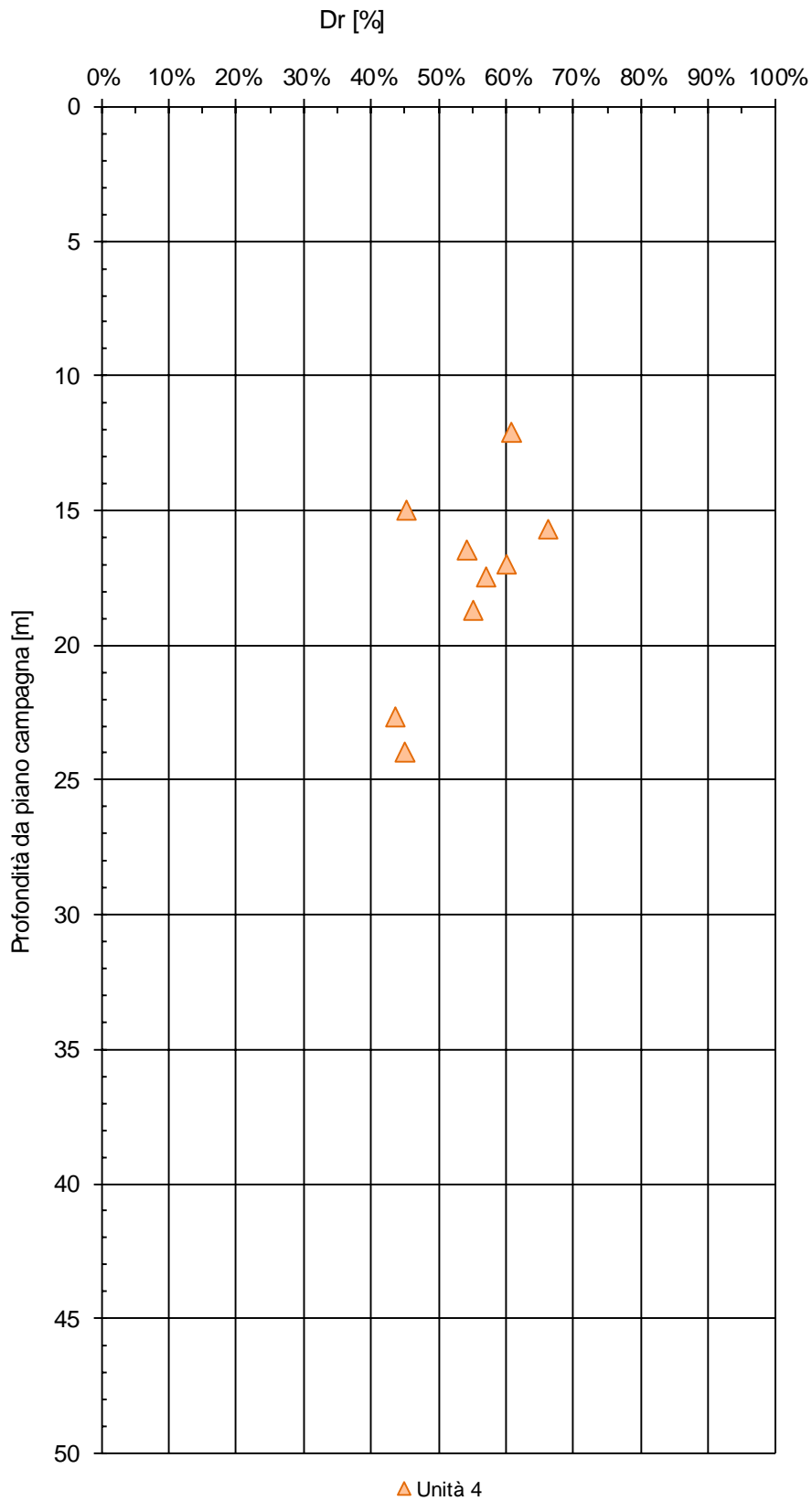


Figura 17-2. Densità relativa delle unità incoerenti da prove spt.

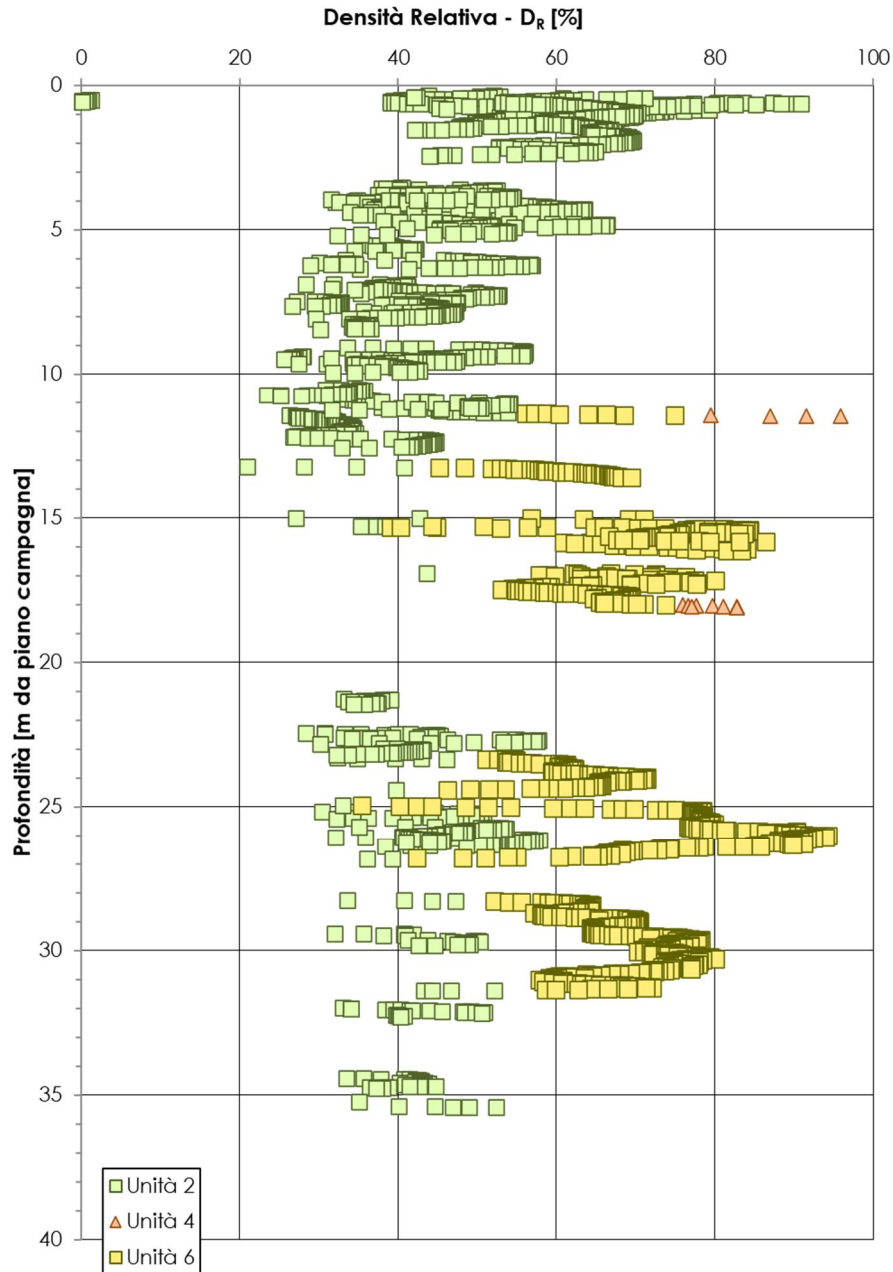
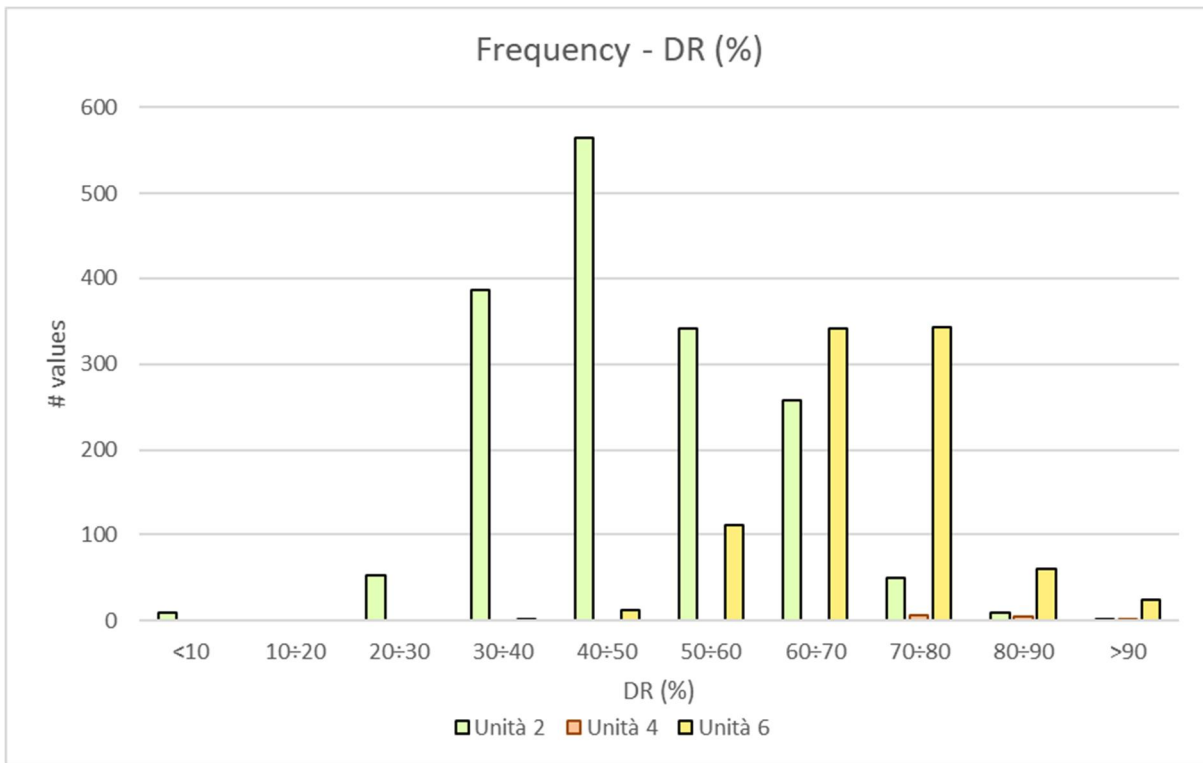


Figura 17-3. Densità relativa delle unità 2 (LS) e 6 (SL) da prove CPTU.



| Unità 2 | | | Unità 4 | | | Unità 6 | | |
|--------------------------------|----------|-----|--------------------------------|----------|---|--------------------------------|----------|-----|
| Frequency - D _R (%) | | | Frequency - D _R (%) | | | Frequency - D _R (%) | | |
| DR (%) | # values | | DR (%) | # values | | DR (%) | # values | |
| <10 | 10 | 9 | <10 | 10 | 0 | <10 | 10 | 0 |
| 10÷20 | 10 | 0 | 10÷20 | 10 | 0 | 10÷20 | 10 | 0 |
| 20÷30 | 20 | 52 | 20÷30 | 20 | 0 | 20÷30 | 20 | 0 |
| 30÷40 | 30 | 386 | 30÷40 | 30 | 0 | 30÷40 | 30 | 1 |
| 40÷50 | 40 | 564 | 40÷50 | 40 | 0 | 40÷50 | 40 | 6 |
| 50÷60 | 50 | 341 | 50÷60 | 50 | 0 | 50÷60 | 50 | 39 |
| 60÷70 | 60 | 258 | 60÷70 | 60 | 0 | 60÷70 | 60 | 160 |
| 70÷80 | 70 | 49 | 70÷80 | 70 | 7 | 70÷80 | 70 | 254 |
| 80÷90 | 80 | 10 | 80÷90 | 80 | 7 | 80÷90 | 80 | 43 |
| >90 | 90 | 2 | >90 | 90 | 0 | >90 | 90 | 24 |

| | | | | | |
|----------|----|----------|----|----------|----|
| Mean | 48 | Mean | 80 | Mean | 72 |
| ST. Dev. | 12 | ST. Dev. | 5 | ST. Dev. | 9 |
| min | 0 | min | 70 | min | 35 |
| max | 91 | max | 84 | max | 94 |

Figura 17-4. Istogrammi di frequenza - Densità relativa delle unità 2 (LS) e 6 (SL) da prove CPTU.

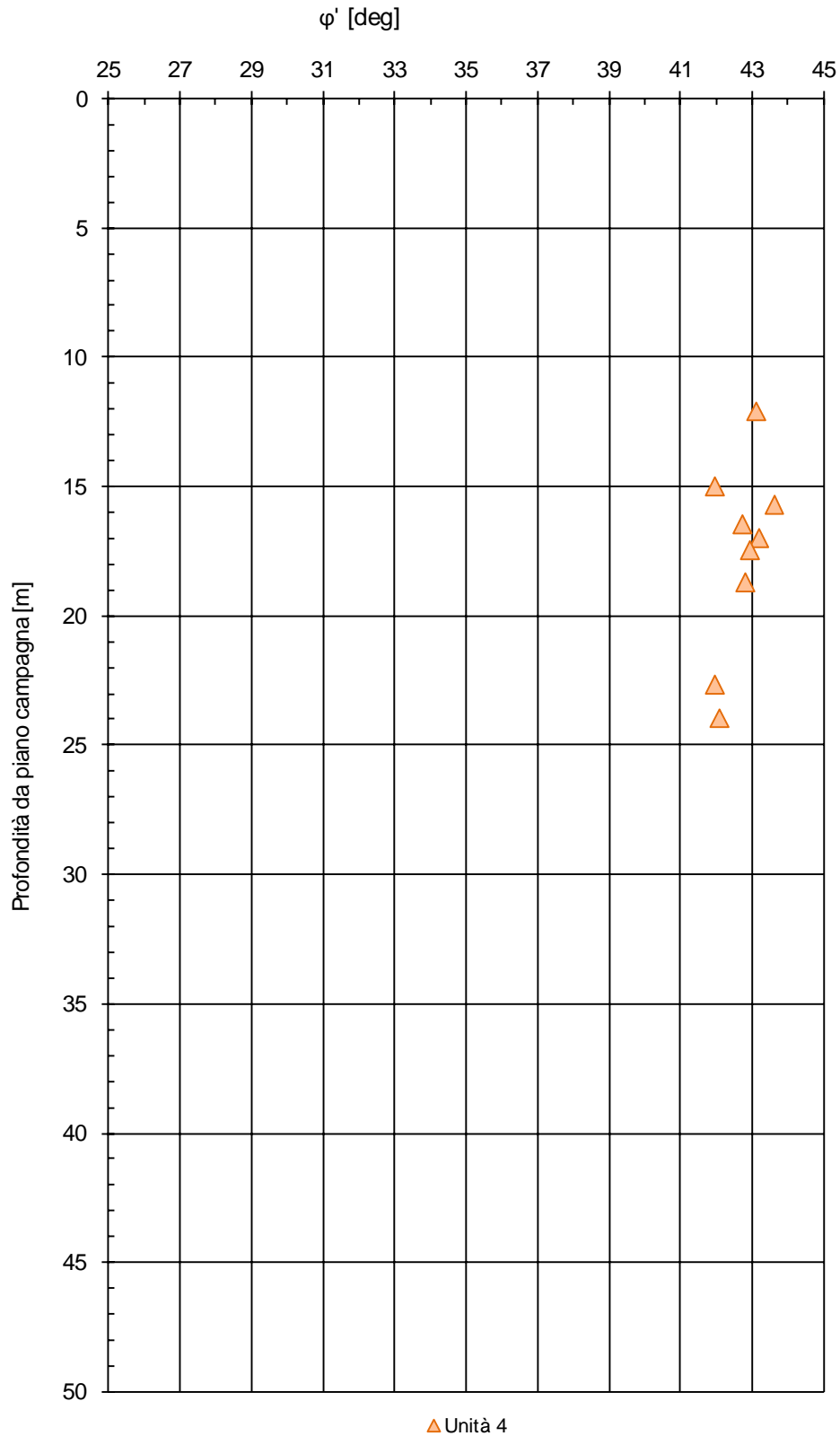


Figura 17-5. Angolo di resistenza a taglio dell'unità incoerente 4 (SG) da prove SPT.

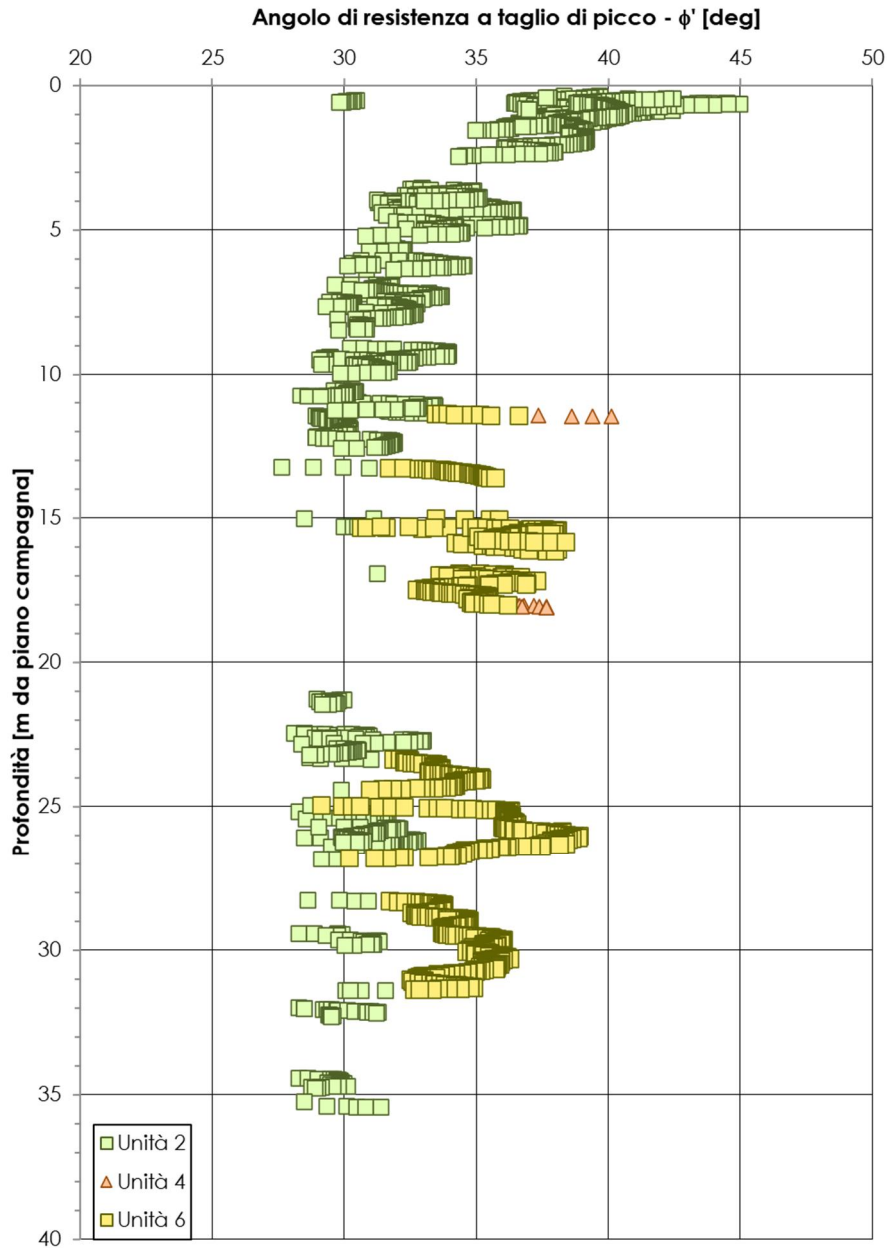


Figura 17-6. Angolo di resistenza a taglio delle unità 2 (LS) e 6 (SL) da prove CPTU.

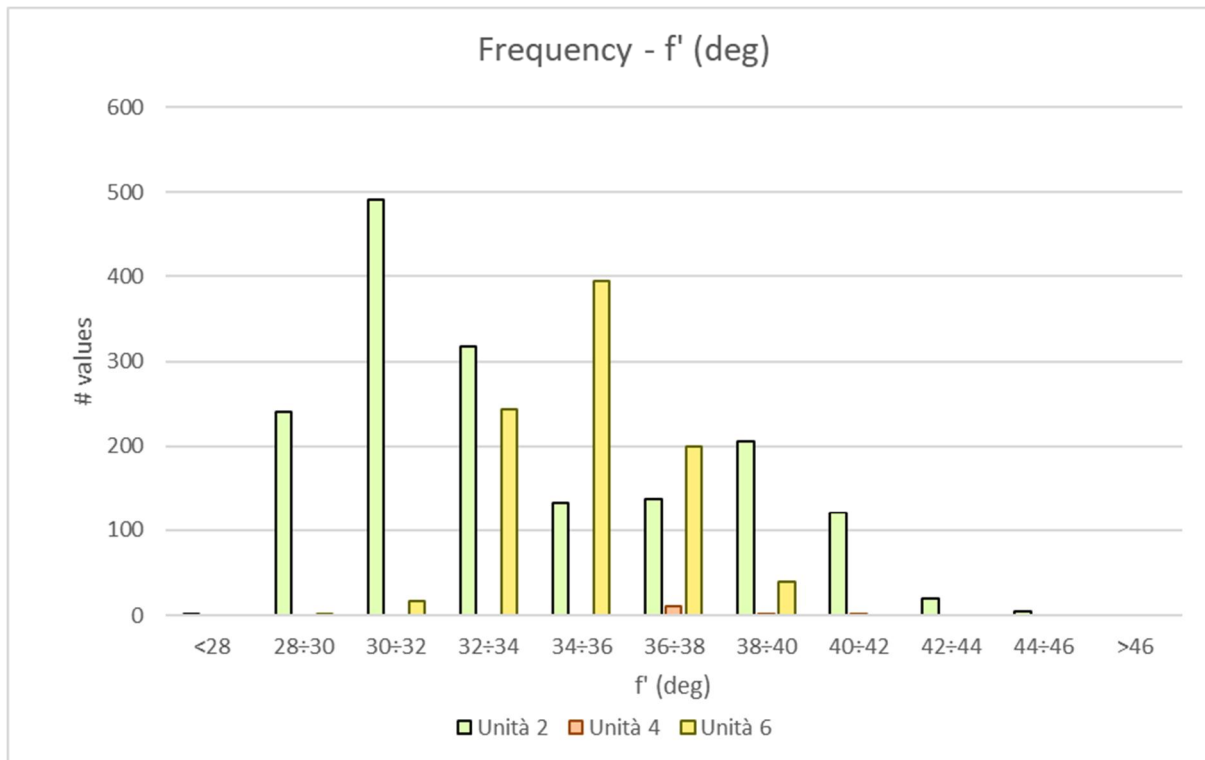


Figura 17-7. Istogramma di frequenza - Angolo di resistenza a taglio delle unità 2 (LS) e 6 (SL) da prove CPTU.

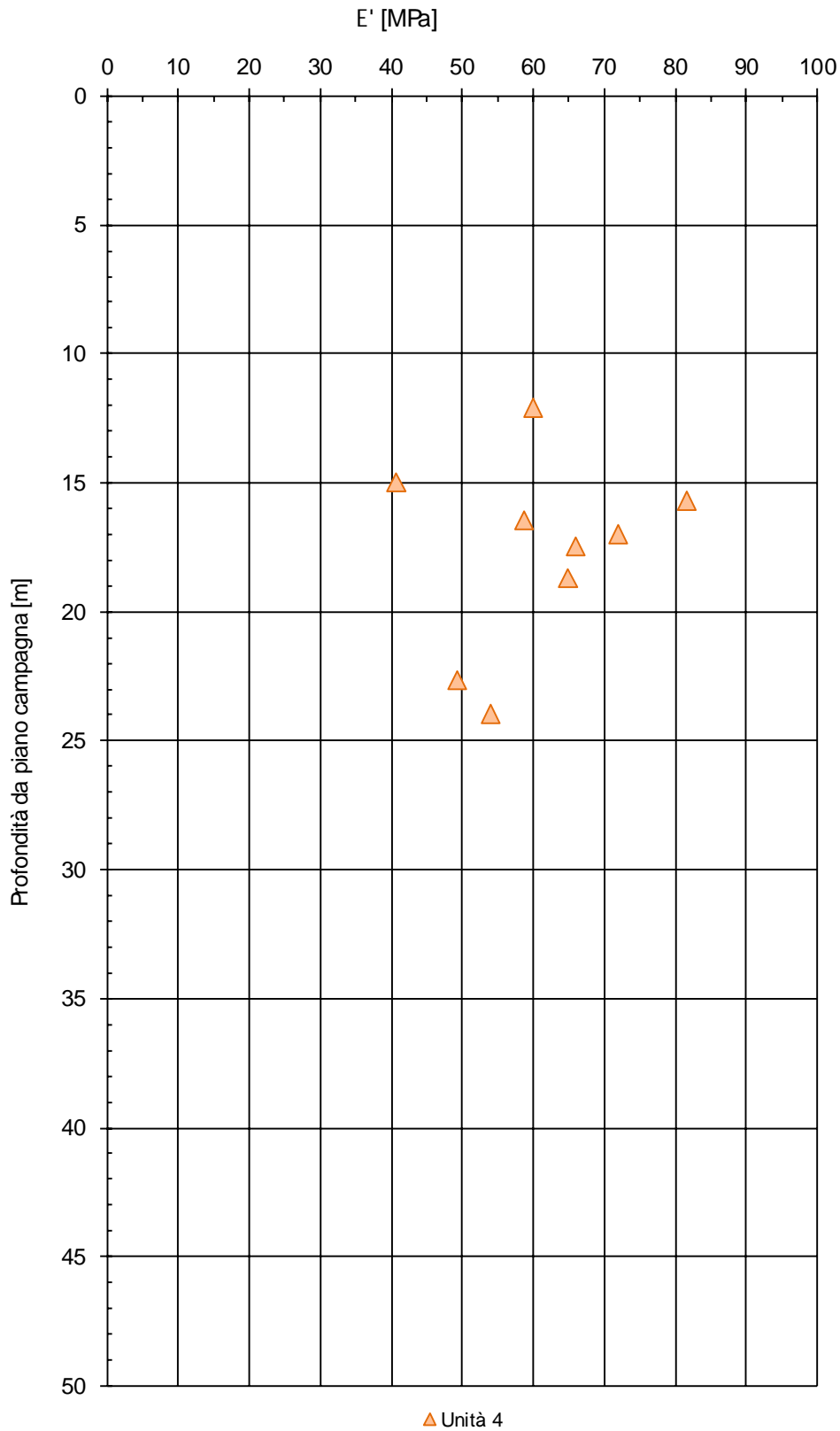


Figura 17-8. Modulo elastico dell'unità incoerente 4 (SG) da prove SPT.

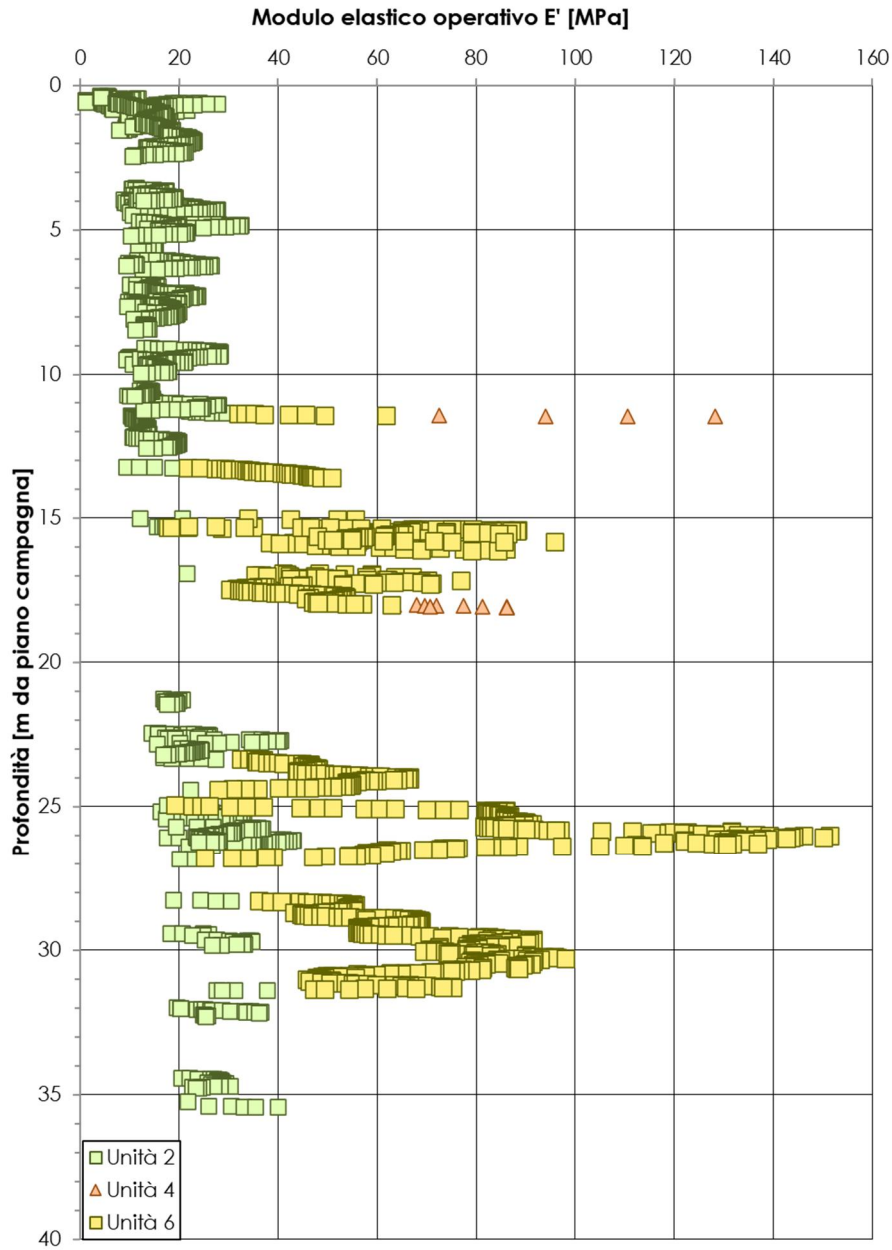


Figura 17-9. Modulo elastico delle unità incoerenti 2 (LS) e 4 (SL) da prove CPTU.

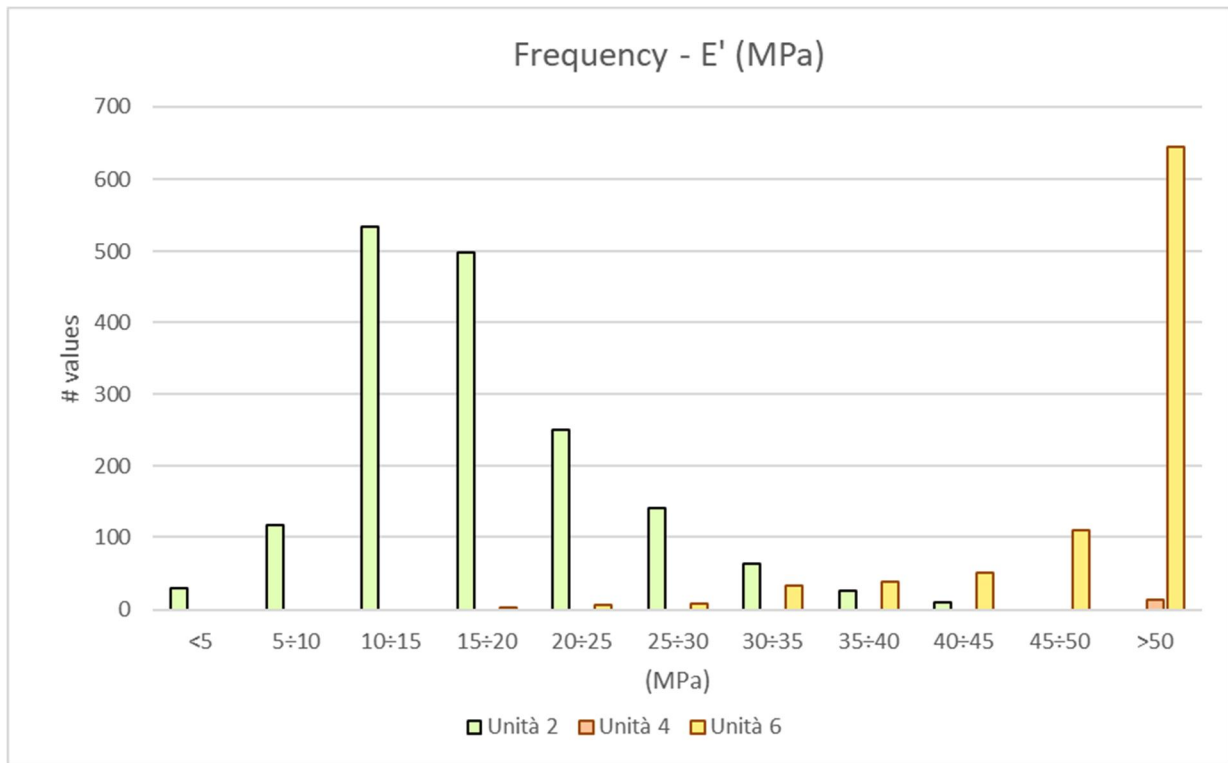


Figura 17-10. Istogramma di frequenza - Modulo elastico delle unità incoerenti 2 (LS) e 4 (SL) da prove CPTU.

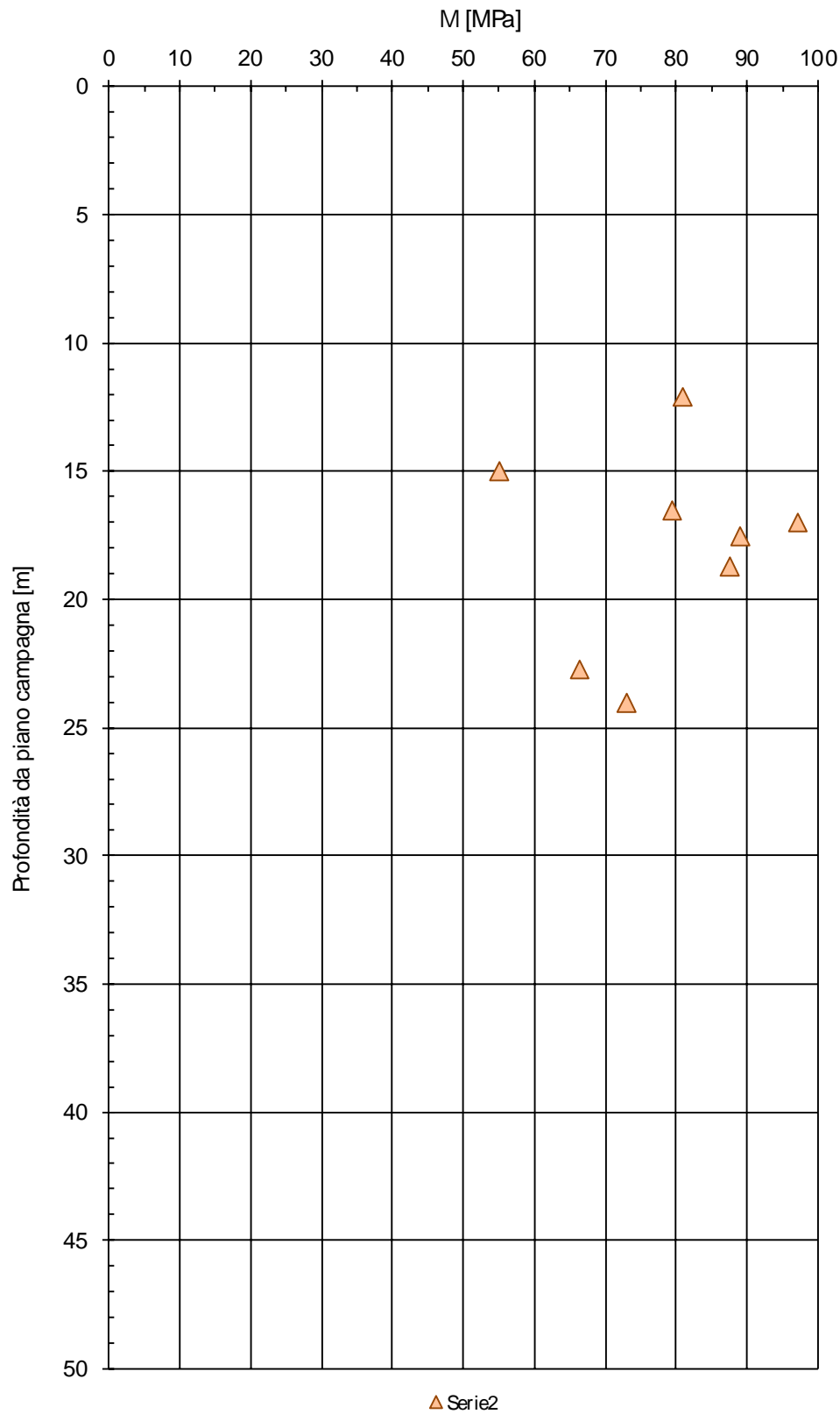


Figura 17-11. Modulo edometrico dell'unità incoerente 4 (SG) da prove SPT.

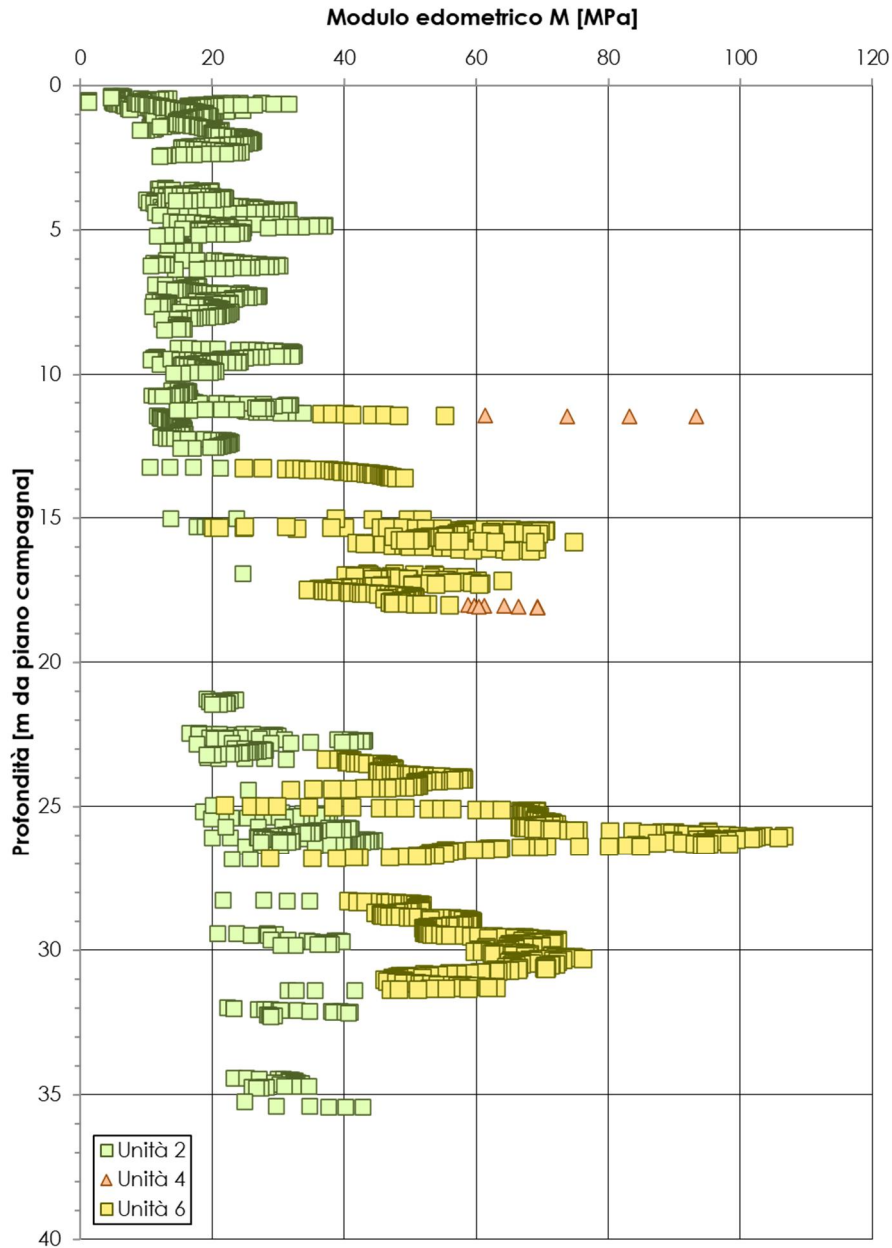


Figura 17-12. Modulo edometrico delle unità incoerenti 2 (LS) e 6 (SL) da prove CPTU.

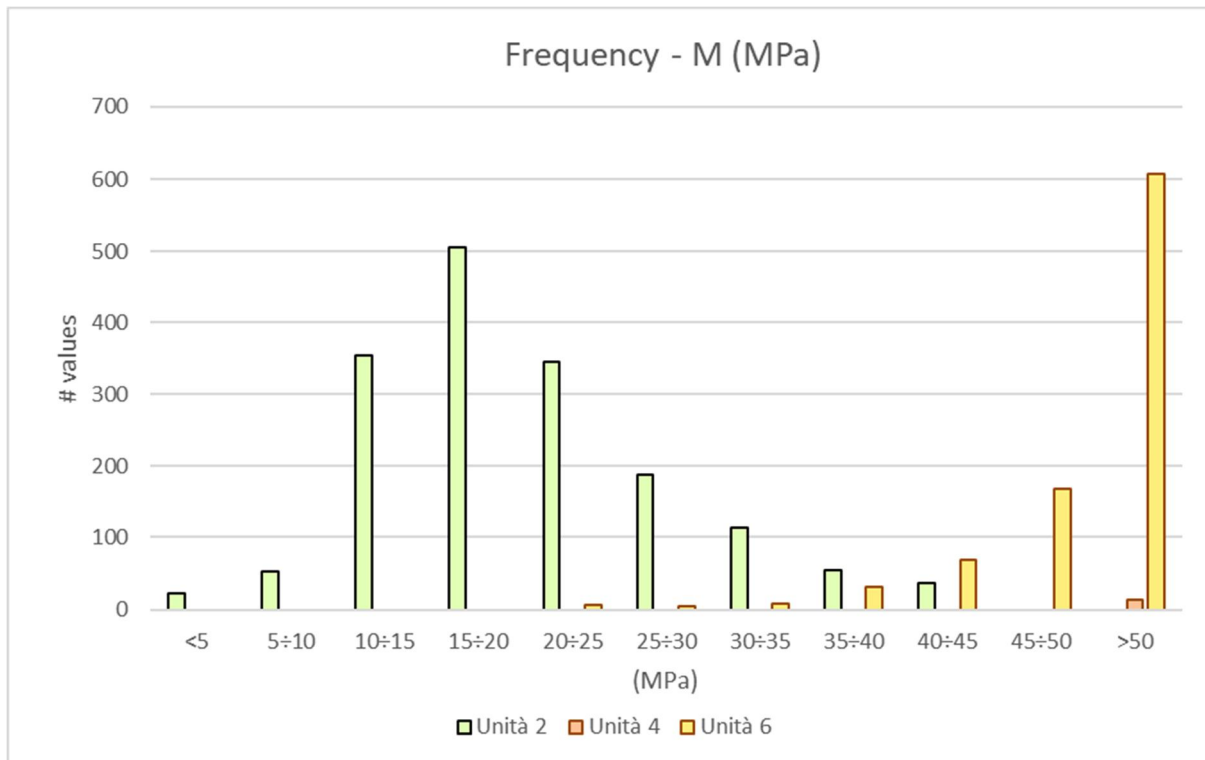


Figura 17-13. Istogramma di frequenza - Modulo edometrico delle unità incoerenti 2 (LS) e 4 (SL) da prove CPTU.

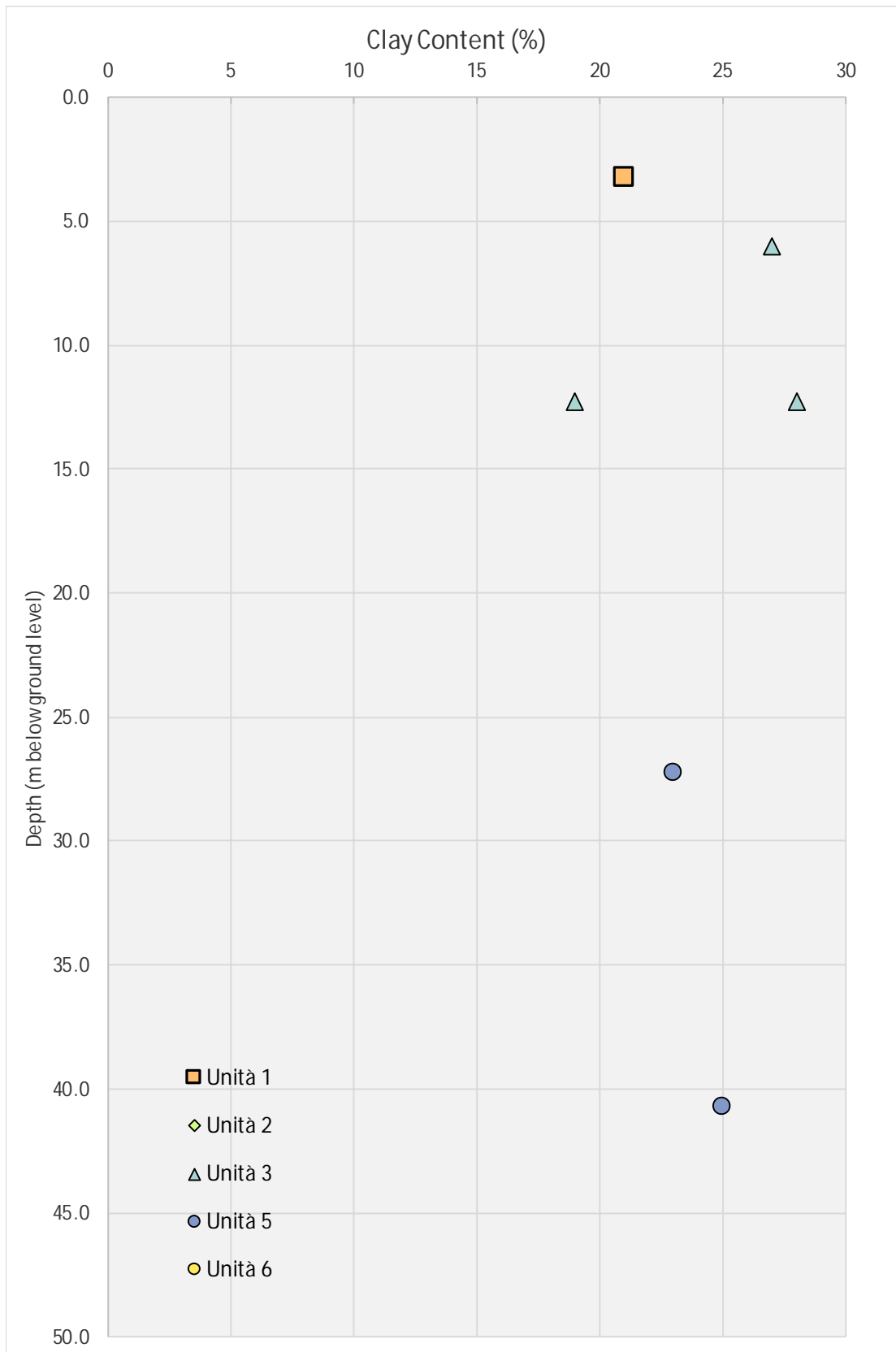


Figura 17-14. Prove di laboratorio– Contenuto in argilla delle unità geotecniche.

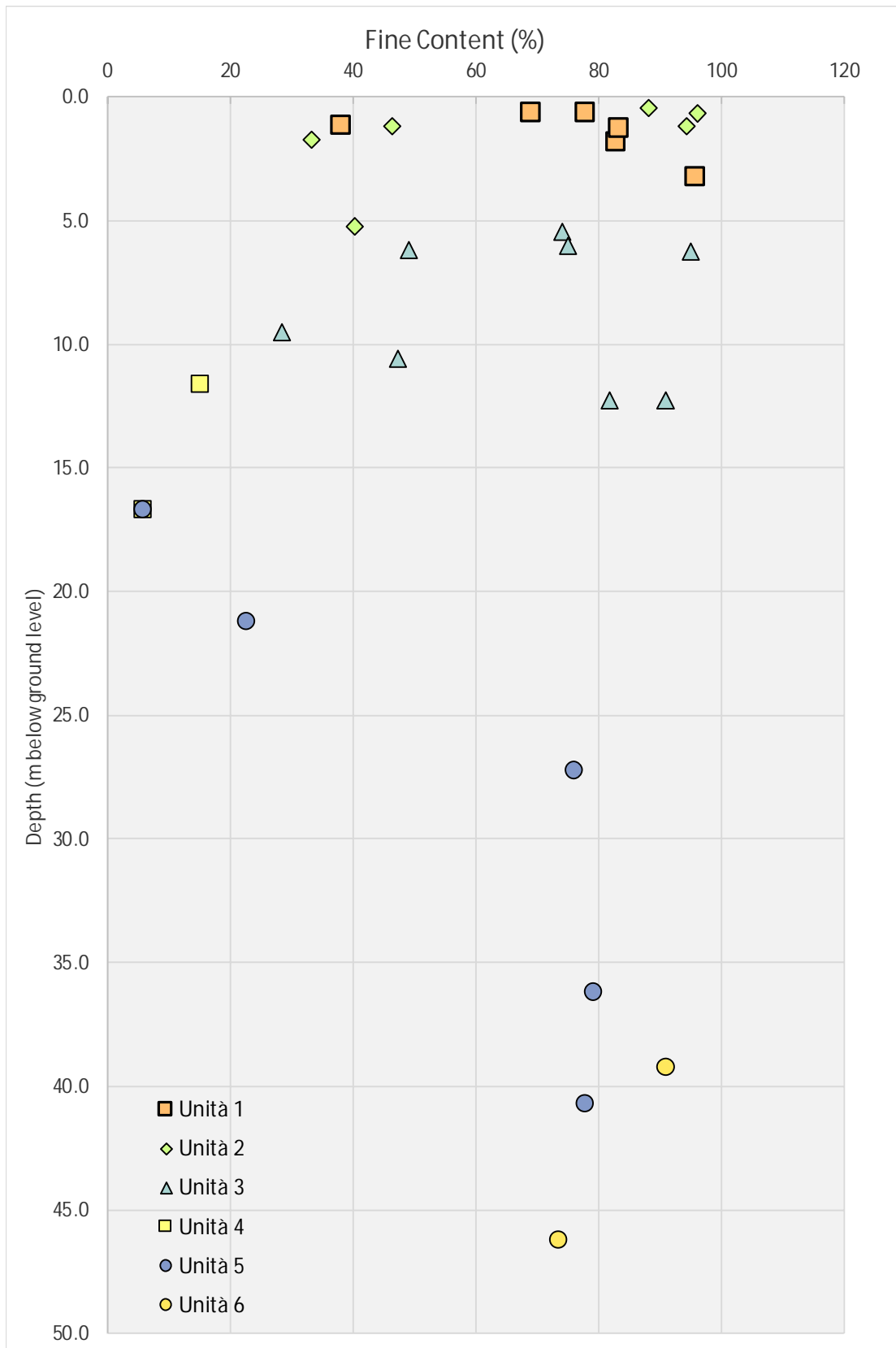


Figura 17-15. Prove di laboratorio– Contenuto in fini ($A \leq 0.075\text{mm}$) delle unità geotecniche.

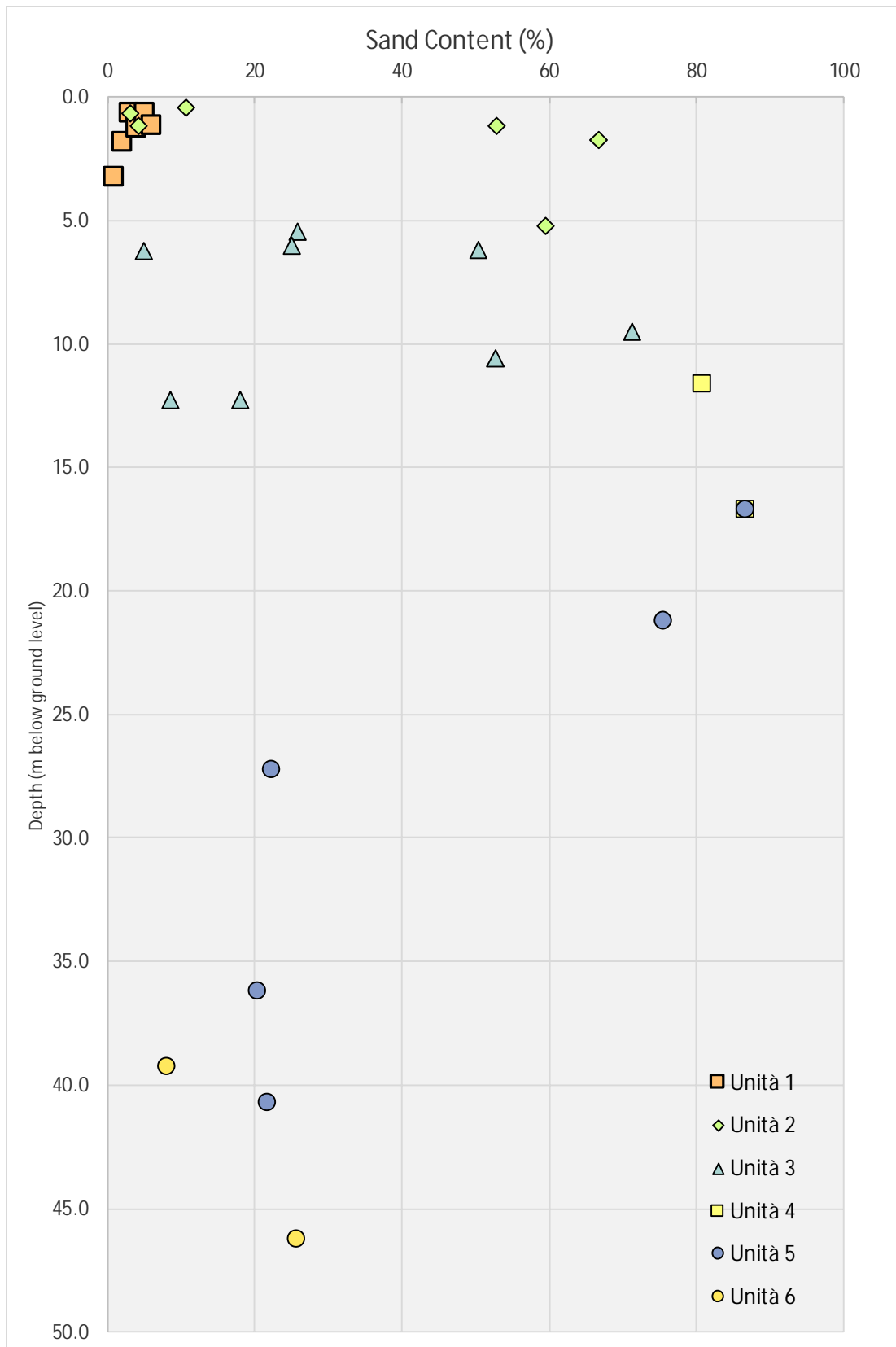


Figura 17-16. Prove di laboratorio– Contenuto in sabbia delle unità geotecniche.

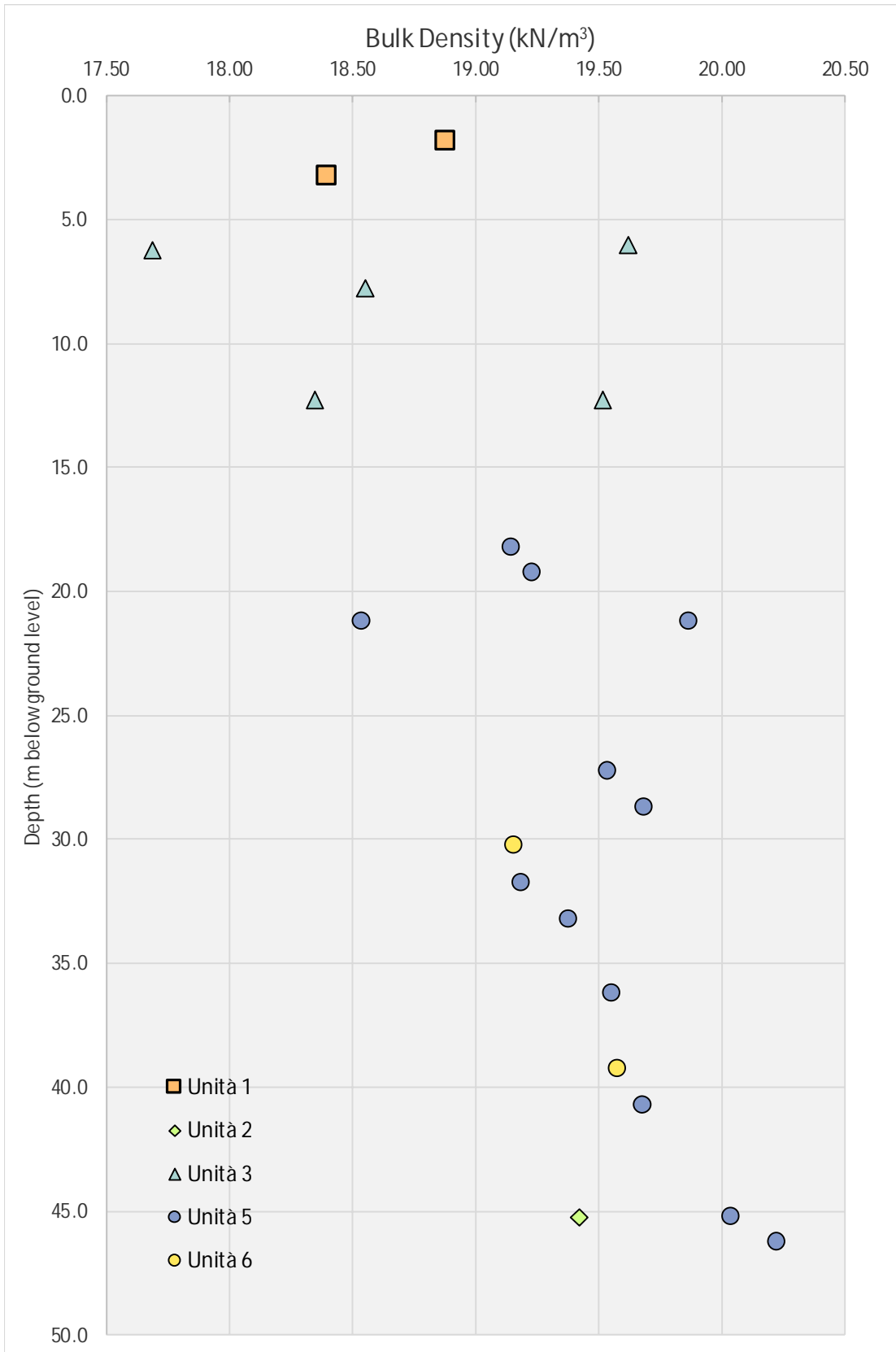


Figura 17-17. Prove di laboratorio – Peso di volume naturale.

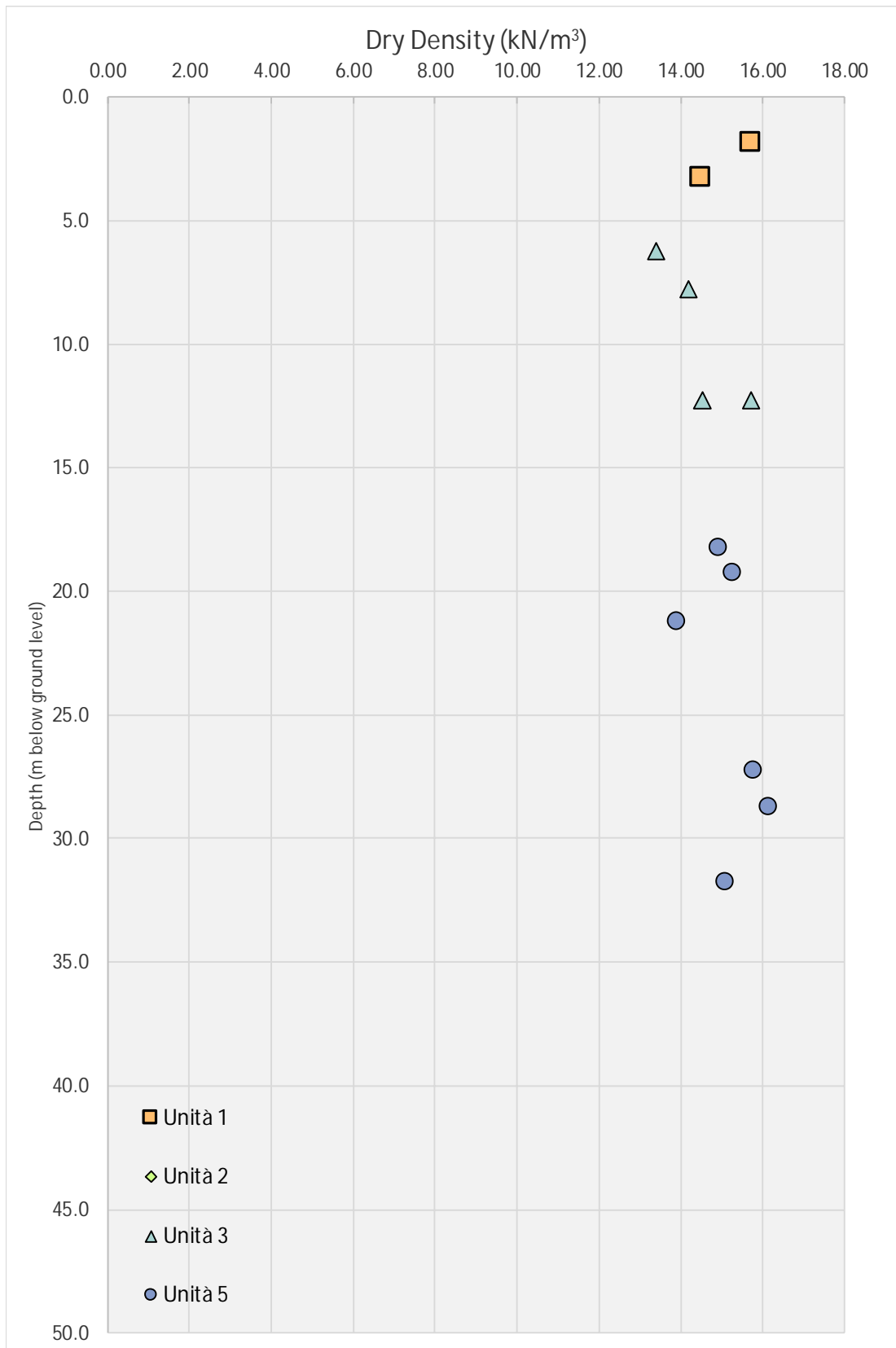


Figura 17-18. Prove di laboratorio – Peso di volume secco.

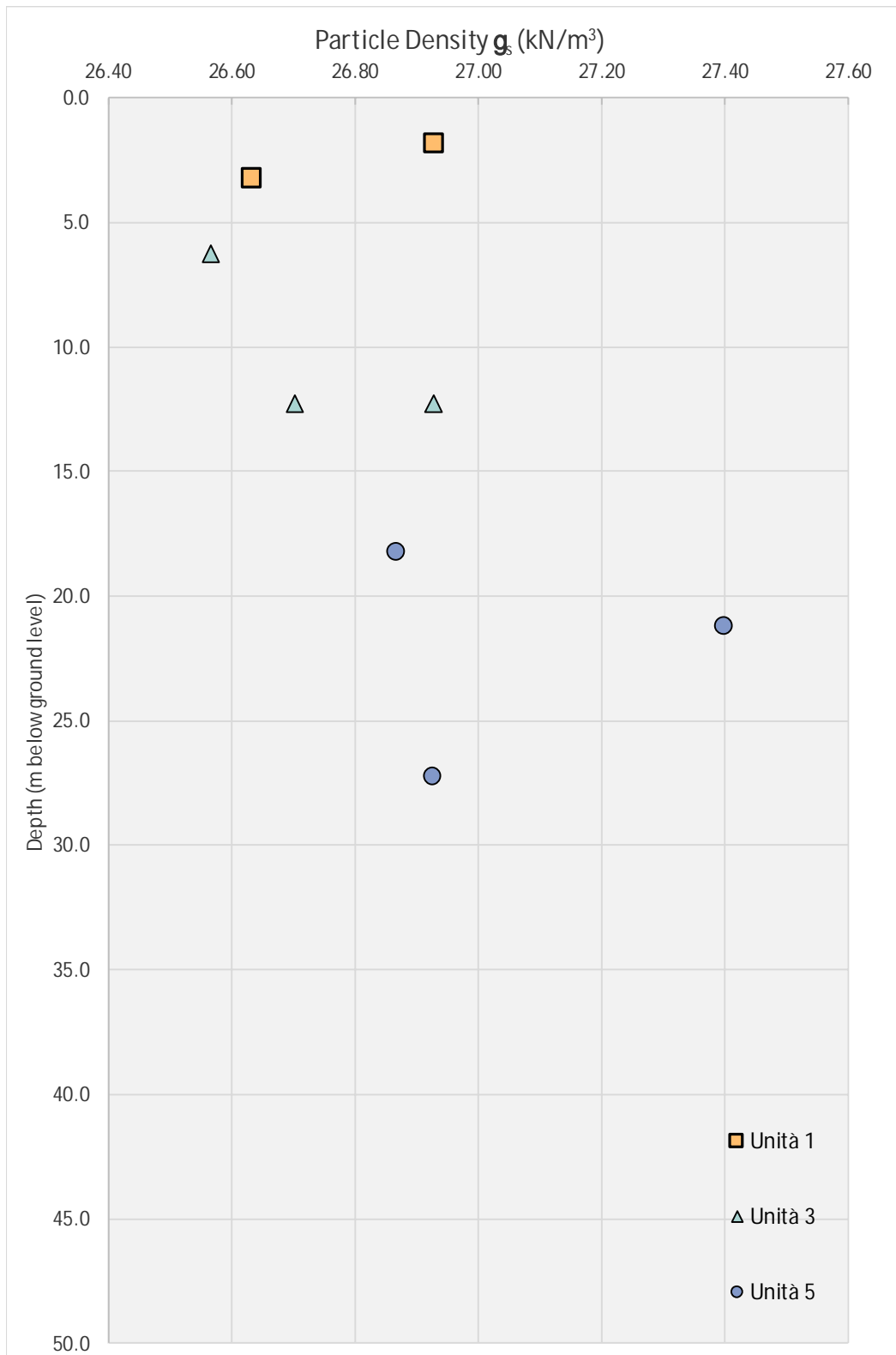


Figura 17-19. Prove di laboratorio – Peso di volume della frazione solida.

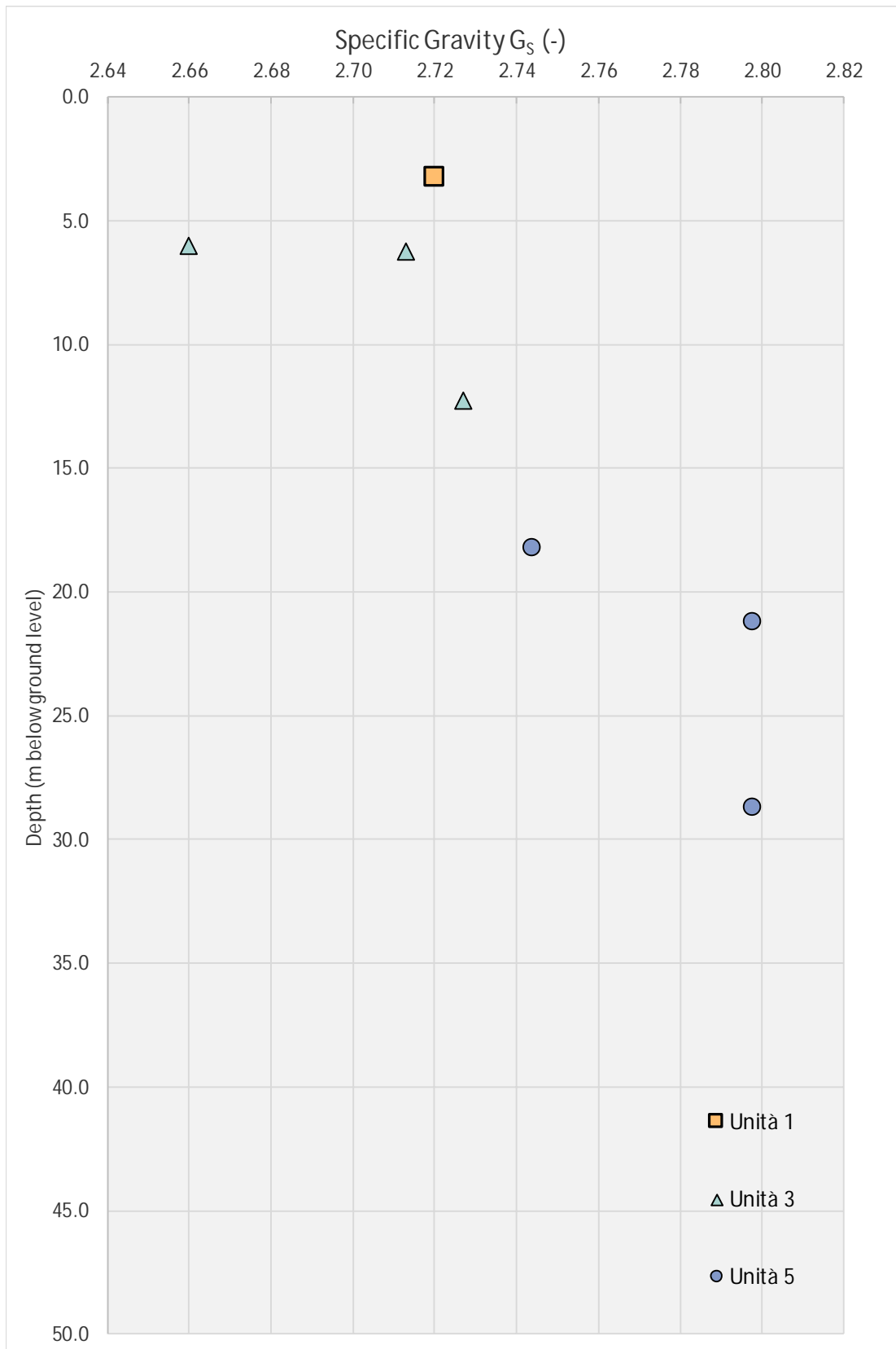


Figura 17-20. Prove di laboratorio – Peso specifico della frazione solida.

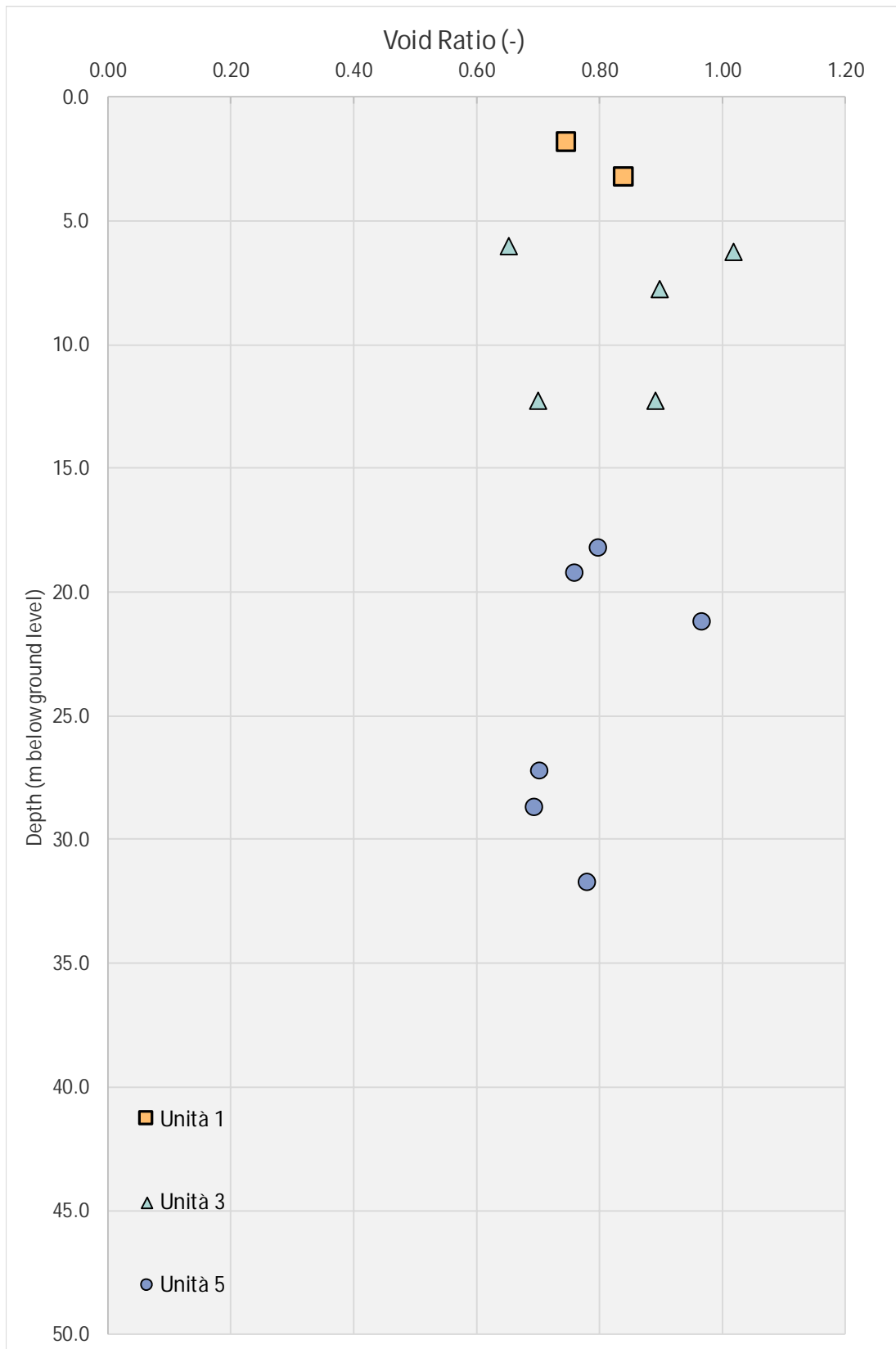


Figura 17-21. Prove di laboratorio – Indice dei vuoti.

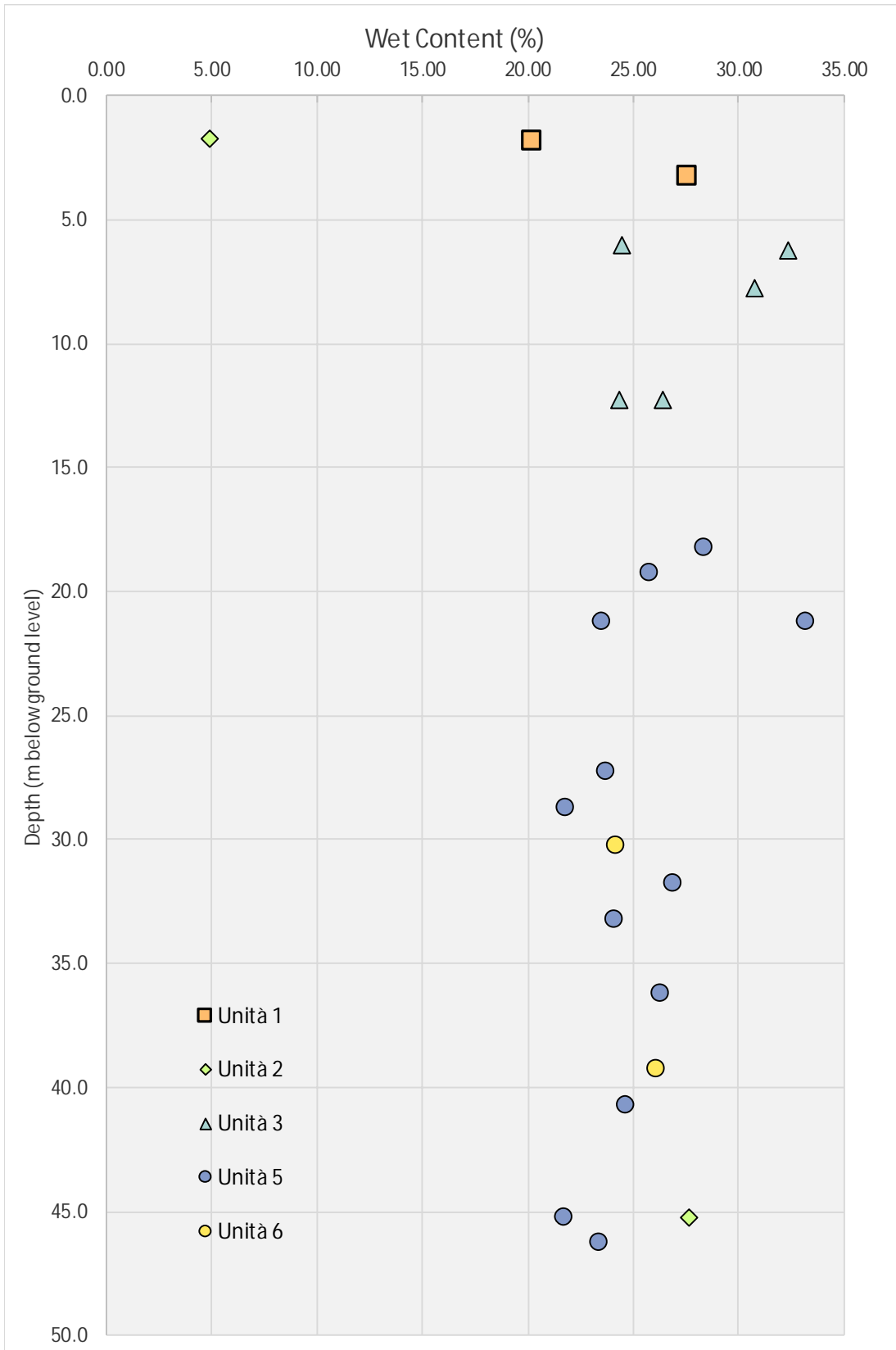


Figura 17-22. Prove di laboratorio – Umidità.

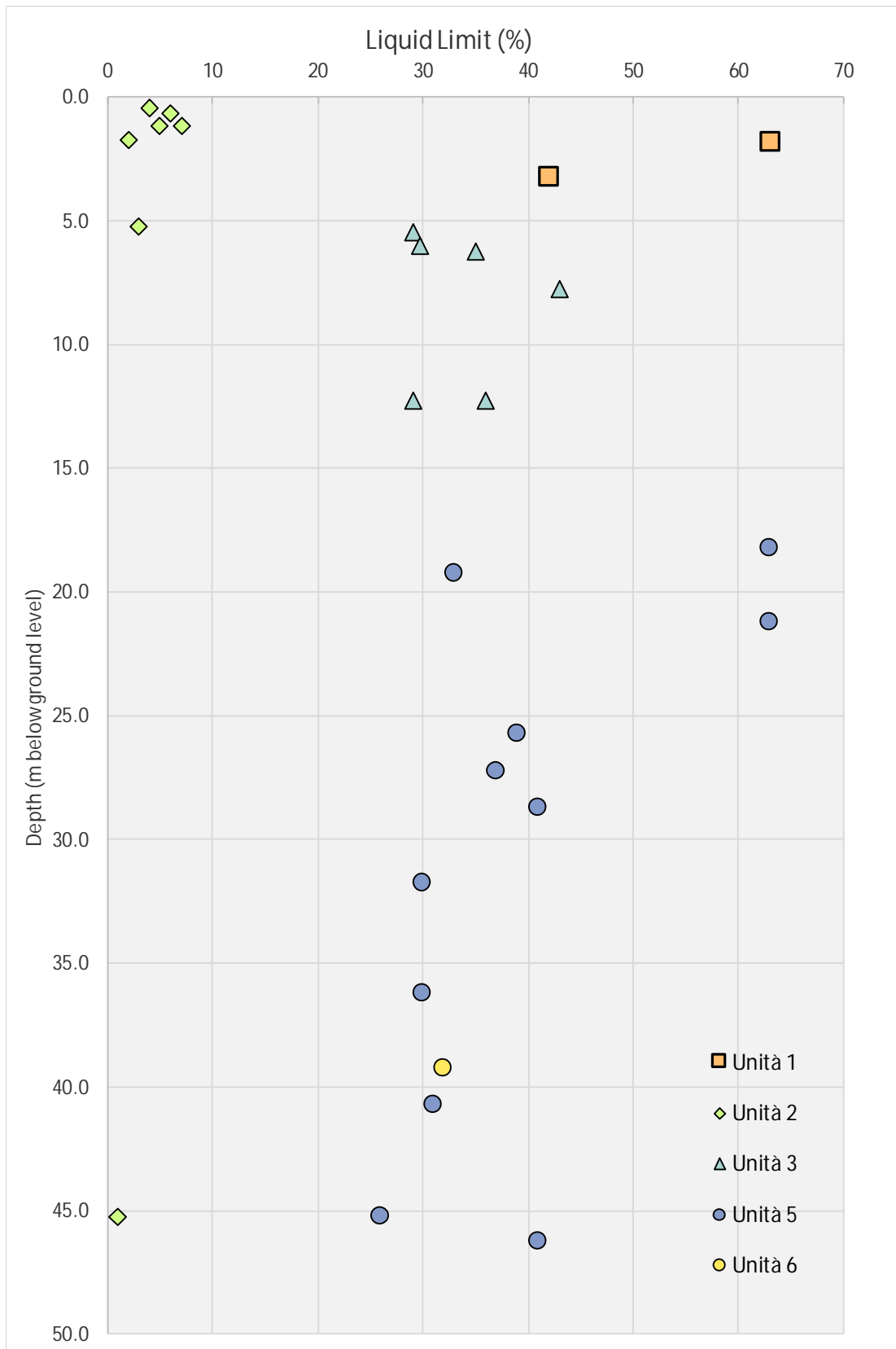


Figura 17-23. Prove di laboratorio – Limite liquido.

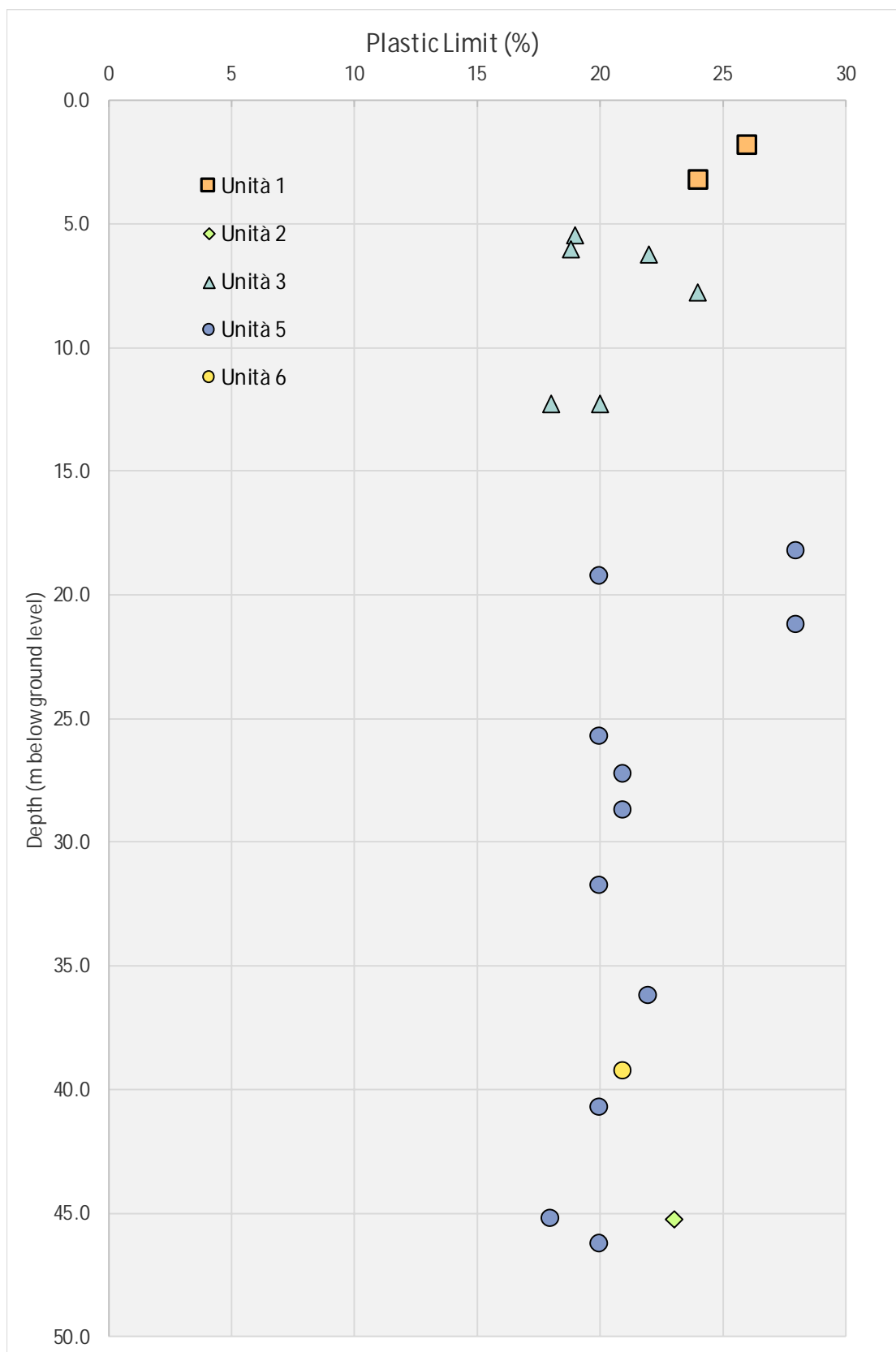


Figura 17-24. Prove di laboratorio – Limite Plastico.

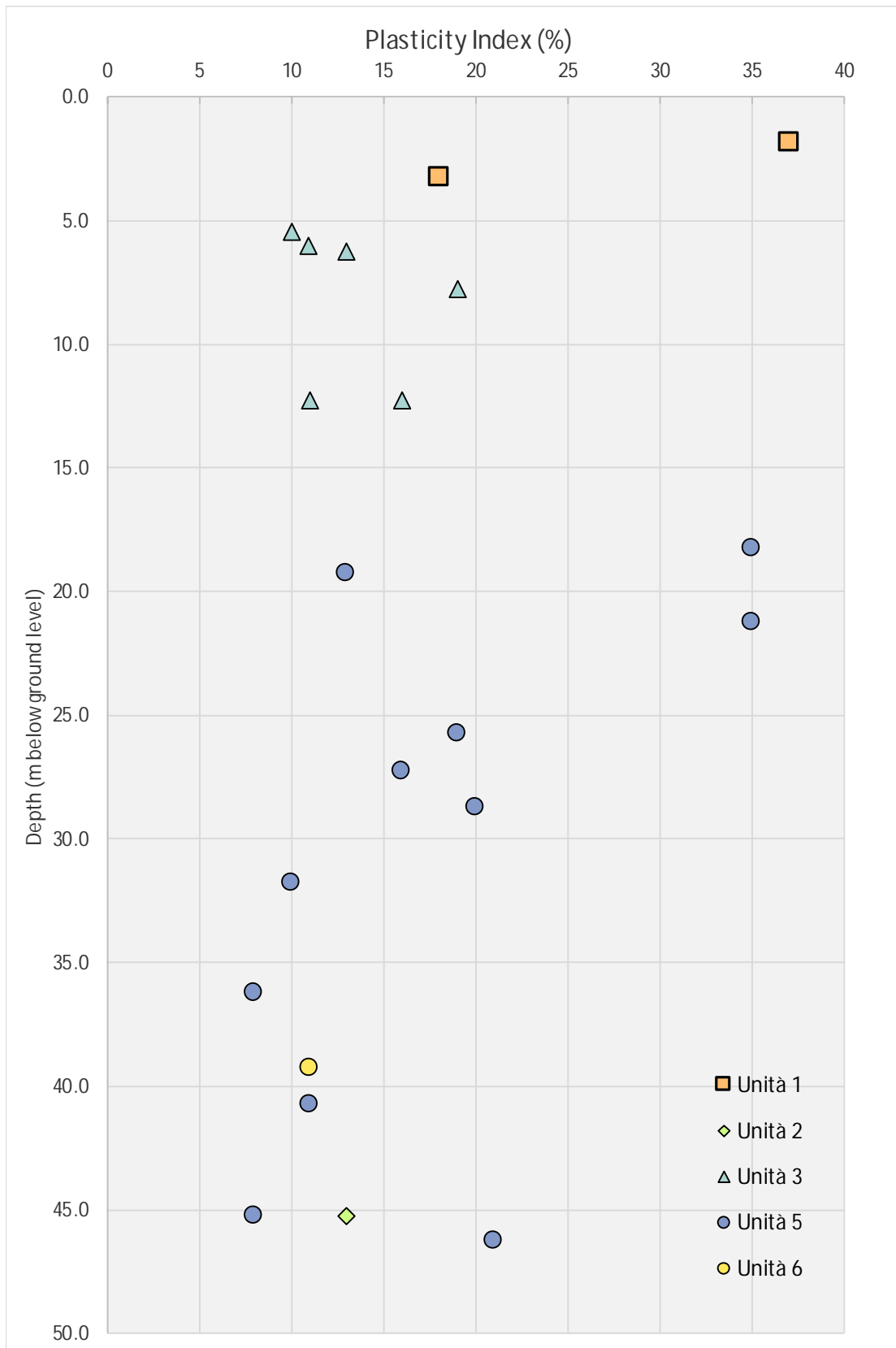


Figura 17-25. Prove di laboratorio – Indice Plastico.

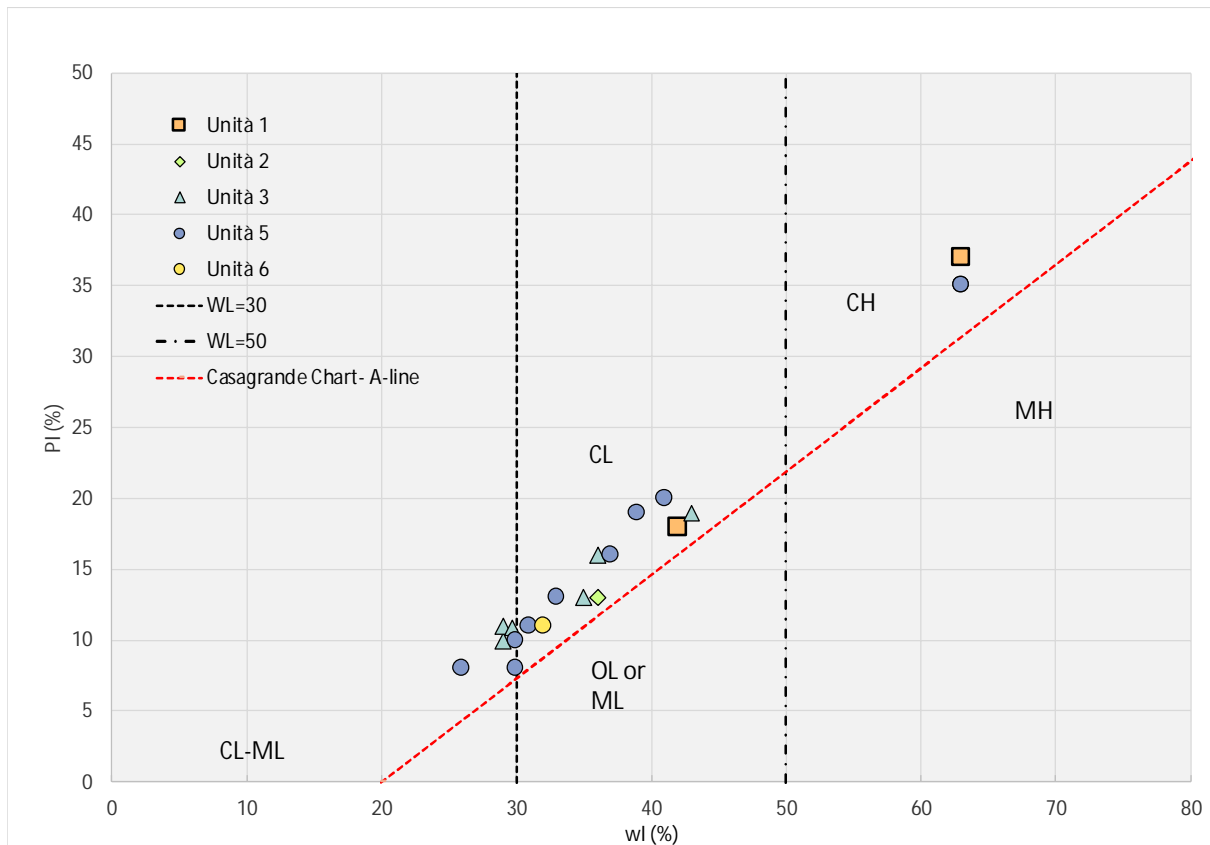


Figura 17-26. Prove di laboratorio – Carta di Plasticità di Casagrande.

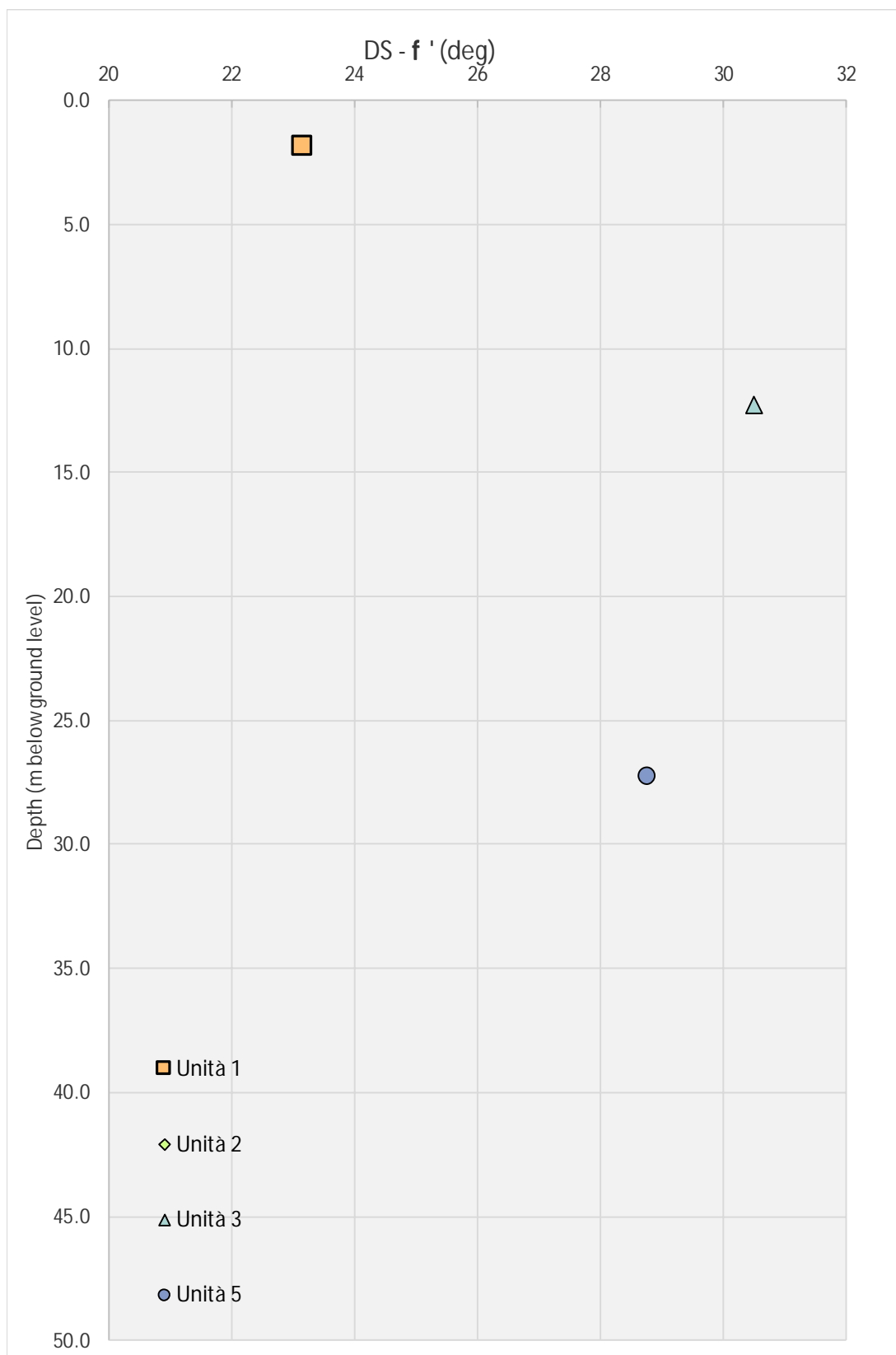


Figura 17-27. Prove di laboratorio – Angolo di resistenza a taglio di picco da taglio diretto CD.

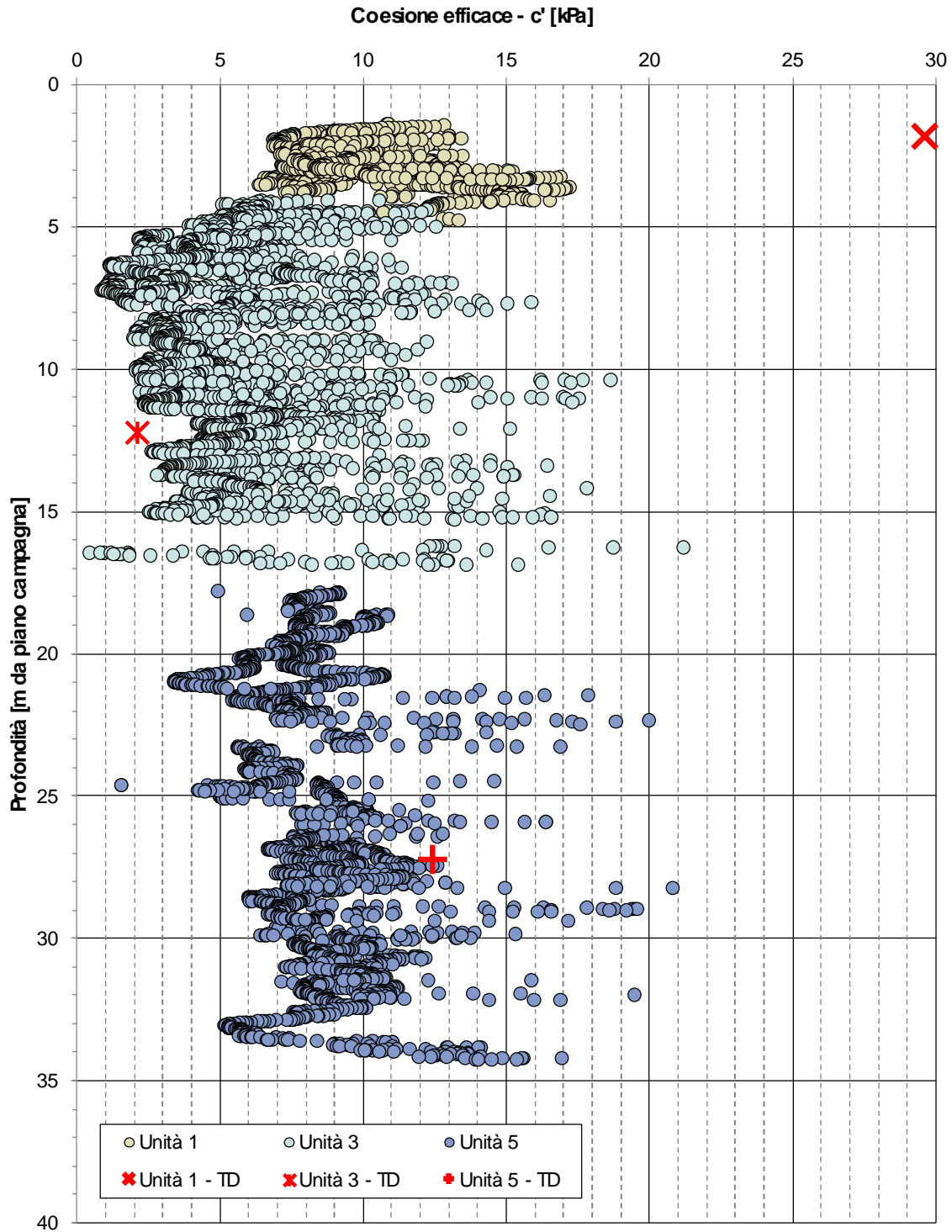


Figura 17-28. Coesione efficace di picco da TD e da interpretazione prove CPTU per le unità 1 (LA-OC), 3 (LA-NC) e 5 (LA-NC).



Figura 17-29. Coesione efficace di picco da TD e da interpretazione prove CPTU per l'unità 3 (LA-NC).

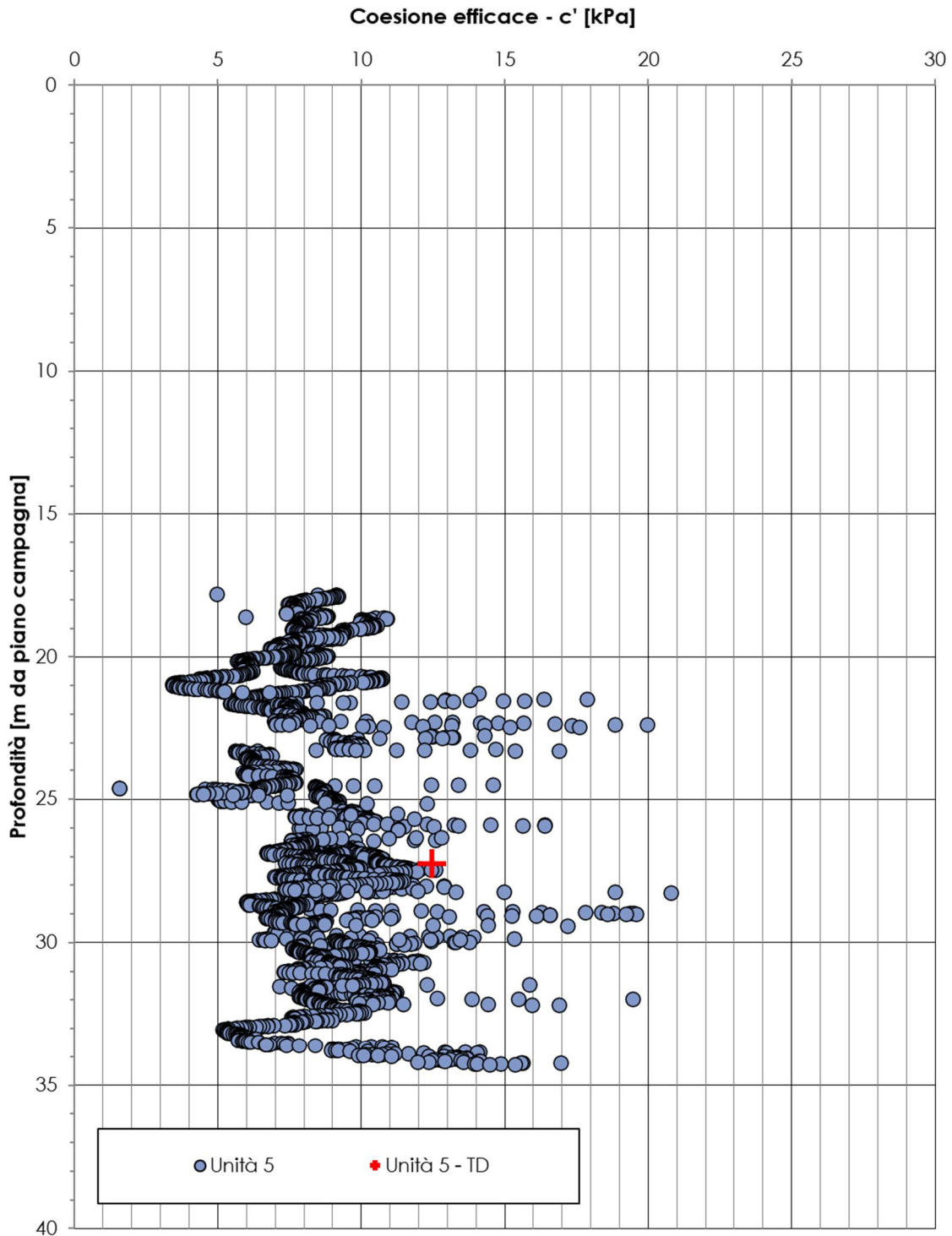


Figura 17-30. Coesione efficace di picco da TD e da interpretazione prove CPTU per l'unità 5 (LA-NC).

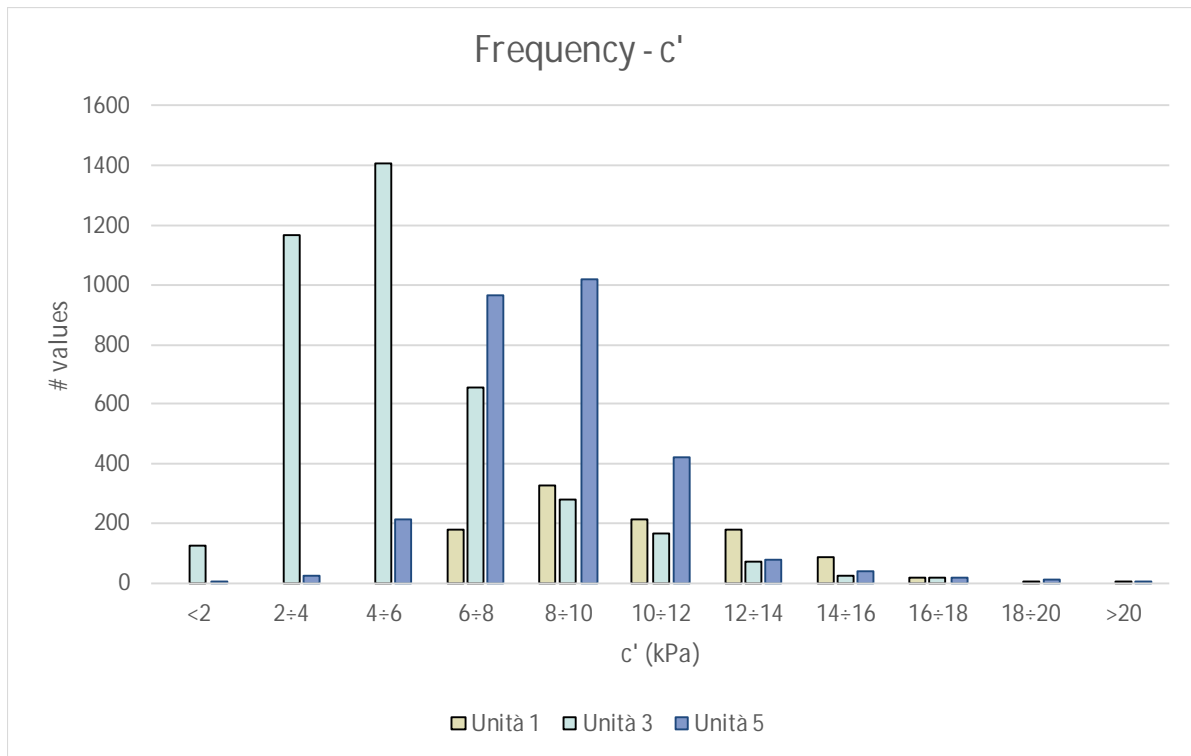


Figura 17-31. Istogramma di frequenza - Coesione efficace di picco da interpretazione prove CPTU per le unità 1 (LA-OC), 3 (LA-NC) e 5 (LA-NC).

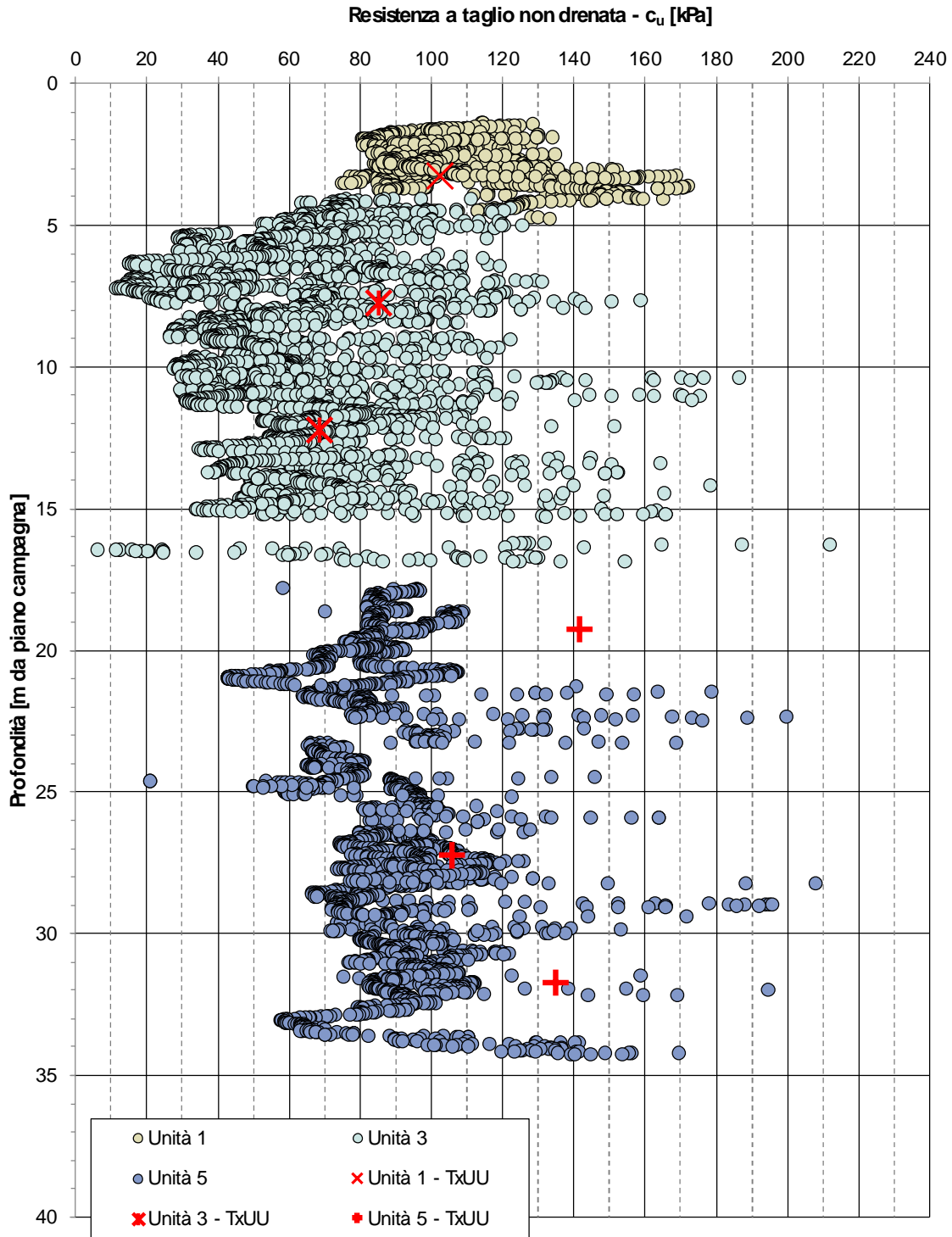


Figura 17-32. Resistenza a taglio non drenata di picco da TxUU e da interpretazione prove CPTU per le unità 1 (LA-OC), 3 (LA-NC) e 5 (LA-NC).

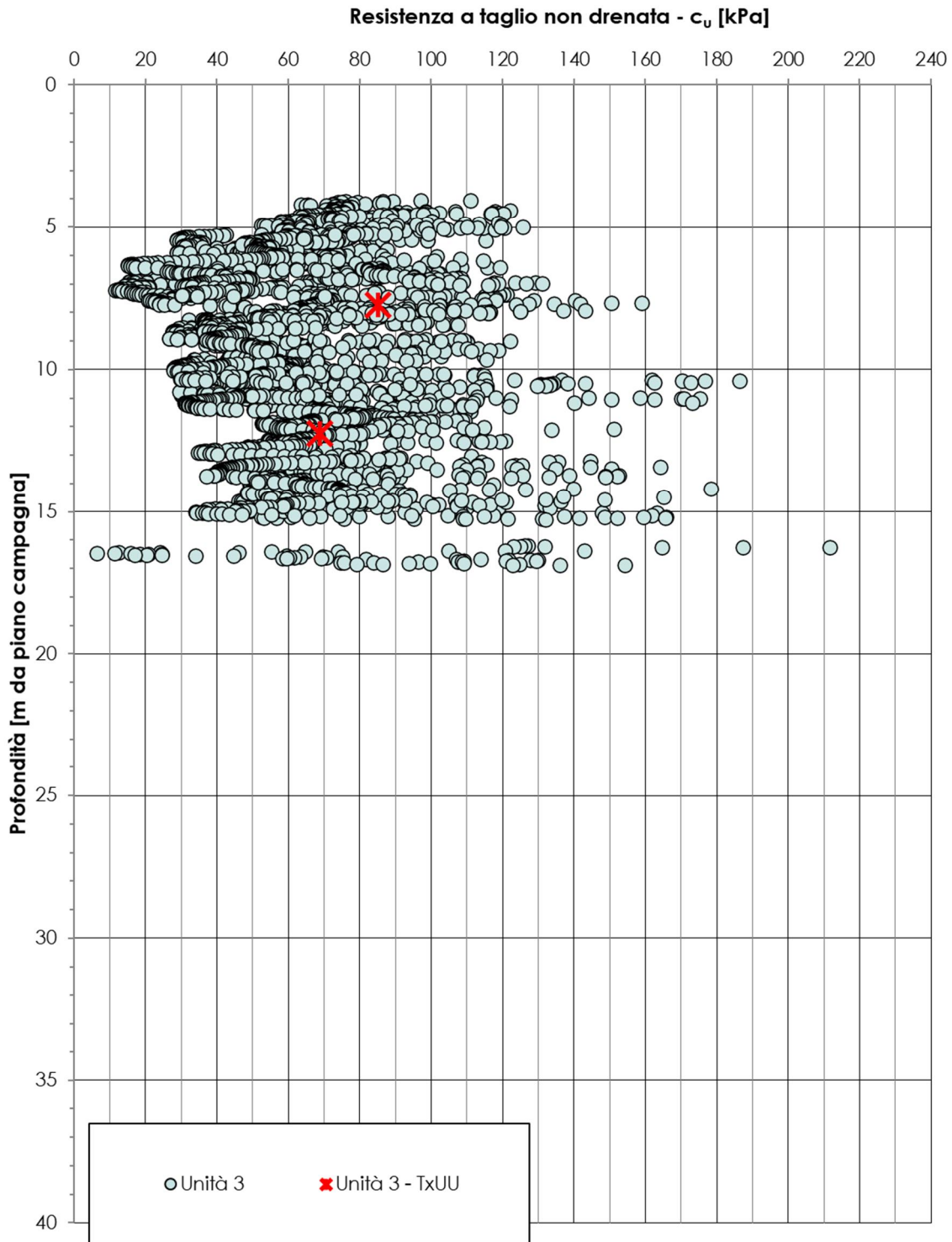


Figura 17-33. Resistenza a taglio non drenata di picco da TxUU e da interpretazione prove CPTU per l'unità 3 (LA-NC).

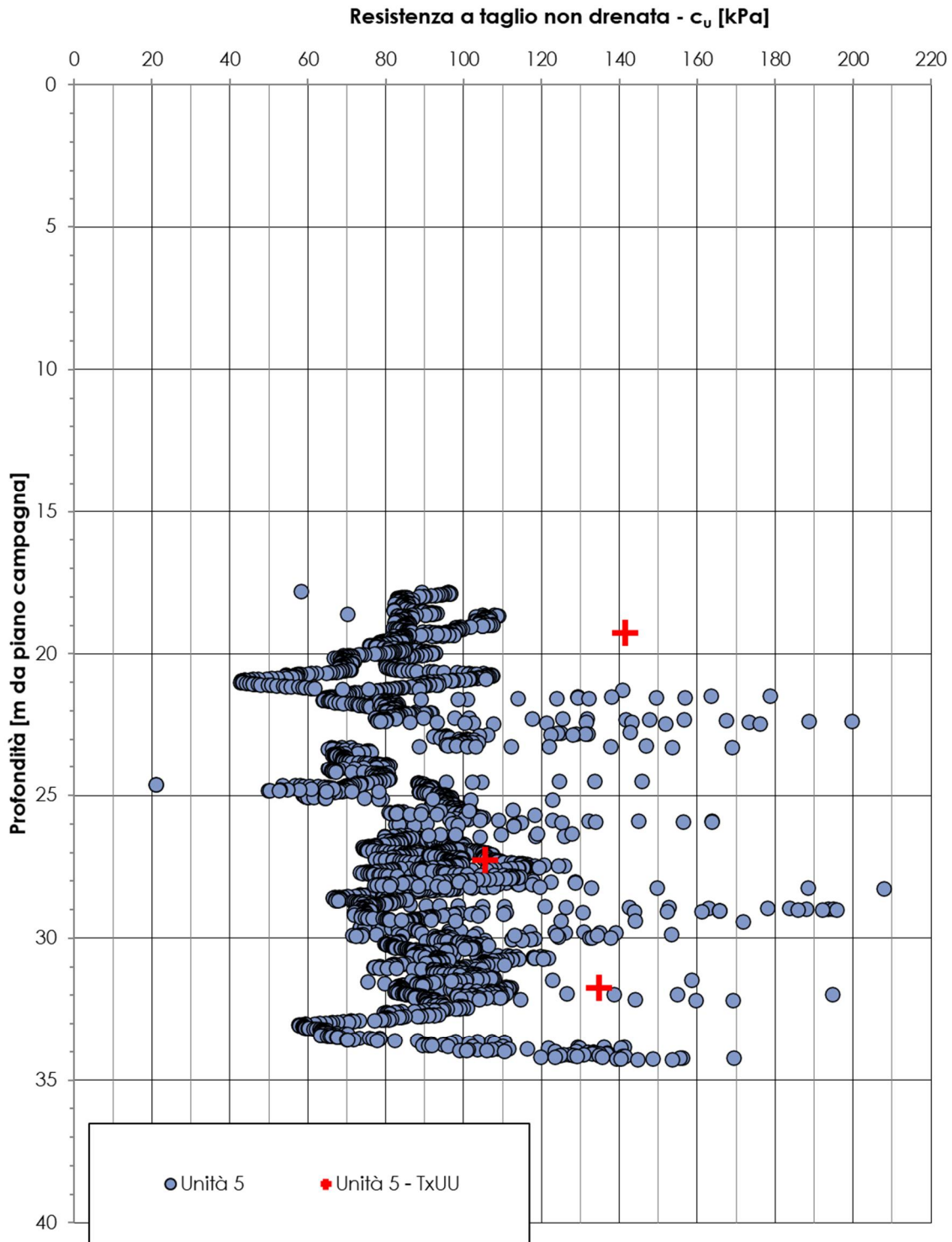


Figura 17-34. Resistenza a taglio non drenata di picco da TxUU e da interpretazione prove CPTU per l'unità 5 (LA-NC).

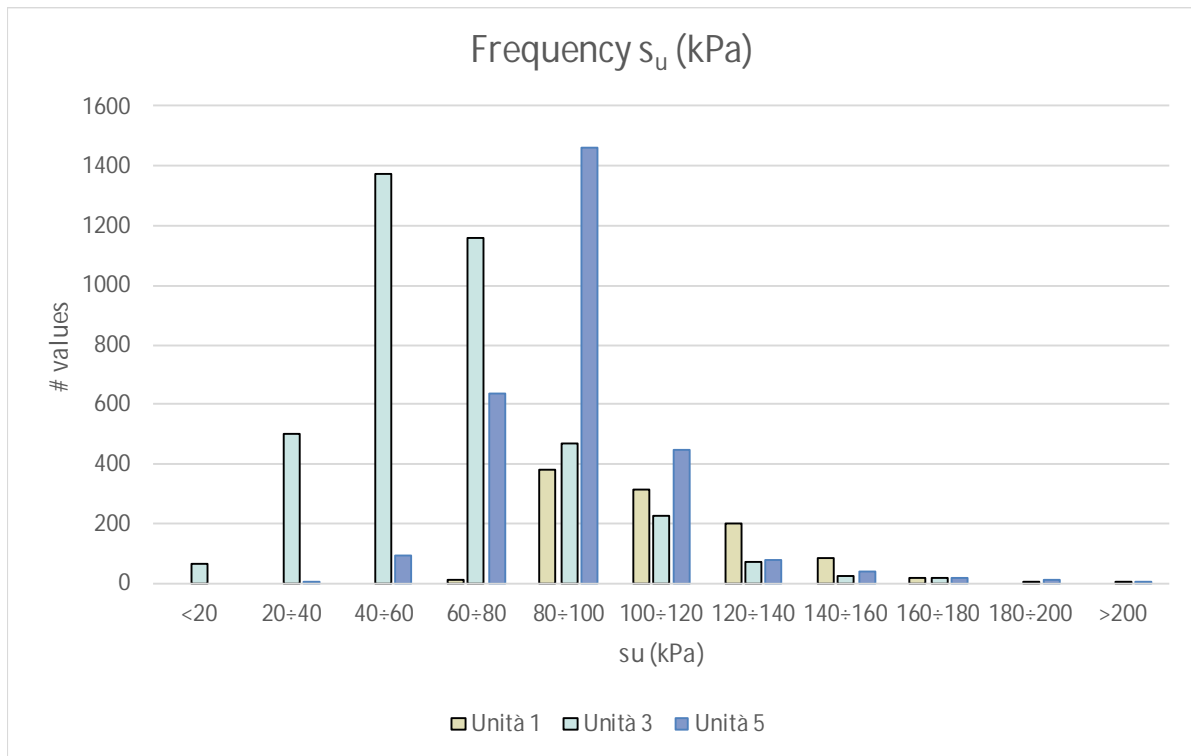


Figura 17-35. Istogramma di frequenza - Resistenza a taglio non drenata di picco da interpretazione prove CPTU per le unità 1 (LA-OC), 3 (LA-NC) e 5 (LA-NC).

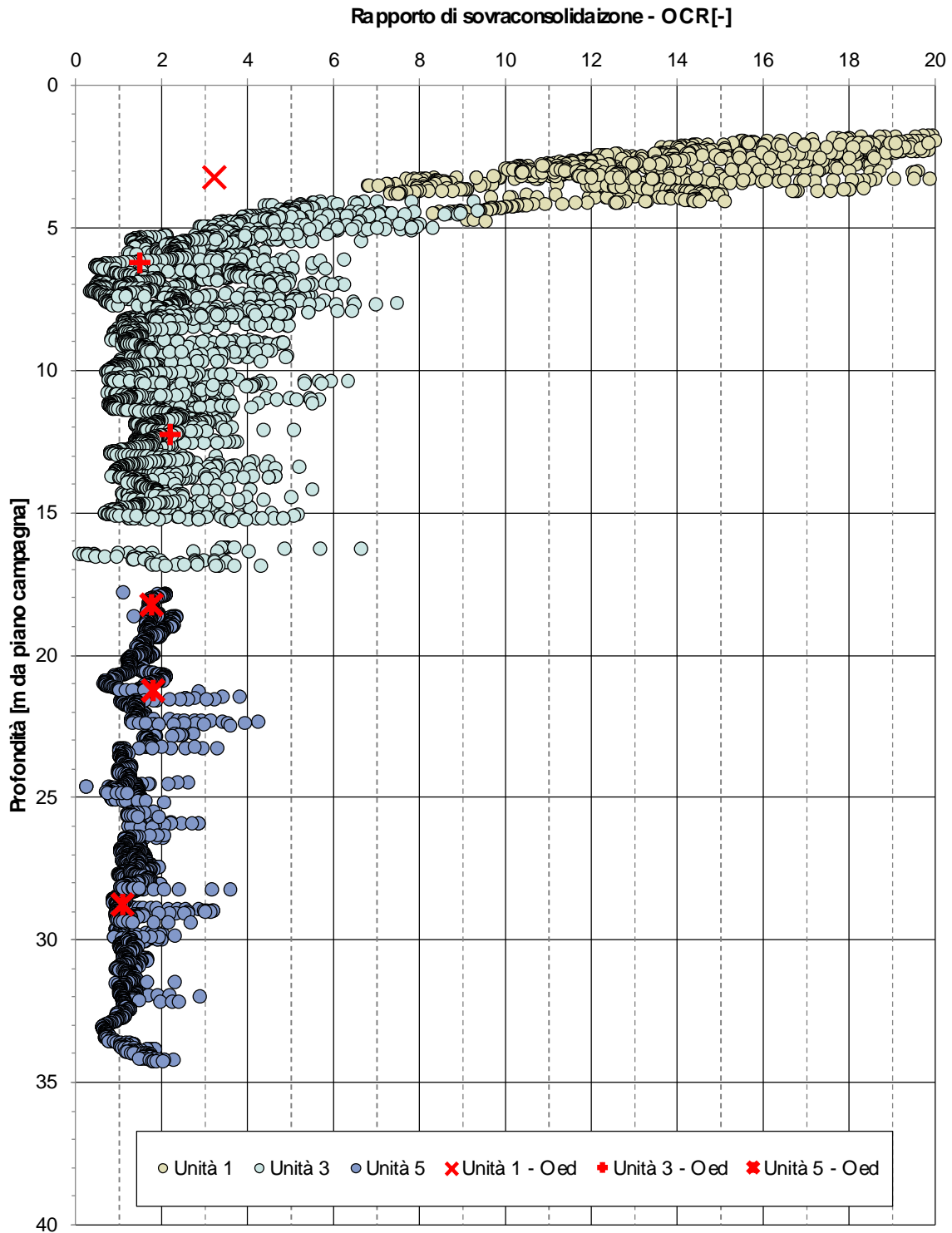


Figura 17-36. Rapporto di sovraconsolidazione da prove di compressione edometrica e da interpretazione prove CPTU per le unità 1 (LA-OC), 3 (LA-NC) e 5 (LA-NC).

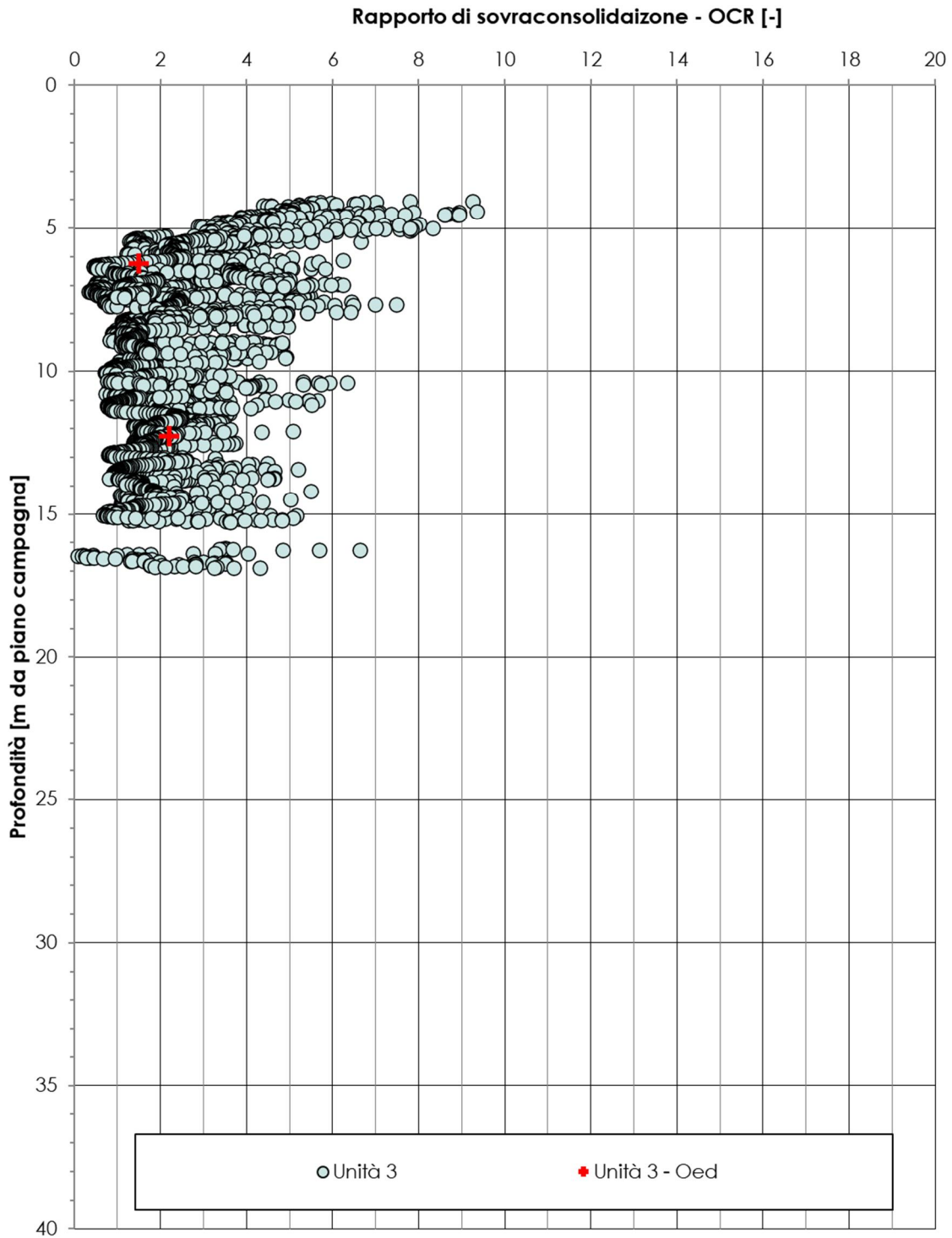


Figura 17-37. Rapporto di sovraconsolidazione da prove di compressione edometrica e da interpretazione prove CPTU per l'unità 3 (LA-NC).

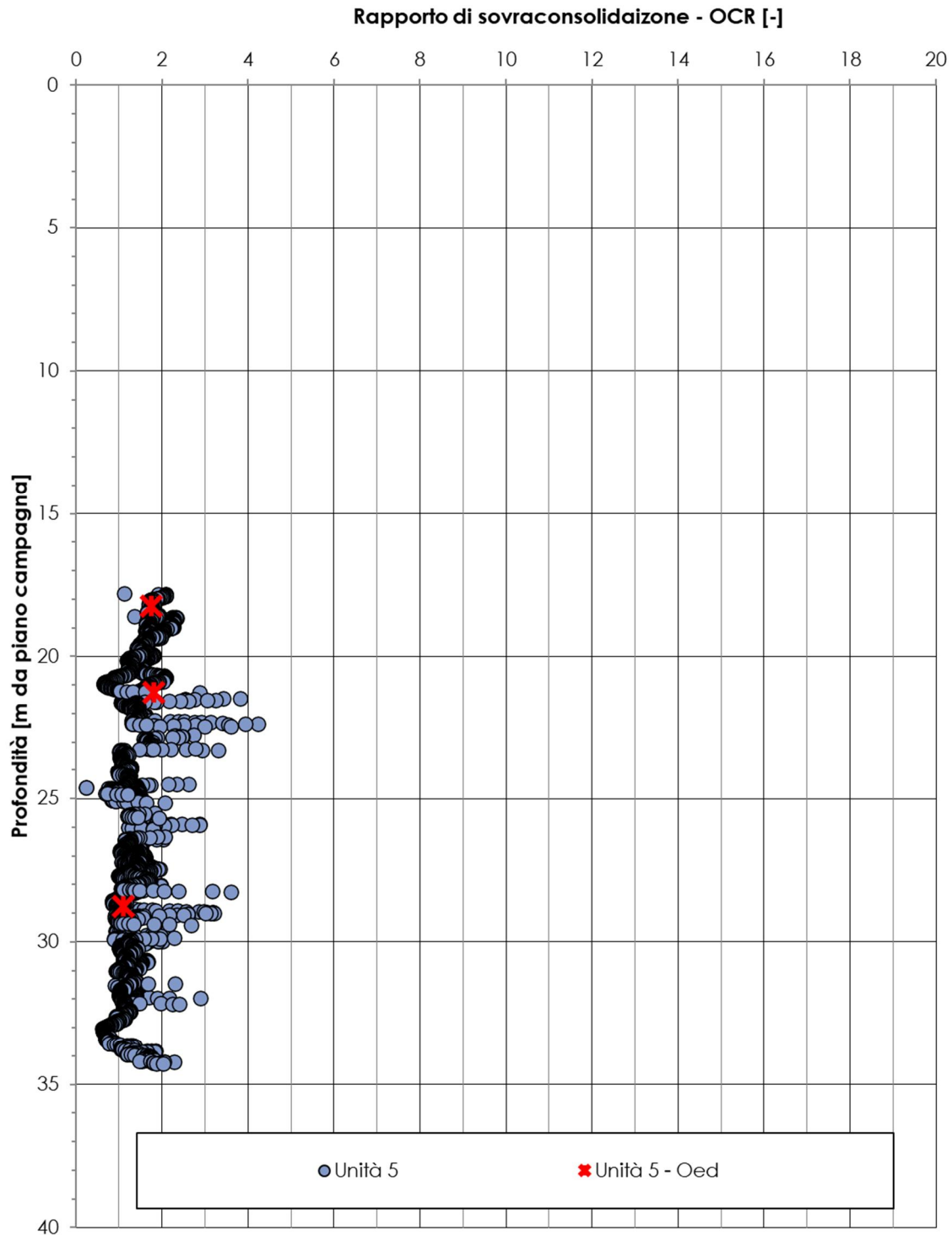


Figura 17-38. Rapporto di sovraconsolidazione da prove di compressione edometrica e da interpretazione prove CPTU per l'unità 5 (LA-NC).

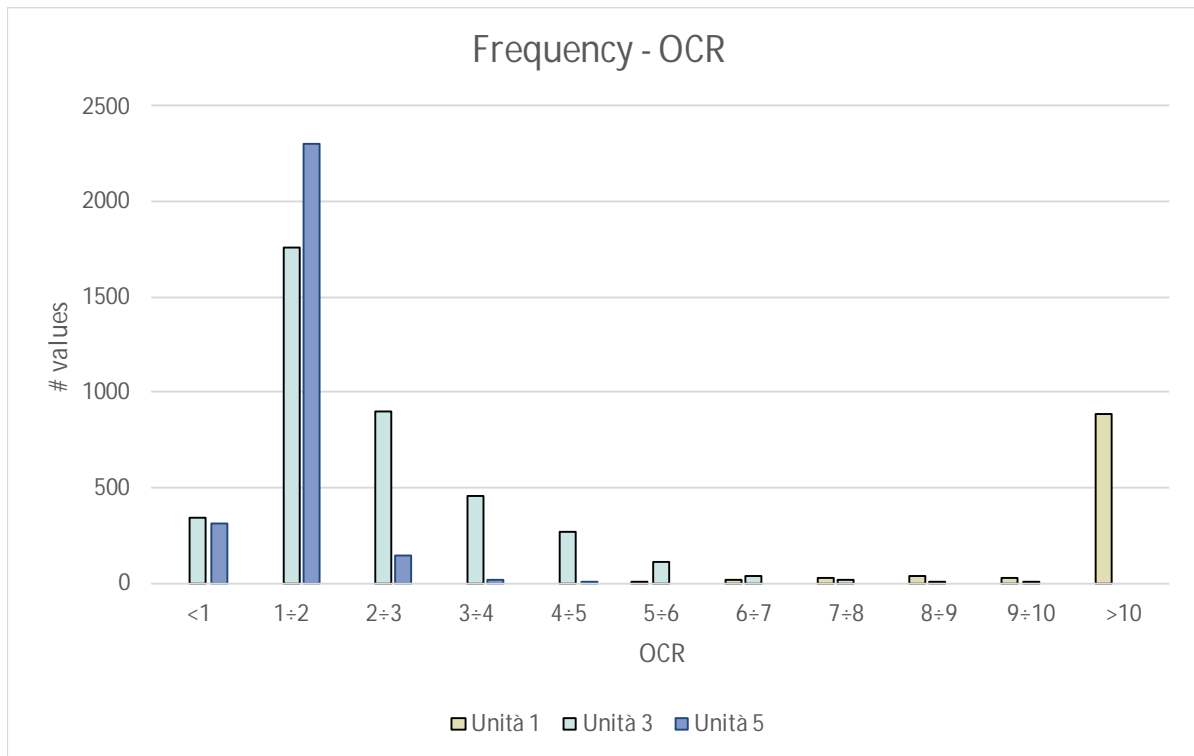


Figura 17-39. Istogramma di frequenza - Rapporto di sovraconsolidazione da interpretazione prove CPTU per le unità 1 (LA-OC), 3 (LA-NC) e 5 (LA-NC).

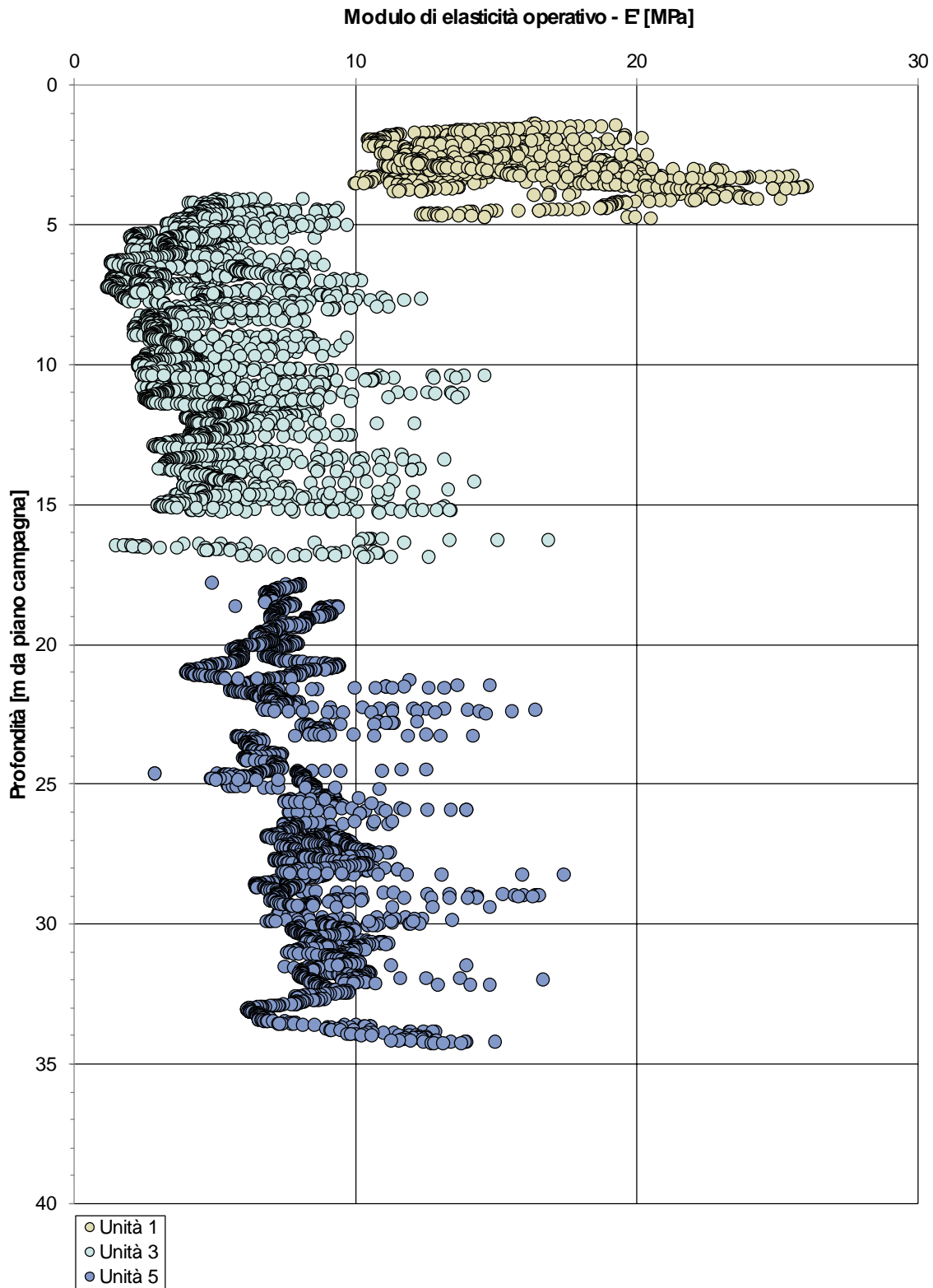


Figura 17-40. Modulo elastico operativo da interpretazione prove CPTU per le unità 1 (LA-OC), 3 (LA-NC) e 5 (LA-NC).

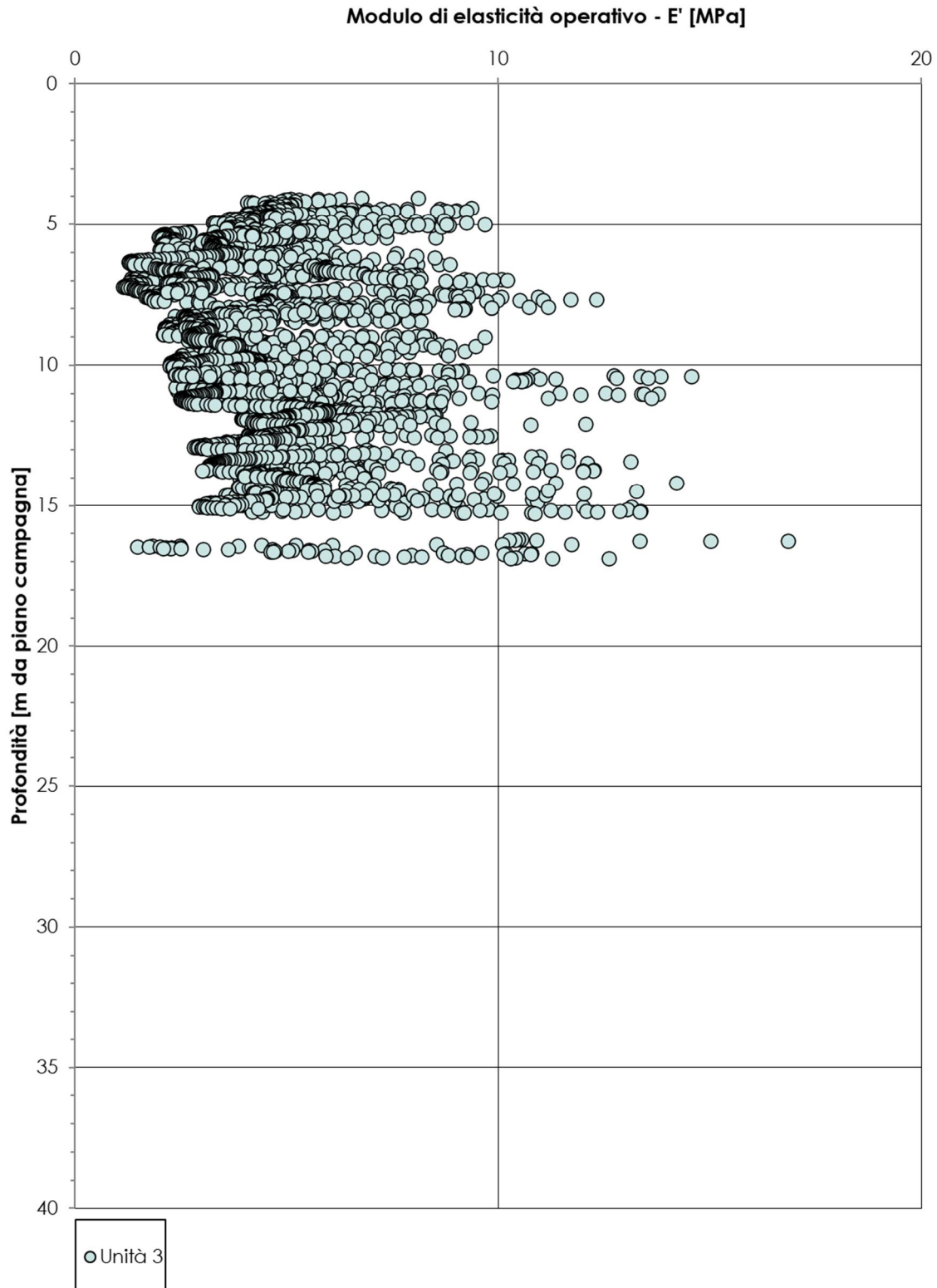


Figura 17-41. Modulo elastico operativo da interpretazione prove CPTU per l'unità 3 (LA-NC).

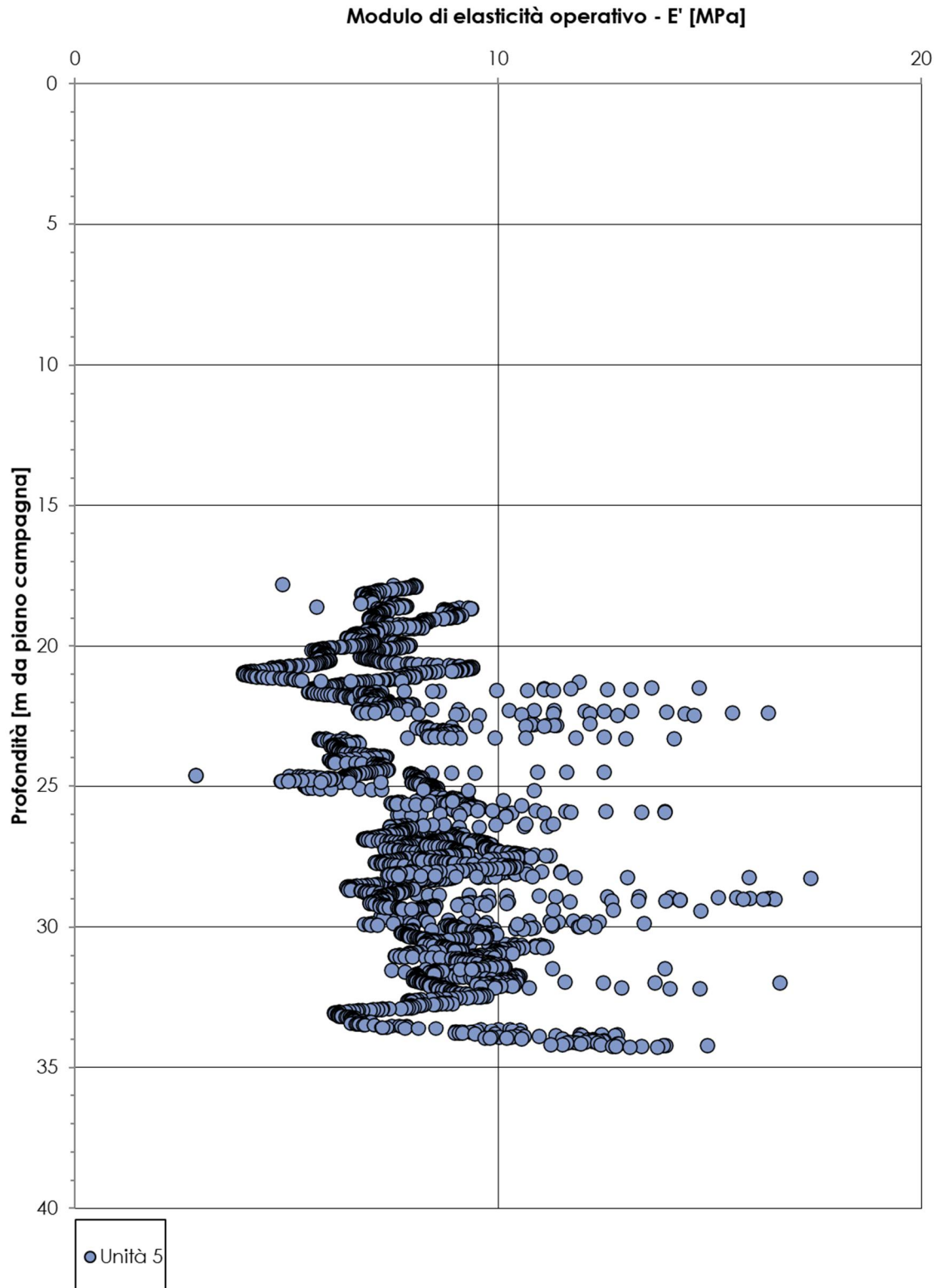


Figura 17-42. Modulo elastico operativo da interpretazione prove CPTU per l'unità 5 (LA-NC).

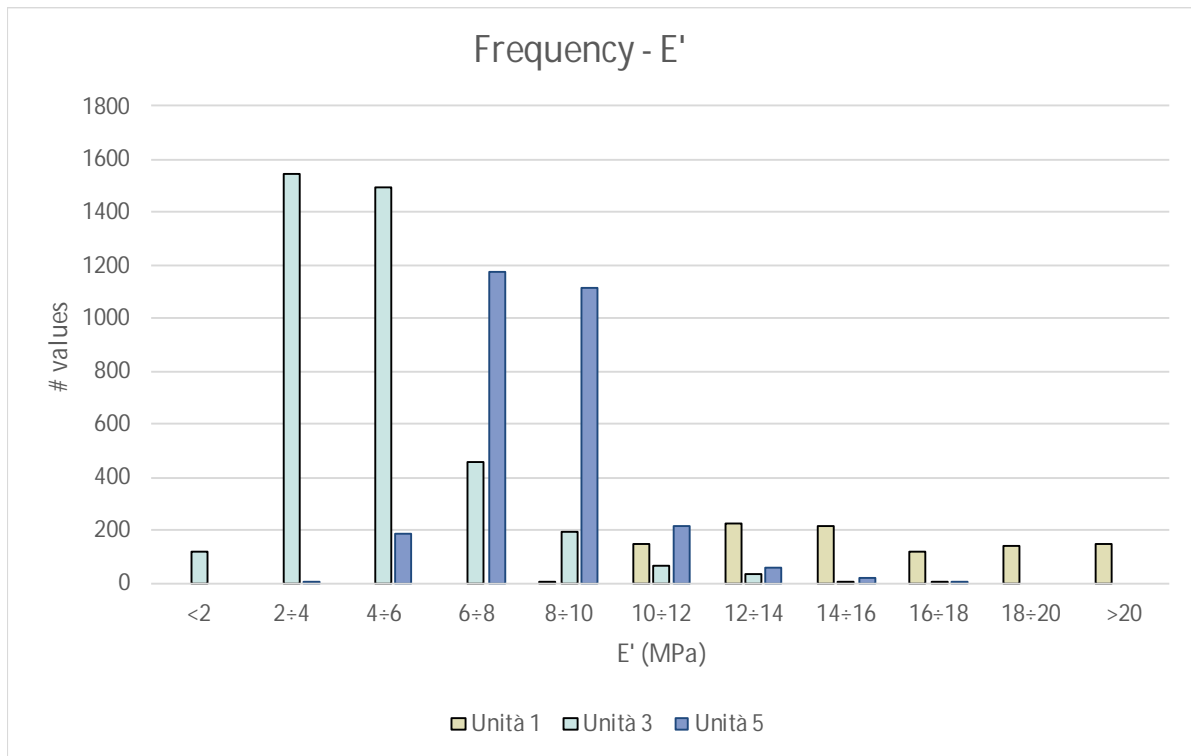


Figura 17-43. Istogramma di frequenza - Modulo elastico operativo da interpretazione prove CPTU per le unità 1 (LA-OC), 3 (LA-NC) e 5 (LA-NC).

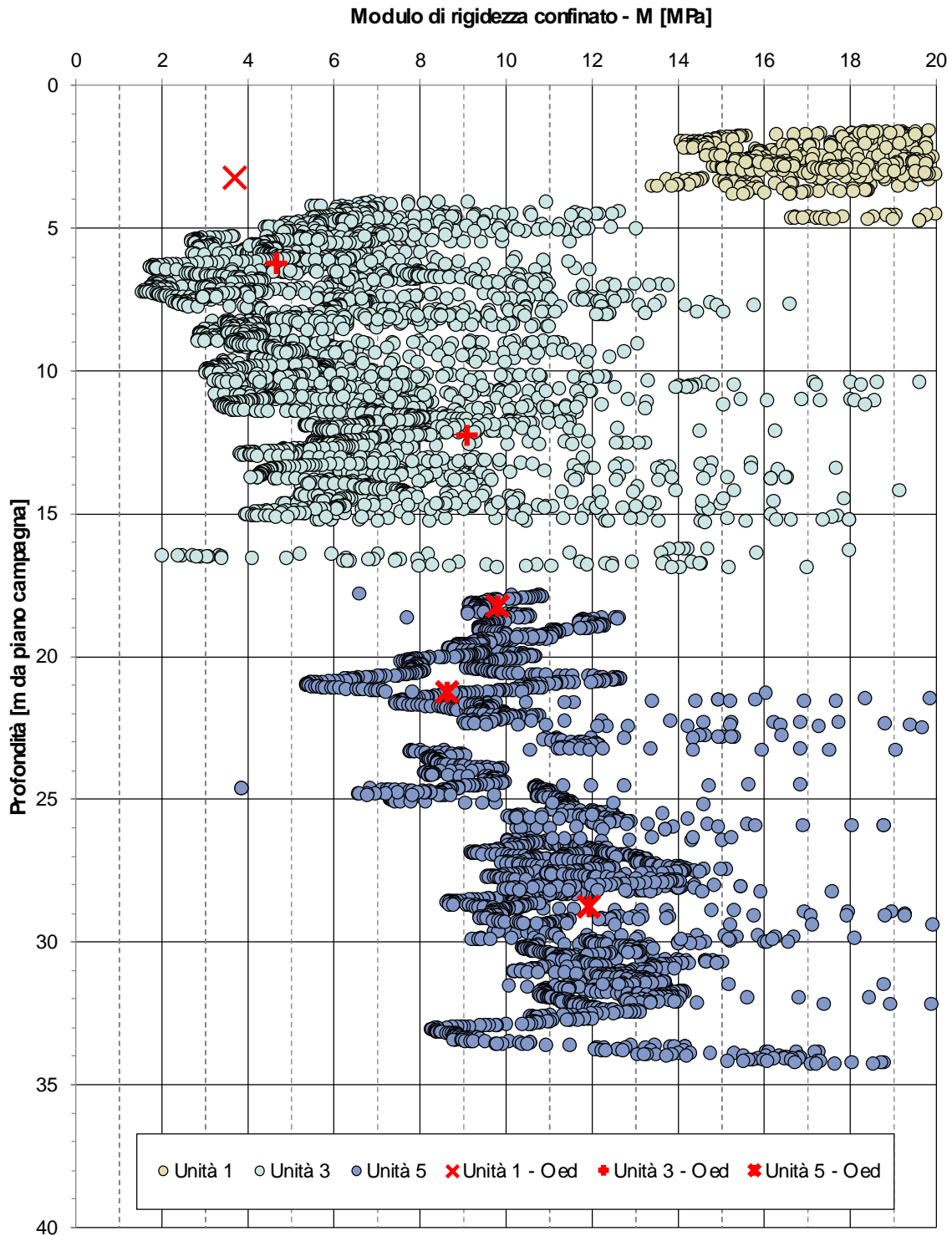


Figura 17-44. Modulo edometrico da interpretazione prove CPTU e da prove di compressione edometrica per le unità 1 (LA-OC), 3 (LA-NC) e 5 (LA-NC).

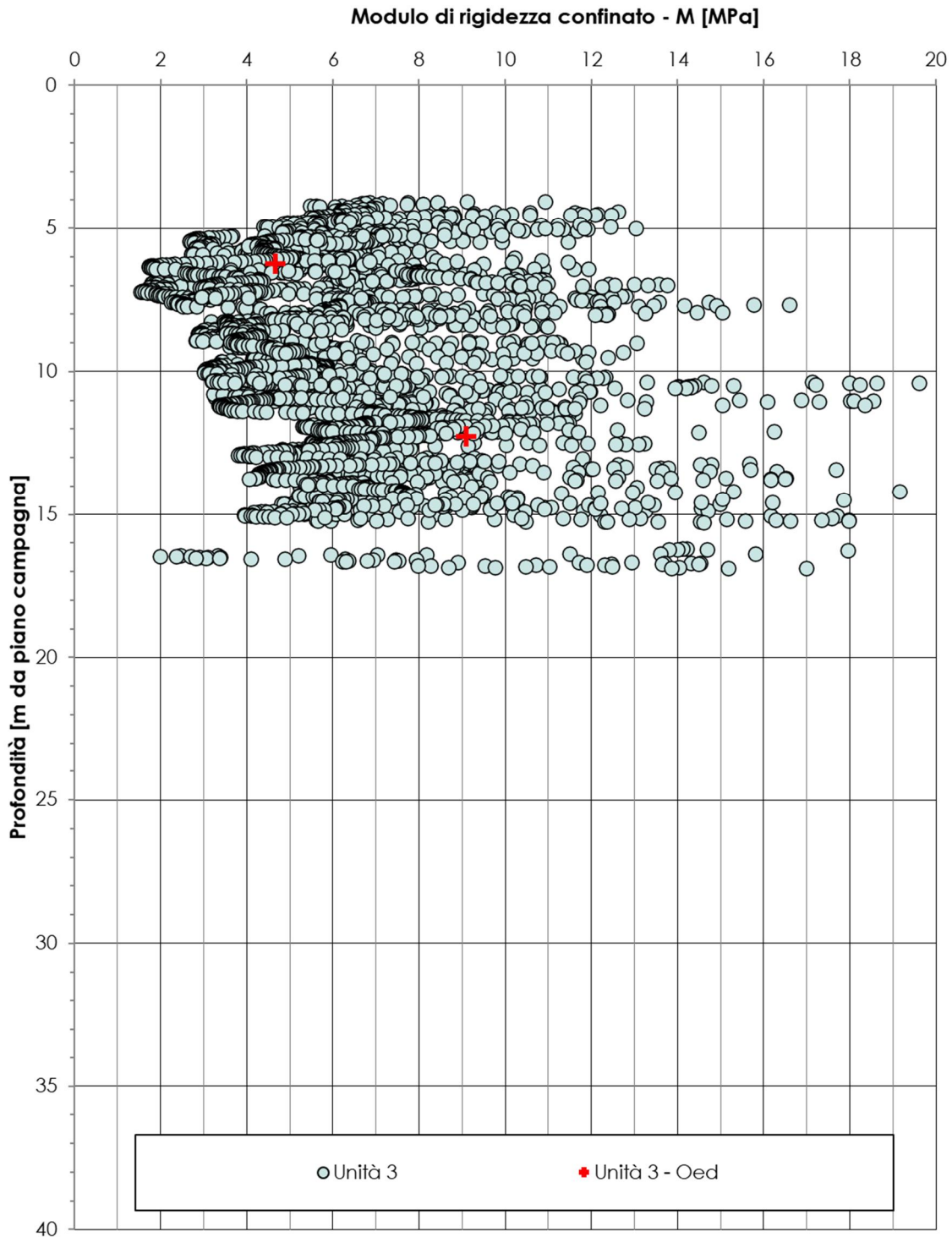


Figura 17-45. Modulo edometrico da interpretazione prove CPTU e da prove di compressione edometrica per le unità 1 (LA-OC), 3 (LA-NC) e 5 (LA-NC).

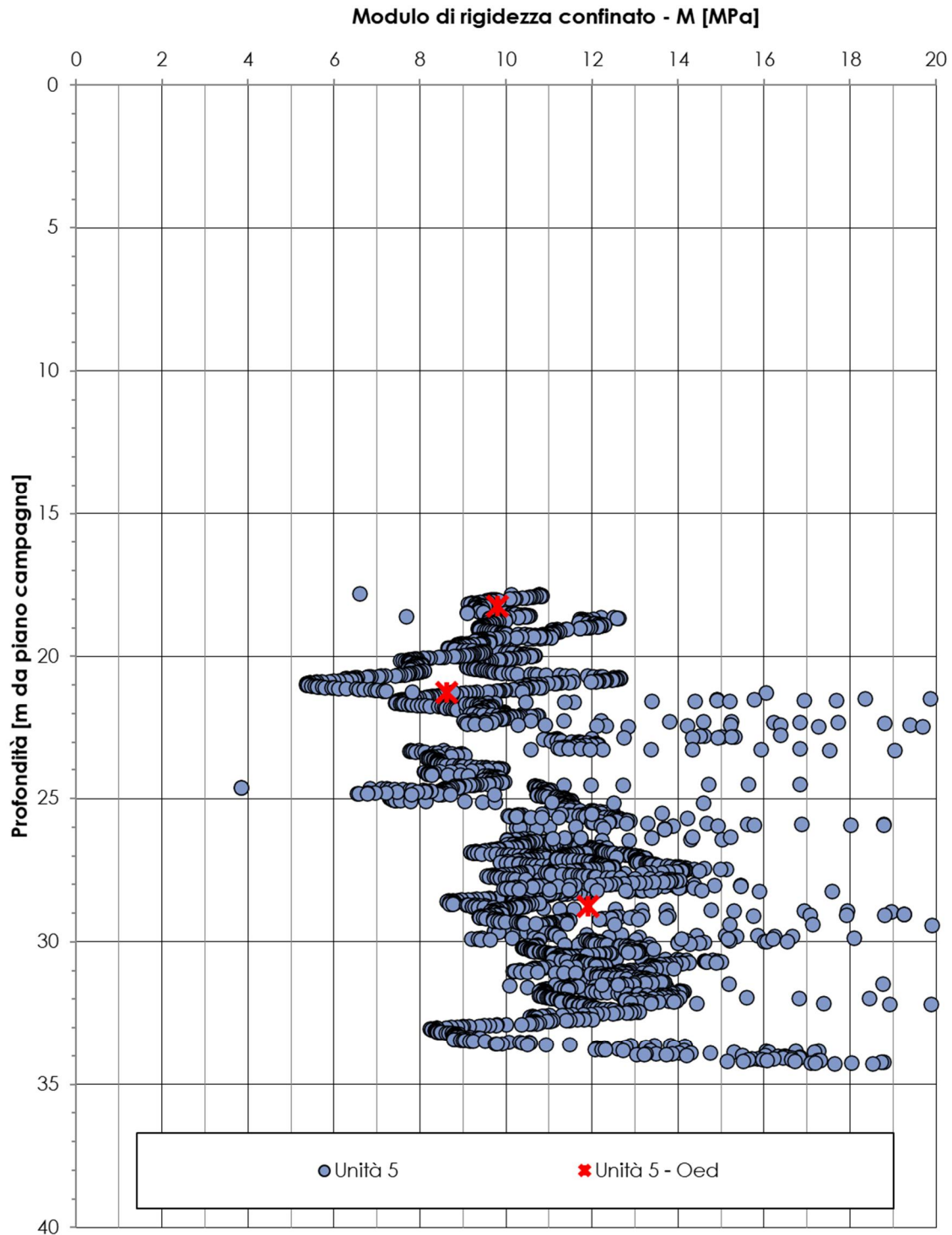


Figura 17-46. Modulo edometrico da interpretazione prove CPTU e da prove di compressione edometrica per le unità 1 (LA-OC), 3 (LA-NC) e 5 (LA-NC).

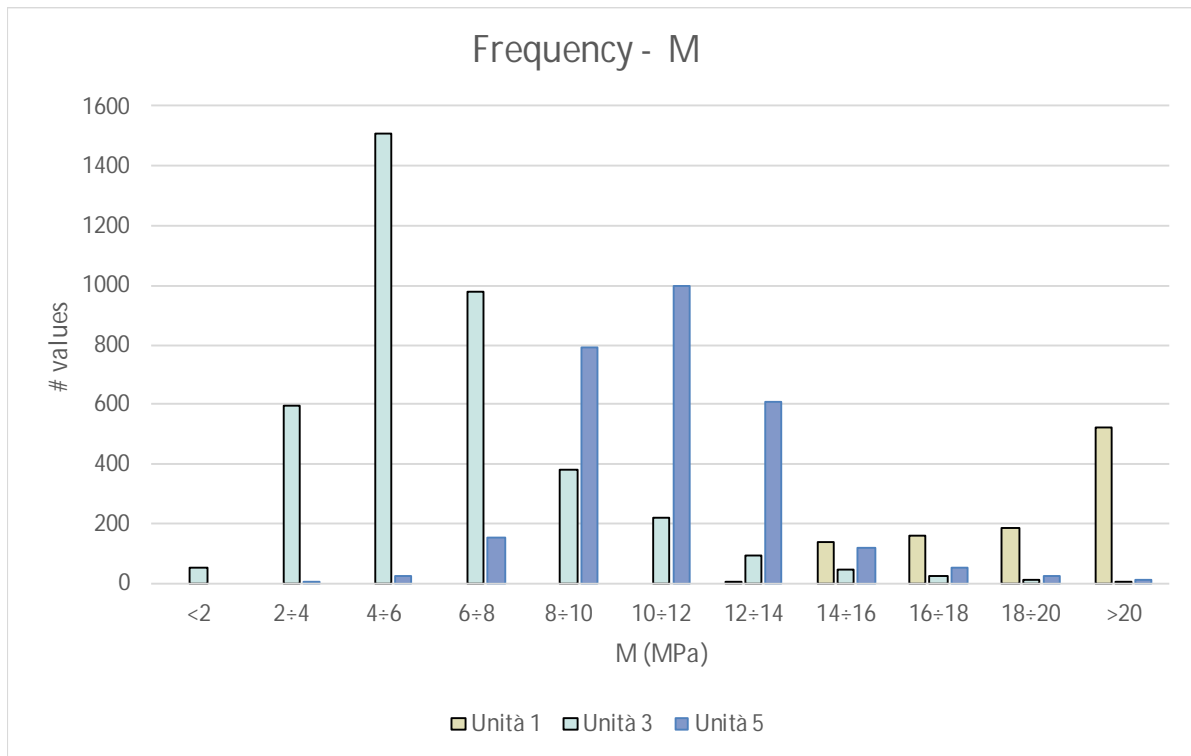


Figura 17-47. Istogramma di frequenza - Modulo edometrico da interpretazione prove CPTU per le unità 1 (LA-OC), 3 (LA-NC) e 5 (LA-NC).

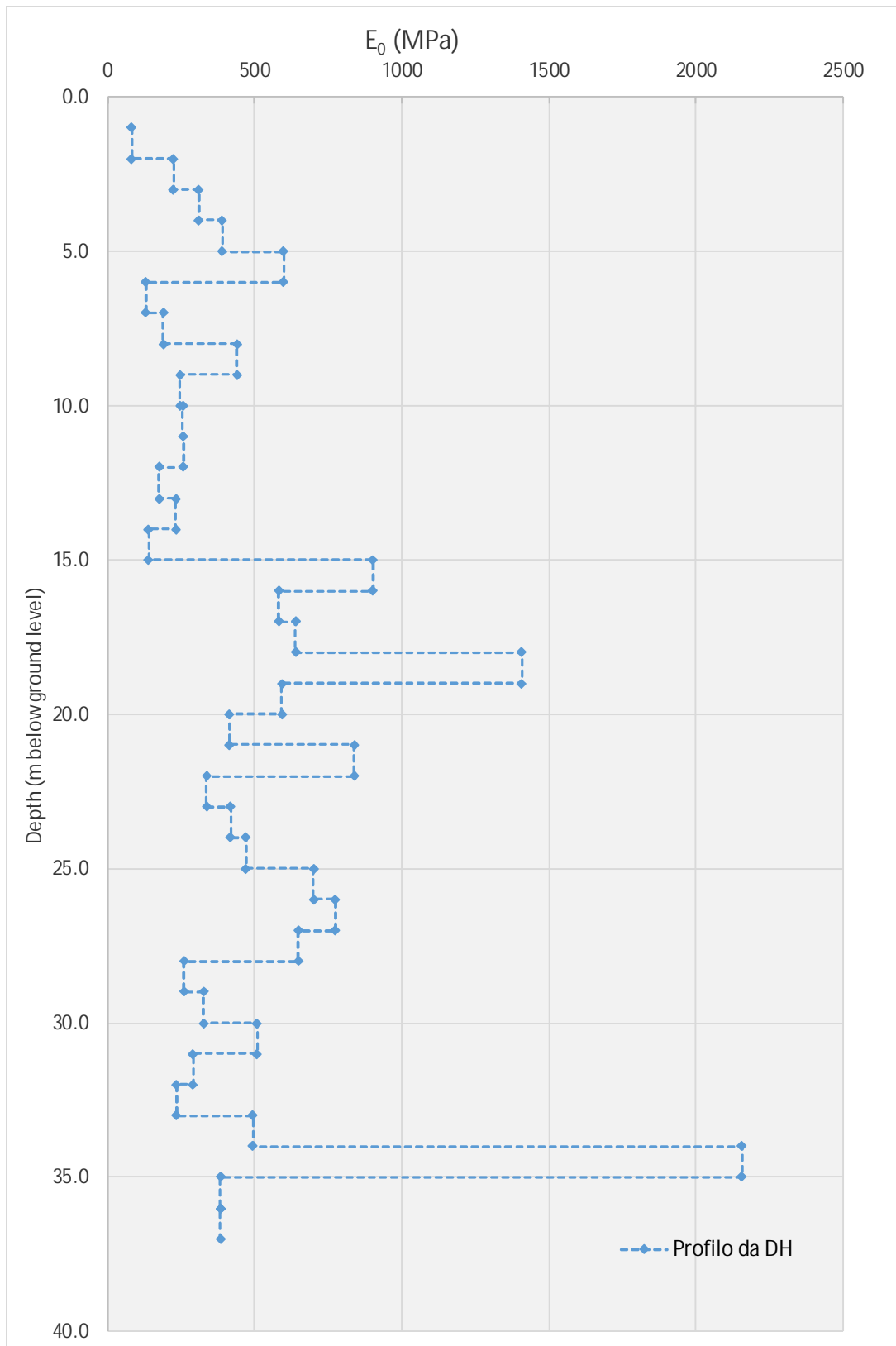


Figura 17-48. Modulo elastico per piccole deformazioni da modello onde V_P (rilievo sismico S3-DH).

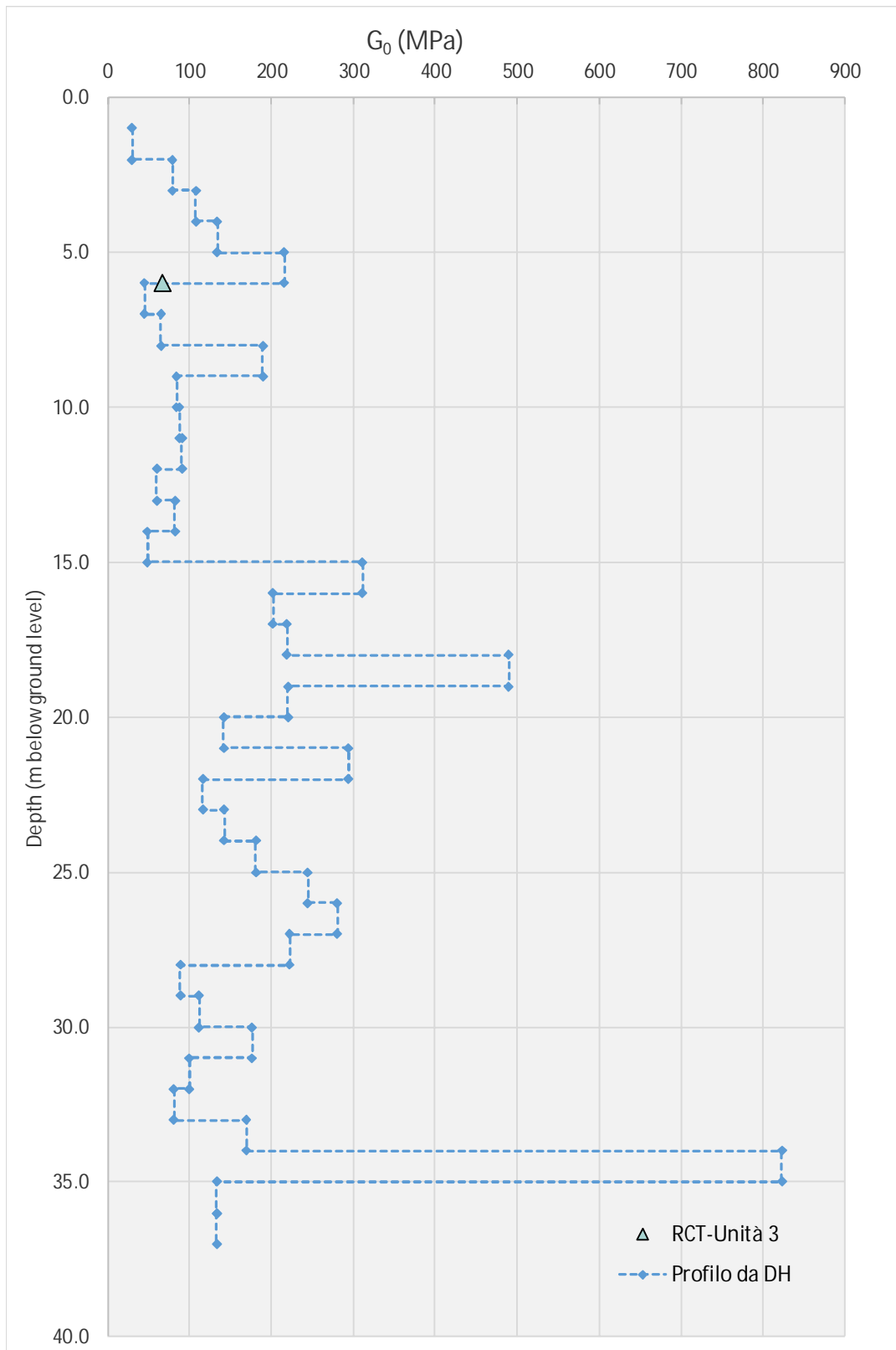


Figura 17-49. Modulo di rigidezza a taglio per piccole deformazioni, elaborato dal modello Vs (rilievo sismico S3-DH) e da prova di colonna risonante RCT.

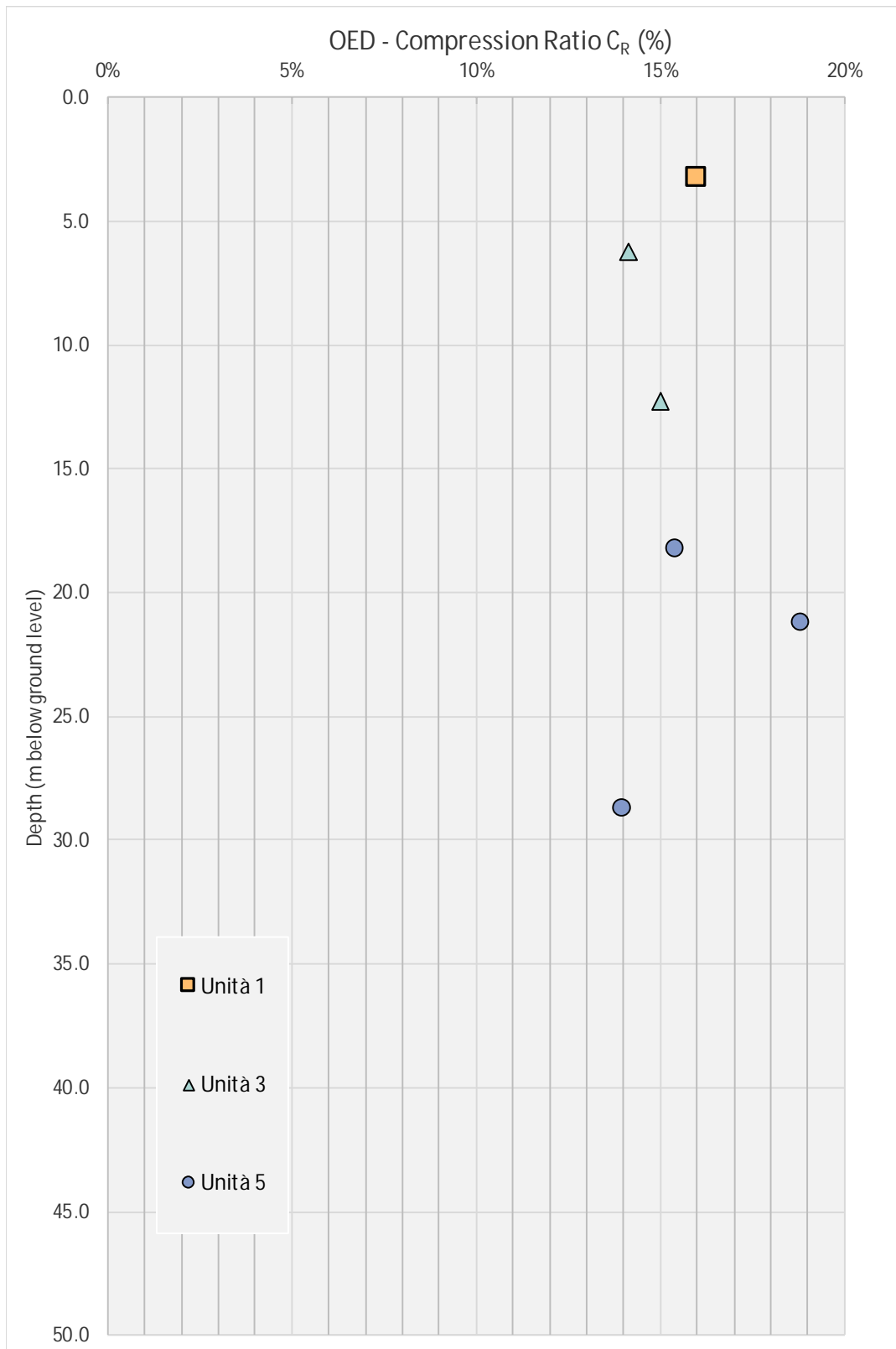


Figura 17-50. Prove di laboratorio – Rapporto di compressione da prove di compressione edometrica per le unità 1 (LA-OC), 3 (LA-NC) e 5 (LA-NC).

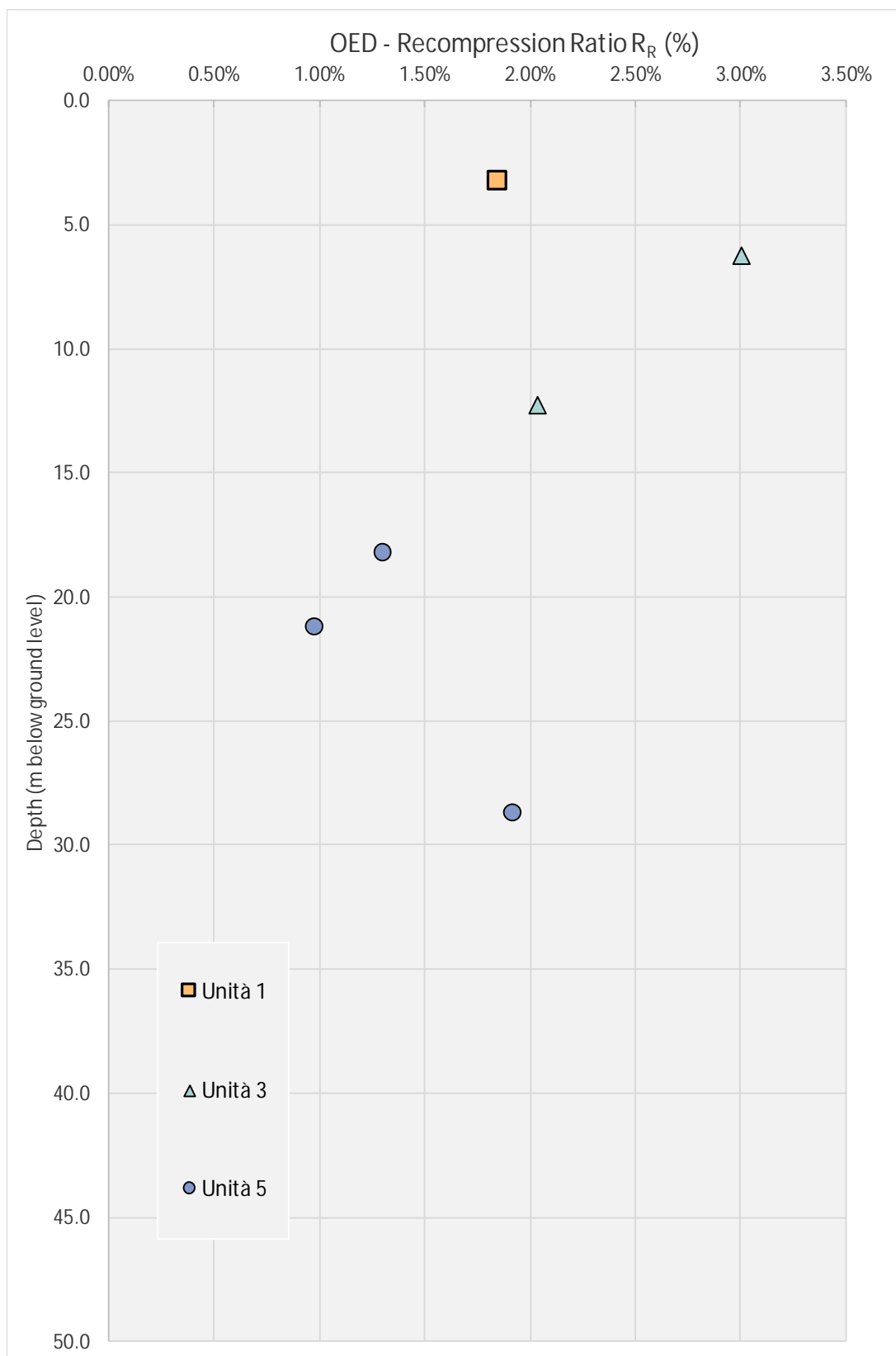


Figura 17-51. Prove di laboratorio – Rapporto di ricompressione da prove di compressione edometrica per le unità 1 (LA-OC), 3 (LA-NC) e 5 (LA-NC).

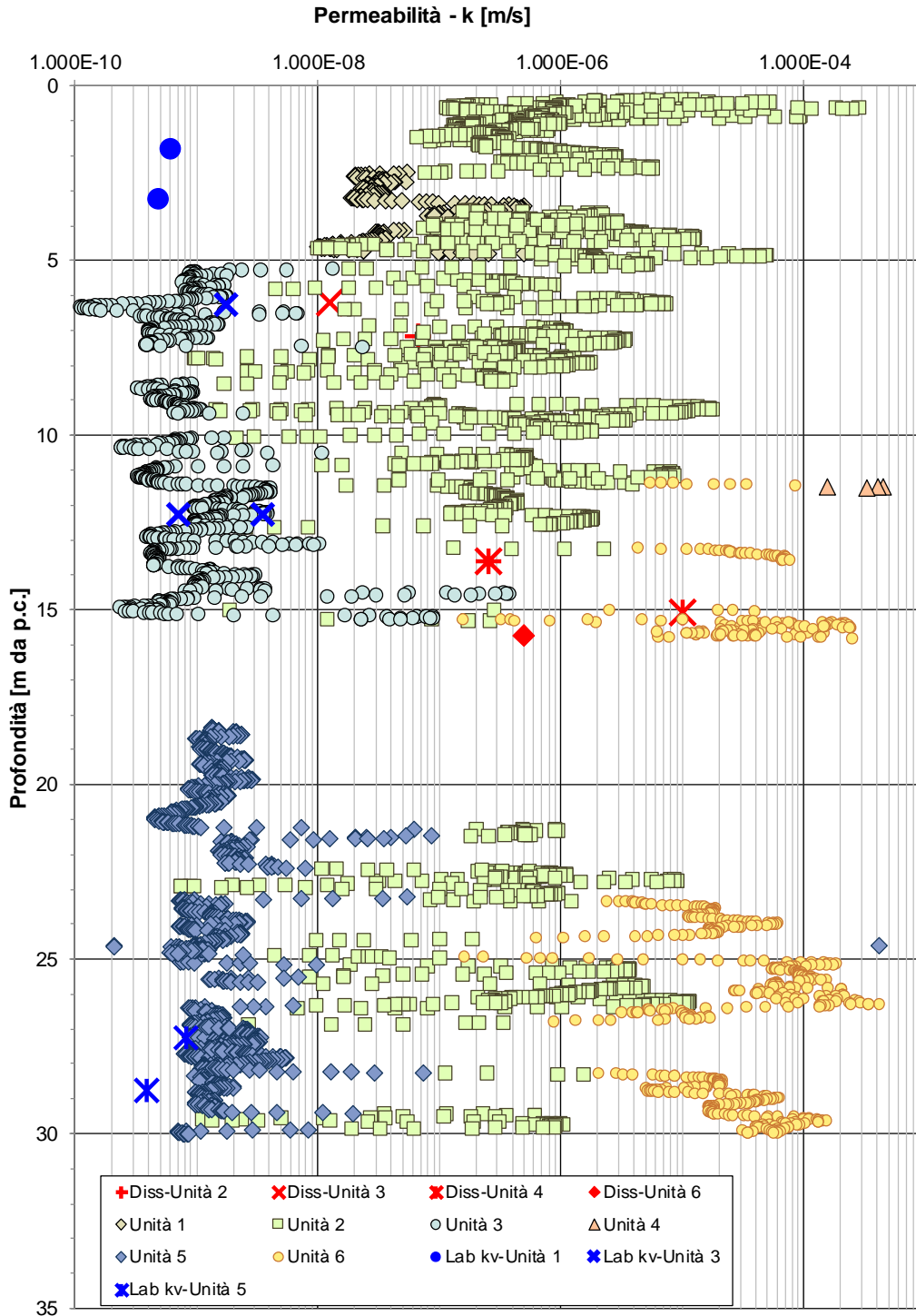


Figura 17-52. Coefficiente di permeabilità da prove di compressione edometrica, da prove di taglio diretto CD, da prove di dissipazione e da interpretazione prove CPTU per le unità 1 (LA-OC), 3 (LA-NC) e 5 (LA-NC).

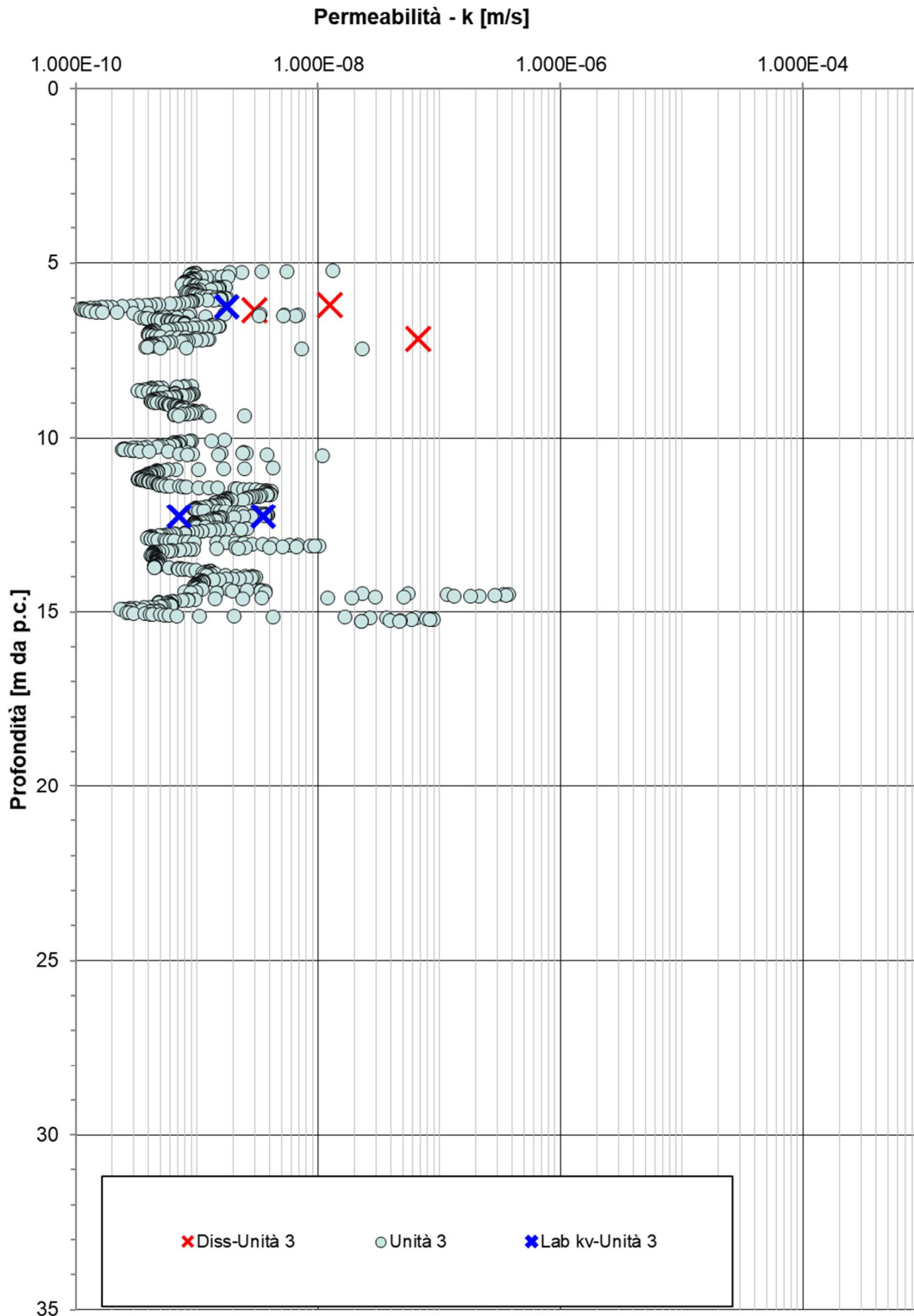


Figura 17-53. Coefficiente di permeabilità da prove di compressione edometrica, da prove di taglio diretto CD, da prove di dissipazione e da interpretazione prove CPTU per l'unità 3 (LA-NC).

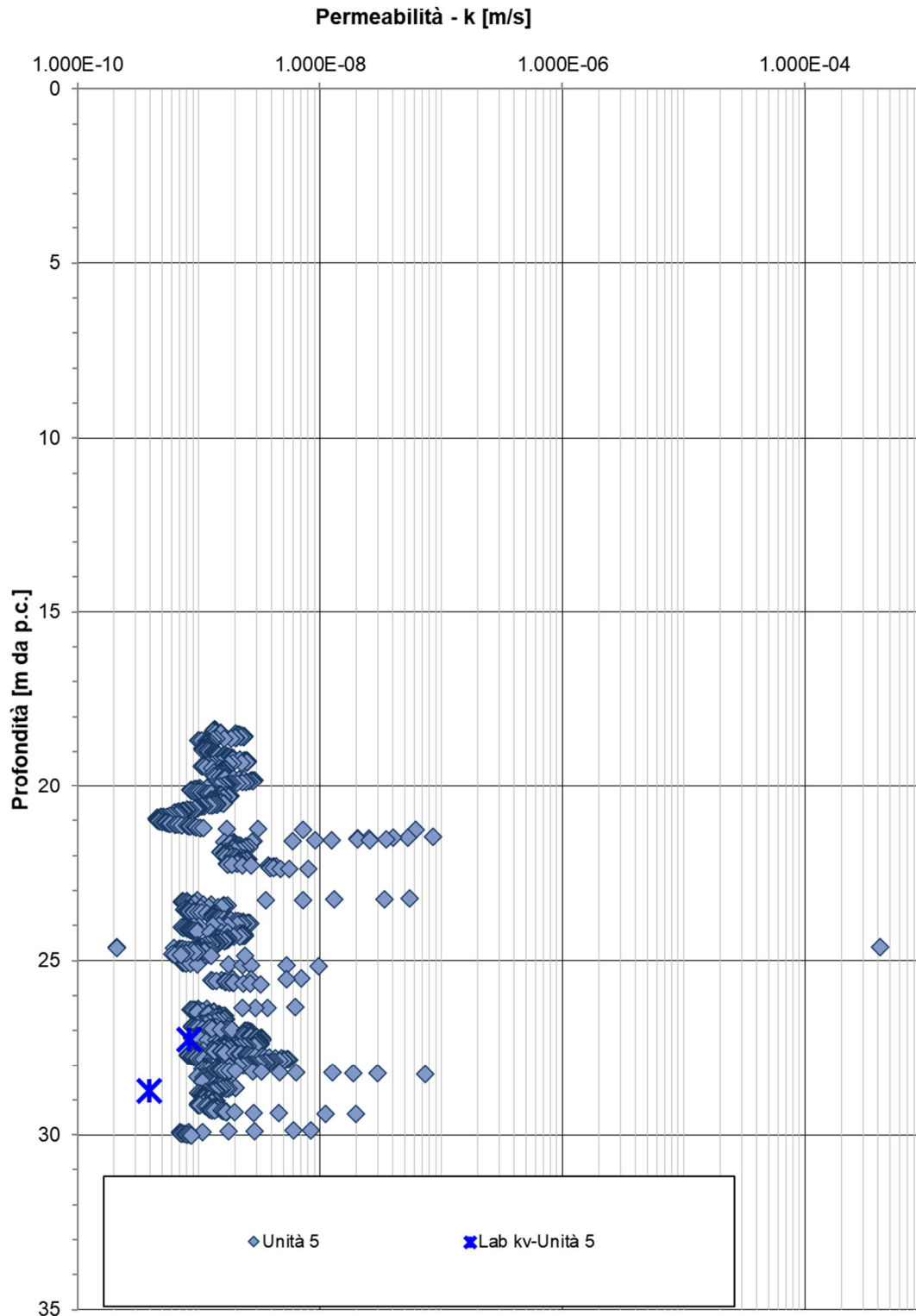


Figura 17-54. Coefficiente di permeabilità da prove di compressione edometrica, da prove di taglio diretto CD, da prove di dissipazione e da interpretazione prove CPTU per l'unità 5 (LA-NC).