

COMMITTENTE



PROGETTAZIONE:



DIREZIONE TECNICA

U.O. INFRASTRUTTURE CENTRO

PROGETTO DEFINITIVO

ITINERARIO NAPOLI-BARI.

RADDOPPIO TRATTA CANCELLO - BENEVENTO.

II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO - VITULANO.

3° LOTTO FUNZIONALE SAN LORENZO - VITULANO.

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE DI LINEA DELLE OPERE ALL'APERTO -
SUB LOTTO 3

SCALA:

-

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

IF0H 32 D 11 RB GE0001 001 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	EMISSIONE	S.Gasperoni	06/2017	L. Utzeri	06/2017	F.Cerrone	06/2017	F.Arduini Giugno 2017

File: IF0H32D11RBGE0001001A.doc

n. Elab.: 3L 026

ITALFERR S.p.A.
Direzione Tecnica
Infrastrutture Centro
Dott. Ing. Fabrizio Arduini
Provincia di Roma
n. 15392 del 14/06/2017

INDICE

1.	PREMESSA	6
2.	NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	8
2.1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	8
2.2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	8
3.	INQUADRAMENTO GEOLOGICO, MORFOLOGICO ED IDROGEOLOGICO	11
3.1	LOCALIZZAZIONE GEOGRAFICA.....	11
3.2	INQUADRAMENTO GEOLOGICO.....	11
3.2.1	<i>Assetto litostratigrafico</i>	11
3.2.2	<i>Assetto strutturale</i>	19
3.3	INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO	19
3.4	INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO	21
4.	INDAGINI GEOTECNICHE ESEGUITE.....	22
4.1	CAMPAGNA GEOGNOSTICA DEL 1985.....	23
4.2	CAMPAGNA GEOGNOSTICA DEL 2007.....	24
4.2.1	<i>Misure piezometriche</i>	24
4.2.2	<i>Prove di permeabilità</i>	25
4.2.3	<i>Prove dilatometriche</i>	25
4.2.4	<i>Prove di laboratorio</i>	26
4.3	CAMPAGNA GEOGNOSTICA DEL 2008-2009.....	27
4.3.1	<i>Misure piezometriche</i>	27
4.3.2	<i>Prove di permeabilità</i>	28
4.3.3	<i>Prove pressiometriche in foro tipo Menard</i>	28
4.3.4	<i>Monitoraggio inclinometrico</i>	28
4.3.5	<i>Prove di laboratorio</i>	29

4.4	CAMPAGNA GEOGNOSTICA DEL 2015.....	30
4.4.1	<i>Prove di permeabilità</i>	31
4.4.2	<i>Indagini sismiche</i>	31
4.4.3	<i>Prove di laboratorio</i>	31
4.5	CAMPAGNA GEOGNOSTICA DEL 2017.....	33
4.5.1	<i>Misure piezometriche</i>	34
4.5.2	<i>Prove di permeabilità</i>	34
4.5.3	<i>Prove dilatometriche</i>	35
4.5.4	<i>Indagini sismiche</i>	35
4.5.5	<i>Prove di laboratorio</i>	37
5.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	42
5.1	DEFINIZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE INTERCETTATE.....	42
5.2	CRITERI DI INTERPRETAZIONE DELLE INDAGINI GEOTECNICHE.....	46
5.2.1	<i>Depositi incoerenti</i>	46
5.2.2	<i>Depositi coesivi</i>	52
5.3	TERRENO DI RIPORTO – UNITÀ R.....	56
5.4	COLTRI ELUVIO-COLLUVIALI – UNITÀ B2.....	57
5.5	DEPOSITI ALLUVIONALI ATTUALI E RECENTI – UNITÀ BA1 (GHIAIA SABBIOSE).....	58
5.6	DEPOSITI ALLUVIONALI ATTUALI E RECENTI – UNITÀ BA2 (SABBIA, SABBIA LIMOSA).....	59
5.7	DEPOSITI ALLUVIONALI ATTUALI E RECENTI – UNITÀ BA3 (ARGILLA LIMOSA).....	60
5.8	DEPOSITI ALLUVIONALI ANTICHI – UNITÀ BC2 (SABBIA, SABBIA LIMOSA).....	61
5.9	DEPOSITI ALLUVIONALI TERRAZZATI – UNITÀ BN1 (GHIAIA SABBIOSE).....	62
5.10	DEPOSITI ALLUVIONALI TERRAZZATI – UNITÀ BN2 (SABBIA, SABBIA LIMOSA).....	64
5.11	ARGILLE VARICOLORI – UNITÀ ALVA (ARGILLE LIMOSE MARNOSE).....	66
5.12	ARGILLE VARICOLORI – UNITÀ ALVB (ARGILLE LIMOSE MARNOSE CON CALCARI).....	67
5.13	ARGILLE VARICOLORI – UNITÀ ALVC (CALCARI).....	69

5.14	FORMAZIONE DI SAN GIORGIO – UNITÀ SGIA (ARGILLE LIMOSE MARNOSE)	70
5.15	FORMAZIONE DI SAN GIORGIO – UNITÀ SGI B (ARENARIE)	72
5.16	SINTESI PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO	131
5.17	FALDA	136
6.	CARATTERIZZAZIONE SISMICA	144
6.1	RISPOSTA SISMICA	144
6.1.1	<i>Categoria di sottosuolo</i>	145
6.1.2	<i>Azioni sismiche di progetto</i>	147
6.1.3	<i>Magnitudo</i>	154
6.2	LIQUEFAZIONE	155
6.2.1	<i>Generale</i>	155
6.2.2	<i>Metodologie di analisi</i>	158
6.2.3	<i>Analisi basate su prove SPT</i>	160
6.2.4	<i>Analisi basate sulle onde di taglio VS</i>	162
6.2.5	<i>Risultati analisi liquefazione</i>	163
7.	OPERE D'ARTE MAGGIORI	168
7.1	VIADOTTO VI20 CALORE TORRECUSO	168
7.2	VIADOTTO VI21 CALORE PONTE	177
7.3	VIADOTTO VI22 ROVENTA	188
7.4	CAVALCAFERROVIA AL KM 38+865.5	197
8.	METODOLOGIE DI CALCOLO CAPACITÀ PORTANTE PALI	206
8.1	ANALISI AGLI STATI LIMITE	206
8.2	METODOLOGIA DI CALCOLO	207
8.2.1	<i>Determinazione della resistenza di progetto a trazione</i>	212
8.3	CARICO LIMITE VERTICALE DI UNA PALIFICATA	212
9.	VERIFICA A CARICO LIMITE ORIZZONTALE DEI PALI	213

9.1	VERIFICA A CARICO LIMITE ORRIZZONTALE - BROMS	213
9.1.1	<i>Verifica a carico limite orizzontale in terreni potenzialmente liquefacibili</i>	215
10.	FONDAZIONI DIRETTE	216
10.1	ANALISI AGLI STATI LIMITE.....	216
10.2	METODOLOGIA DI CALCOLO FONDAZIONI DIRETTE	217
10.2.1	<i>Metodologia di analisi dei cedimenti</i>	221
10.3	DETERMINAZIONE DEL COEFFICIENTE DI SOTTOFONDO ALLA WINKLER PER ANALISI STRUTTURALI.....	224
11.	PIANO DI POSA	226
12.	RIUTILIZZO DEI TERRENI DA SCAVO	228

1. **PREMESSA**

Nel presente documento si riporta la caratterizzazione geotecnica relativa al Progetto Definitivo del raddoppio della tratta ferroviaria Canello-Benevento Il Lotto Funzionale Frasso Telesino - Vitulano, sub lotto 3 dal km 39+050 al km 46+372 (San Lorenzo-Vitulano).

Il tracciato del II Lotto Funzionale Frasso Telesino – Vitulano è stato suddiviso in tre sub-lotti e la caratterizzazione geotecnica generale di linea è stata distinta in questi tre sub-lotti:

- 1° sub lotto (Frasso - Teleso): dal km 16+500 al km 27+700;
- 2° sub lotto (Teleso – San Lorenzo): dal km 27+700 al km 39+050;
- 3° sub lotto (San Lorenzo - Vitulano): dal km 39+050 al km 46+372 circa (imbocco GN Mascambroni).

In particolare nella presente relazione sono affrontati i seguenti aspetti:

- breve inquadramento geologico, morfologico e idrogeologico;
- descrizione delle indagini geotecniche eseguite in sito ed in laboratorio;
- rilievo del livello di falda;
- descrizione dei criteri in base ai quali sono stati interpretati i risultati delle indagini geotecniche effettuate;
- interpretazione dei risultati delle indagini geotecniche e definizione dei parametri geotecnici, in termini di proprietà fisiche e meccaniche (resistenza al taglio e deformabilità), per le unità geotecniche intercettate;
- classificazione sismica del sito;
- caratterizzazione geotecnica in corrispondenza delle opere d'arte principali: stratigrafia, definizione dei parametri geotecnici di progetto, individuazione livello di falda, categoria di sottosuolo;
- metodologie di calcolo generali per la valutazione della capacità portante dei pali;
- metodologie di calcolo per la verifica dei pali alle azioni orizzontali;

- metodologie di calcolo generali per il dimensionamento delle fondazioni dirette e stima dei loro cedimenti;
- piani di posa rilevati, trincee.

Per quanto riguarda l'analisi dei cedimenti dei rilevati ferroviari e loro decorso nel tempo e la verifica di stabilità delle scarpate (rilevati e trincee ferroviari), si rimanda agli appositi documenti.

2. **NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO**

2.1 **Normativa di riferimento**

- [N.1]. Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 14-01-08 (NTC-2008).
- [N.2]. Circolare n. 617 del 2 febbraio 2009 - Istruzioni per l'Applicazione Nuove Norme Tecniche Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008.
- [N.3]. RFI DTC SI CS MA IFS 001 A del 30-12-16 - Manuale di Progettazione delle Opere Civili.
- [N.4]. RFI DTC SI SP IFS 001 A del 30-12-16 – Capitolato generale tecnico di Appalto delle opere civili.

2.2 **Documenti di riferimento**

- [D.1]. Stratigrafie dei sondaggi – Campagna di indagini del 1985.
- [D.2]. IF33 00 R69 SG GE0000 001 A – Raddoppio linea Napoli-Bari – Tratta Telese-Benevento. Progetto Preliminare. Rapporto Tecnico – Campagna di indagini del 2007.
- [D.3]. Raddoppio linea Napoli-Bari – Tratta Telese-Benevento. Progetto Preliminare. Foto della tratta – Campagna di indagini del 2007.
- [D.4]. Raddoppio linea Napoli-Bari – Tratta Telese-Benevento. Progetto Preliminare. Prove di laboratorio – Campagna di indagini del 2007 (Edilsigma).
- [D.5]. Raddoppio linea Napoli-Bari – Tratta Telese-Benevento. Progetto Preliminare. Stratigrafie e prove in sito – Campagna di indagini del 2007 (Imprefond).
- [D.6]. IF33 02 R69 RG GE0001 001 B – Raddoppio della tratta Canello-Benevento – II° lotto funzionale Frasso Telesino-Vitulano. Progetto Preliminare. Relazione geologica e idrogeologica.
- [D.7]. IF33 02 R69 PR GE0005 001 A – Raddoppio della tratta Canello-Benevento – II° lotto funzionale Frasso Telesino-Vitulano. Progetto Preliminare. Certificati prove di laboratorio – Campagna di indagini del 2008-2009.
- [D.8]. IF33 02 R69 SG GE0005 001 A – Raddoppio della tratta Canello-Benevento – II° lotto funzionale Frasso Telesino-Vitulano. Progetto Preliminare. Stratigrafie, prove in sito, rilievo geomeccanico e documentazione fotografica – Campagna di indagini del 2008-2009.

- [D.9]. IF33 02 R69 G4 GE0001 001-3 B – Raddoppio della tratta Cancello-Benevento – II° lotto funzionale Frasso Telesino-Vitulano. Progetto Preliminare. Carta e profilo geologico-geomorfologico a scala 1:10000.
- [D.10]. IF33 02 R69 G4 GE0002 001-3 B – Raddoppio della tratta Cancello-Benevento – II° lotto funzionale Frasso Telesino-Vitulano. Progetto Preliminare. Carta e profilo idrogeologico a scala 1:10000.
- [D.11]. IF0H 02 D69 RG GE0001 001 A – Raddoppio della tratta Cancello-Benevento – II° lotto funzionale Frasso Telesino-Vitulano. Progetto Definitivo. Relazione geologica, geomorfologica ed idrogeologica.
- [D.12]. IF0H 02 D69 SG GE0005 001 A – Raddoppio della tratta Cancello-Benevento – II° lotto funzionale Frasso Telesino-Vitulano. Progetto Definitivo. Sondaggi, stratigrafie e prove in foro - Campagna indagini del 2015.
- [D.13]. IF0H 02 D69 SG GE0005 001 A – Raddoppio della tratta Cancello-Benevento – II° lotto funzionale Frasso Telesino-Vitulano. Progetto Definitivo. Sondaggi, stratigrafie e prove in foro - Campagna indagini del 2015.
- [D.14]. IF0H 02 D69 IG GE0005 002 A – Raddoppio della tratta Cancello-Benevento – II° lotto funzionale Frasso Telesino-Vitulano. Progetto Definitivo. Prospezioni sismiche: Acquisizione M.A.S.W.
- [D.15]. IF0H 02 D69 IG GE0005 003 A – Raddoppio della tratta Cancello-Benevento – II° lotto funzionale Frasso Telesino-Vitulano. Progetto Definitivo. Prospezioni sismiche: prove Down-Hole.
- [D.16]. IF0H 02 D69 N5 GE0001 001-7 A – Raddoppio della tratta Cancello-Benevento – II° lotto funzionale Frasso Telesino-Vitulano. Progetto Definitivo. Carta geologica e profilo geologico a scala 1:5000/500.
- [D.17]. IF0H 02 D69 N5 GE0003 001-4 A – Raddoppio della tratta Cancello-Benevento – II° lotto funzionale Frasso Telesino-Vitulano. Progetto Definitivo. Carta geomorfologica a scala 1:5000.
- [D.18]. Raddoppio della tratta Cancello-Benevento – II° lotto funzionale Frasso Telesino-Vitulano. Progetto Definitivo. Profilo geologico.

- [D.19]. IF0H 02 D69 RG GE0001 001 0 – Raddoppio della tratta Canello-Benevento – II° lotto funzionale Frasso Telesino-Vitulano. Progetto Definitivo. Relazione geologica, geomorfologica ed idrogeologica.
- [D.20]. Raddoppio della tratta Canello-Benevento – II° lotto funzionale Frasso Telesino-Vitulano. Progetto Definitivo. Certificati stratigrafici e prove in sito sondaggi campagna geognostica 2017.
- [D.21]. Raddoppio della tratta Canello-Benevento – II° lotto funzionale Frasso Telesino-Vitulano. Progetto Definitivo. Certificati prove di laboratorio campagna geognostica 2017.
- [D.22]. Raddoppio della tratta Canello-Benevento – II° lotto funzionale Frasso Telesino-Vitulano. Progetto Definitivo. Indagini sismiche – Rapporto tecnico campagna geognostica 2017.
- [D.23]. IF0H 02 D11 F6 GE0001 001A ÷ IF0H 02 D11 F6 GE0001 017A – Raddoppio della tratta Canello-Benevento – II° lotto funzionale Frasso Telesino-Vitulano. Progetto Definitivo. Profilo geotecnico di linea (17 tavole formato A0).
- [D.24]. IF0H 02 D11 RB GE0001 002A – Raddoppio della tratta Canello-Benevento – II° lotto funzionale Frasso Telesino-Vitulano. Progetto Definitivo. Relazione geotecnica generale delle opere di linea all'aperto – sub lotto 2.
- [D.25]. IF0H 02 D11 RB GE0001 003A – Raddoppio della tratta Canello-Benevento – II° lotto funzionale Frasso Telesino-Vitulano. Progetto Definitivo. Relazione geotecnica generale delle opere di linea all'aperto – sub lotto 3.
- [D.26]. IF0H 02 D11 RO GE0001 001A - Raddoppio della tratta Canello-Benevento – II° lotto funzionale Frasso Telesino-Vitulano. Progetto Definitivo. Relazione tecnico-descrittiva – Criteri di dimensionamento e verifica fondazioni superficiali e profonde – sub lotto 1.
- [D.27]. IF0H 02 D11 RO GE0001 002A - Raddoppio della tratta Canello-Benevento – II° lotto funzionale Frasso Telesino-Vitulano. Progetto Definitivo. Relazione tecnico-descrittiva – Criteri di dimensionamento e verifica fondazioni superficiali e profonde – sub lotto 2.
- [D.28]. IF0H 02 D11 RO GE0001 003A - Raddoppio della tratta Canello-Benevento – II° lotto funzionale Frasso Telesino-Vitulano. Progetto Definitivo. Relazione tecnico-descrittiva – Criteri di dimensionamento e verifica fondazioni superficiali e profonde – sub lotto 3.

3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO, MORFOLOGICO ED IDROGEOLOGICO

3.1 Localizzazione geografica

L'area di studio si colloca nella porzione nord-occidentale della regione Campania, in corrispondenza del tracciato del collegamento ferroviario tra Napoli e Bari. In particolare, la tratta Frasso Telesino - Vitulano si sviluppa per circa 30.6 km sulla linea Caserta - Foggia. Il tracciato di progetto interessa, pertanto, il territorio dei comuni di Amorosi, Benevento, Castelvenere, Dugenta, Guardia Sinframondi, Melizzano, Ponte, San Lorenzo Maggiore, Solopaca, Telese e Torrecuso, in provincia di Benevento (BN).

Il tracciato progettuale impegna, quindi, settori di territorio posti a quote comprese tra 33 m s.l.m. e 180 m s.l.m. circa mentre le quote progettuali variano da 42 m s.l.m. a 108 m s.l.m.. Dal punto di vista morfologico, il settore meridionale dell'area di studio si caratterizza per la presenza di ampi settori pianeggianti o sub-pianeggianti riconducibili alla piana alluvionale del Fiume Volturno che in questo tratto separa i rilievi del Taburno-Camposauro, ad est, da quelli di Monte Maggiore, ad ovest, mentre i settori nord-orientali sono contraddistinti dalla valle del Fiume Calore che, con i suoi depositi alluvionali, separa i rilievi del Taburno-Camposauro, a sud, da quelli del Matese, a nord.

I principali corsi d'acqua sono rappresentati dal Fiume Volturno e dal Fiume Calore; quest'ultimo interseca il tracciato progettuale in tre punti ed è affluente, in sinistra idrografica del Volturno. Gli altri corsi d'acqua più importanti che intersecano il tracciato ferroviario sono costituiti, procedendo da ovest verso est, dal T. Maltempo, dal T. Truoro, dal T. Ratello, dal T. Ianare e dal T. Reventa.

3.2 Inquadramento geologico

3.2.1 Assetto litostratigrafico

Le analisi effettuate ed i rilievi di campo condotti hanno permesso di distinguere e cartografare differenti unità geologiche, relative sia a sequenze marine di substrato che a successioni clastiche di copertura

Nei settori di stretto interesse progettuale, quindi, sono state individuate e perimetrare undici unità geologiche, di seguito descritte dal basso verso l'alto stratigrafico.

Unità del Fortore

Questa unità stratigrafico-strutturale è formata da due sequenze marine infra-cenozoiche affioranti nella porzione centrale dell'area di intervento, a SE del centro abitato di Telese, e nella porzione più orientale dell'area di studio, lungo i versanti che bordano il Fiume Calore.

Argille Varicolori Superiori

La presente unità si rinviene nei settori centrali e occidentali della zona di studio, in corrispondenza della stazione di Solopaca e lungo l'alto corso del Fiume Calore, a SE del centro abitato di Ponte. Si tratta di depositi marini di bacino profondo con locali torbiditi carbonatiche, costituiti da tre differenti litofacies a dominante argilloso-marnosa, calcareo-marnosa e calcareo-dolomitica.

La litofacies calcareo-dolomitica è costituita da calcari cristallini biancastri, da massivi a ben stratificati, con frequenti intercalazioni di calcareniti bioclastiche, calcari dolomitici grigio-violacei (**ALVc**), brecciole calcaree a macroforaminiferi e conglomerati poligenici a matrice marnosa e limoso-argillosa di colore verdastro.

La litofacies prevalentemente calcareo-marnosa, invece, è formata da argille, argille limose e argille marnose di colore grigio, azzurro, rosso-violaceo e grigio-verdastro (**ALVb**), caotiche o a struttura scagliosa, in alternanza con calcari micritici chiari, calcari-dolomitici grigio-violacei e calcari marnosi siliciferi, in strati da sottili a spessi; a luoghi si rinvengono intercalazioni sabbioso-limose marroni e grigiastre, passaggi marnosi grigio-verdastri e livelli di arenarie arcosico-litiche grigie, in strati da sottili a medi; localmente sono presenti fasce cataclastiche o milonitiche, costituite da brecce calcaree eterometriche in abbondante matrice sabbioso-limosa e argilloso-sabbiosa grigia e rossastra.

Infine, la litofacies a dominante pelitica è costituita da argille, argille limose e argille marnose di colore grigio, azzurro, rosso-violaceo e grigio-verdastro (**ALVa**), caotiche o a struttura scagliosa, con sottili intercalazioni sabbioso-limose grigiastre, diffusi passaggi marnosi grigio-verdastri e frequenti ghiaie poligeniche da angolose a sub-arrotondate; a luoghi si rinvengono livelli di calcari micritici chiari, calcari-dolomitici grigio-violacei, calcari marnosi siliciferi e arenarie arcosico-litiche grigie, in strati da sottili a medi.

Formazione di San Giorgio

Tale unità si rinviene unicamente nel settore Sud-orientale dell'area di studio, ad Est del centro abitato di Torrecuso. Si tratta di depositi marini di bacino e conoide sottomarina, costituiti da due differenti litofacies a dominante argilloso-marnosa e arenaceo-marnosa.

La litofacies prevalentemente arenaceo-marnosa è costituita da arenarie quarzoso-feldspatiche di colore grigio e giallastro (**SGIb**), in strati da spessi a molto spessi, talora laminati, in alternanza con argille limose e argille marnose di colore grigio, nocciola e verdastro, in strati da sottili a medi; si rinvencono frequenti intercalazioni di sabbie e sabbie limose di colore giallastro, in strati da molto sottili a medi, e rari livelli di calcari e calcari marnosi di colore grigio, in strati da molto sottili a sottili; a luoghi sono presenti passaggi di arenarie quarzoso-litiche di colore grigio, in strati da medi a spessi, e lenti di conglomerati poligenici a matrice sabbioso-limosa di colore marrone.

La litofacies a dominante argilloso-marnosa, invece, è formata da argille, argille limose e argille marnose di colore grigio, nocciola e verdastro (**SGIa**), in strati da sottili a medi, con frequenti intercalazioni di sabbie e sabbie limose di colore giallastro, in strati da molto sottili a sottili; a luoghi si rinvencono livelli di arenarie quarzoso-feldspatiche di colore grigio e giallastro, in strati da medi a spessi, talora laminati, e rari livelli di calcari e calcari marnosi di colore grigio, in strati da molto sottili a sottili.

Unità sin-orogene

I presenti terreni sono rappresentati da un'unica successione marina tardo-cenozoica, localmente affiorante nel settore centrale e Sud-occidentale dell'area di intervento.

Arenarie di Caiazzo

La presente formazione affiora nel settore centrale e Sud-occidentale dell'area di studio, rispettivamente lungo la dorsale di Bosco Caldaia e presso Masseria Acquafredda e località Puparuolo. Si tratta di depositi marini di base scarpata con sporadiche intercalazioni olistostromiche, costituiti da una singola litofacies a dominante arenaceo-marnosa.

Tale successione è formata da arenarie quarzoso-feldspatiche e quarzoso-litiche di colore grigio e marrone chiaro (**AIZ**).

Depositi vulcanoclastici

I litotipi in questione sono costituiti da due unità vulcanoclastiche quaternarie ampiamente affioranti in tutta l'area di intervento e, in particolare, in corrispondenza del fondovalle del Fiume Calore e del Fiume Volturno.

Unità di Maddaloni

L'unità in esame affiora in lembi di ridotta estensione esclusivamente a SW di Telese, in località Pera Tonda, mentre si rinviene diffusamente in tutto il settore di intervento al di sotto delle coperture alluvionali e dei depositi vulcanici del Tufo Grigio Campano. Si tratta di depositi lacustri con frequenti intercalazioni fluviali e vulcanoclastiche, costituiti da quattro differenti litofacies a dominante ghiaioso-sabbiosa, sabbioso-limosa, limoso-argillosa e travertinoso-sabbiosa.

La litofacies travertinoso-sabbiosa è formata da travertini litoidi di colore nocciola, avana e giallastro (**MDL4**), vacuolari e debolmente stratificati, con abbondanti resti vegetali, locali gusci di molluschi, diffusi inclusi piroclastici e frequenti intercalazioni di sabbie, sabbie limose e limi sabbiosi di colore grigio e avana.

La litofacies pelitica è costituita da argille limose, limi argillosi e limi argilloso-sabbiosi di colore grigio, nocciola e grigio-azzurro (**MDL3**), a struttura indistinta o debolmente laminata, con diffusi inclusi piroclastici e locali ghiaie poligeniche da sub-angolose ad arrotondate; a luoghi si rinvengono passaggi di sabbie, sabbie limose e limi sabbiosi di colore grigio, nocciola e brunastro, a struttura indistinta o debolmente laminata, con diffusi inclusi piroclastici e locali ghiaie poligeniche da sub-angolose ad arrotondate.

La litofacies sabbioso-limosa, invece, è formata da sabbie, sabbie limose e limi sabbiosi di colore grigio-verdastro, nocciola e giallastro (**MDL2**), a struttura indistinta o debolmente laminata, con diffusi inclusi piroclastici e frequenti ghiaie poligeniche da sub-angolose ad arrotondate; talora sono presenti passaggi di ceneri a granulometria sabbiosa e sabbioso-limosa di colore grigio, marrone e giallastro, a struttura indistinta, con diffuse pomice e scorie di dimensioni millimetriche e centimetriche; a luoghi si rinvengono sottili livelli torbosi di colore nerastro e intercalazioni di limi argillosi grigi e marroni.

Infine, la litofacies ghiaioso-sabbiosa è composta da ghiaie poligeniche ed eterometriche (**MDL1**), da sub-angolose ad arrotondate, in matrice sabbiosa, sabbioso-limosa e sabbioso-argillosa di colore grigio, nocciola e giallastro, da scarsa ad abbondante; a luoghi si rinvengono passaggi di sabbie, sabbie limose e limi sabbiosi di colore grigio, nocciola e grigio-verdastro, a struttura indistinta, con diffusi inclusi piroclastici e frequenti ghiaie poligeniche da sub-angolose a sub-arrotondate.

Tufo Grigio Campano

La presente unità affiora diffusamente nel settore Sud-occidentale dell'area di studio e, in particolare, ai margini delle piane alluvionali del Fiume Calore e del Fiume Volturno. Si tratta di depositi vulcanici di colata ignimbratica, costituiti da tre differenti litofacies a dominante tufacea, cineritica e limoso-argillosa.

La litofacies pelitica è costituita da argille limose, limi argillosi e limi argilloso-sabbiosi di colore grigio, nocciola e brunastro (**TGC3**), a struttura indistinta, con diffuse pomici e scorie di dimensioni millimetriche e centimetriche e locali ghiaie poligeniche da angolose a sub-arrotondate, derivanti dall'alterazione e/o l'argillificazione dei depositi vulcanoclastici.

La litofacies cineritica è composta prevalentemente da ceneri a granulometria sabbiosa e sabbioso-limosa di colore grigio, nocciola e giallastro (**TGC2**), a struttura indistinta, con diffuse pomici e scorie di dimensioni millimetriche e centimetriche e rare ghiaie poligeniche da angolose a sub-angolose; nella parte bassa della successione è localmente presente un livello di pomici grossolane di colore biancorosato, angolose e a struttura indistinta.

La litofacies litoide, infine, è formata da tufi lapidei di colore grigio, grigio-violaceo e grigio-nocciola (**TGC1**), a struttura massiva, con diffuse pomici e scorie di dimensioni millimetriche e centimetriche e subordinati cristalli e litici lavici; verso l'alto passano a tufi lapidei di colore giallastro e nocciola-giallastro, a struttura massiva, con diffuse pomici e scorie di dimensioni millimetriche e centimetriche.

Depositi continentali

Questi terreni sono rappresentati da sei unità continentali quaternarie, ampiamente affioranti in tutto il settore di studio alla base dei rilievi montuosi o in corrispondenza dei principali corsi d'acqua dell'area. In generale, tali depositi sono formati da sedimenti di genesi prevalentemente alluvionale, gravitativa e detritico-colluviale, e poggiano in discordanza stratigrafica su tutte le unità geologiche più antiche.

Depositi alluvionali terrazzati

Tale unità si rinviene diffusamente nel settore centrale dell'area di studio e, secondariamente, lungo l'alto corso del Fiume Calore e a valle della confluenza col Fiume Volturno. Si tratta di depositi continentali di canale fluviale, argine e conoide alluvionale, costituiti da tre differenti litofacies a dominante ghiaioso-sabbiosa, sabbioso-limosa e limoso-argillosa.

La litofacies prevalentemente pelitica è costituita da argille limose, limi argillosi e limi argilloso-sabbiosi di colore grigio-azzurro, marrone e verdastro (**bn3**).

La litofacies prevalentemente sabbioso-limosa, invece, è formata da sabbie, sabbie limose e limi sabbiosi di colore grigio, marrone e giallastro (**bn2**), a struttura indistinta o debolmente laminata, con sporadici inclusi piroclastici e frequenti ghiaie poligeniche da sub-angolose ad arrotondate; a luoghi si

rinvengono passaggi di limi argillosi e limi argilloso-sabbiosi di colore grigio e marrone, a struttura indistinta, con sporadici inclusi piroclastici e rare ghiaie poligeniche da sub-angolose a sub-arrotondate.

Infine, la litofacies più grossolana è costituita da ghiaie poligeniche ed eterometriche (**bn1**), da sub-angolose ad arrotondate, con locali ciottoli da sub-arrotondati ad arrotondati, in matrice sabbiosa e sabbioso-limosa di colore grigio, nocciola e giallastro, da scarsa ad abbondante, sciolta o moderatamente cementata.

Depositi alluvionali antichi

Tali depositi affiorano diffusamente in tutta l'area di studio, in particolare lungo i margini della piana alluvionale del Fiume Calore, tra il centro abitato di Ponte e la stazione di Amorosi. Si tratta di depositi continentali canale fluviale, argine, conoide alluvionale e piana inondabile, costituiti da quattro differenti litofacies a dominante ghiaioso-sabbiosa, sabbioso-limosa, limoso-argillosa e travertinoso-sabbiosa.

La litofacies travertinoso-sabbiosa è formata da travertini litoidi di colore avana e giallastro (**bc4**), vacuolari e debolmente stratificati, con abbondanti resti vegetali, locali gusci di molluschi, sporadici inclusi piroclastici e frequenti intercalazioni di sabbie, sabbie limose e limi sabbiosi di colore nocciola e giallastro.

La litofacies limoso-argillosa, invece, è costituita da argille limose, limi argillosi e limi argilloso-sabbiosi di colore marrone, nocciola e bruno-rossastro (**bc3**), a struttura indistinta o debolmente laminata, con sporadici inclusi piroclastici e rare ghiaie poligeniche da sub-angolose a sub-arrotondate; a luoghi si rinvengono passaggi di sabbie, sabbie limose e limi sabbiosi di colore grigio, marrone e giallastro, a struttura indistinta, con sporadici inclusi piroclastici e frequenti ghiaie poligeniche da sub-angolose a sub-arrotondate.

La litofacies sabbioso-limosa è formata da sabbie, sabbie limose e limi sabbiosi di colore grigio, marrone e nocciola (**bc2**), a struttura indistinta o debolmente laminata, con sporadici inclusi piroclastici e frequenti ghiaie poligeniche da sub-angolose a sub-arrotondate; a luoghi si rinvengono passaggi di limi argillosi e limi argilloso-sabbiosi di colore bruno-rossastro, a struttura indistinta, con sporadici inclusi piroclastici e rare ghiaie poligeniche da sub-angolose a sub-arrotondate.

La litofacies ghiaioso-sabbiosa, infine, è costituita da ghiaie poligeniche ed eterometriche (**bc1**), da sub-angolose a sub-arrotondate, in matrice sabbiosa, sabbioso-limosa e limoso-argillosa di colore grigio, marrone e giallastro, da scarsa ad abbondante; a luoghi si rinvengono passaggi di sabbie, sabbie limose

e limi sabbiosi di colore grigio, marrone e giallastro, a struttura indistinta, con sporadici inclusi piroclastici e frequenti ghiaie poligeniche da sub-angolose a sub-arrotondate.

Depositi di origine mista

I presenti terreni affiorano unicamente alla base dei rilievi che bordano il margine meridionale della piana fluviale del Fiume Calore, in corrispondenza di località Cerzetole. Si tratta di depositi continentali di versante, conoide alluvionale e colata detritica, costituiti da una singola litofacies a dominante ghiaioso-sabbiosa.

Dal punto di vista sedimentologico, si tratta quindi di ghiaie poligeniche ed eterometriche (i), da angolose a sub-arrotondate, in matrice sabbiosa e sabbioso-limosa di colore marrone, giallastro e bruno-rossastro, generalmente abbondante; a luoghi si rinvengono passaggi di sabbie, sabbie limose e limi sabbiosi di colore marrone e giallastro, a struttura indistinta o debolmente stratificata, con sporadici inclusi piroclastici e frequenti ghiaie poligeniche da angolose a sub-arrotondate.

Depositi alluvionali recenti

Tali depositi affiorano in tutta l'area di interesse lungo le piane alluvionali del Fiume Calore e del Fiume Volturno e, secondariamente, in corrispondenza dei fondovalle dei loro affluenti maggiori. In generale, si tratta di depositi continentali di canale fluviale, argine, conoide alluvionale e piana inondabile, costituiti da tre differenti litofacies a dominante ghiaioso-sabbiosa, sabbioso-limosa e limoso-argillosa.

La litofacies a dominante pelitica è costituita da argille limose, limi argillosi e limi argilloso-sabbiosi di colore marrone e bruno-rossastro (**bb3**), a struttura indistinta o debolmente laminata, con sporadici inclusi piroclastici e rare ghiaie poligeniche da angolose a sub-arrotondate; a luoghi si rinvengono passaggi di sabbie, sabbie limose e limi sabbiosi di colore grigio, marrone e giallastro, a struttura indistinta, con sporadici inclusi piroclastici e frequenti ghiaie poligeniche da sub-angolose ad arrotondate.

La litofacies sabbioso-limosa, invece, è formata da sabbie, sabbie limose e limi sabbiosi di colore marrone, verde e giallastro (**bb2**), a struttura indistinta o debolmente laminata, con sporadici inclusi piroclastici e frequenti ghiaie poligeniche da sub-angolose a sub-arrotondate; a luoghi si rinvengono passaggi di limi argillosi e limi argilloso-sabbiosi di colore bruno-rossastro, a struttura indistinta, con sporadici inclusi piroclastici e rare ghiaie poligeniche da sub-angolose ad arrotondate.

La litofacies a dominante ghiaioso-sabbiosa, infine, è costituita da ghiaie poligeniche ed eterometriche (**bb1**), da sub-angolose ad arrotondate, in matrice sabbiosa e sabbioso-limosa di colore grigio, marrone e giallastro, da scarsa ad abbondante; a luoghi si rinvencono passaggi di sabbie, sabbie limose e limi sabbiosi di colore grigio, marrone e giallastro, a struttura indistinta, con sporadici inclusi piroclastici e frequenti ghiaie poligeniche da sub-angolose ad arrotondate.

Depositi alluvionali attuali

I terreni in questione si rinvencono in tutto il settore di studio in corrispondenza delle principali aste fluviali, come quelle del Fiume Calore e del Fiume Volturno. In generale, si tratta di depositi continentali di canale fluviale, argine e conoide alluvionale, costituiti da due differenti litofacies a dominante ghiaioso-sabbiosa e sabbioso-limosa.

La litofacies sabbioso-limosa è costituita da sabbie, sabbie limose e limi sabbiosi di colore grigio, marrone e giallastro (**ba2**), a struttura indistinta o debolmente laminata, con sporadici inclusi piroclastici e frequenti ghiaie poligeniche da sub-angolose ad arrotondate; a luoghi si rinvencono passaggi di ghiaie poligeniche ed eterometriche, da sub-angolose ad arrotondate, in matrice sabbiosa e sabbioso-limosa di colore grigio e giallastro, generalmente abbondante.

La litofacies ghiaioso-sabbiosa, al contrario, è formata prevalentemente da ghiaie poligeniche ed eterometriche (**ba1**), da sub-angolose ad arrotondate, in matrice sabbiosa e sabbioso-limosa di colore grigio, marrone e giallastro, da scarsa ad abbondante; a luoghi si rinvencono passaggi di sabbie, sabbie limose e limi sabbiosi di colore grigio, marrone e giallastro, a struttura indistinta, con sporadici inclusi piroclastici e frequenti ghiaie poligeniche da sub-angolose ad arrotondate.

Coltri eluvio-colluviali

Tali terreni si rinvencono diffusamente in tutta l'area di studio, in corrispondenza delle depressioni impluviali o alla base dei rilievi più acclivi ed estesi. Si tratta di depositi continentali di versante e di alterazione del substrato, costituiti da una singola litofacies a dominante limoso-argillosa.

Dal punto di vista litologico, sono formati da argille limose, limi argillosi e limi argilloso-sabbiosi di colore marrone, grigio e bruno-rossastro (**b2**), a struttura indistinta, con abbondanti resti vegetali, sporadici inclusi piroclastici e rare ghiaie poligeniche da angolose a sub-arrotondate; a luoghi si rinvencono passaggi di sabbie, sabbie limose e limi sabbiosi di colore marrone, grigio e giallastro, a struttura

indistinta, con abbondanti resti vegetali, sporadici inclusi piroclastici e frequenti ghiaie poligeniche da angolose a sub-arrotondate.

3.2.2 Assetto strutturale

Dal punto di vista strutturale, l'area di studio è caratterizzata da un assetto piuttosto regolare ed omogeneo, connesso essenzialmente con la tettonica compressiva, trascorrente ed estensionale che ha interessato questo settore della Catena Appenninica a partire dal Miocene. In generale, le principali strutture tettoniche appaiono parzialmente sepolte al di sotto dei depositi quaternari e, pertanto, l'esatta definizione dei rapporti geometrici tra le varie unità geologiche è generalmente complessa e di non facile lettura.

3.3 Inquadramento geomorfologico

L'area di studio, in relazione alla complessa evoluzione geologica subita, risulta fortemente influenzata dal locale assetto stratigrafico e strutturale, oltre che dai fenomeni di modellamento superficiale che l'hanno interessata durante il Quaternario e dalle importanti variazioni eustatiche succedutesi nel tempo. L'evoluzione morfologica del territorio ed i principali elementi geomorfologici rilevati, pertanto, sono direttamente connessi al deflusso delle acque correnti superficiali ed ai fenomeni gravitativi e/o erosivi agenti lungo i versanti. Ad essi si aggiungono, inoltre, locali elementi di origine strutturale, processi di genesi carsica, depositi di origine vulcanica e forme di genesi antropica.

Forme, processi e depositi gravitativi

I fenomeni gravitativi di versante, nell'attuale contesto morfo-climatico, rappresentano un fattore morfoevolutivo di primaria importanza nell'evoluzione dei versanti, in particolare nei settori centrali e orientali dell'area di studio. La loro presenza è limitata, generalmente, alle zone di affioramento depositi alluvionali terrazzati e dei versanti argilloso-marnosi e arenaceo marnosi, che bordano il fondovalle del Fiume Calore.

Nei settori collinari sono presenti, infatti, diversi dissesti riconducibili sia a fenomeni di deformazione viscosa delle coltri (creep e/o soliflusso) che a movimenti franosi. Si tratta generalmente di fenomeni piuttosto superficiali e di scarsa intensità, anche se non mancano elementi gravitativi di particolare estensione ed importanza. Spesso, in corrispondenza delle aree impluviali più estese o lungo solchi di

erosione più importanti, si rinvergono intere porzioni di versante interessate da movimenti gravitativi superficiali, che nel complesso vanno a costituire veri e propri bacini di frana.

Nelle aree di affioramento dei depositi alluvionali terrazzati, inoltre, un importante ruolo è svolto dalla presenza alla base del rilievo della successione fluvio-lacustre di Maddaloni, in facies prevalentemente pelitica. Infatti, nelle zone dove il contatto tra le due unità emerge in superficie si registra un numero di fenomeni franosi decisamente maggiore alle altre aree di affioramento delle alluvioni terrazzate, essenzialmente a causa dello scadimento delle caratteristiche di resistenza meccanica dell'intero versante. Inoltre, la presenza di terreni pelitici ad una quota elevata favorisce la presenza di una falda freatica piuttosto alta, sostenuta dai livelli poco permeabili di base e chiaramente interferente con la dinamica di versante superficiale.

Per quanto riguarda i settori in cui il progetto prevede la realizzazione di opere all'aperto si segnala sono stati individuati elementi morfoevolutivi di genesi ed intensità variabile (come si evince dalle carte geomorfologiche).

Nei settori di intervento sono presenti, infatti, solo sporadiche conoidi alluvionali, localizzate lungo i versanti a sud delle colline che bordano verso Nord la piana del Fiume Calore. La ridotta intensità dei fenomeni e i modesti volumi delle masse instabili non determinano livelli di criticità ostativi per le opere in progetto.

A essi si aggiungono dissesti riconducibili sia a fenomeni di deformazione viscosa delle coltri (creep e/o soliflusso) che a movimenti franosi (crolli, scivolamenti, colamenti e frane complesse). Dall'insieme delle informazioni geologiche, in tutte le zone segnalate con corpi di frana, sono associate condizioni quiescenti.

Forme e depositi carsici.

Il cover sinkhole del lago di Teleso si colloca subito a SE del centro abitato di Teleso ed interessa i terreni della litofacies travertinoso dei depositi alluvionali antichi.

Secondo le principali fonti storiche, il sinkhole di Teleso si è formato in occasione dell'evento sismico del settembre 1349. A seguito dello sprofondamento, le scarpate sono state rivestite da terreni impermeabili mentre la cavità è stata riempita dalle acque del T. Grassano a Nord e del F. Calore a Sud. Il sinkhole risulta attualmente quiescente, mentre gli unici indizi di attività geomorfologica sono rappresentati dai

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>ITINERARIO NAPOLI-BARI. RADDOPPIO TRATTA CANCELLO – BENEVENTO. II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO. 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO - TELESE.</p>					
<p>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE DELLE OPERE DI LINEA ALL'APERTO – SUB LOTTO 3</p>	<p>COMMESSA IF0F</p>	<p>LOTTO 32 D 11</p>	<p>CODIFICA RB</p>	<p>DOCUMENTO GE0001 001</p>	<p>REV. A</p>	<p>FOGLIO 21 di 238</p>

locali sftamenti delle scarpate intagliate nei termini prevalentemente travertinosi dei depositi alluvionali antichi.

3.4 Inquadramento idrogeologico

La porzione centrale della Regione Campania è caratterizzata da una notevole complessità idrogeologica, strettamente connessa alla presenza di differenti successioni sedimentarie e numerose strutture tettoniche. Tali settori presentano quindi un motivo idrogeologico tipico dell'Appennino meridionale, quale la giustapposizione laterale e verticale di unità carbonatiche di elevata permeabilità con successioni sedimentarie a scarsa permeabilità.

Il territorio di studio è caratterizzato da una fortissima eterogeneità e complessità delle caratteristiche idrogeologiche, riconducibile sia al complesso assetto strutturale dell'area che alla grande varietà di termini litologici affioranti. In particolare, i litotipi presenti nei settori di specifico interesse progettuale possono essere raggruppati in quattro differenti unità idrogeologiche:

Acquiferi delle successioni carbonatiche.

Acquiferi delle successioni di bacino e di avanfossa.

Complessi delle successioni vulcaniche.

Complessi delle successioni continentali e marine.

Le falde degli ambienti alluvionali risultano alimentate direttamente sia dalle acque superficiali che si infiltrano nel terreno che dai travasi idrici sotterranei delle strutture idrogeologiche con cui sono a contatto. Il recapito delle falde alluvionali è rappresentato, generalmente, da un limite a potenziale imposto corrispondente ad un corpo idrico superficiale, come fiumi, laghi e mari. Localmente, la tipologia di rapporti tra falde sotterranee e corpi idrici continentali può essere anche di segno opposto, o comunque mutare nel corso dell'anno idrologico in relazione alla variazione relativa dei livelli idrici.

4. INDAGINI GEOTECNICHE ESEGUITE

Al fine di caratterizzare i terreni presenti nel lotto in esame si è fatto riferimento alle seguenti campagne di indagine:

- campagna geognostica del 1985 realizzata su una precedente ipotesi di tracciato dalla 4^a Unità Speciale della Direzione Generale delle Ferrovie dello Stato nell'ambito della progettazione definitiva della Tratta Caserta-Vitulano; per tale campagna si dispone esclusivamente delle stratigrafie dei sondaggi.
- campagna geognostica del 2007 realizzata dalla società IMPREFOND S.r.l. di Trieste e dalla GEOTER di Roma nell'ambito del Progetto Preliminare della tratta Canello-Telese sulla linea Napoli-Bari; tale campagna è consistita in indagini in sito ed in laboratorio.
- campagna geognostica del 2008-2009 realizzata dalla società GEOMERID S.r.l. di Priolo Gargallo (SI) nell'ambito del Progetto Preliminare della tratta Canello-Benevento, 2° lotto funzionale Frasso-Vitulano; tale campagna è consistita in indagini in sito ed in laboratorio.
- campagna geognostica del 2014-2015 realizzata dalla società SONDEDILE S.r.l. di Rieti nell'ambito del Progetto Definitivo della tratta Canello-Benevento, 2° lotto funzionale Frasso-Vitulano; tale campagna è consistita in indagini in sito ed in laboratorio.
- campagna geognostica integrativa del 2017 realizzata dalla società TRIVELSONDA S.r.l. di Squinzano (LE) nell'ambito del Progetto Definitivo della tratta Canello-Benevento, 2° lotto funzionale Frasso-Vitulano; tale campagna è consistita in indagini in sito ed in laboratorio.

Nei seguenti paragrafi vengono descritte nel dettaglio le indagini in sito ed in laboratorio eseguite nelle suddette campagne di indagine, per i dettagli si rimanda ai certificati stratigrafici.

4.1 Campagna geognostica del 1985

Nel 1985 le Ferrovie dello Stato hanno eseguito una campagna di indagini geognostiche per la progettazione definitiva della Tratta Caserta-Vitulano su un tracciato in parte corrispondente a quello oggetto del presente lavoro.

Di tale campagna sono state recuperate esclusivamente le stratigrafie dei sondaggi che sono state utilizzate per la ricostruzione dell'assetto geologico-stratigrafico dell'area in esame. Complessivamente sono stati eseguiti 52 sondaggi, di cui 21 nel sub lotto di riferimento, inoltre durante la perforazione sono state eseguite prove geotecniche in foro di tipo SPT.

Di seguito si riporta l'elenco delle indagini a disposizione per il sub lotto in oggetto.

Tab. 1 – Riepilogo dei sondaggi e delle prove eseguite – Campagna geognostica del 1985 – 3° lotto funzionale Frasso – Telese (dal km 39+050,00 a km 46+372)

Sondaggio	Prof.(m)	Quota boccaforo m s.l.m.	SPT n.
S139	30.0	82.7	8
S36	20.0	78.5	6
S140	23.5	85.6	7
S38	28.5	84.2	7
S144	25.0	79.8	4
S141	25.0	88.1	6
S145	15.5	89.5	4
S40	23.5	91.3	1
S146	30.0	84.1	8
S41	25.0	98.4	8
S42	30.0	86.2	8
S148	68.0	141.8	8
S43	25.0	100.9	0
S149	68.0	151.9	0
S44	50.0	151.9	0
S150	97.0	183.4	0
S142	62.0	145.25	0
S152	88.0	164.3	0
S151	77.0	161.3	0
S45	50.0	156.2	0
S46	25.0	108.8	8

Dei sondaggi si ha a disposizione la stratigrafia, le prove SPT e qualche valore di Pocket Penetrometer (PP). Non sono state reperite le prove di laboratorio.

4.2 Campagna geognostica del 2007

Tale campagna, eseguita dalla società IMPREFOND S.r.l. di Trieste e dalla GEOTER di Roma, è consistita complessivamente in 5 sondaggi a carotaggio continuo, di cui 1 nel sub lotto di riferimento; ciascun sondaggio è stato anche attrezzato con piezometro.

Durante l'esecuzione dei sondaggi sono stati effettuati:

- riconoscimento stratigrafico con documentazione fotografica a colori;
- prelievo di campioni indisturbati (CI) e rimaneggiati (CR) per l'esecuzione di prove di laboratorio;
- prove penetrometriche dinamiche Standard Penetration Test (SPT);
- prove di permeabilità Lefranc a carico variabile e a carico costante;
- prove dilatometriche;
- rilievo del livello di falda;
- misure di valori di Pocket Penetrometer (PP) nei livelli coesivi.

Nella tabella seguente si sintetizzano le attività svolte in sito per il lotto in oggetto.

Tab. 2 – Riepilogo dei sondaggi e delle prove eseguite – Campagna geognostica del 2007 – 3° lotto funzionale Frasso – Telese (dal km 39+050,00 a km 46+372)

Sondaggio	Prof.(m)	Quota boccaforo m s.l.m.	CI n.	CR n.	SPT n.	Prova Lefranc	Prova dilatometrica	Piezometro TA; CC [m]
PNIF33G03	52.0	149.9	-	3	4	2	1	TA [3÷49]
TA [m]: piezometro a tubo aperto [profondità tratto filtrante] CI: campione indisturbato CR: campione rimaneggiato								

4.2.1 Misure piezometriche

Per la campagna del 2007 il monitoraggio delle strumentazioni piezometriche installate nei fori di sondaggio è stato condotto nel periodo compreso tra luglio 2007 e settembre 2007. Nelle tabelle seguenti sono indicate le misure piezometriche per il lotto in esame, espresse rispettivamente in profondità da p.c. ed in quota assoluta (m s.l.m.).

**RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE DELLE
 OPERE DI LINEA ALL'APERTO – SUB LOTTO 3**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0F	32 D 11	RB	GE0001 001	A	25 di 238

Tab. 3 – Profondità falda in m dal p.c. – Campagna geognostica del 2007 – 3° lotto funzionale Frasso – Telese (dal km 39+050,00 a km 46+372)

Anno indagin	SONDAGGIO	OPERA DI RIFERIMENTO	Tipo di piezometro	Quota boccaforo (m s.l.n)	26-07-2007	26-09-2007
2007	PNIF33G03	GN Le Forche	TA [3-49]	149.90	3.66	6.58

Tab. 4 – Quota falda in m s.l.m. – Campagna geognostica del 2007 – 3° lotto funzionale Frasso – Telese (dal km 39+050,00 a km 46+372)

Anno indagin	SONDAGGIO	OPERA DI RIFERIMENTO	Tipo di piezometro	Quota boccaforo (m s.l.n)	26-07-2007	26-09-2007
2007	PNIF33G03	GN Le Forche	TA [3-49]	149.90	146.24	143.32

4.2.2 Prove di permeabilità

I risultati delle prove di permeabilità Lefranc a carico variabile (CV) per il lotto in oggetto sono elencati in tabella seguente.

Tab. 5 – Risultati prove di permeabilità Lefranc – Campagna geognostica del 2007 – 3° lotto funzionale Frasso – Telese (dal km 39+050,00 a km 46+372)

Anno	Sondaggio	Tipo prova	Profondità prova [m]	Coefficiente di permeabilità media [m/s]	Unità geotecnica
2007	PNIF33G03	LE_CV	34.50	3.80E-08	SGIb
2007	PNIF33G03	LE_CV	42.00	4.40E-08	SGIb

4.2.3 Prove dilatometriche

Nella seguente tabella sono elencate le prove dilatometriche eseguite su ciascun sondaggio attraverso le quali sono stati ottenuti i valori del Modulo Pressiometrico (EPC), modulo elastico EI e pressione limite (PI).

Tab. 6 – Risultati prove dilatometriche – Campagna geognostica del 2007 – 3° lotto funzionale Frasso – Telese (dal km 39+050,00 a km 46+372)

Anno	Sondaggio	Profondità da p.c. [m]	EPC [MPa]	EI [MPa]	PI [MPa]	$\alpha = \text{EPC}/\text{EI}$ [-]	Unità geotecnica
2007	PNIF33G03	41.50	37.00	69.00	2.92	0.53	SGIb

4.2.4 Prove di laboratorio

Sui campioni prelevati dai sondaggi della campagna geognostica in esame sono state eseguite le seguenti prove di laboratorio (laboratorio: Edilsigma S.r.l. di S. Maria C.V., Caserta):

- determinazione del peso di volume naturale;
- analisi granulometriche;
- determinazione dei limiti di Atterberg;
- prove di espansione laterale libera;
- classificazione terre secondo CNR 10006.

Tab. 7 – Tabelle laboratorio – Campagna geognostica del 2007 – 3° lotto funzionale Frasso – Telese (dal km 39+050,00 a km 46+372)

Sondaggio	-	PNIF33G03	PNIF33G03	PNIF33G03
Campione	-	CR1	CR2	CR3
Unità	-	ALVb	ALVb	SGLb
Prof.	m	6.60	9.00	44.00
Granulometria				
G	%			15.7
S	%			17.7
L +A	%			66.7
L	%			52.4
A	%			14.3
Limiti di Atterberg				
W _L	%			23.3
W _P	%			15.5
I _c	-			0.50
I _p	%			7.8
Caratteristiche fisiche				
γ _N	kN/m ³	19.5	20.6	20.5
w _N	%			
Resistenza non drenata				
(TX-UU) c _u	kPa			
(TX-ELL) c _u	kPa	138.6	108.5	70.1

4.3 Campagna geognostica del 2008-2009

Tale campagna, eseguita dalla società GEOMERID S.r.l. di Priolo Gargallo (SI), è consistita complessivamente in 8 sondaggi a carotaggio continuo di cui 2 nel sub lotto di riferimento. Tra i sondaggi eseguiti, 6 sono stati attrezzati con piezometro (tutti e 6 sono strumentati con piezometro a tubo aperto e 2 anche con cella di Casagrande) e 2 sondaggi, eseguiti in aree potenzialmente soggette a fenomeni franosi, sono stati attrezzati con tubo inclinometrico.

Durante l'esecuzione dei sondaggi sono stati effettuati:

- riconoscimento stratigrafico con documentazione fotografica a colori;
- prelievo di campioni indisturbati (CI), rimaneggiati (CR) e litoidi (CL) per l'esecuzione di prove di laboratorio;
- prove penetrometriche dinamiche Standard Penetration Test (SPT);
- prove di permeabilità Lefranc (a carico variabile e a carico costante) e Lugeon;
- prove pressiometriche;
- rilievo del livello di falda;
- misure di valori di Pocket Penetrometer (PP) nei livelli coesivi.

Tab. 8 – Riepilogo dei sondaggi e delle prove eseguite – Campagna geognostica del 2008-2009 – 3° lotto funzionale Frasso – Telese (dal km 39+050,00 a km 46+372)

Sondaggio	Prof.(m)	Quota boccaforo m s.l.m.	CI n.	CR n.	CL n.	SPT n.	Prova Lefranc	Prova Pressiometrica	Strumentazione installata
PNIF52G14	100.0	180.0	3	3	1	15	3	-	TA [20÷45] CC [90]
PNIF52G15	60.0	148.0				9	2	1	I [60]
TA [m]: piezometro a tubo aperto [profondità tratto filtrante] CC [m]: piezometro del tipo a cella di Casagrande [quota cella] I [m]: inclinometro [profondità tubo inclinometrico] CI: campione indisturbato CR: campione rimaneggiato CL: campione litoide									

4.3.1 Misure piezometriche

Per la campagna del 2008-2009 il monitoraggio delle strumentazioni piezometriche installate nei fori di sondaggio è stato condotto nel periodo compreso tra dicembre 2008 e febbraio 2009. Si sottolinea che

le presenti strumentazioni sono attualmente distrutte e quindi non è stato possibile proseguire il monitoraggio.

Nel paragrafo 5.17 sono indicate le misure piezometriche per il lotto in esame, espresse in profondità da p.c. ed in quota assoluta (m s.l.m.).

4.3.2 Prove di permeabilità

I risultati delle prove di permeabilità Lefranc a carico variabile (CV) per il lotto in oggetto sono elencati in tabella seguente.

Tab. 9 – Risultati prove di permeabilità Lefranc – Campagna geognostica del 2008-2009 – 3° lotto funzionale Frasso – Telese (dal km 39+050,00 a km 46+372)

Anno	Sondaggio	Tipo prova	Profondità prova [m]	Coefficiente di permeabilità media [m/s]	Unità geotecnica
2008/2009	PNIF52G14	LE_CV	71.00	8.80E-09	ALVa
2008/2009	PNIF52G14	LE_CV	81.00	9.30E-09	ALVa
2008/2009	PNIF52G14	LE_CV	90.00	1.12E-08	ALVa
2008/2009	PNIF52G15	LE_CV	46.00	4.55E-09	ALVa
2008/2009	PNIF52G15	LE_CV	56.00	4.56E-09	ALVa

4.3.3 Prove pressiometriche in foro tipo Menard

Nella seguente tabella si riporta l'unica prova pressiometrica eseguita attraverso la quale sono stati ottenuti i valori del Modulo Pressiometrico di Menard (E_m) e pressione limite (P_l).

Tab. 10 – Risultati prove di pressiometriche Menard – Campagna geognostica del 2008-2009 – 3° lotto funzionale Frasso – Telese (dal km 39+050,00 a km 46+372)

Anno	Sondaggio	Profondità da p.c. [m]	E_m [MPa]	P_l [MPa]	Unità geotecnica
2008-2009	PNIF52G15	52.00	8.30	1.56	ALVa

4.3.4 Monitoraggio inclinometrico

Il monitoraggio delle strumentazioni installate nei fori di sondaggio è stato condotto tra i mesi di febbraio e aprile 2009. Per quanto riguarda il lotto in esame, le misure effettuate lungo la verticale del sondaggio

4.4 Campagna geognostica del 2015

Tale campagna, eseguita dalla società SONDEDILE S.r.l. di Rieti, è consistita complessivamente nell'intera tratta Frasso-Vitulano, in:

- N. 9 sondaggi a carotaggio continuo spinti fino alla profondità massima di 60 m, di cui:
- N. 4 fori di sondaggio strumentati con piezometri a tubo aperto;
- N. 1 foro di sondaggio strumentato con inclinometro;
- N. 4 indagini sismiche di tipo Down-Hole;
- N. 3 prospezioni sismiche MASW.

In particolare, nella seguente tabella si sintetizzano le attività svolte in sito per il sub lotto in oggetto.

Tab. 12 – Riepilogo dei sondaggi e delle prove eseguite – Campagna geognostica del 2015 – 3° lotto funzionale Frasso – Telese (dal km 39+050,00 a km 46+372)

Sondaggio	Prof.(m)	Quota boccaforo m s.l.m.	CI n.	CR n.	CL n.	SPT n.	Prova Lefranc	Prova Lugeon	DH [m]
D19	30.0	82.9	-	5	-	9	1	-	30
D23	40.0	127.7	-	1	5	1	-	1	40

DH: tubo per prova sismica Down-Hole [profondità di prova]
CI: campione indisturbato
CR: campione rimaneggiato
CL: campione litoide

Durante l'esecuzione dei sondaggi sono stati effettuati:

- riconoscimento stratigrafico con documentazione fotografica a colori;
- prelievo di campioni indisturbati (CI), rimaneggiati (CR) e litoidi (CL) per l'esecuzione di prove di laboratorio;
- prove penetrometriche dinamiche Standard Penetration Test (SPT);
- prove di permeabilità Lefranc (a carico variabile e a carico costante) e Lugeon;
- rilievo del livello di falda;
- misure di valori di Pocket Penetrometer (PP) nei livelli coesivi.

4.4.1 Prove di permeabilità

I risultati delle prove di permeabilità Lefranc a carico costante (CC) e delle prove Lugeon (solo per lotto 3) per il lotto in oggetto sono elencati in tabella seguente.

Tab. 13 – Risultati prove di permeabilità Lefranc e Lugeon – Campagna geognostica del 2015 – 3° lotto funzionale Frasso – Telese (dal km 39+050,00 a km 46+372)

Anno	Sondaggio	Tipo prova	Profondità prova [m]	Coefficiente di permeabilità media [m/s]	Unità geotecnica
2015	D19	LE_CC	20.00	6.04E-05	bn1
2015	D23	LU	21.00	7.10E-07	ALVc
2015	D23	LU	30.00	4.70E-07	ALVc

4.4.2 Indagini sismiche

Per quanto riguarda il lotto in esame, sono state eseguite:

- N.2 prove Down-Hole (fori di sondaggio D19, D23)

Di seguito si riportano i risultati sintetici in termini di $V_{s,30}$ delle indagini sismiche eseguite.

Tab. 14 – Indagini sismiche – Campagna geognostica del 2015 – 3° lotto funzionale Frasso – Telese (dal km 39+050,00 a km 46+372)

Sigla	Tipo di prova	$V_{s,30}$ [m/s]	Cat. sottosuolo
D19	Down-Hole	407	B
D23	Down-Hole	560	B

4.4.3 Prove di laboratorio

Sui campioni prelevati dai sondaggi della campagna geognostica in esame sono state eseguite le seguenti prove di laboratorio (laboratorio: Sonedile S.r.l. di Rieti):

- determinazione del peso di volume naturale;
- determinazione del contenuto naturale d'acqua;
- analisi granulometriche;
- determinazione dei limiti di Atterberg;

**RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE DELLE
OPERE DI LINEA ALL'APERTO – SUB LOTTO 3**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0F	32 D 11	RB	GE0001 001	A	32 di 238

- prove triassiali del tipo non consolidata non drenata (UU), consolidata isotropicamente non drenata (CIU);
- prove di taglio diretto (TD);
- classificazione terre secondo CNR 10006.

Tab. 15 – Tabelle laboratorio – Campagna geognostica del 2015 – 3° lotto funzionale Frasso – Telese (dal km 39+050,00 a km 46+372)

Sondaggio	-	D19	D19	D19	D19	D19	D23	D23	D23	D23	D23	D23
Campione	-	RIM1	RIM2	SPT1	SPT2	SPT7	SPT1	RIM1	RIM2	RIM3	RIM4	RIM5
Unità	-	bn1	bn1	ba2	bn1	bn1	ALVc	ALVc	ALVc	ALVc	ALVc	ALVc
Prof.	m	17.40	10.20	3.00	6.00	21.00	3.00	7.00	12.40	18.40	22.20	28.40
Granulometria												
G	%	44.5	37.5	1.1	49.5	48.6	25.3					
S	%	26.8	26.4	62.7	31.8	24.4	35.2					
L + A	%	28.7	36.1	36.2	18.8	27.1	39.6					
L	%	17.8	23.2	31.4	13.7	17.2	22.8					
A	%	10.9	12.8	4.8	5.1	9.8	16.8					
Limiti di Atterberg												
W _L	%	22.0	22.0	24.0		23.0						
W _P	%	12.0	11.0	20.0		14.0						
I _c	-											
I _p	%	10.0	11.0	4.0		9.0						
Resistenza a compressione monoassiale												
σ _c	MPa							95.7	125.1	95.2	107.1	83.9

4.5 Campagna geognostica del 2017

Tale campagna, eseguita dalla società TRIVELSONDA S.r.l. di Squinzano (LE), è consistita complessivamente nell'intera tratta Frasso-Vitulano, in:

- N. 50 sondaggi geognostici, di cui 47 a carotaggio continuo e 3 a distruzione di nucleo, spinti fino alla profondità massima di 90 m;
- N. 45 fori di sondaggio strumentati con piezometro;
- N. 3 fori di sondaggio strumentati con inclinometro;
- N.3 punti di prelievo;
- N. 2 indagini sismiche di tipo Down-Hole;
- N. 7 prospezioni sismiche MASW;
- N. 8 indagini tomografiche elettriche;
- N. 31 stendimenti sismici a rifrazione.

In particolare, nella seguente tabella si sintetizzano le attività svolte in sito per il sub lotto in oggetto.

Tab. 16 – Riepilogo dei sondaggi e delle prove eseguite – Campagna geognostica del 2017 – 3° lotto funzionale Frasso – Telese (dal km 39+050,00 a km 46+372)

Sondaggio	Prof.(m)	Quota boccaforo m s.l.m.	CI n.	CR n.	SPT n.	Prova Lefranc	Prova Dilatometrica	Prova Pressiometrica	Strumentazione installata
IF15V34	40.0	82.0	-	5	13	1	-	-	TA[9÷40]
IF15G35	25.0	98.6	-	3	2	1	-	-	TA[5÷25.5]
IF15V37	40.0	88.1	-	5	6	1	-	-	TA[4÷40]
IF15G38	30.0	88.6	3	-	10	1	-	-	TA[6÷30]
IF15G40	30.0	108.5	-	3	6	-1	1	-	TA[6÷30]
IF15V49	50.0	93.3	-	5	-	1	-	-	TA[2÷30]
IF15V47	40.0	93.3	1	5	4	1	-	-	TA[6÷40]
IF15G41	45.0	129.1	-	3	2	1	-	-	TA[24÷45]
IF15F42	30.0	112.4	-	3	1	1	-	-	I [30]
IF15F42bis	30.0	123.4	-	-	-	-	-	-	TA[21÷30]
IF15F44	30.0	139.3	2	1	8	1	-	-	CC [30]
IF15F45	40.0	149.5	3	-	10	-	-	-	TA[10÷40]
IF15G43bis	65.0	153.6	-	-	-	-	-	-	CC [64.5]
IF15G43	65.0	154.1	3	-	12	1	-	-	I [65]
IF15G46	55.0	146.6	1	2	13	1	1	-	TA[6÷55]

TA [m]: piezometro a tubo aperto [profondità tratto filtrante]

CC [m]: piezometro del tipo a cella di Casagrande [quota cella]
I [m]: inclinometro [profondità tubo inclinometrico]
DH [m]: tubo per prova sismica Down-Hole [profondità di prova]
CI: campione indisturbato
CR: campione rimaneggiato

Durante l'esecuzione dei sondaggi sono stati effettuati:

- riconoscimento stratigrafico con documentazione fotografica a colori;
- prelievo di campioni indisturbati (CI), rimaneggiati (CR) e litoidi (CL) per l'esecuzione di prove di laboratorio;
- prove penetrometriche dinamiche Standard Penetration Test (SPT);
- prove di permeabilità Lefranc (a carico variabile e a carico costante) e Lugeon;
- rilievo del livello di falda;
- misure di valori di Pocket Penetrometer (PP).

4.5.1 Misure piezometriche

Per la campagna 2017, il monitoraggio delle strumentazioni piezometriche installate nei fori di sondaggio è stato condotto tra marzo e aprile 2017. Nel paragrafo 5.17 sono indicate le misure piezometriche per il lotto in esame, espresse in profondità da p.c. ed in quota assoluta (m s.l.m.).

Si sottolinea che il sondaggio IF15V34 non risulta più accessibile.

4.5.2 Prove di permeabilità

I risultati delle prove di permeabilità Lefranc a carico variabile (CV) per il lotto in oggetto sono elencati in tabella seguente.

Tab. 17 – Risultati prove di permeabilità Lefranc – Campagna geognostica del 2017 – 3° lotto funzionale Frasso – Telese (dal km 39+050,00 a km 46+372)

Anno	Sondaggio	Tipo prova	Profondità prova [m]	Coefficiente di permeabilità media [m/s]	Unità geotecnica
2017	IF15V34	LE_CV	7.50	4.01E-07	bn1
2017	IF15G35	LE_CV	7.00	1.05E-06	bn1
2017	IF15V37	LE_CV	7.10	1.17E-06	ba1
2017	IF15V38	LE_CV	8.60	1.79E-06	SGIa
2017	IF15G40	LE_CV	13.50	1.46E-06	ALVc
2017	IF15G41	LE_CV	30.00	1.01E-06	ALVc
2017	IF15G46	LE_CV	36.00	1.63E-06	SGIa
2017	IF15V47	LE_CV	7.50	4.35E-05	ALVc
2017	IF15V49	LE_CV	9.00	1.24E-06	ALVc
2017	IF15F42	LE_CV	5.00	8.88E-07	ALVb
2017	IF15F44	LE_CV	6.00	8.27E-08	ALVa
2017	IF15G43	LE_CV	44.50	1.65E-09	ALVa
2017	IF15F45	LE_CV	6.00	4.80E-09	ALVb

4.5.3 Prove dilatometriche

Nella seguente tabella si riportano le prove dilatometriche eseguite attraverso le quali sono stati ottenuti i valori del Modulo di deformazione (T3), il Modulo elastico (E3) ed i parametri di resistenza.

Tab. 18 – Risultati prove dilatometriche – Campagna geognostica del 2017 – 3° lotto funzionale Frasso – Telese (dal km 39+050,00 a km 46+372)

Anno	Sondaggio	Profondità da p.c. [m]	T3 [MPa]	E3 [MPa]	cu [kPa]	φ [°]	Unità geotecnica
2017	IF15G46	37.00	17	264	-	-	SGIa
2017	IF15G40	13.00	36	427	-	-	ALVC

4.5.4 Indagini sismiche

Per quanto riguarda il lotto in esame, sono state eseguite le seguenti indagini:

Tab. 19 – Indagini sismiche – Campagna geognostica del 2017 – 3° lotto funzionale Frasso – Telese (dal km 39+050,00 a km 46+372)

Sigla	Tipologia indagine	Lunghezza (m)
MASW 6	Prospezione sismica	70

	MASW	
S22	Stendimento sismico a rifrazione	72
S21	Stendimento sismico a rifrazione	72
S19	Stendimento sismico a rifrazione	120
S20	Stendimento sismico a rifrazione	94
S17	Stendimento sismico a rifrazione	96
ERT5	Indagine tomografica elettrica	93
S18 Mod	Stendimento sismico a rifrazione	70
S18 bis Mod	Stendimento sismico a rifrazione	96
S16	Stendimento sismico a rifrazione	96
S15	Stendimento sismico a rifrazione	120
S6	Stendimento sismico a rifrazione	96
S7	Stendimento sismico a rifrazione	72
ERT6	Indagine tomografica elettrica	93
S8	Stendimento sismico a rifrazione	190
ERT3	Indagine tomografica elettrica	190
ERT4	Indagine tomografica elettrica	190
S9	Stendimento sismico a rifrazione	190
S10	Stendimento sismico a rifrazione	190
S11	Stendimento sismico a rifrazione	120
L13	Stendimento sismico a rifrazione	
L14	Stendimento sismico a rifrazione	
S12	Stendimento sismico a rifrazione	96
MASW 7	Prospezione sismica MASW	70

Di seguito si riportano i risultati sintetici in termini di $V_{s,30}$ delle indagini sismiche eseguite.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ITINERARIO NAPOLI-BARI. RADDOPPIO TRATTA CANCELLO – BENEVENTO. II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO. 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO - TELESE.					
	RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE DELLE OPERE DI LINEA ALL'APERTO – SUB LOTTO 3	COMMESSA IF0F	LOTTO 32 D 11	CODIFICA RB	DOCUMENTO GE0001 001	REV. A

Tab. 20 – $V_{s,30}$ – Campagna geognostica del 2017 – 3° lotto funzionale Frasso – Telese (dal km 39+050,00 a km 46+372)

Sigla	$V_{s,30}$ [m/s]	Cat. sottosuolo
MASW 6	673	B
MASW 7	282	C

4.5.5 Prove di laboratorio

Sui campioni prelevati dai sondaggi della campagna geognostica in esame sono state eseguite le seguenti prove di laboratorio (laboratorio: Vicenzetto Villa estense PD):

- determinazione del peso di volume naturale;
- determinazione del contenuto naturale d'acqua;
- analisi granulometriche;
- determinazione dei limiti di Atterberg;
- prove triassiali del tipo non consolidata non drenata (UU), consolidata isotropicamente non drenata (CIU), consolidata isotropicamente drenata (CID);
- prove di compressione assiale semplice (ELL);
- prove di taglio diretto (TD);
- prove edometriche;
- classificazione terre secondo CNR 10006.

Tab. 21 – Tabelle laboratorio– Campagna geognostica del 2017 – 1° lotto funzionale Frasso – Telese (dal km 16+500 al km 27+700)

Sondaggio	-	IF15V34	IF15V34	IF15V34	IF15V34	IF15V34	IF15V37	IF15V37	IF15V37	IF15V37	IF15V37
Campione	-	CR1	CR2	CR3	CR4	CR5	CR1	CR2	CR3	CR4	CR5
Tipo	-	rim									
Unità	-	ba1	ba1	bn1	bn1	bn1	ba1	bn1	bn1	bn1	bn2
Prof.	m	6.00	14.00	22.00	29.50	38.00	6.00	16.00	22.00	30.00	38.00
Granulometria											
G	%	48.9	58.7	60.5	37.7	38.4	67.3	31.7	49.1	47.3	37.0
S	%	23.6	34.7	30.2	32.4	26.7	19.6	52.5	32.4	44.0	39.5
L+A	%	27.5	6.6	9.3	29.9	34.9	13.1	15.8	18.5	8.7	23.5
L	%	24.3			26.9	29.9			17.3		21.5
A	%	3.2			3.0	5.0			1.2		2.0

**RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE DELLE
OPERE DI LINEA ALL'APERTO - SUB LOTTO 3**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0F	32 D 11	RB	GE0001 001	A	38 di 238

Sondaggio	-	IF15G35	IF15G35	IF15G35	IF15G40	IF15G40	IF15G40	IF15G41	IF15G41	IF15G41
Campione	-	CR1	CR2	CR3	CR1	CR2	CR3	CR1	CR2	CR3
Tipo	-	rim								
Unità	-	bn1	bn1	bn1	ALVb	ALVc	ALVb	ALVc	ALVc	ALVc
Prof.	m	2.00	7.00	15.00	9.00	12.00	18.00	25.00	31.00	37.00

Granulometria

G	%	60.1	76.3	62.3	37.5	98.9	50.6		58.6	53.4
S	%	21.1	15.7	23.5	26.0	0.4	20.4		37.6	34.5
L + A	%	18.8	8.0	14.2	36.5	0.7	29.0		3.8	12.1
L	%	17.0			34.0	0.0	25.5			
A	%	1.8			2.5	0.0	3.5			

Limiti di Atterberg

W_L	%	40.6								
W_P	%	27.7								
I_c	-									
I_p	%	12.9								

Caratteristiche fisiche

γ_N	kN/m ³					26.7		26.9		
w_N	%									

Sondaggio	-	IF15V49	IF15V49	IF15V49	IF15V49	IF15V49
Campione	-	CR1	CR2	CR3	CR4	CR5
Tipo	-	rim	rim	rim	rim	rim
Unità	-	ALVc	ALVc	ALVb	ALVb	ALVb
Prof.	m	6.00	14.00	21.50	30.00	38.00

Granulometria

G	%			28.0	47.2	47.2
S	%			14.5	24.8	24.3
L + A	%			57.5	28.0	28.5
L	%			45.3	23.4	23.9
A	%			12.2	4.6	4.6

Limiti di Atterberg

W_L	%			69.4	37.0	37.0
W_P	%			28.3	19.1	24.1
I_c	-					
I_p	%			41.1	17.9	12.9

Caratteristiche fisiche

γ_N	kN/m ³	25.5	26.4			
w_N	%					

(Segue da pagina precedente)

Sondaggio	-	IF15V38	IF15V38	IF15V38	IF15F45	IF15F45	IF15F45
Campione	-	C11	C12	C13	C11	C12	C13
Tipo	-	ind	ind	ind	ind	ind	ind
Unità	-	SG1a	SG1a	SG1a	ALVa	ALVa	ALVa
Prof.	m	6.50	14.00	22.00	4.80	11.50	17.50

Granulometria

G	%	0.0	0.0	0.0	1.0	0.0	0.0
S	%	8.0	5.0	7.0	4.0	7.0	6.0
L + A	%	92.0	95.0	93.0	95.0	93.0	94.0
L	%	79.0	75.0	73.0	75.0	74.0	68.0
A	%	13.0	20.0	20.0	20.0	19.0	26.0

Limiti di Atterberg

W _L	%	44.0	60.2	57.5	53.9	54.2	91.5
W _P	%	21.3	22.9	23.1	29.1	24.3	35.2
I _c	-	0.96	0.97	0.97	0.81	0.93	0.98
I _p	%	22.7	37.3	34.4	24.8	29.9	56.3

Caratteristiche fisiche

γ _N	kN/m ³	20.5	19.9	20.8	21.6	21.9	22.0
w _N	%	22.1	23.9	24.3	33.9	26.3	36.2

Prove edometriche (valori riferiti alla tensione geostatica in sito)

E _{ed}	kPa						
c _v	m ² /s						

Resistenza a compressione monoassiale

σ _c	MPa						
----------------	-----	--	--	--	--	--	--

Resistenza non drenata

(TX-UU) c _u	kPa	131.7	207.7	220.0			209.3
(TX-ELL) c _u	kPa				141.5		

Resistenza drenata

(TD) c	kPa					30.0	40.0
(TD) f	°					23.0	22.0
(TD) c _r	kPa						
(TD) f _r	°						
(TX-CIU) c	kPa	30.0		20.0		30.0	
(TX-CIU) f	°	28.0		25.0		25.0	
(TX-CID) c	kPa				40.0		
(TX-CID) f	°				27.0		

(Segue da pagina precedente)

**RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE DELLE
OPERE DI LINEA ALL'APERTO – SUB LOTTO 3**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0F	32 D 11	RB	GE0001 001	A	40 di 238

Sondaggio	-	IF15G43	IF15G43	IF15G43	IF15G44	IF15G44	IF15G44	IF15G46	IF15G46
Campione	-	C11	C12	C13	C11	C12	CR1	C11	CR2
Tipo	-	ind	ind	ind	ind	ind	rim	ind	rim
Unità	-	ALVa	ALVa	ALVa	ALVa	ALVa	ALVc	SG1a	SG1a
Prof.	m	40.00	47.00	54.00	5.00	18.00	11.80	42.45	38.00
Granulometria									
G	%	0.0	0.0	0.0	0.0	8.0		0.0	0.0
S	%	6.0	4.0	10.0	4.0	9.0		9.0	47.0
L +A	%	94.0	96.0	90.0	96.0	83.0		91.0	53.0
L	%	68.0	73.0	88.0	70.0	62.0		74.0	48.0
A	%	26.0	23.0	2.0	26.0	21.0		17.0	5.0
Limiti di Atterberg									
W _L	%	57.3	80.3	24.4	91.8	92.3		44.3	28.5
W _P	%	26.8	31.0	17.2	33.3	35.0		20.1	20.3
I _c	-	0.87	0.98	0.85	0.90	0.81		0.93	
I _p	%	30.5	49.3	7.2	58.5	57.3		24.2	8.2
Caratteristiche fisiche									
γ _N	kN/m ³	20.8	20.3	20.3	18.3	18.6	26.9	20.1	
w _N	%	30.7	31.9	18.3	39.1	46.1		21.9	
Prove edometriche (valori riferiti alla tensione geostatica in sito)									
E _{ed}	kPa								
c _v	m ² /s								
Resistenza a compressione monoassiale									
σ _c	MPa								
Resistenza non drenata									
(TX-UU) c _u	kPa	106.7			126.0			148.7	
(TX-ELL) c _u	kPa								
Resistenza drenata									
(TD) c	kPa		20.0	0.0	15.0	20.0			
(TD) f	°		23.0	29.0	27.0	26.0			
(TX-CIU) c	kPa		30.0			20.0		20.0	
(TX-CIU) f	°		25.0			25.0		26.0	

(Segue da pagina precedente)

**RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE DELLE
OPERE DI LINEA ALL'APERTO - SUB LOTTO 3**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0F	32 D 11	RB	GE0001 001	A	41 di 238

Sondaggio	-	IF15V47	IF15V47	IF15V47	IF15V47	IF15V47	IF15V47	IF15F42	IF15F42	IF15F42
Campione	-	CR	CR1	CR2	CR3	CR4	CR5	CR1	CR2	CR3
Tipo	-	ind	rim							
Unità	-	ALVb	ALVc	ALVc	ALVb	ALVc	ALVc	ALVb	ALVb	ALVc
Prof.	m	10.00	6.30	13.00	24.00	32.00	39.50	5.00	12.00	18.00

Granulometria

G	%	0.0			45.0	80.0		71.2	25.3	
S	%	3.0			28.0	11.0		22.5	17.8	
L + A	%	97.0			27.0	0.0		6.3	56.9	
L	%	69.0			24.0			0.0	0.0	
A	%	28.0			3.0			0.0	0.0	

Limiti di Atterberg

W _L	%	99.5			19.2					
W _P	%	35.2			12.1					
I _c	-	0.99			2.70					
I _p	%	64.3			7.1					

Caratteristiche fisiche

γ _N	kN/m ³	19.3	27.3	26.9			27.0			26.1
w _N	%	35.6								

Prove edometriche (valori riferiti alla tensione geostatica in sito)

E _{ed}	kPa	24540.0								
c _v	m ² /s	2.10E-07								

Resistenza a compressione monoassiale

σ _c	MPa									87.4
----------------	-----	--	--	--	--	--	--	--	--	------

Resistenza non drenata

(TX-UU) c _u	kPa	151.0								
(TX-ELL) c _u	kPa									

Resistenza drenata

(TD) c	kPa									
(TD) f	°									
(TX-CIU) c	kPa	10.0								
(TX-CIU) f	°	27.0								

(Segue da pagina precedente)

5. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Nel presente capitolo si riporta la caratterizzazione geotecnica generale del tracciato in esame, valutata sulla base dell'interpretazione di tutte le indagini geotecniche svolte in sito ed in laboratorio.

Dopo aver individuato le principali unità geotecniche intercettate lungo il tracciato, verranno interpretati i risultati delle indagini geotecniche sulla base dei criteri di seguito esposti e quindi verranno definiti i parametri geotecnici di progetto e la stratigrafia di riferimento sia lungo il tracciato, sia per le principali opere d'arte.

Nel profilo stratigrafico longitudinale sono riportati in forma grafica i risultati delle indagini e sono mostrate le correlazioni stratigrafiche con indicazione delle unità geotecniche intercettate; è anche indicato l'andamento del livello di falda massimo rilevato da letture piezometriche.

Il profilo stratigrafico verrà preso a riferimento per definire la stratigrafia di dettaglio lungo il tracciato ed in corrispondenza delle opere d'arte in progetto.

5.1 Definizione delle unità geotecniche intercettate

Di seguito si elencano le unità geotecniche individuate lungo il tracciato:

- **Terreno di riporto – Unità R:** si tratta dello spessore di terreno vegetale (Rv) costituito prevalentemente da limo sabbioso con resti vegetali e inclusi clasti e da terreno di riporto antropico (Ra) che nel caso in esame costituisce il rilevato ferroviario esistente;
- **Coltri eluvio-colluviali – Unità b2:** si tratta di argille limose, limi argillosi e limi argilloso-sabbiosi di colore marrone, grigio e bruno-rossastro, a struttura indistinta, con talvolta resti vegetali, sporadici inclusi piroclastici e rare ghiaie poligeniche da angolose a sub-arrotondate; a luoghi si rinvengono passaggi di sabbie, sabbie limose e limi sabbiosi di colore marrone, grigio e giallastro, a struttura indistinta, con abbondanti resti vegetali, sporadici inclusi piroclastici e frequenti ghiaie poligeniche da angolose a sub-arrotondate.
- **Depositi alluvionali attuali e recenti (Unità geologica ba/bb):** si tratta di depositi continentali di canale fluviale, argine e conoide alluvionale. Si distinguono le seguenti litofacies:
 - **Unità ba1:** ghiaie poligeniche ed eterometriche, da sub-angolose ad arrotondate, in matrice sabbiosa e sabbioso-limosa di colore grigio, marrone e giallastro, da scarsa ad abbondante

- **Unità ba2:** Sabbie, sabbie limose e limi sabbiosi di colore grigio, marrone, verde e giallastro, a struttura indistinta o debolmente laminata, con sporadici inclusi piroclastici e frequenti ghiaie poligeniche da sub-angolose a sub-arrotondate.
- **Unità ba3:** Argille limose, limi argillosi e limi argilloso-sabbiosi di colore marrone e bruno-rossastro, a struttura indistinta o debolmente laminata, con sporadici inclusi piroclastici e rare ghiaie poligeniche da angolose a sub-arrotondate.
- **Depositi alluvionali antichi (Unità geologica bc):** si tratta di depositi continentali di canale fluviale, argine, conoide alluvionale e piana inondabile. Si distinguono le seguenti litofacies:
 - **Unità bc1:** Ghiaie poligeniche ed eterometriche, da sub-angolose a sub-arrotondate, in matrice sabbiosa, sabbioso-limosa e limoso-argillosa di colore grigio, marrone e giallastro, da scarsa ad abbondante.
 - **Unità bc2:** Sabbie, sabbie limose e limi sabbiosi di colore grigio, marrone e nocciola, a struttura indistinta o debolmente laminata, con sporadici inclusi piroclastici e frequenti ghiaie poligeniche da sub-angolose a sub-arrotondate.
 - **Unità bc3:** Argille limose, limi argillosi e limi argilloso-sabbiosi di colore marrone, nocciola e bruno-rossastro, a struttura indistinta o debolmente laminata, con sporadici inclusi piroclastici e rare ghiaie poligeniche da sub-angolose a sub-arrotondate; a luoghi si rinvengono passaggi di sabbie, sabbie limose e limi sabbiosi di colore grigio, marrone e giallastro, a struttura indistinta, con sporadici inclusi piroclastici e frequenti ghiaie poligeniche da sub-angolose a sub-arrotondate.
 - **Unità bc4:** Travertini litoidi di colore avana e giallastro, vacuolari e debolmente stratificati, con abbondanti resti vegetali, locali gusci di molluschi, sporadici inclusi piroclastici e frequenti intercalazioni di sabbie, sabbie limose e limi sabbiosi di colore nocciola e giallastro.
- **Depositi alluvionali terrazzati (Unità geologica bn):** si tratta di depositi continentali di canale fluviale, argine e conoide alluvionale. Si distinguono le seguenti litofacies:
 - **Unità bn1:** Ghiaie poligeniche ed eterometriche, da sub-angolose ad arrotondate, in matrice sabbiosa e sabbioso-limosa di colore grigio, nocciola e giallastro, a luoghi da poco a moderatamente cementata; a luoghi si rinvengono lenti e/o livelli di conglomerati a clasti poligenici ed eterometrici, da sub-arrotondati ad arrotondati, in matrice sabbiosa e sabbioso-limosa di colore grigio e giallastro.

- **Unità bn2:** Sabbie, sabbie limose e limi sabbiosi di colore grigio, marrone e nocciola, a struttura indistinta o debolmente laminata, con sporadici inclusi piroclastici e frequenti ghiaie poligeniche da sub-angolose a sub-arrotondate.
- **Tufo grigio campano (Unità geologica TGC):** si tratta di depositi vulcanici di colata ignimbratica. Si distinguono le seguenti litofacies:
 - **Unità TGC1:** Tufi lapidei di colore grigio, grigio-violaceo e grigio-nocciola, a struttura massiva, con diffuse pomici e scorie di dimensioni millimetriche e centimetriche e subordinati cristalli e litici lavici; verso l'alto passano a tufi lapidei di colore giallastro e nocciola-giallastro, a struttura massiva, con diffuse pomici e scorie di dimensioni millimetriche e centimetriche.
 - **Unità TGC2:** Ceneri a granulometria sabbiosa e sabbioso-limosa di colore grigio, nocciola e giallastro, a struttura indistinta, con diffuse pomici e scorie di dimensioni millimetriche e centimetriche e rare ghiaie poligeniche da angolose a sub-angolose; nella parte bassa della successione è localmente presente un livello di pomici grossolane di colore bianco-rosato, angolose e a struttura indistinta.
 - **Unità TGC3:** Argille limose, limi argillosi e limi argilloso-sabbiosi di colore grigio, nocciola e brunastro, a struttura indistinta, con diffuse pomici e scorie di dimensioni millimetriche e centimetriche e locali ghiaie poligeniche da angolose a sub-arrotondate, derivanti dall'alterazione e/o l'argillificazione dei depositi vulcanoclastici.
- **Unità di Maddaloni (Unità geologica MDL):** si tratta di depositi lacustri con frequenti intercalazioni fluviali e vulcanoclastiche. Si distinguono le seguenti litofacies:
 - **Unità MDL1:** Ghiaie poligeniche ed eterometriche, da sub-angolose ad arrotondate, in matrice sabbiosa, sabbioso-limosa e sabbioso-argillosa di colore grigio, nocciola e giallastro, da scarsa ad abbondante.
 - **Unità MDL2:** Sabbie, sabbie limose e limi sabbiosi di colore grigio-verdastro, nocciola e giallastro, a struttura indistinta o debolmente laminata, con diffusi inclusi piroclastici e frequenti ghiaie poligeniche da sub-angolose ad arrotondate; talora sono presenti passaggi di ceneri a granulometria sabbiosa e sabbioso-limosa di colore grigio, marrone e giallastro, a struttura indistinta, con diffuse pomici e scorie di dimensioni millimetriche e centimetriche.

- **Unità MDL3:** Argille limose, limi argillosi e limi argilloso-sabbiosi di colore grigio, nocciola e grigio-azzurro, a struttura indistinta o debolmente laminata, con diffusi inclusi piroclastici e locali ghiaie poligeniche da sub-angolose ad arrotondate.
- **Unità MDL4:** Travertini litoidi di colore nocciola, avana e giallastro, vacuolari e debolmente stratificati, con resti vegetali, locali gusci di molluschi, inclusi piroclastici e intercalazioni di sabbie, sabbie limose e limi sabbiosi di colore grigio e avana.
- **Arenarie di Caiazzo (Unità AIZ):** si tratta di arenarie quarzoso-feldspatiche e quarzoso-litiche di colore grigio e marrone chiaro, in strati da medi a molto spessi, talora a geometria lenticolare, in alternanza con argille limose e argille marnose di colore grigio, nocciola e grigio-verdastro, in strati da molto sottili a sottili; si rinvencono frequenti intercalazioni di sabbie limose e sabbie limoso-argillose di colore grigio e nocciola, in strati da sottili a medi, e locali lenti e/o livelli di conglomerati poligenici a matrice sabbioso-limosa di colore grigio e marrone-rossastro.
- **Formazione di San Giorgio (Unità geologica SGI):** si tratta di depositi marini di bacino e conoide sottomarina. Si distinguono due differenti litofacies:
 - **Unità SGIa:** Argille limose e argille marnose di colore grigio, nocciola e verdastro; talvolta si rinvencono livelli di sabbie e sabbie limose di colore giallastro e rari livelli di calcari e calcari marnosi di colore grigio, in strati da molto sottili a sottili.
 - **Unità SGIb:** Arenarie quarzoso-feldspatiche di colore grigio e giallastro, in strati da spessi a molto spessi, talora laminati, in alternanza con argille limose e argille marnose di colore grigio, nocciola e verdastro, in strati da sottili a medi; si rinvencono frequenti intercalazioni di sabbie e sabbie limose di colore giallastro, in strati da molto sottili a medi, e rari livelli di calcari e calcari marnosi di colore grigio, in strati da molto sottili a sottili; a luoghi sono presenti lenti di conglomerati poligenici a matrice sabbioso-limosa di colore marrone.
- **Argille varicolori superiori (Unità geologica ALV):** si tratta di depositi marini di bacino profondo con locali torbiditi carbonatiche. Si distinguono tre differenti litofacies:
 - **Unità ALVa:** Argille, argille limose e argille marnose di colore grigio, azzurro, rosso-violaceo e grigio-verdastro, caotiche o a struttura scagliosa, con sottili intercalazioni sabbioso-limose grigiastre, diffusi passaggi marnosi bianco-verdastri e frequenti ghiaie poligeniche da angolose a sub-arrotondate.

- **Unità ALVb:** Argille, argille limose e argille marnose di colore grigio, azzurro, rosso-violaceo e grigio-verdastro, caotiche o a struttura scagliosa, in strati da sottili a spessi, talora predominanti rispetto alla frazione calcarea in alternanza con calcari micritici chiari, calcari-dolomitici grigio-violacei, calcari marnosi siliciferi e arenarie arcoseo-litiche grigie, in strati da sottili a spessi.
- **Unità ALVc:** Calcari cristallini biancastri, da massivi a ben stratificati, con frequenti intercalazioni di calcareniti bioclastiche, brecciole calcaree a macroforaminiferi e conglomerati poligenici a matrice marnosa e limoso-argillosa di colore verdastro; a luoghi sono presenti passaggi di marne e marne calcaree di colore grigio, verde e rossastro, in strati da molto sottili a sottili, e locali livelli di arenarie e siltiti grigie. Talvolta i calcari si presentano particolarmente sfatti, alterati (RQD=0%), quindi si distingue una unità denominata ALVc*, costituita quindi principalmente da ghiaia in matrice limoso/sabbiosa e ciottoli.

Nel sublotto 3 in esame che si estende dal km 16+500 al km 27+700, le unità geotecniche MDL1, MDL2, MDL3 - Unità di Maddaloni non sono intercettate e quindi verranno analizzate nelle relazioni geotecniche di pertinenza.

5.2 Criteri di interpretazione delle indagini geotecniche

Ai fini della caratterizzazione dei terreni è stato fatto riferimento ai risultati delle:

- prove penetrometriche dinamiche SPT eseguite nei fori di sondaggio;
- prove di laboratorio eseguite sui campioni indisturbati e rimaneggiati;
- indagini sismiche (prove Down-Hole, MASW).

5.2.1 Depositi incoerenti

Per i depositi prevalentemente incoerenti, i parametri geotecnici di resistenza al taglio e di deformabilità sono stati stimati principalmente sulla base dell'interpretazione delle prove penetrometriche dinamiche SPT.

Per quanto riguarda la stima della densità relativa dalle prove SPT, sono stati considerati i valori minimi di densità relativa ottenuti dalle varie correlazioni che di seguito vengono esposte (correlazioni di Skempton, Gibbs e Holtz, Bazaraa, Terzaghi e Peck).

Stato di addensamento

Correlazione di Skempton

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

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

essendo:

A, B = costanti empiriche indicate in tabella seguente

σ'_{vo} = pressione verticale efficace alla quota della prova SPT (kg/cm²);

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

D_r = densità relativa (-).

Tab. 22 – Costanti empiriche A e B (Skempton, 1986)

Tipo di materiale	A	B
Sabbie fini normalmente consolidate	27,5	27,5
Sabbie grosse normalmente consolidate	43,3	21,7
Sabbie sovraconsolidate	27,5+43,3	$(21,7+27,5) \cdot \frac{1+2 \cdot (k_o)_{sc}}{1+2 \cdot (k_o)_{nc}}$

Nel caso in esame sono state cautelativamente considerate le costanti empiriche relative a sabbie fini normal consolidate.

Correlazione di Gibbs e Holtz

In accordo a quanto indicato da Gibbs e Holtz (1957) la densità relativa D_r può essere correlata al valore N_{SPT} con la seguente espressione:

$$D_R = \sqrt{\frac{N_{SPT}}{(16 + 23 \cdot \sigma'_{vo})}}$$

Correlazione di Bazaraa

In accordo a quanto indicato da Bazaraa (1967) la densità relativa D_r può essere correlata al valore N_{SPT} con la seguente espressione:

$$D_R = \sqrt{\frac{N_{SPT}}{20 \cdot (1 + 4.1 \cdot \sigma_{vo}')}} \quad \text{per } \sigma_{vo}' \leq 0.732 \text{ kg/cm}^2$$

$$D_R = \sqrt{\frac{N_{SPT}}{20 \cdot (3.24 + 1.024 \cdot \sigma_{vo}')}} \quad \text{per } \sigma_{vo}' > 0.732 \text{ kg/cm}^2$$

essendo:

D_R = densità relativa (-).

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

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

Correlazione di Terzaghi & Peck

In accordo a quanto indicato da Terzaghi e Peck (1948) la densità relativa D_R può essere correlata al valore N_{SPT} con la seguente espressione:

$$D_R = (10.297 + N_{SPT}^{2.4142}) - (N_{SPT})^2 \cdot 0.0181$$

Parametri di resistenza

Per la stima dell'angolo di resistenza al taglio dalle prove SPT sono state utilizzate diverse correlazioni (Bolton; Schmertmann, De Mello) di seguito illustrate. Generalmente per i terreni in esame, la correlazione di Bolton ha fornito valori dell'angolo di resistenza al taglio inferiori, rispetto alla correlazione di Schmertmann. Nei grafici dell'angolo di resistenza al taglio con la profondità per terreni incoerenti, cautelativamente si riportano i valori minimi ottenuti dalle due correlazioni (Bolton; Schmertmann). Inoltre è stato anche rappresentato il grafico della correlazione di De Mello 1971, in cui i valori di N_{spt} sono in funzione della tensione verticale efficace in sito.

Correlazione di Schmertmann

L'angolo di resistenza al taglio (ϕ') stimato dalle prove SPT in base alla correlazione proposta da Schmertmann (1977) correla l'angolo di resistenza al taglio alla densità relativa attraverso la seguente relazione:

$\varphi = 38.5 + 0.108 \cdot D_R$ valida per sabbia e ghiaia poco limosa e ghiaietto uniforme

$\varphi = 34.5 + 0.10 \cdot D_R$ sabbia grossa–media uniformemente ben gradata

$\varphi = 31.5 + 0.115 \cdot D_R$ sabbia medio-fine uniformemente ben gradata

$\varphi = 28.0 + 0.14 \cdot D_R$ sabbia fine uniforme

essendo: D_r = densità relativa

Nel caso in esame si è considerata, cautelativamente per le unità incoerenti ghiaioso sabbiose (unità con sigla “1”) la correlazione valida per la sabbia grossa–media uniformemente ben gradata e per le unità sabbiose (unità con sigla “2”) la correlazione valida per sabbia medio-fine uniformemente ben gradata. Per l'unità bc4 è stata cautelativamente utilizzata la correlazione valida per sabbia medio-fine uniformemente ben gradata.

Correlazione di Bolton

L'angolo di resistenza al taglio di picco φ' è stato determinato in accordo al metodo proposto da Bolton (1986):

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

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

essendo:

φ' = angolo di attrito di picco riferito a pressioni di 272 kPa (°);

Q = fattore che dipende dalla composizione minereologica e dalla forma delle particelle di sabbia, valore consigliato = 10;

$p'_f = 1.4 \cdot \sigma'_{ff}$ kPa (vedasi Jamiokowski et al., 1988; in accordo a quanto proposto da Baligh, 1975, si assume $p'_f = 1.4 \cdot 272 = 380$ kPa);

m = costante empirica dipendente dalle condizioni di deformazione prevalenti (vedasi tabella seguente). Nel nostro caso si assume $m=3$;

D_r = densità relativa (-).

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ITINERARIO NAPOLI-BARI. RADDOPPIO TRATTA CANCELLO – BENEVENTO. II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO. 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO - TELESE.					
	RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE DELLE OPERE DI LINEA ALL'APERTO – SUB LOTTO 3	COMMESSA IF0F	LOTTO 32 D 11	CODIFICA RB	DOCUMENTO GE0001 001	REV. A

Tab. 23 – Valori della costante empirica m secondo Bolton (1986)

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

I valori dell'angolo di attrito φ_{cv}' sono stati ricavati in base a quanto indicato nella tabella seguente (Youd, 1972; Stroud, 1988) e sulla base delle prove di laboratorio eseguite sui campioni prelevati. Nel caso specifico per l'angolo di attrito φ_{cv}' si è assunto, cautelativamente:

$\varphi_{cv}' = 33^\circ$ per la ghiaia con sabbia (unità con sigla "1");

$\varphi_{cv}' = 30^\circ$ per le sabbie (unità con sigla "2").

Tab. 24 – Valori dell'angolo di attrito φ_{cv}' per sabbie silicee secondo quanto riportato in Stroud (1988) e Youd (1972)

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

Caratteristiche di deformabilità

Le caratteristiche di deformabilità dei depositi incoerenti possono essere stimate, in ordine di importanza:

- sulla base dei risultati delle indagini sismiche in sito (prove Down-Hole, MASW);
- dall'interpretazione delle prove penetrometriche dinamiche SPT.

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

$$G_0 = \frac{\gamma_t}{9.81} \cdot (V_s)^2 \quad (\text{kPa})$$

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

essendo:

γ_t = peso di volume naturale del terreno in assunto pari a 19 kN/m³;

ν = coefficiente di Poisson del terreno (assunto pari a 0.3);

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

La velocità delle onde di taglio (V_s) può essere ricavata direttamente dai risultati delle prove geofisiche in foro di sondaggio o indirettamente, interpretando i risultati delle prove SPT attraverso la correlazione di Ohta e Goto (1978) o la correlazione di Yoshida e al. (1988).

Correlazione di Ohta e Goto (1978)

$$V_s = C \cdot (N_{SPT})_{50\%}^{0.171} \cdot (z)^{0.199} \cdot f_A \cdot f_G \text{ (m/sec)}$$

essendo:

$C = 53.3$;

z = profondità dal p.c. in metri;

f_A = coefficiente funzione dell'epoca geologica del deposito (vedasi la Tab. 25);

f_G = coefficiente funzione della composizione granulometrica (vedasi la Tab. 26).

Tab. 25 – Relazione di Ohta e Goto, 1978 - Coefficiente f_A (funzione dell'epoca geologica del deposito)

f_A	Olocene	Pleistocene
	1,0	1,3

Tab. 26 – Relazione Relazione di Ohta e Goto, 1978 - Coefficiente f_G (funzione della granulometrica del deposito)

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

Nel caso in esame è stato assunto:

$f_A = 1.3$;

$f_G = 1.15$ per la ghiaia con sabbia, $f_G = 1.14$ per le sabbie.

Correlazione di Yoshida et al. (1988)

$$v_s = C \cdot (N_{SPT})^{0.25} \cdot (\sigma_v')^{0.14} \quad (\text{m/sec})$$

essendo:

C=56 per sabbie (unità con sigla 2);

C=60 per ghiaie sabbiose (unità con sigla 1)

σ_{v0}' = pressione verticale efficace esistente in sito alla quota della prova.

I moduli di deformabilità “operativi” (E') da adottare per il calcolo delle deformazioni/cedimenti delle opere di sostegno e delle fondazioni, saranno assunti pari a 1/5 di quello iniziale (E_0).

Nel caso di valutazione di cedimenti di rilevati, i moduli elastici “operativi” saranno assunti pari a 1/10 di quello iniziale ($E_{op}' = E_0/10$).

5.2.2 Depositi coesivi

Per i depositi coesivi la caratterizzazione geotecnica è stata fatta oltre che dall'interpretazione delle prove in sito, anche dai risultati delle prove di laboratorio.

Classificazione

La classificazione di questi terreni avverrà essenzialmente sui risultati delle seguenti prove di laboratorio:

- Analisi granulometriche;
- pesi di volume naturale e secco;
- contenuti d'acqua naturale;
- limiti di Atterberg.

Caratteristiche di resistenza

Per la determinazione delle caratteristiche di resistenza dei depositi coesivi ci si è basati principalmente sui risultati delle prove di laboratorio che sono prove:

- Taglio diretto e prove triassiali per la resistenza in tensioni efficaci;

- Triassiale non consolidata non drenata (TXUU) e prove a compressione assiale semplice (ELL) per la resistenza in condizioni non drenate.

Inoltre, seppur come indicazione, è possibile utilizzare la correlazione proposta da Peck (1953) per i litotipi di natura incoerente che presentano una forte componente limosa. In questo senso l'angolo d'attrito risulta limitatamente influenzato dalla densità relativa per cui si suppone che quello di picco e quello a volume costante in tale caso coincidano:

$$\varphi'p (\text{°}) = \varphi'cv (\text{°}) = 0.30 N_{SPT} + 20$$

La resistenza al taglio in condizioni non drenate è stata valutata anche dalle prove speditive di Pocket Penetrometer (PP) e/o Torvane (TV) e delle prove penetrometriche dinamiche SPT in base alla seguente correlazione di Stroud (1974):

$$c_u \cong (5.0 \div 5.5) \cdot N_{SPT} \quad (\text{kPa})$$

Relativamente alle prove di Pocket Penetrometer (PP) dell'ultima campagna d'indagine (2017) si osserva che i valori sono piuttosto anomali in particolare per le formazioni di base, dove sono indicati valori con intervalli di variabilità molto ampi anche nell'ambito della stessa unità e di pochi metri di spessore (ad esempio sondaggio IF15V10: all'interno della stessa unità, nei primi 4.5 m da p.c. si trovano valori tra 0.2 MPa e pari a 1.4 MPa).

I valori della resistenza al taglio non drenata stimata dalle prove di laboratorio e dall'interpretazione delle prove in sito, sono stati poi riportati nello stesso grafico, con indicato anche l'andamento della resistenza al taglio per un terreno normal consolidato ricavato dalla seguente relazione: $c_{uNC} = 0.23 \cdot \sigma'_v$.

Per i parametri di resistenza in condizioni drenate, per ciascuna unità geotecnica sono riportati i grafici di coesione drenata ed angolo di resistenza al taglio con la profondità, il grafico coesione drenata ed angolo di resistenza al taglio e gli involuppi nel piano delle tensioni (τ , σ'). In linea generale, per ogni singolo sub-lotto, tali grafici sono stati distinti per le singole unità geotecniche. Nei casi in cui i dati a disposizione di una certa unità erano pochi, sono stati presi a riferimento tutti i dati dei tre sub-lotti per quella unità.

Caratteristiche di deformabilità

Le caratteristiche di deformabilità dei depositi coesivi possono essere stimati:

- sulla base dei risultati delle indagini sismiche in sito (prove Down-Hole, MASW);
- dalle prove edometriche di laboratorio;
- da correlazioni di letteratura.

Per quanto concerne le prove sismiche in sito, le caratteristiche di deformabilità vengono individuate con le stesse relazioni precedentemente indicate per i terreni incoerenti. Questi valori sono stati confrontati poi con i risultati derivanti dalle correlazioni per l'interpretazione delle prove in sito SPT.

Il valore del modulo di deformazione elastico (E'_v) per terreni coesivi sovraconsolidati può anche essere stimato con la seguente correlazione (Stroud, 1974):

$$E'_v = 130 \cdot cu = 130 \cdot f_1 \cdot N \quad [\text{kPa}]$$

Dove:

E'_v = modulo di deformazione operativo (kPa)

cu = resistenza al taglio non drenata (kPa);

f_1 = fattore in funzione dell'indice di plasticità IP, (vedasi figura seguente), assunto pari a 5;

N = valori di N_{SPT} .

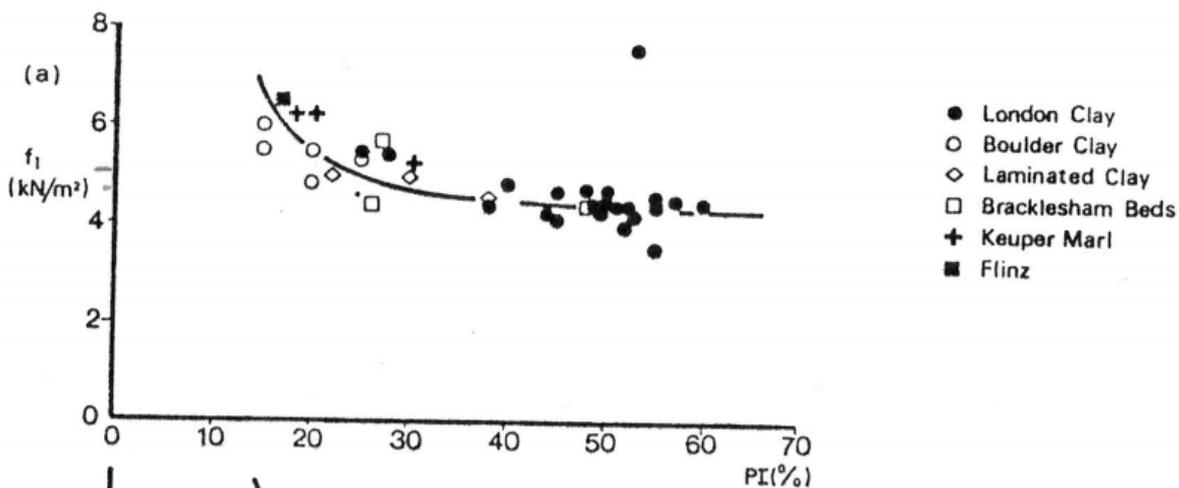


Fig. 1 – Fattore f_1 in funzione di IP

Sulla base di quanto riportato in Simpson et al. (1979) il modulo di taglio iniziale (G_0) può essere stimato anche sulla base della seguente equazione:

$$G_0 = (500 \div 700) \cdot c_u \text{ (kPa)}$$

essendo:

c_u = resistenza al taglio non drenata.

I moduli di deformabilità “operativi” (E') da adottare per il calcolo delle deformazioni/cedimenti delle opere di sostegno e delle fondazioni, saranno assunti pari a 1/5 di quello iniziale (E_0).

Nel caso di valutazione di cedimenti di rilevati, i moduli elastici “operativi” saranno assunti pari a 1/10 di quello iniziale.

Nella valutazione dei cedimenti immediati dei rilevati il modulo di deformazione in condizioni non drenate (E_u) può essere stimato sulla base della correlazione empirica proposta da Duncan & Buchignani (1976) $E_u = k \cdot c_u$; il coefficiente k è valutato con il grafico di figura seguente.

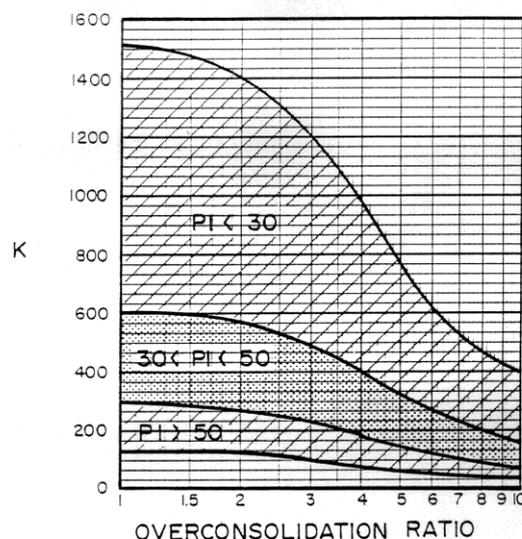


Fig. 2 – Duncan & Buchignani

Caratteristiche di consolidazione

I valori del coefficiente di consolidazione primaria verticale sono stati determinati dalle prove edometriche di laboratorio e con correlazioni empiriche in funzione del limite liquido (LL), vedasi ad esempio le seguenti:

$$cv = \exp [-10.552+(164.074/LL)] \quad [cm^2/s]$$

$$cv = 0.009 (LL - 0.1) [cm^2/s] \text{ NAVFAC-DM 7.1. (1971)}$$

Il coefficiente di consolidazione secondaria, è stato stimato con la correlazione proposta nel NAVFAC-DM 7.1 (1982, vedasi figura seguente), in funzione del contenuto naturale di acqua (w_n).

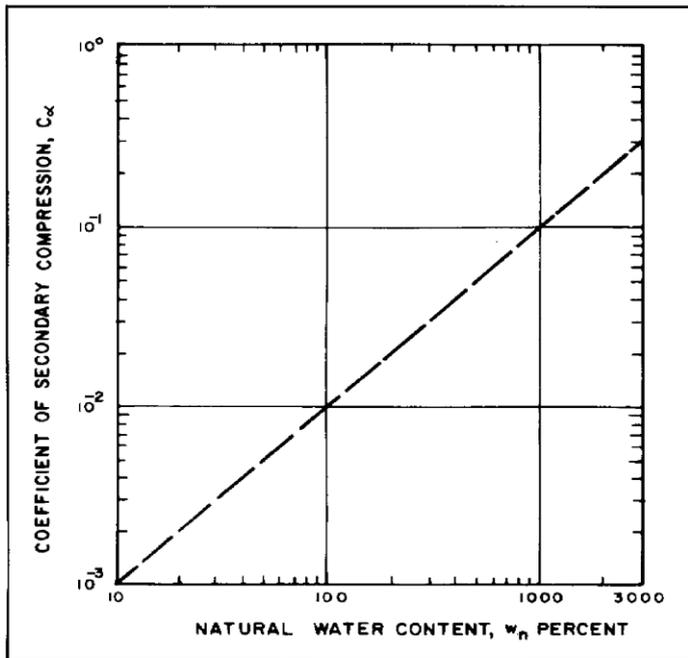


Fig. 3 – Abaco di calcolo del coefficiente di consolidazione secondaria da w_n (NAVFAC, 1982)

5.3 Terreno di Riporto – Unità R

A partire da p.c. è presente uno spessore di terreno vegetale costituito prevalentemente da limo sabbioso argilloso con resti vegetali e inclusi clasti, con spessore variabile lungo il tracciato generalmente tra 0.20 e 0.50 m e valori massimi locali di 0.7-1.0 m. Lo spessore vegetale verrà comunque asportato e quindi non viene caratterizzato.

In alcuni tratti è presente a p.c. il terreno di riporto antropico che costituisce il rilevato ferroviario della linea esistente e per questo materiale si assumono cautelativamente i seguenti parametri di progetto:

$\gamma = 20.0 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$\varphi' = 35^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c' = 0 \text{ kPa}$	coesione drenata

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ITINERARIO NAPOLI-BARI. RADDOPPIO TRATTA CANCELLO – BENEVENTO. II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO. 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO - TELESE.					
	RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE DELLE OPERE DI LINEA ALL'APERTO – SUB LOTTO 3	COMMESSA IF0F	LOTTO 32 D 11	CODIFICA RB	DOCUMENTO GE0001 001	REV. A

$E' = 35 \text{ MPa}$

modulo di deformazione elastico operativo

5.4 Coltri eluvio-colluviali – Unità b2

Si tratta di argille limose, limi argillosi e limi argilloso-sabbiosi con talvolta resti vegetali, sporadici inclusi piroclastici e rare ghiaie. Affiorano localmente lungo il tratto in esame, con spessore di 1÷5 m.

Poiché per l'intera tratta Frasso-Vitulano, in corrispondenza di questa unità sono disponibili poche prove in sito, per la caratterizzazione geotecnica si è fatto riferimento ai dati disponibili su tutti e tre i sub-lotti.

Le tre prove SPT eseguite in corrispondenza di questa unità, hanno dato valori di 7, 18 colpi/30 cm ed un rifiuto strumentale ($N_{spt}=100$) (vedasi Fig. 4).

Dall'unico campione rimaneggiato (prelievo 1 del pozzetto zona fiume Calore della campagna 2017) si osserva dalle analisi granulometriche:

- percentuale di ghiaia pari a 0%;
- percentuale di sabbia pari a 33%;
- percentuale di fine (limo+argilla) pari a 67%, di cui limo 60% e argilla 7%.

Il limite liquido è pari a 38%, il limite plastico è pari a 24% e l'indice plastico è pari a 14%.

Parametri di resistenza

Data la mancanza di prove di laboratorio per l'unità in esame, l'angolo di resistenza al taglio viene stimato dalla correlazione di Peck dalle prove SPT, da cui si ricava un range 23÷25°. Quindi per l'unità si assumono i seguenti parametri di resistenza drenati:

$\varphi' = 23\div 25^\circ$ angolo di resistenza al taglio

$c' = 0\div 5^\circ \text{ kPa}$ coesione drenata

In Fig. 5 sono riportati i valori della resistenza al taglio non drenata derivante da prove Pocket Penetrometer e confrontata con i valori derivanti da prove SPT; da cui si hanno valori compresi tra 40 e 300 kPa; in progetto cautelativamente si considera un intervallo tra 60 e 170 kPa.

Parametri di deformazione

Dalle indagini sismiche eseguite su questa unità (D15-Down Hole, D16-Masw, vedasi Fig. 62, Fig. 63) si stimano i parametri di deformazione:

$V_s = 150 \div 250$ m/s velocità delle onde di taglio

$G_o = 45 \div 120$ MPa modulo di deformazione a taglio iniziale (a piccole deformazioni)

$E_o = 120 \div 300$ MPa modulo di deformazione elastico iniziale (a piccole deformazioni)

5.5 Depositi alluvionali attuali e recenti – Unità ba1 (ghiaia sabbiose)

Si tratta di ghiaie in matrice sabbiosa e sabbioso-limosa da scarsa ad abbondante. Si rinvennero lungo il tracciato lungo le aste fluviali con spessori massimi di 10-14.5 m.

Le prove SPT hanno fornito valori tra 20 colpi/30 cm e rifiuto strumentale ($R=100$) (vedasi Fig. 6).

La densità relativa stimata dalle prove SPT è compresa tra 50 e 85 % (vedasi Fig. 7).

Nell'unità geotecnica in esame sono stati prelevati campioni alcuni rimaneggiati, su cui sono state eseguite prove di laboratorio (granulometrie).

Il peso di volume naturale è compreso tra 18.5 e 20 kN/m³ (vedasi).

Dall'analisi granulometrica si ha:

- percentuale di ghiaia generalmente compresa fra 22 e 79% (media 55%);
- percentuale di sabbia generalmente compresa fra 17 e 72% (media 32%);
- percentuale di fine (limo+argilla) compresa fra 6 e 28% (media 13%), di cui limo fra 24 e 17% ed argilla tra 1 e 3%..

Il peso di volume naturale è assunto pari a 19 kN/m³ (vedasi Fig. 20).

Parametri di resistenza

Dall'interpretazione dei risultati delle prove SPT si stimano valori dell'angolo di resistenza al taglio compresi tra 39 e 42° (vedasi Fig. 8), mentre la correlazione di De Mello tra N_{SPT} e φ' fornisce valori maggiori di 40° (Fig. 9). Cautelativamente si assumono i seguenti parametri di resistenza di progetto:

$\varphi' = 38 \div 41^\circ$ angolo di resistenza al taglio

$c' = 0$ kPa coesione drenata

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>ITINERARIO NAPOLI-BARI. RADDOPPIO TRATTA CANCELLO – BENEVENTO. II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO. 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO - TELESE.</p>												
<p>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE DELLE OPERE DI LINEA ALL'APERTO – SUB LOTTO 3</p>	<table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>IF0F</td> <td>32 D 11</td> <td>RB</td> <td>GE0001 001</td> <td>A</td> <td>59 di 238</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	IF0F	32 D 11	RB	GE0001 001	A	59 di 238
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
IF0F	32 D 11	RB	GE0001 001	A	59 di 238								

Parametri di deformazione

Per l'unità in esame le caratteristiche di deformazione sono state stimate dalle prove sismiche (MASW6 vedasi Fig. 58) e dalle correlazioni in base alle prove SPT. Da cui si stimano i seguenti parametri di deformazione (vedasi Fig. 10, Fig. 11, Fig. 12):

$V_s = 200\div 400$ m/s velocità delle onde di taglio

$G_o = 75\div 300$ MPa modulo di deformazione a taglio iniziale (a piccole deformazioni)

$E_o = 200\div 780$ MPa modulo di deformazione elastico iniziale (a piccole deformazioni)

5.6 Depositi alluvionali attuali e recenti – Unità ba2 (sabbia, sabbia limosa)

Si tratta di sabbie, sabbie limose e limi sabbiosi, con sporadici inclusi piroclastici e frequenti ghiaie. Sono presenti localmente in corrispondenza delle incisioni fluviali a partire dal p.c. con spessore massimo 5 m circa.

Le prove SPT hanno fornito valori tra 15 e 37 colpi/30 cm (vedasi Fig. 13).

La densità relativa stimata dalle prove SPT è compresa tra 40 e 75 % (vedasi Fig. 14).

Per l'unità geotecnica in esame nel sub-lotto in esame è disponibile un solo campione rimaneggiato (sondaggio D19).

Dall'analisi granulometrica si ha:

- percentuale di ghiaia 1%;
- percentuale di sabbia 63%;
- percentuale di fine (limo+argilla) 36%, di cui limo 31% ed argilla 5%.

Il limite liquido è 28%, il limite plastico 24%, indice plastico 4%.

Il peso di volume naturale è assunto pari a 19 kN/m³ (vedasi Fig. 20).

Parametri di resistenza:

	ITINERARIO NAPOLI-BARI. RADDOPPIO TRATTA CANCELLO – BENEVENTO. II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO. 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO - TELESE.					
RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE DELLE OPERE DI LINEA ALL'APERTO – SUB LOTTO 3	COMMESSA IF0F	LOTTO 32 D 11	CODIFICA RB	DOCUMENTO GE0001 001	REV. A	FOGLIO 60 di 238

Dall'interpretazione dei risultati delle prove SPT (vedasi Fig. 15) si ricavano valori dell'angolo di resistenza al taglio di 34÷39° e maggiori di 39° dalla correlazione di De Mello (vedasi Fig. 16). In progetto si assume:

$c' = 0$ kPa coesione drenata

$\varphi' = 34\div 37^\circ$ angolo di resistenza al taglio (il limite superiore dell'angolo di resistenza al taglio è pari alla media di tutti i valori dei tre sub-lotti, dato che in questo sub-lotto ci sono poche prove).

Parametri di deformazione:

Per l'unità in esame le caratteristiche di deformazione sono state stimate dalle prove sismiche (MASW6, Down Hole – D19, vedasi Fig. 58, Fig. 60) e dalle correlazioni in base alle prove SPT. Da cui si stimano i seguenti parametri di deformazione (vedasi Fig. 10, Fig. 11, Fig. 12):

$V_s = 150\div 240$ m/s velocità delle onde di taglio

$G_o = 45\div 100$ MPa modulo di deformazione a taglio iniziale (a piccole deformazioni)

$E_o = 110\div 290$ MPa modulo di deformazione elastico iniziale (a piccole deformazioni)

5.7 Depositi alluvionali attuali e recenti – Unità ba3 (argilla limosa)

Si tratta di argille limose, limi argillosi e limi argilloso-sabbiosi con sporadici inclusi piroclastici e rare ghiaie. Sono presenti localmente intercalate alle altre alluvioni attuali e recenti sabbiose e ghiaiose, con spessori di 4-8 m circa.

Le prove SPT hanno fornito valori tra 13 e 44 colpi/30 cm (vedasi Fig. 13).

Per l'unità geotecnica in esame non sono disponibili campioni prelevati in questo sub-lotto; quindi si prendono in considerazione i dati dell'intera tratta Frasso-Vitulano.

Il peso di volume naturale è compreso fra 19 e 19.9 kN/m³ (vedasi Fig. 20).

In Fig. 21 sono mostrati i limiti di consistenza. In Fig. 22 è riportata la carta di plasticità di Casagrande, in cui si vede che il materiale si colloca nella zona delle argille inorganiche a media plasticità.

Parametri di resistenza:

In Fig. 19 sono mostrati i risultati di tutte le prove di laboratorio dell'intera tratta Frasso-Vitulano sull'unità.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ITINERARIO NAPOLI-BARI. RADDOPPIO TRATTA CANCELLO – BENEVENTO. II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO. 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO - TELESE.					
	RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE DELLE OPERE DI LINEA ALL'APERTO – SUB LOTTO 3	COMMESSA IF0F	LOTTO 32 D 11	CODIFICA RB	DOCUMENTO GE0001 001	REV. A

In Fig. 18 si riportano i risultati delle prove di laboratorio disponibili per l'intera tratta nel piano τ - σ' (piano Mohr-Coulomb); in figura è anche mostrato l'involuppo dei valori minimi e massimi dei parametri di resistenza di progetto:

$c' = 0 \div 5$ kPa coesione drenata
 $\varphi' = 24 \div 27^\circ$ angolo di resistenza al taglio

Dall'interpretazione delle prove SPT, dalle prove Pocket Penetrometer e dal laboratorio si stimano valori di resistenza al taglio non drenata compresi tra 40 e 260 kPa (vedasi Fig. 17). Cautelativamente si assume un range di progetto:

$c_u = 50 \div 160$ kPa resistenza al taglio in condizioni non drenate

Parametri di deformazione:

I parametri di deformazione sono desunti dalle indagini sismiche (Down-Hole IF15G21, fino a 5 m di profondità da p.c., vedasi Fig. 64), e si assumono pari a:

$V_s = 135 \div 300$ m/s velocità delle onde di taglio
 $G_o = 35 \div 175$ MPa modulo di deformazione a taglio iniziale (a piccole deformazioni)
 $E_o = 90 \div 455$ MPa modulo di deformazione elastico iniziale (a piccole deformazioni)

5.8 Depositi alluvionali antichi – Unità bc2 (sabbia, sabbia limosa)

Si tratta di sabbie, sabbie limose e limi sabbiosi, con sporadici inclusi piroclastici e ghiaie. Sono presenti nella prima parte nelle aree pianeggianti sotto la coltre vegetale e/o depositi eluvio colluviali con spessore massimo di 10 m circa.

L'unica prova SPT ha fornito valore 29 colpi/30 cm (vedasi Fig. 23).

La densità relativa stimata dalle prove SPT è 65% (vedasi Fig. 24Fig. 24).

Nell'unità geotecnica in esame sono stati prelevati 2 soli campioni rimaneggiati nel sub-lotto 2, su cui sono state eseguite le seguenti prove di laboratorio.

Dall'analisi granulometrica si ha:

- percentuale di ghiaia generalmente compresa fra 0 e 8%;
- percentuale di sabbia generalmente compresa fra 37 e 73%;
- percentuale di fine (limo+argilla) generalmente compresa fra 27 e 54%,

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ITINERARIO NAPOLI-BARI. RADDOPPIO TRATTA CANCELLO – BENEVENTO. II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO. 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO - TELESE.					
	RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE DELLE OPERE DI LINEA ALL'APERTO – SUB LOTTO 3	COMMESSA IF0F	LOTTO 32 D 11	CODIFICA RB	DOCUMENTO GE0001 001	REV. A

Il limite liquido è pari a circa 34%, il limite plastico è pari a circa 20%, l'indice plastico circa 13%.

Il peso di volume naturale è assunto pari a 19.5 kN/m^3 (vedasi Fig. 20).

Parametri di resistenza:

Dall'interpretazione dei risultati dell'unica prova SPT del sub-lotto, si stima un valore dell'angolo di resistenza al taglio di 38° (vedasi Fig. 25). Cautelativamente, considerando che in questo sub-lotto si ha una sola prova SPT, si assume il seguente range, dove il valore minimo è stato assunto pari alla media di tutti i valori della tratta Frasso-Vitulano:

$c' = 0 \text{ kPa}$ coesione drenata
 $\varphi' = 34\div 38^\circ$ angolo di resistenza al taglio

Parametri di deformazione:

Per l'unità in esame le caratteristiche di deformazione sono state stimate dalle correlazioni in base alle prove SPT. Da cui si stimano i seguenti parametri di deformazione:

$V_s = 180\div 300 \text{ m/s}$ velocità delle onde di taglio
 $G_o = 65\div 180 \text{ MPa}$ modulo di deformazione a taglio iniziale (a piccole deformazioni)
 $E_o = 170\div 450 \text{ MPa}$ modulo di deformazione elastico iniziale (a piccole deformazioni)

5.9 Depositi alluvionali terrazzati – Unità bn1 (ghiaia sabbiose)

Si tratta di ghiaie in matrice sabbiosa e sabbioso-limoso a luoghi da poco a moderatamente cementata. Sono presenti al di sotto delle alluvioni recenti ed antiche fino alla massima profondità investigata.

Le prove SPT hanno fornito valori tra 44 e rifiuto (100) colpi/30 cm (vedasi Fig. 27).

La densità relativa stimata dalle prove SPT è compresa tra 70 e 85 % (vedasi Fig. 28).

Nell'unità geotecnica sono stati prelevati campioni rimaneggiati, su cui sono state eseguite prove di laboratorio (analisi granulometriche e limiti quando determinabili).

Dall'analisi granulometrica si ha (vedasi Fig. 35):

- percentuale di ghiaia generalmente compresa tra 32 e 61% (media 50%);
- percentuale di sabbia generalmente compresa tra 15 e 53% (media 30%);
- percentuale di fine (limo+argilla) generalmente compresa tra 9 e 36% (media 20%) con percentuale

di limo compresa tra 14 e 30% (media 20%) e percentuale di argilla compresa tra 1 e 13% (media 6%).

Il limite liquido è compreso tra 17 e 41% (media 25%), il limite plastico è compreso tra 11 e 28% (media 15%), l'indice plastico è compreso tra 5 e 13% (media 10%).

Il peso di volume naturale è valutato dall'insieme di tutti i dati dell'intera tratta Frasso-Vitulano, si assume un valore medio pari a circa 20 kN/m³ (vedasi Fig. 36).

Parametri di resistenza:

Dall'interpretazione dei risultati delle prove SPT si stimano valori dell'angolo di resistenza al taglio compresi tra 38 e 42° (vedasi Fig. 29), mentre la correlazione di De Mello tra N_{SPT} e φ' fornisce valori maggiori di 35° (vedasi Fig. 30). Cautelativamente si assume:

$\varphi' = 37 \div 41^\circ$ angolo di resistenza al taglio
 $c' = 0$ kPa coesione drenata

Parametri di deformazione:

Per l'unità in esame le caratteristiche di deformazione sono state stimate dalle prove sismiche eseguite (MASW6) e dalle correlazioni in base alle prove SPT. Da cui si stimano i seguenti parametri di deformazione (vedasi Fig. 32, Fig. 33, Fig. 34):

$V_s = 200 \div 1000$ m/s velocità delle onde di taglio
 $G_o = 80 \div 1950$ MPa modulo di deformazione a taglio iniziale (a piccole deformazioni)
 $E_o = 200 \div 5000$ MPa modulo di deformazione elastico iniziale (a piccole deformazioni)

5.10 Depositi alluvionali terrazzati – Unità bn2 (sabbia, sabbia limosa)

Si tratta di sabbie, sabbie limose e limi sabbiosi, con sporadici inclusi piroclastici e ghiaie. Si trovano intercalati alla unità bn1 ghiaiosa con spessori di 2- 5 m circa.

Le prove SPT hanno fornito valori tra 46 e rifiuto (100) colpi/30 cm (vedasi Fig. 27).

La densità relativa stimata dalle prove SPT è compresa tra 50 e 70% (vedasi Fig. 28).

Nell'unità geotecnica è stato prelevato un solo campioni rimaneggiato nel sub-lotto in esame, su cui sono state eseguite prove di laboratorio.

Dall' analisi granulometrica si ha:

- percentuale di ghiaia 37%;
- percentuale di sabbia 40%;
- percentuale di fine (limo+argilla) 24%, di cui limo 22% ed argilla 2%.

Il peso di volume naturale è valutato dall'insieme di tutti i dati dell'intera tratta Frasso-Vitulano, si assume un valore medio pari a circa 20 kN/m³ (vedasi Fig. 36).

Parametri di resistenza:

Dall'interpretazione dei risultati della prova SPT si stima un valore dell'angolo di resistenza al taglio compreso tra 32 e 36° (vedasi Fig. 29), mentre la correlazione di De Mello tra N_{SPT} e ϕ' fornisce valori maggiori di 35° (vedasi Fig. 30).

In Fig. 31 si riportano i risultati delle prove di laboratorio disponibili per l'intera tratta Frassa-Vitulano nel piano τ - σ' (piano Mohr-Coulomb), in figura è anche mostrato l'involuppo dei valori minimi e massimi dei parametri di progetto:

$\phi' = 32 \div 35^\circ$ angolo di resistenza al taglio
 $c' = 0$ kPa coesione drenata

Parametri di deformazione:

Per l'unità in esame le caratteristiche di deformazione sono state stimate dalle correlazioni in base alla prova SPT ed alla sismica Masw 6. Da cui si stimano i seguenti parametri di deformazione (vedasi Fig. 32, Fig. 33, Fig. 34):

$V_s = 200\div 950$ m/s velocità delle onde di taglio

$G_o = 80\div 1750$ MPa modulo di deformazione a taglio iniziale (a piccole deformazioni)

$E_o = 200\div 4550$ MPa modulo di deformazione elastico iniziale (a piccole deformazioni)

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>ITINERARIO NAPOLI-BARI. RADDOPPIO TRATTA CANCELLO – BENEVENTO. II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO. 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO - TELESE.</p>					
<p>RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE DELLE OPERE DI LINEA ALL'APERTO – SUB LOTTO 3</p>	<p>COMMESSA IF0F</p>	<p>LOTTO 32 D 11</p>	<p>CODIFICA RB</p>	<p>DOCUMENTO GE0001 001</p>	<p>REV. A</p>	<p>FOGLIO 66 di 238</p>

5.11 Argille varicolori – Unità ALVa (argille limose marnose)

Si tratta di argille, argille limose e argille marnose, con sottili intercalazioni sabbioso-limose, diffusi passaggi marnosi e ghiaie. Sono presenti nella parte finale del tracciato, dalla GN Roventa e rappresentano la formazione di base che si alterna in strati alle altre facies ALVb ed ALVc.

Le prove SPT hanno fornito valori tra 10 e 70 colpi/30 cm con qualche rifiuto (vedasi Fig. 37).

Nell'unità geotecnica in esame sono stati prelevati campioni indisturbati e rimaneggiati, su cui sono state eseguite prove di laboratorio.

Il peso di volume naturale è compreso tra 18.5 e 22 kN/m³ (vedasi Fig. 42).

Dall'analisi granulometrica si ha:

- percentuale di ghiaia generalmente compresa fra 0 e 31% (media 8%);
- percentuale di sabbia generalmente compresa fra 6 e 21% (media 12%);
- percentuale di fine (limo+argilla) compresa fra 39 e 98% (media 76%) con percentuale di limo compresa fra 41 e 76% e percentuale di argilla compresa fra 8 e 29%.

Il contenuto naturale d'acqua è compreso fra 14 e 21% (vedasi Fig. 43).

Il limite liquido è compreso tra 35% e 56% (media 45%), il limite plastico è compreso tra 19% e 34% (media 24%), l'indice plastico tra 17% e 22% (media 20%) (vedasi Fig. 43).

Dalla carta di plasticità di Casagrande il materiale è molto disperso (vedasi Fig. 44).

Parametri di resistenza:

In Fig. 45, in Fig. 46 ed in Fig. 47 sono mostrati i risultati delle prove di laboratorio sui campioni prelevati nell'unità ALVa del due sub-lotti 2 e 3. Per avere un maggior numero di dati a disposizione, per l'unità in esame sono stati considerati tutti i dati della tratta Frasso-Vitulano (sub lotti 2 e 3).

In Fig. 38 si riportano i parametri di resistenza ottenuti dalle prove di laboratorio dell'intera tratta in un unico grafico nel piano τ - σ' (piano Mohr-Coulomb); nella figura sono inoltre indicati gli involuipi dei valori minimo, medio, massimo dei parametri di resistenza scelti come valori caratteristici di progetto:

$c' = 15 \div 20$ (15) kPa coesione drenata (valore medio)

$\phi' = 23\div 28^\circ$ (25) angolo di resistenza al taglio (valore medio).

Per l'unità sono state eseguite anche prove di taglio diretto residue per la stima dei parametri di resistenza in condizioni residue (vedasi **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**):

$c' = 0$ kPa coesione drenata residua

$\phi' = 17\div 20^\circ$ angolo di resistenza al taglio residuo

In Fig. 41 sono mostrati i valori della resistenza al taglio non drenata dall'interpretazione delle prove SPT, dalle prove Pocket Penetrometer / Vane Test e laboratorio. Generalmente le prove Pocket Penetrometer eseguite nei sondaggi del 2017, hanno dato valori talvolta anomali rispetto ai dati delle altre campagne d'indagine negli stessi terreni. Cautelativamente si assumono i seguenti valori di progetto:

$c_u = 50\div 350$ kPa resistenza al taglio in condizioni non drenate

Parametri di deformazione:

Per l'unità in esame le caratteristiche di deformazione sono state stimate dalle prove sismiche eseguite sul lotto 3 e dalle correlazioni in base alle prove SPT (vedasi Fig. 40). Da cui si stimano i seguenti parametri di deformazione:

$V_s = 200\div 400$ m/s velocità delle onde di taglio

$G_o = 80\div 350$ MPa modulo di deformazione a taglio iniziale (a piccole deformazioni)

$E_o = 200\div 900$ MPa modulo di deformazione elastico iniziale (a piccole deformazioni)

5.12 Argille varicolori – Unità ALVb (argille limose marnose con calcari)

Si tratta di argille, argille limose e argille caotiche o a struttura scagliosa, in alternanza con calcari micritici, calcari-dolomitici, calcari marnosi e arenarie, in strati da sottili a spessi. Relativamente alle opere all'aperto, tale unità è intercettata in corrispondenza del viadotto Roventa e quindi nei sondaggi IF15V47, IF15V49 e IF15G40. In questi sondaggi della campagna del 2017 la descrizione stratigrafica mostra una alternanza di strati di ordine metrico di argilla limosa siltosa contenente ghiaia e clasti e strati di roccia calcarea sfatta molto alterata, presente come breccia e ghiaia in matrice sabbiosa limosa. Dalle stratigrafie dei sondaggi non è dichiarata come sia stata eseguita la perforazione dei sondaggi e quindi non si esclude che il materiale possa essere stato distrutto in fase di perforazione.

Le prove SPT hanno fornito valori tra 15 e rifiuto (100) colpi/30 cm (vedasi Fig. 37), a conferma dell'estrema variabilità anche granulometrica della formazione.

Nell'unità geotecnica in esame, nel sub-lotto 3, sono stati prelevati solo campioni rimaneggiati, su cui sono state eseguite prove di laboratorio (:analisi granulometriche e limiti di consistenza, quando determinabili). Nel sondaggio IF15V47 del 2017 su un campione rimaneggiato prelevato in una zona con predominante componente fina sono state anche eseguite prove di resistenza (triassiale non consolidata non drenata e triassiale consolidata non drenata).

Il peso di volume naturale è compreso tra 18 e 20.5 kN/m³ (vedasi Fig. 42).

Dall'analisi granulometrica si ha generalmente:

- percentuale di ghiaia compresa fra 28 e 71%;
- percentuale di sabbia compresa fra 14 e 28%;
- percentuale di fine (limo+argilla) compresa fra 6 e 57%, con percentuale di limo compresa fra 23 e 45% e percentuale di argilla compresa fra 3 e 12%.

Sul campione prelevato a 10 m del sondaggio IF15V47, come si evince dall'analisi granulometrica, prevale il contenuto di fine: percentuale di limo 69% e di argilla 28%. Il contenuto naturale d'acqua è 36%.

Parametri di resistenza:

Sul campione rimaneggiato, prelevato a 10 m nel sondaggio IF15V47, sono state fatte prove triassiali, da cui si è ottenuto: $c'=10$ kPa, $\varphi' = 27^\circ$ e $c_u=151$ kPa. Queste caratteristiche di resistenza sono rappresentative per la formazione con prevalenza pelitica e quindi più attribuibile all'unità ALVa.

Per la stima dei parametri di resistenza dell'unità ALVb si hanno solo i dati delle prove SPT e la descrizione dei sondaggi, quindi dalle informazioni attualmente in possesso, si delinea una prevalenza della composizione grossolana del materiale (roccia sfatta), come confermato dalle analisi granulometriche e dalle foto delle cassette catalogatrici. Pertanto ai fini del dimensionamento delle opere all'aperto (viadotto Roventa) si stima un angolo di resistenza al taglio dalle prove SPT di 35° (vedasi Fig. 88, a cui si associa cautelativamente coesione drenata nulla.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ITINERARIO NAPOLI-BARI. RADDOPPIO TRATTA CANCELLO – BENEVENTO. II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO. 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO - TELESE.					
	RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE DELLE OPERE DI LINEA ALL'APERTO – SUB LOTTO 3	COMMESSA IF0F	LOTTO 32 D 11	CODIFICA RB	DOCUMENTO GE0001 001	REV. A

Parametri di deformazione:

Per l'unità in esame le caratteristiche di deformazione sono state stimate dalle prove sismiche eseguite sul lotto 3 in corrispondenza del viadotto Roventa (vedasi Fig. 92, Fig. 93, Fig. 94, Fig. 95). Da cui si stimano i seguenti parametri di deformazione:

$V_s = 350\div 900$ m/s velocità delle onde di taglio

$G_o = 245\div 500$ MPa modulo di deformazione a taglio iniziale (a piccole deformazioni)

$E_o = 600\div 1200$ MPa modulo di deformazione elastico iniziale (a piccole deformazioni)

5.13 Argille varicolori – Unità ALVc (calcari)

Si tratta di calcari cristallini biancastri, da massivi a ben stratificati, con frequenti intercalazioni di calcareniti, brecciole calcaree e conglomerati a matrice marnosa e limoso-argillosa. Sono presenti nella parte finale del tracciato, dalla GN Roventa e rappresentano la formazione di base che si alterna in strati alle altre facies ALVb ed ALVa.

Si distinguono fasce con $RDQ = 20\div 50\%$ e zone particolarmente alterate e sfatte, costituite principalmente da ghiaia in matrice limoso/sabbiosa e ciottoli, con RQD praticamente nullo.

Nell'unità geotecnica in esame sono stati prelevati campioni rimaneggiati, su cui sono state eseguite prove di laboratorio.

Il peso di volume naturale è compreso tra 25.5 e 27 kN/m³ (vedasi Fig. 42).

Dall'analisi granulometrica eseguita sui campioni rimaneggiati terrosi si ha:

- percentuale di ghiaia compresa fra 25 e 99%;
- percentuale di sabbia compresa fra 0 e 35%;
- percentuale di fine (limo+argilla) compresa fra 0 e 40%.

Parametri di resistenza:

Sui campioni litoidi del sub-lotto 3 sono state eseguite prove di compressione monoassiale che hanno fornito valori di resistenza a compressione (σ_c) compresi tra 59 e 125 MPa, con valore medio $\sigma_{c,media} = 90$ MPa e relativo frattile inferiore al 10% $\sigma_{c,10\%} = 70$ MPa.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ITINERARIO NAPOLI-BARI. RADDOPPIO TRATTA CANCELLO – BENEVENTO. II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO. 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO - TELESE.					
	RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE DELLE OPERE DI LINEA ALL'APERTO – SUB LOTTO 3	COMMESSA IF0F	LOTTO 32 D 11	CODIFICA RB	DOCUMENTO GE0001 001	REV. A

La caratterizzazione geomeccanica dell'unità ALVc è stata fatta con Hoek e Brown; in Fig. 48 e Fig. 49 e sono riportati i risultati ottenuti per valori di $GSI = 10$ e 8 , $m_i = 8$, $D = 0.5$. Linearizzando il dominio di rottura di Hoek e Brown si ottiene:

$c' = 20\div 34$ kPa coesione drenata
 $\varphi' = 34\div 35^\circ$ angolo di resistenza al taglio

Parametri di deformazione:

Per l'unità in esame le caratteristiche di deformazione sono state stimate dalle prove sismiche eseguite sul lotto 3 (Down-Hole D23 e sismiche zona viadotto Raventa). Da cui si stimano i seguenti parametri di deformazione:

$V_s = 820\div 1200$ m/s velocità delle onde di taglio
 $E_o = 3500\div 7500$ MPa modulo di deformazione elastico iniziale (a piccole deformazioni)

5.14 Formazione di San Giorgio – Unità SG1a (argille limose marnose)

Si tratta di argille, argille limose e argille marnose, talvolta si rinvencono livelli di sabbie e sabbie limose e rari livelli di calcari e calcari marnosi, in strati da molto sottili a sottili. Sono presenti nella parte finale del tracciato, dalla GN Roventa e rappresentano la formazione di base che si alterna alla formazione delle argille varicolori

Le prove SPT hanno fornito valori tra 25 colpi/30 cm e rifiuto (vedasi Fig. 50).

Nell'unità geotecnica in esame sono stati prelevati campioni indisturbati su cui sono state eseguite prove di laboratorio.

Il peso di volume naturale è compreso tra 20 e 21 kN/m³ (vedasi Fig. 52).

Dall'analisi granulometrica si ha:

- percentuale di ghiaia 0%;
- percentuale di sabbia compresa fra 5 e 9%;
- percentuale di fine (limo+argilla) compresa fra 91 e 95%, con percentuale di limo compresa fra 73 e 79% e percentuale di argilla compresa fra 13 e 20%.

Il contenuto naturale d'acqua è compreso fra 22 e 24% (vedasi Fig. 57).

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ITINERARIO NAPOLI-BARI. RADDOPPIO TRATTA CANCELLO – BENEVENTO. II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO. 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO - TELESE.												
RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE DELLE OPERE DI LINEA ALL'APERTO – SUB LOTTO 3	<table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>IF0F</td> <td>32 D 11</td> <td>RB</td> <td>GE0001 001</td> <td>A</td> <td>71 di 238</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	IF0F	32 D 11	RB	GE0001 001	A	71 di 238
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
IF0F	32 D 11	RB	GE0001 001	A	71 di 238								

Il limite liquido è compreso tra 44% e 60%, il limite plastico è compreso tra 20% e 23%, l'indice plastico tra 24% e 37% (vedasi Fig. 57).

Dalla carta di plasticità di Casagrande il materiale è piuttosto disperso, collocabile nelle zone dell'argilla inorganica da poca ad elevata plasticità (vedasi Fig. 56).

Parametri di resistenza:

In Fig. 54 sono mostrati i risultati delle prove di laboratorio sui campioni prelevati.

In Fig. 55 si riportano i parametri di resistenza ottenuti dalle prove di laboratorio dell'intera tratta in un unico grafico nel piano τ - σ' (piano Mohr-Coulomb); nella figura è inoltre indicato l'involuppo medio dei parametri di resistenza di progetto:

$c' = 15$ kPa coesione drenata
 $\varphi' = 26^\circ$ angolo di resistenza al taglio

In Fig. 53 sono mostrati i valori della resistenza al taglio non drenata dall'interpretazione delle prove SPT, dalle prove Pocket Penetrometer / Vane Test e laboratorio. Generalmente le prove Pocket Penetrometer eseguite nei sondaggi del 2017, hanno dato valori talvolta anomali rispetto ai dati delle altre campagne d'indagine negli stessi terreni. Cautelativamente si assumono i seguenti valori di progetto:

$c_u = 75\div 350$ kPa resistenza al taglio in condizioni non drenate

Parametri di deformazione:

Per l'unità in esame le caratteristiche di deformazione sono state stimate dalle prove (Masw 7) e dalle correlazioni in base alle prove SPT (Fig. 51, Fig. 59). Da cui si stimano i seguenti parametri di deformazione:

$V_s = 200\div 400$ m/s velocità delle onde di taglio
 $G_o = 80\div 405$ MPa modulo di deformazione a taglio iniziale (a piccole deformazioni)
 $E_o = 200\div 1000$ MPa modulo di deformazione elastico iniziale (a piccole deformazioni)

5.15 Formazione di San Giorgio – Unità SG1b (arenarie)

Si tratta di arenarie quarzoso-feldspatiche, in strati da spessi a molto spessi, talora laminati, in alternanza con argille limose e argille marnose. Sono presenti nel tratto finale dopo la GN Le Forche.

In corrispondenza di questa unità è stato eseguito il sondaggio S46 della campagna del 1985. Nella stratigrafia il materiale è descritto come alternanza di argille scistose, livelli di trovanti/blocchi litoidi calcarei, strati di calcari molto sfatti e lenti di arenarie a cemento calcareo marnoso. Nel sondaggio sono state eseguite prove SPT che hanno fornito valori tra 55 colpi/30 cm e rifiuto (vedasi Fig. 50).

Nell'unità geotecnica non sono disponibili campioni (nel sondaggio dovrebbero esserne stati prelevati 3 ma non sono disponibili).

Nei livelli prevalentemente pelitici nel sondaggio sono stati misurati valori di Pocket Penetrometer tra 1 e 4 MPa e, in alcuni strati, anche maggiori di 6 MPa.

Nei livelli litoidi sono indicati valori di RQD tra 74 e 90%.

Il peso di volume naturale è assunto 20.5 kN/m^3 (vedasi Fig. 52).

Per quanto riguarda i parametri di resistenza e deformabilità, poiché si hanno poche informazioni sulla formazione in oggetto, cautelativamente si assumono i valori assegnati in progetto alla formazione SG1a (stessa formazione geologica in facies prevalentemente pelitica, i cui valori sono di seguito sintetizzati).

Parametri di resistenza:

Parametri di resistenza di progetto:

$c' = 15 \text{ kPa}$ coesione drenata
 $\varphi' = 26^\circ$ angolo di resistenza al taglio
 $c_u = 75\div 350 \text{ kPa}$ resistenza al taglio in condizioni non drenate

Parametri di deformazione:

Parametri di deformazione di progetto:

$V_s = 200\div 400 \text{ m/s}$ velocità delle onde di taglio
 $G_o = 80\div 405 \text{ MPa}$ modulo di deformazione a taglio iniziale (a piccole deformazioni)
 $E_o = 200\div 1000 \text{ MPa}$ modulo di deformazione elastico iniziale (a piccole deformazioni)

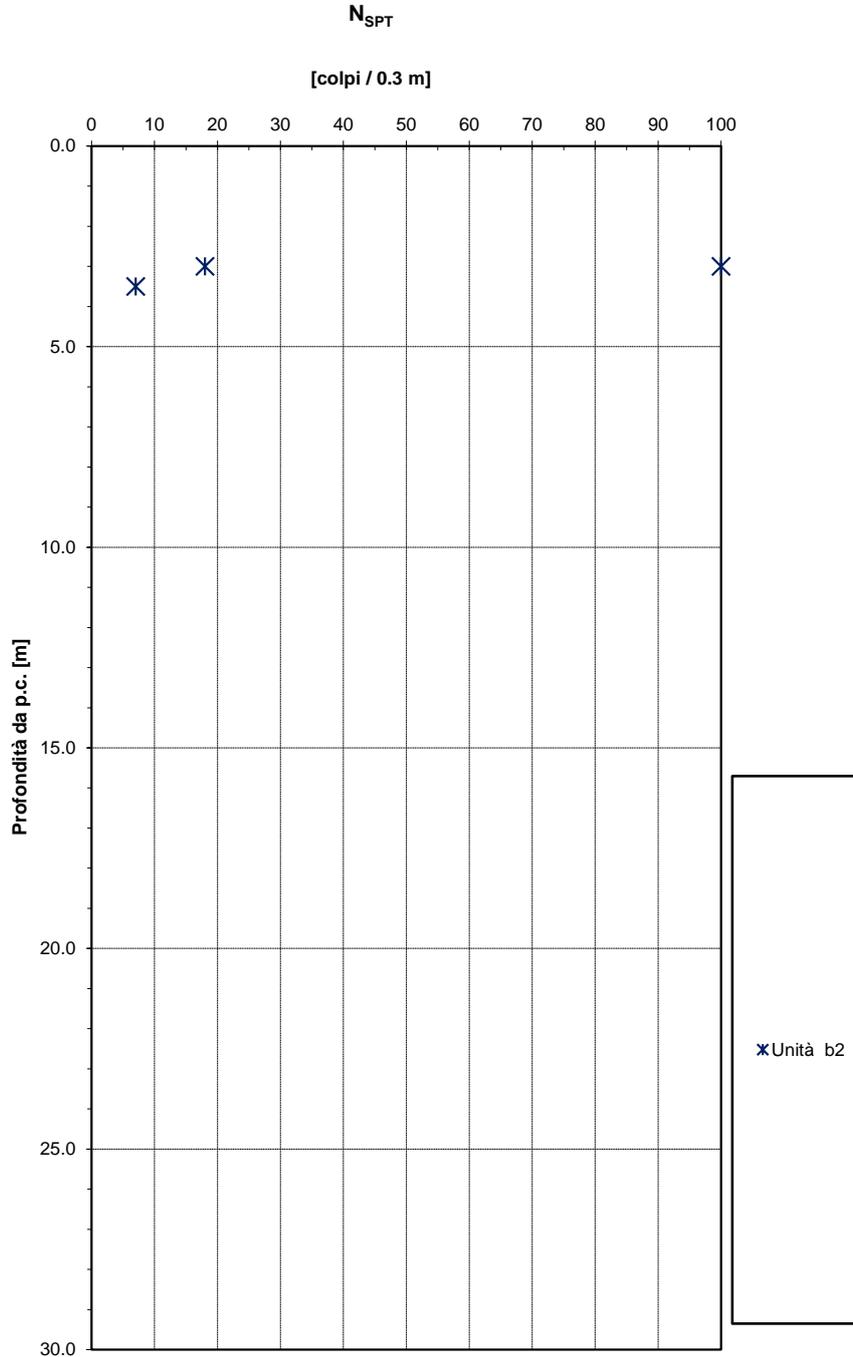


Fig. 4 – Valori di N_{SPT} – Unità b2

Andamento della resistenza al taglio non drenata

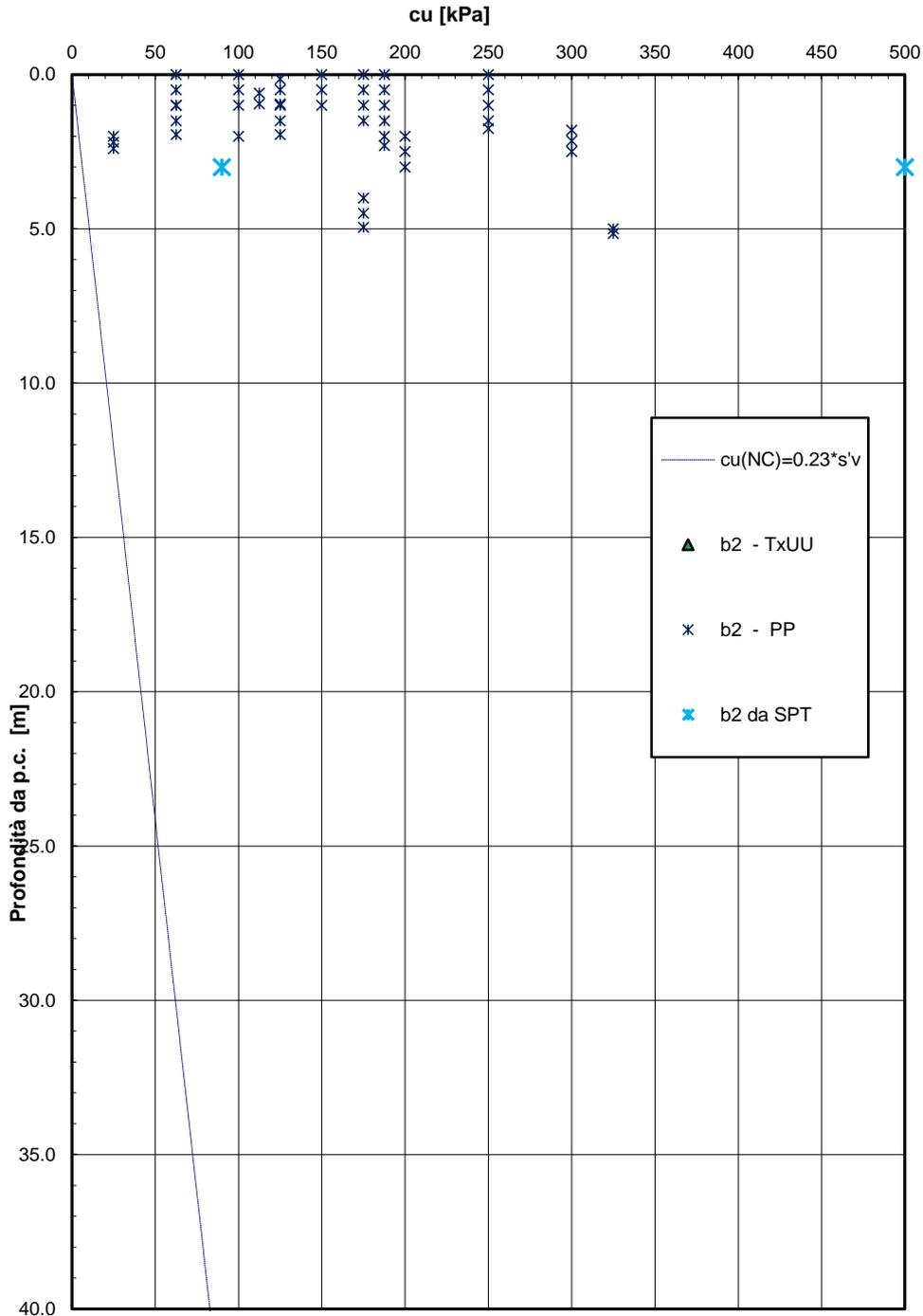


Fig. 5 - Resistenza al taglio non drenata - Unità b2

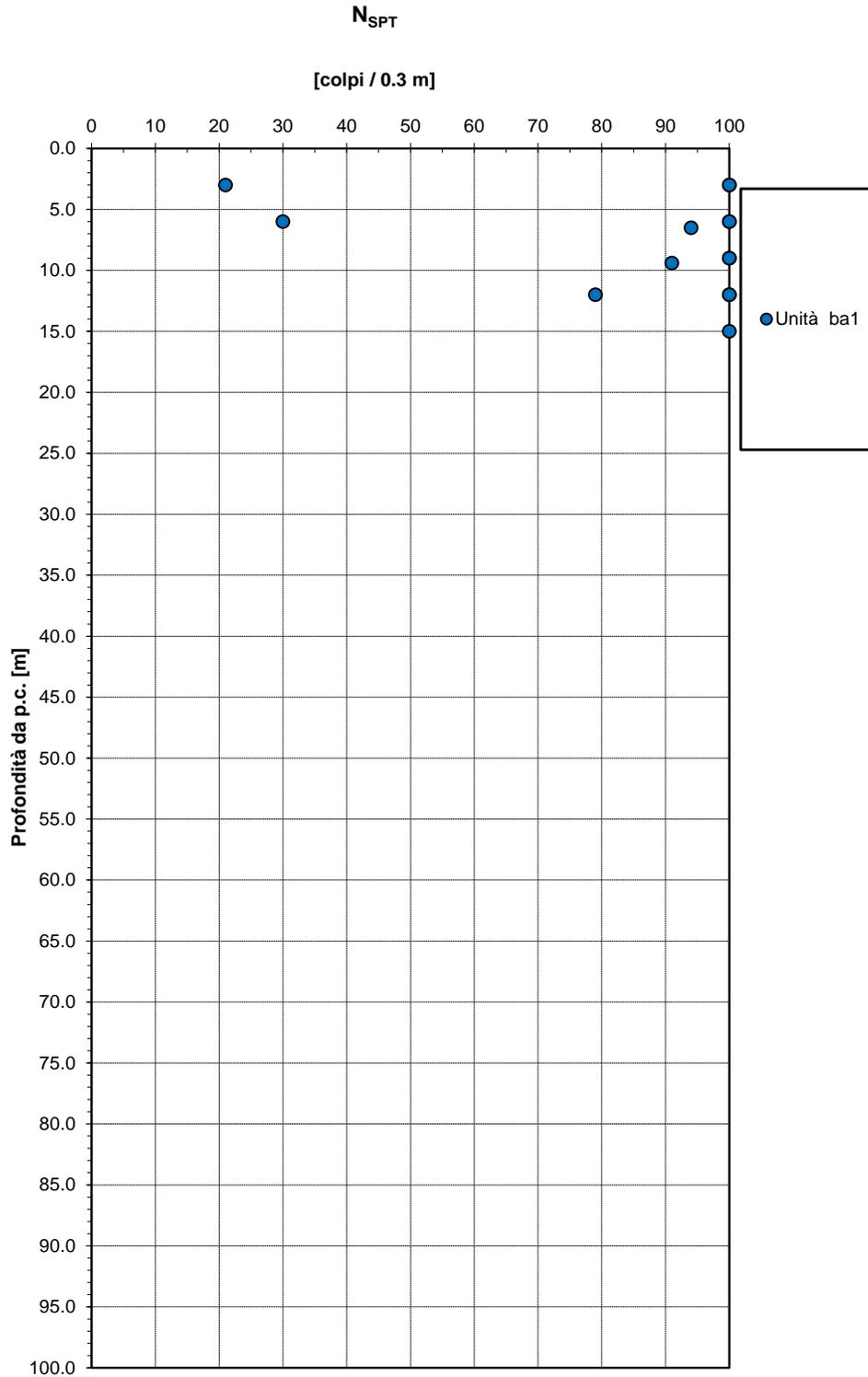


Fig. 6 – Valori di N_{SPT} – Unità ba1

Densità relativa da prove SPT

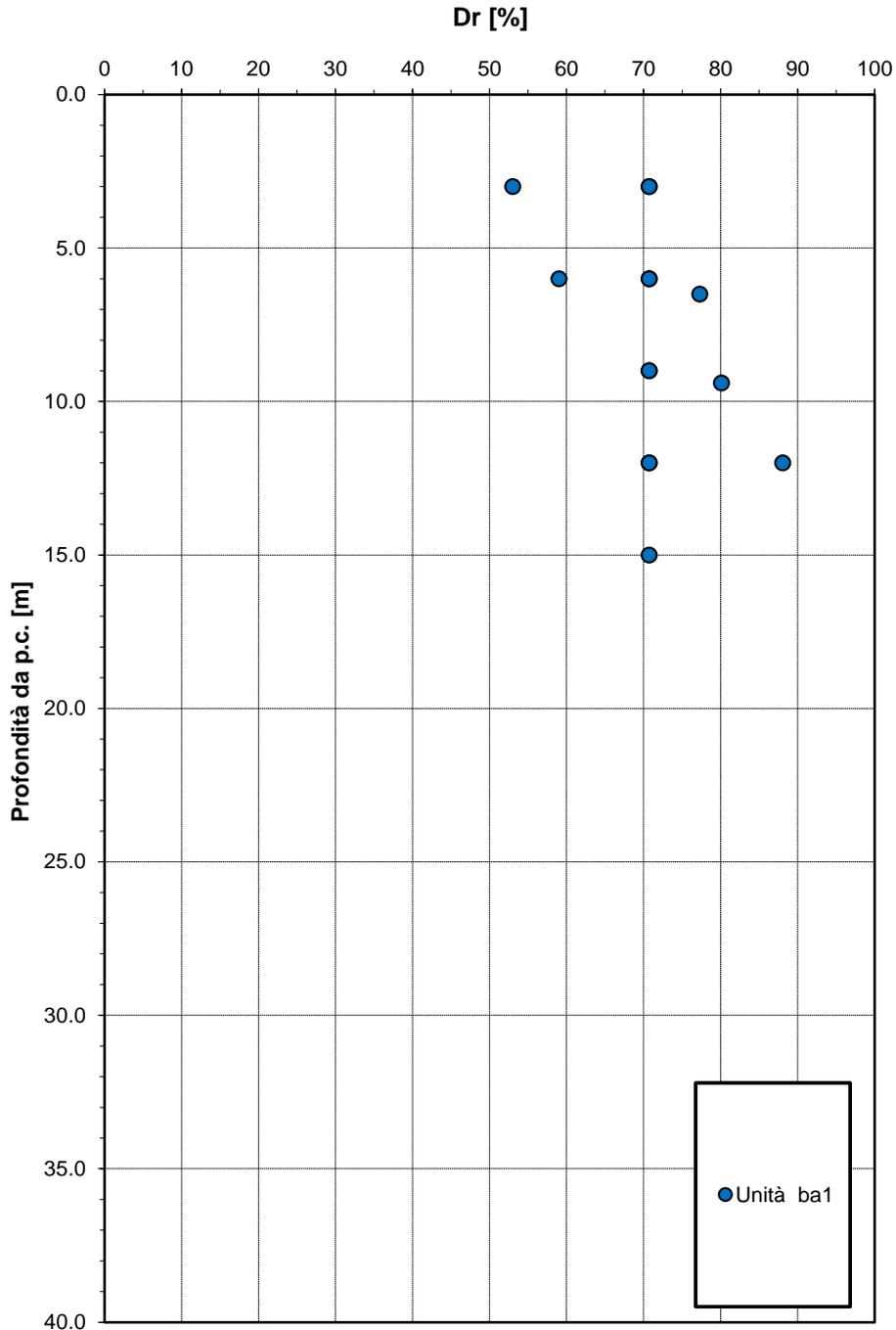


Fig. 7 – Densità relativa da prove SPT – Unità ba1

Angolo di resistenza al taglio da prove SPT

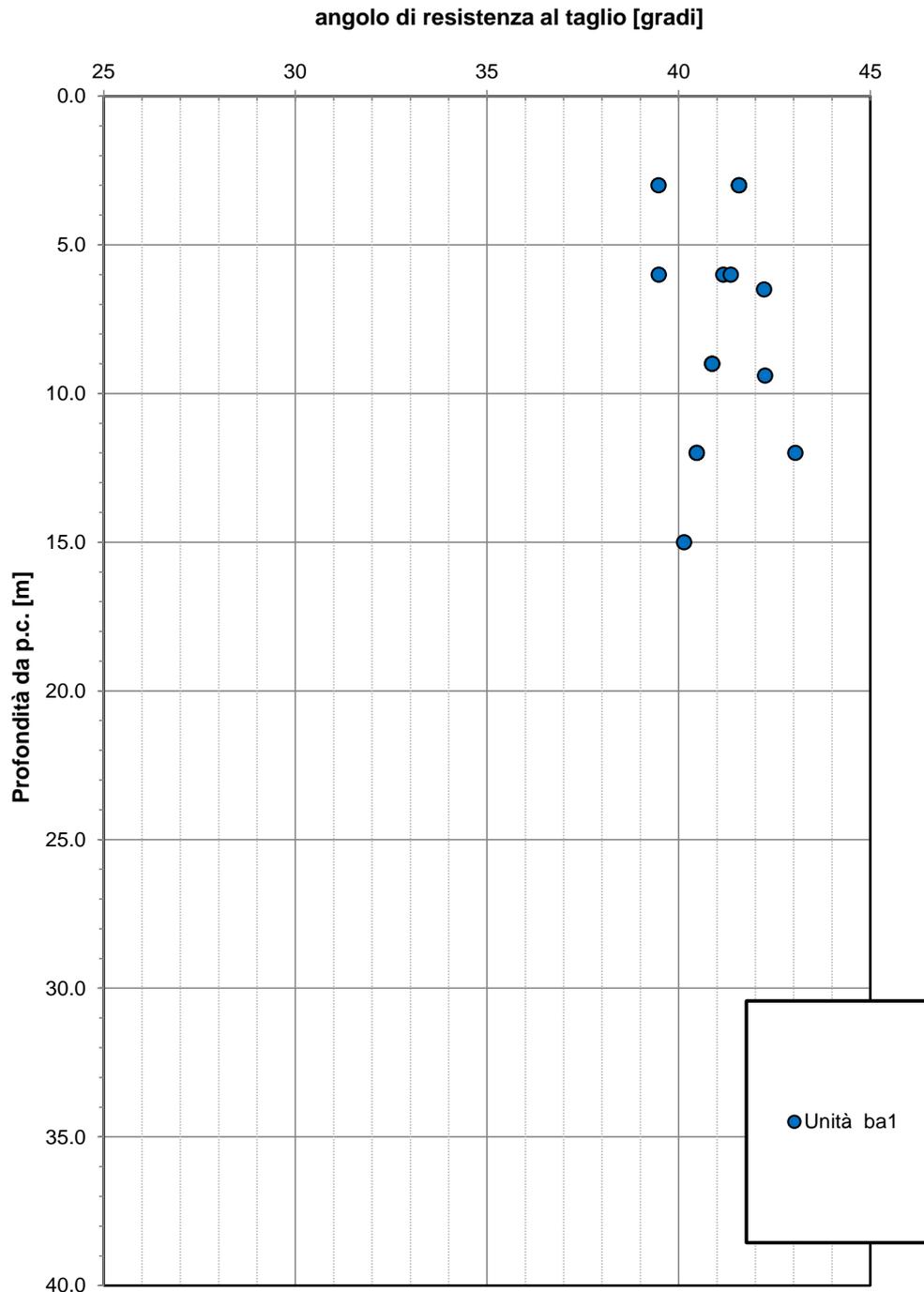


Fig. 8 – Angolo di resistenza al taglio da prove SPT – Unità ba1

Correlazione $N_{SPT}-\phi'$, De Mello (1971)

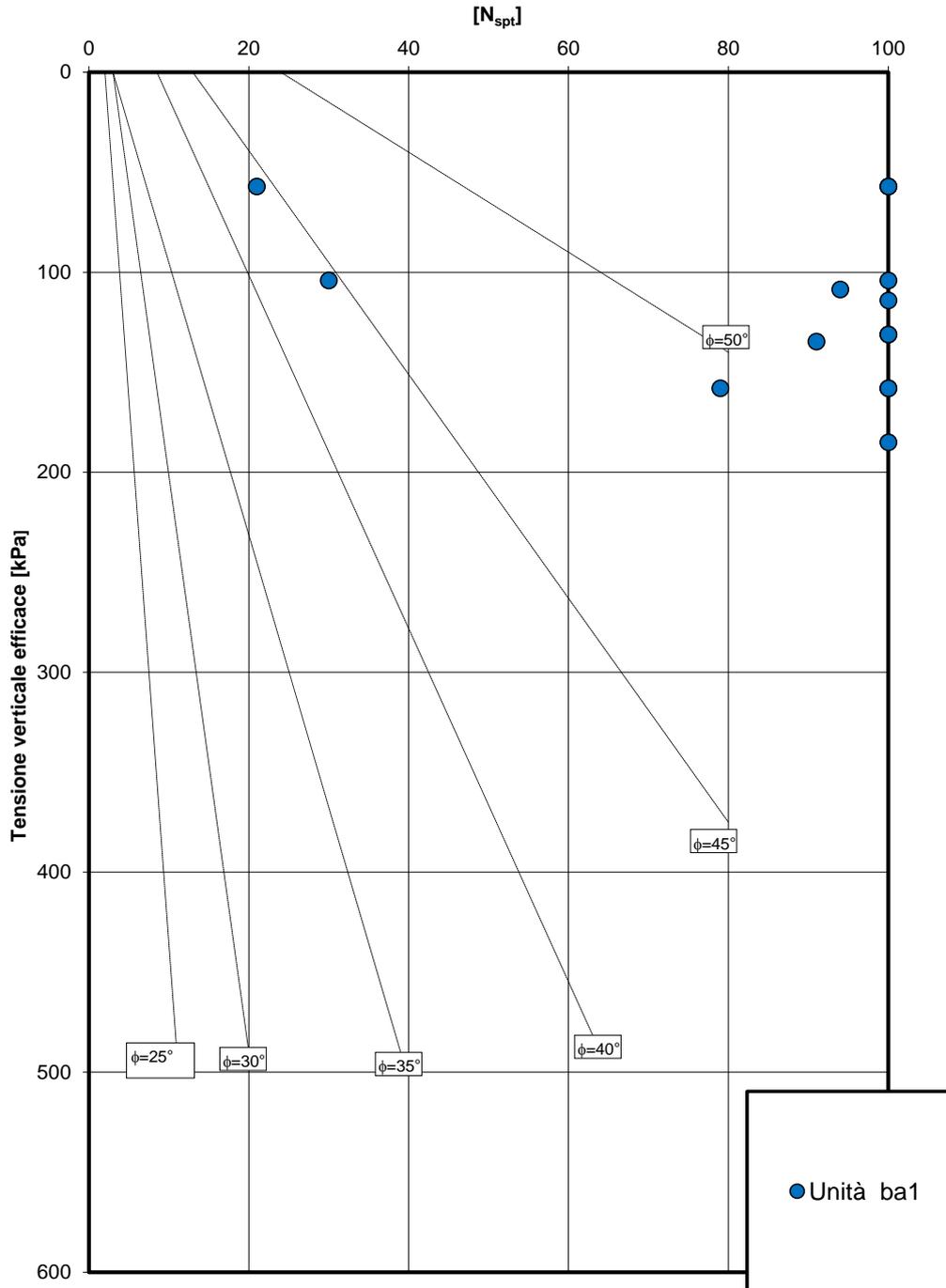


Fig. 9 - Correlazione N_{SPT} e ϕ' (De Mello, 1971) - Unità ba1

Velocità delle onde di taglio da prove SPT e sismiche

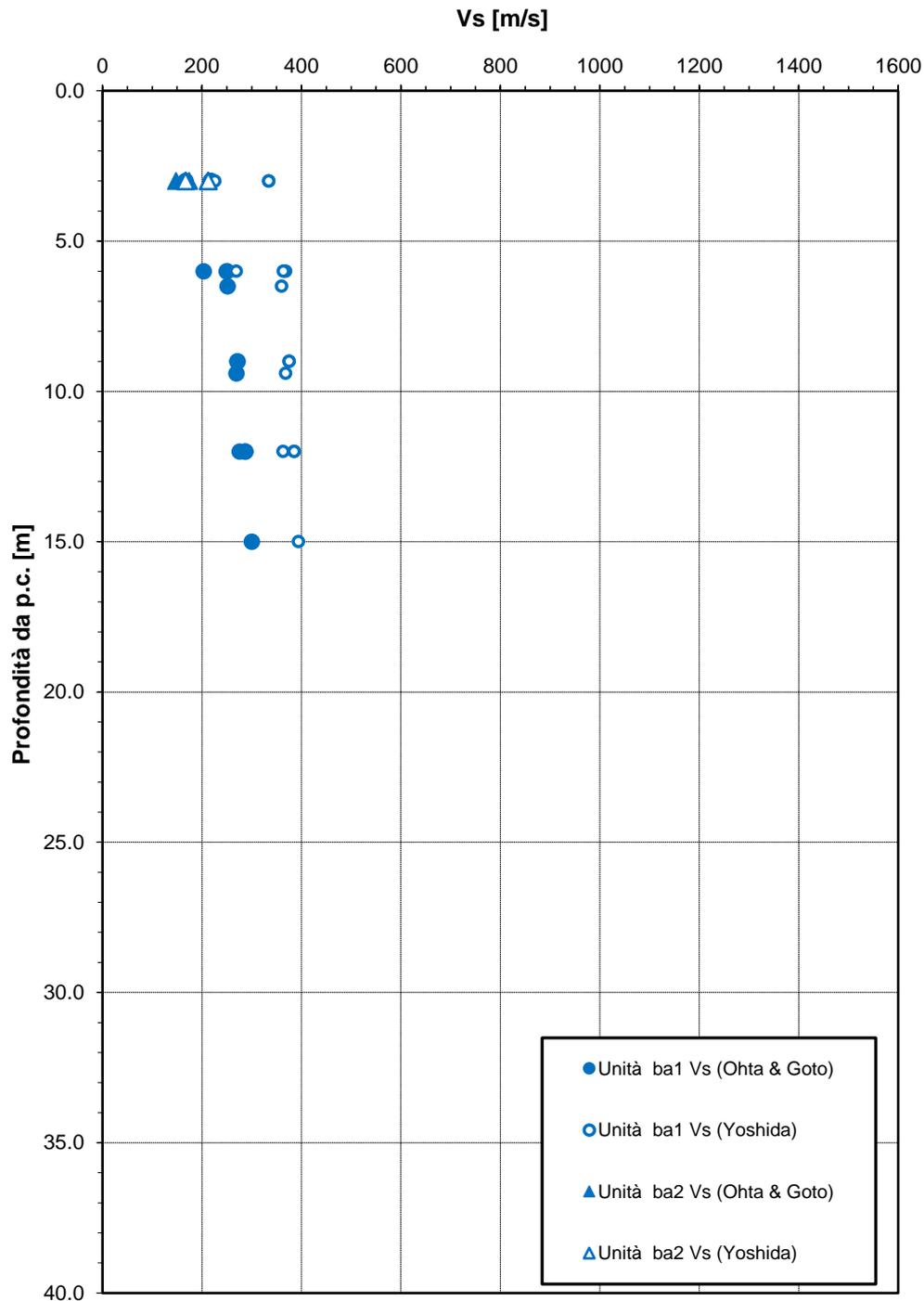


Fig. 10 – Velocità delle onde di taglio da prove SPT– Unità ba1, ba2

Modulo di deformazione a taglio iniziale da prove SPT e sismiche

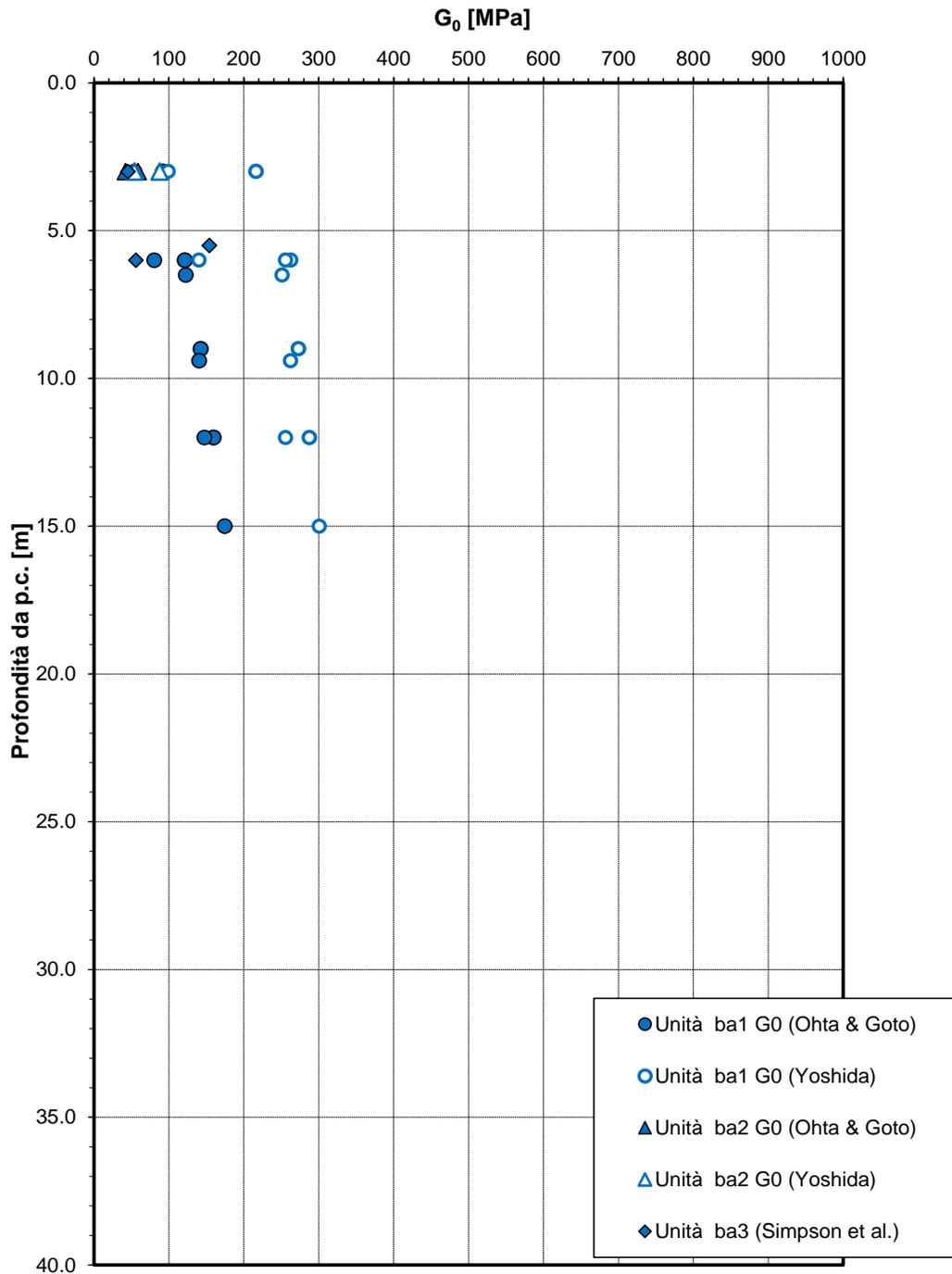


Fig. 11 – Modulo di deformazione a taglio iniziale da prove SPT– Unità ba1, ba2

Modulo di deformazione elastico iniziale da prove SPT e sismiche

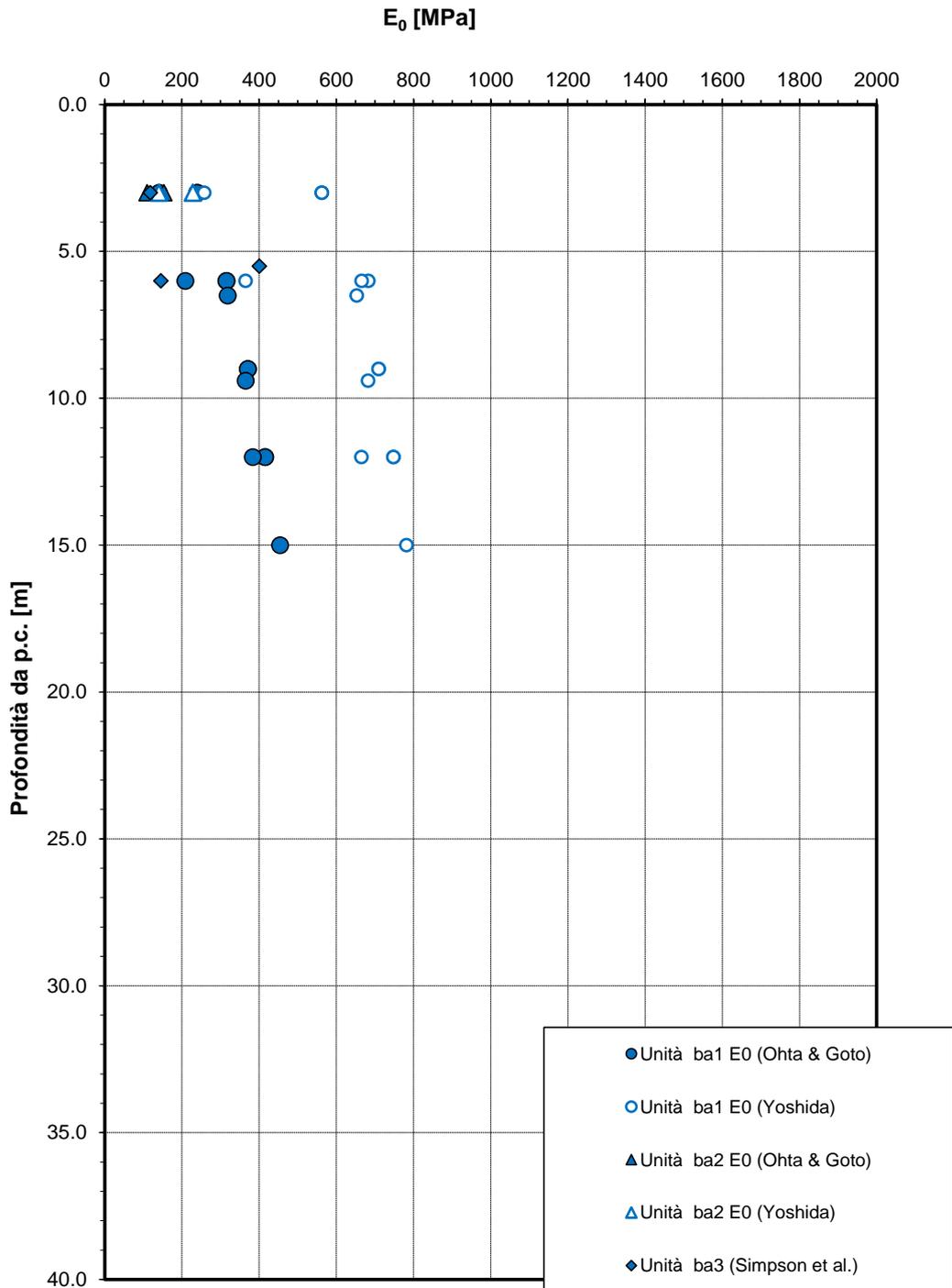


Fig. 12 – Modulo di deformazione elastico iniziale da prove SPT– Unità ba1, ba2

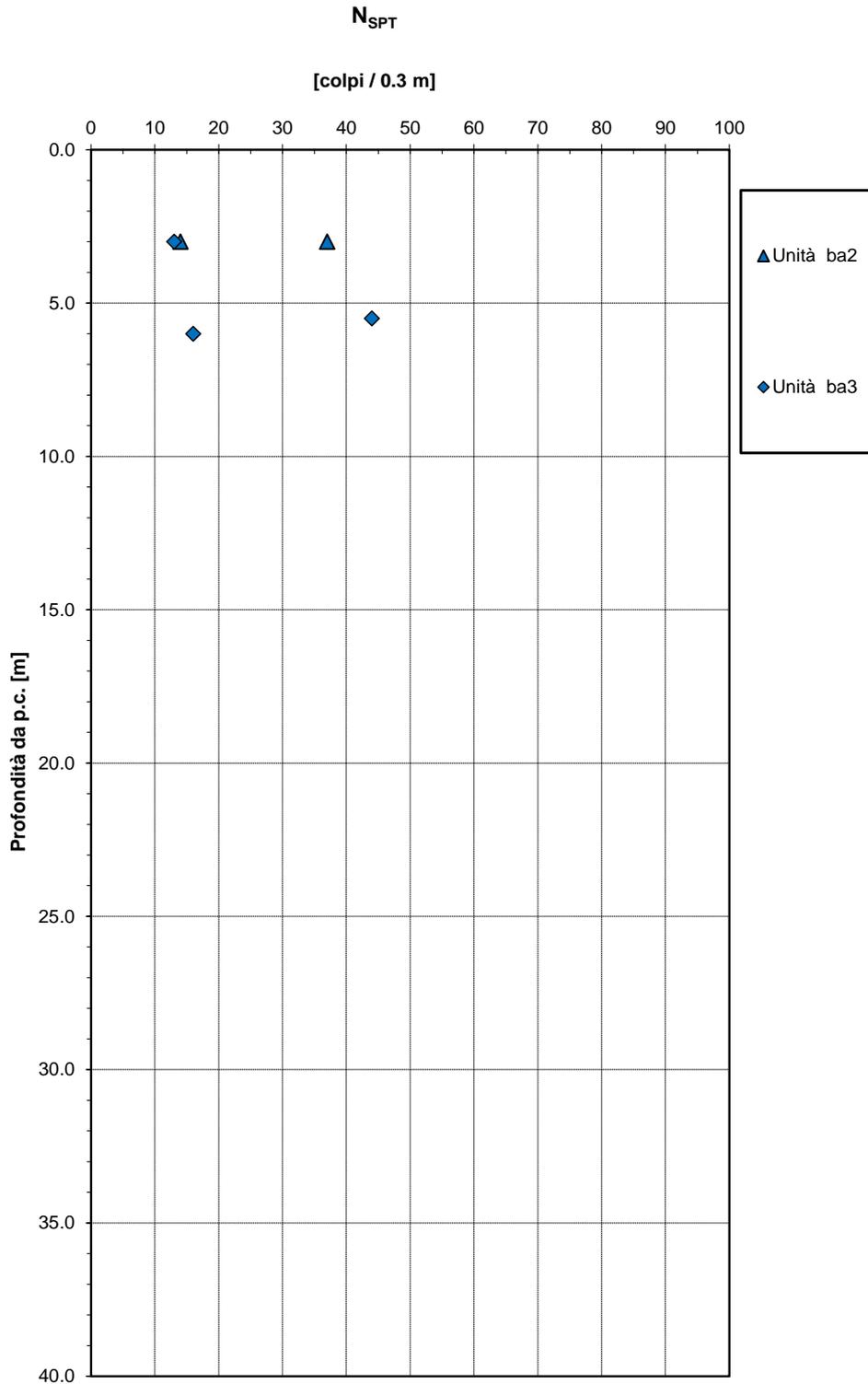


Fig. 13 – Valori di N_{SPT} – Unità ba2, ba3

Densità relativa da prove SPT

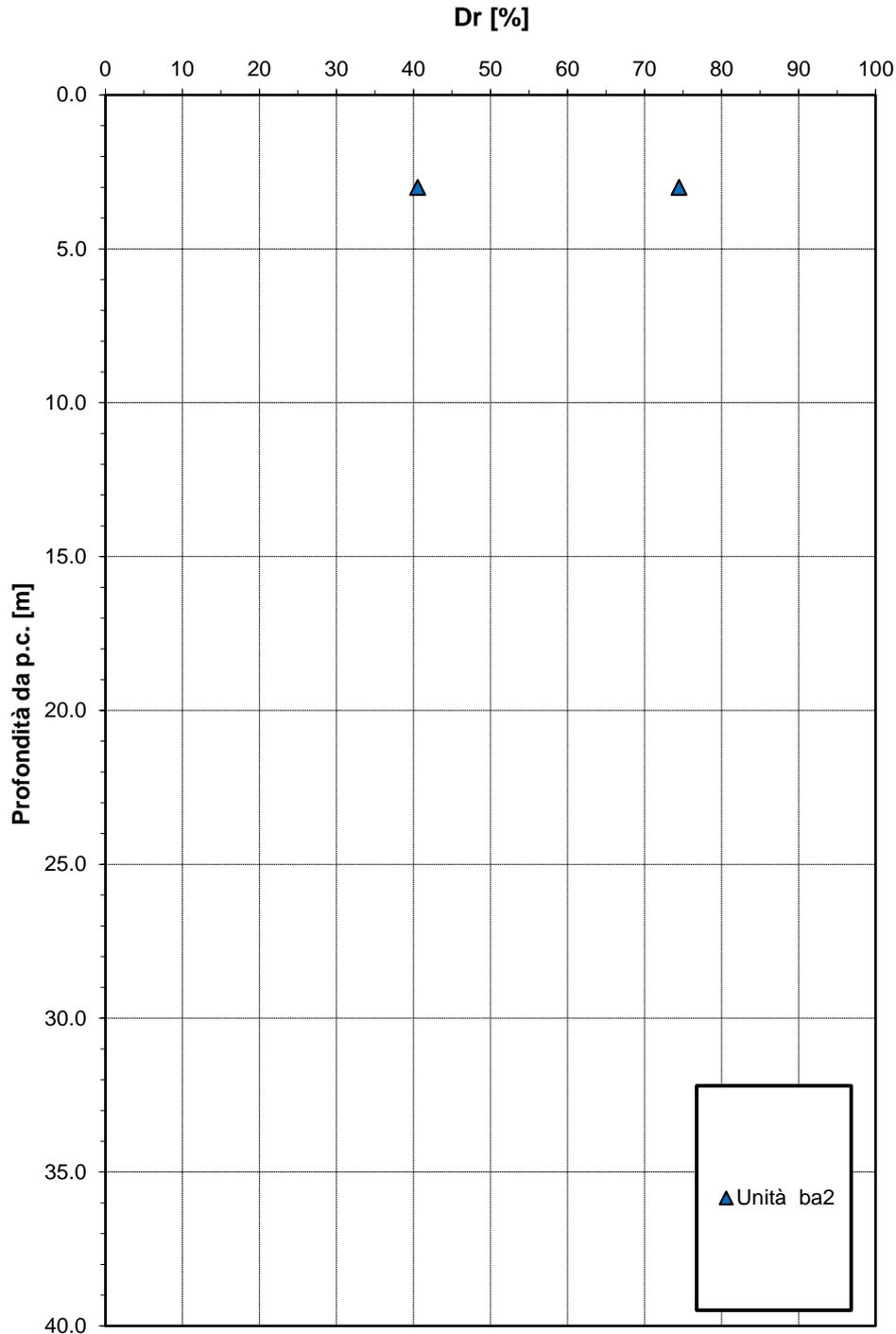


Fig. 14 – Densità relativa da prove SPT – Unità ba2

Angolo di resistenza al taglio da prove SPT

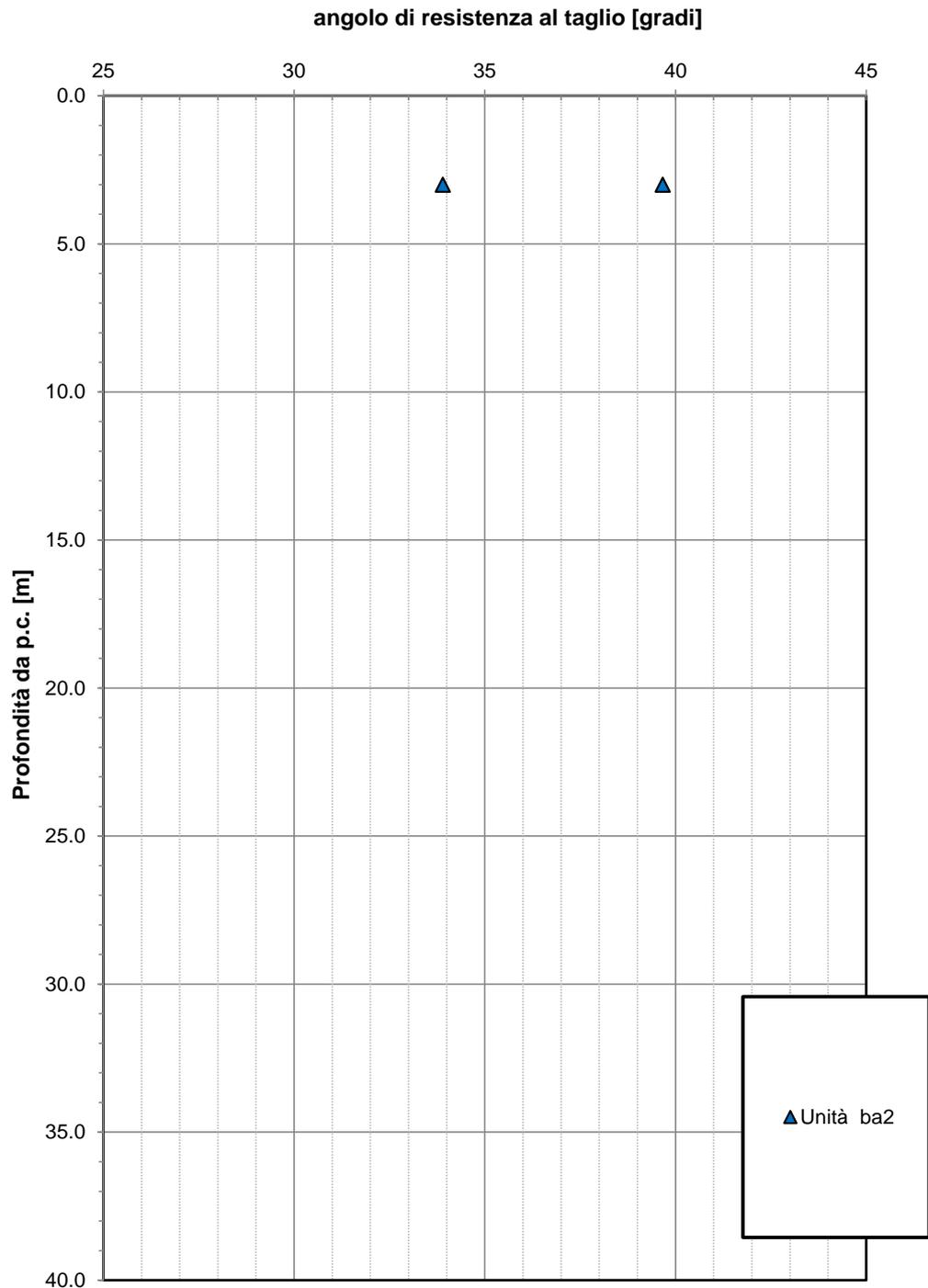


Fig. 15 – Angolo di resistenza al taglio da prove SPT – Unità ba2

Correlazione $N_{SPT}-\phi'$, De Mello (1971)

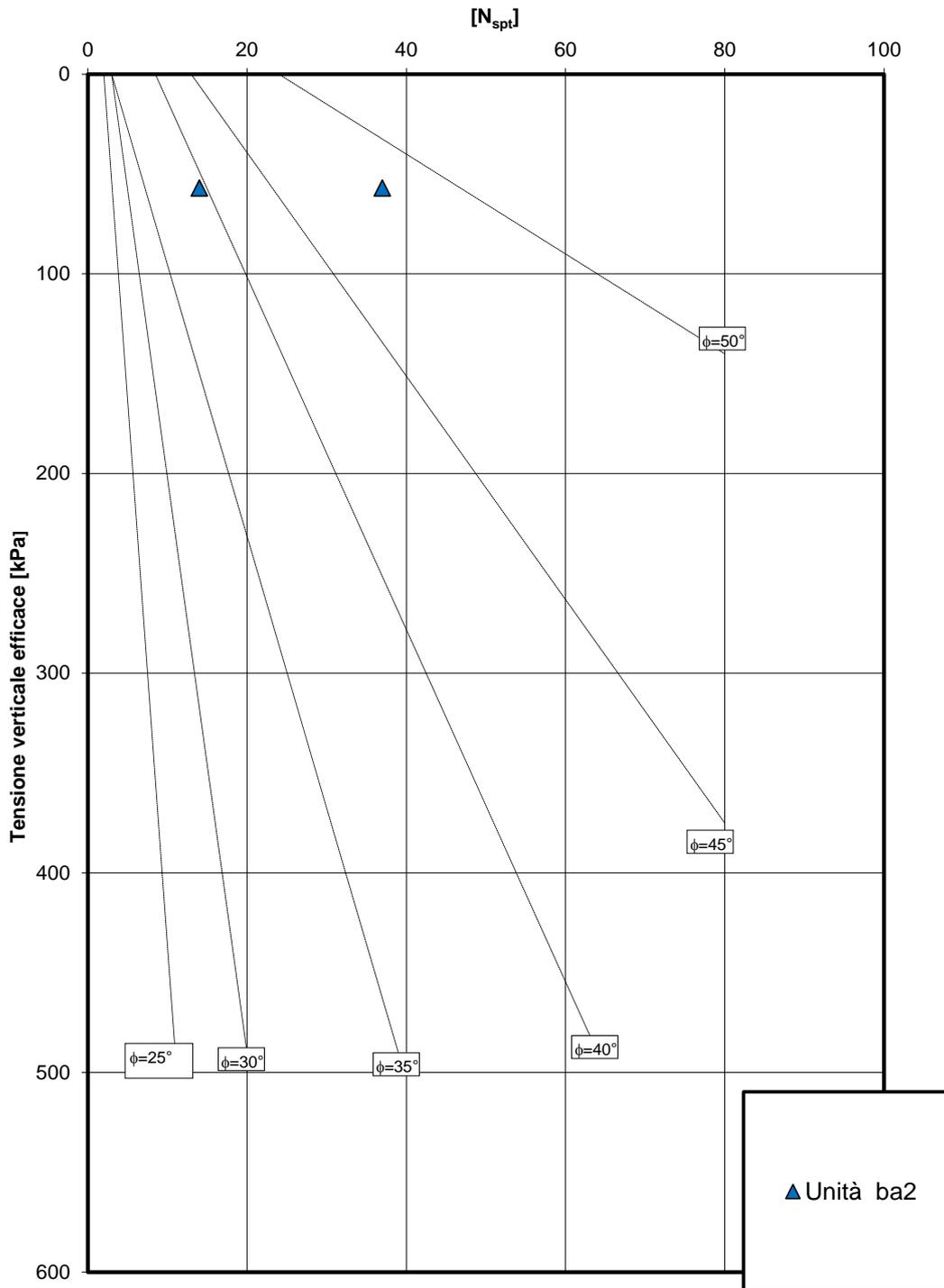


Fig. 16 – Correlazione N_{SPT} e ϕ' (De Mello, 1971) – Unità ba2

Andamento della resistenza al taglio non drenata

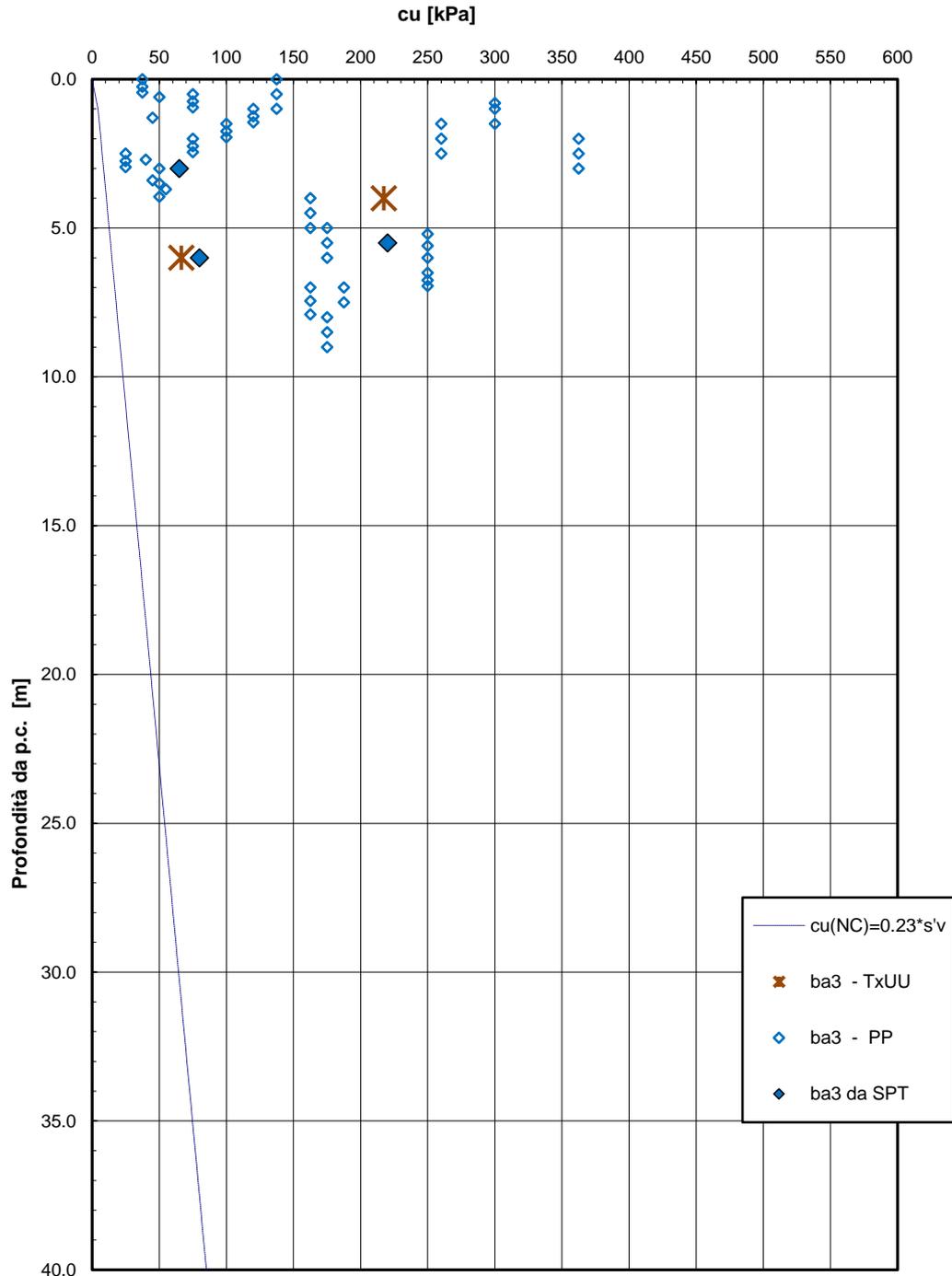


Fig. 17 – Resistenza al taglio non drenata – Unità ba3

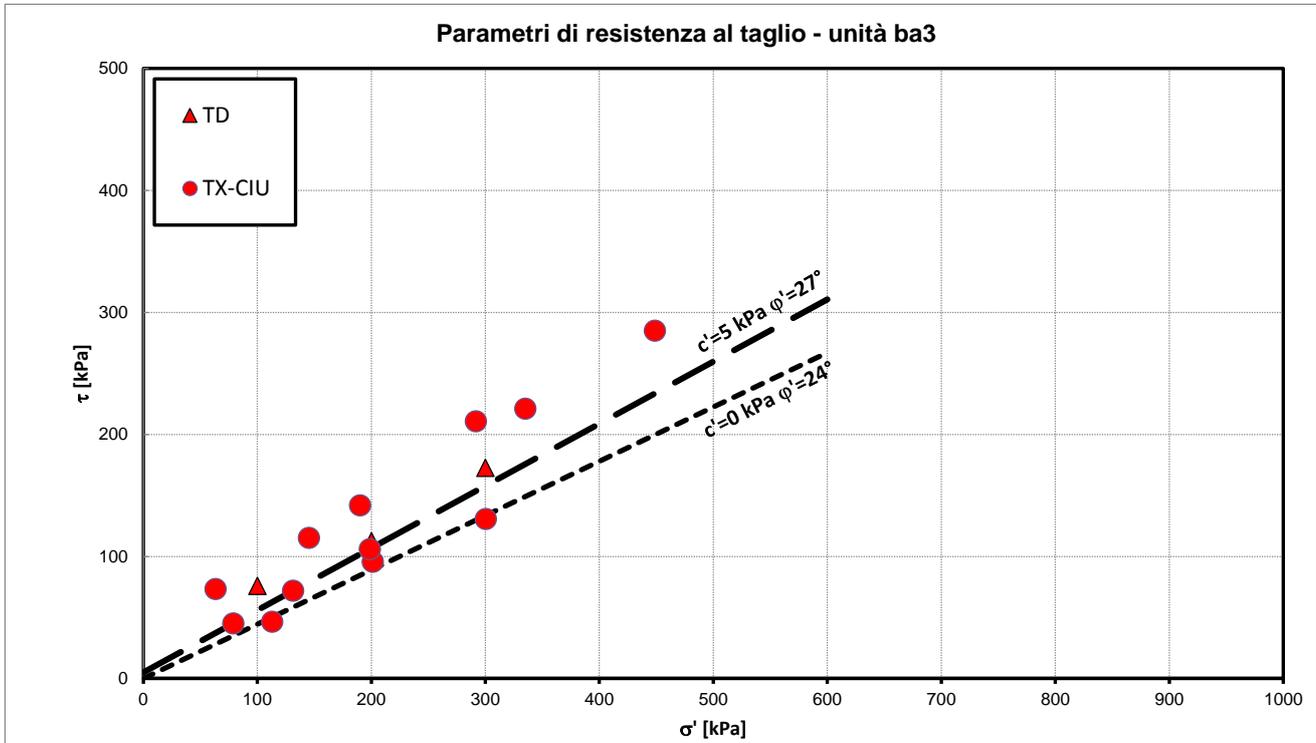


Fig. 18 – Parametri di resistenza – Unità ba3

Andamento della coesione e dell'angolo di resistenza al taglio

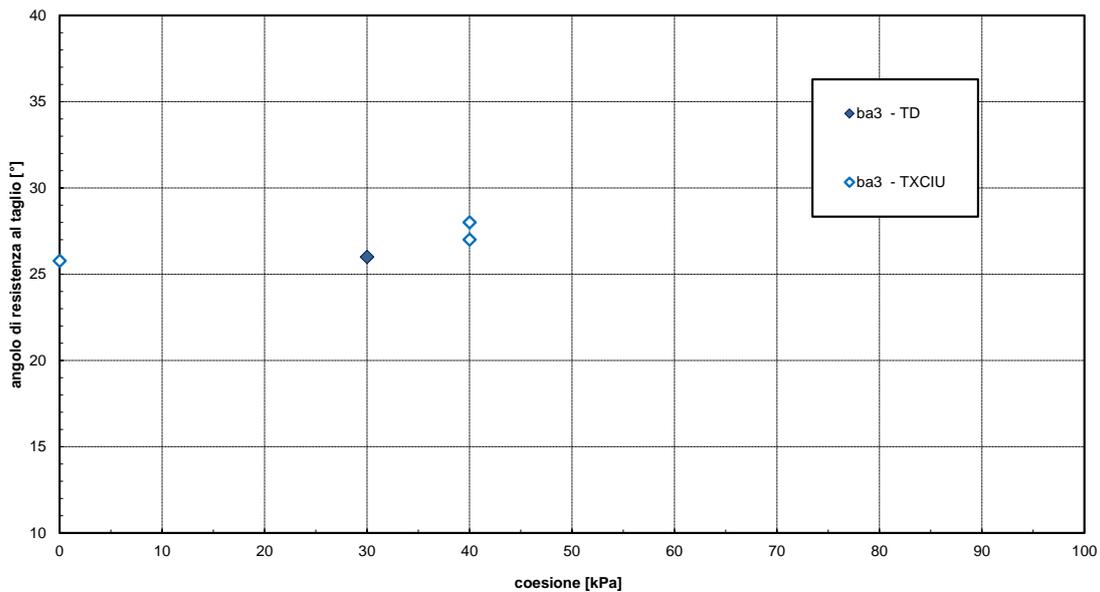


Fig. 19 – Resistenza al taglio e coesione drenata – Unità ba3

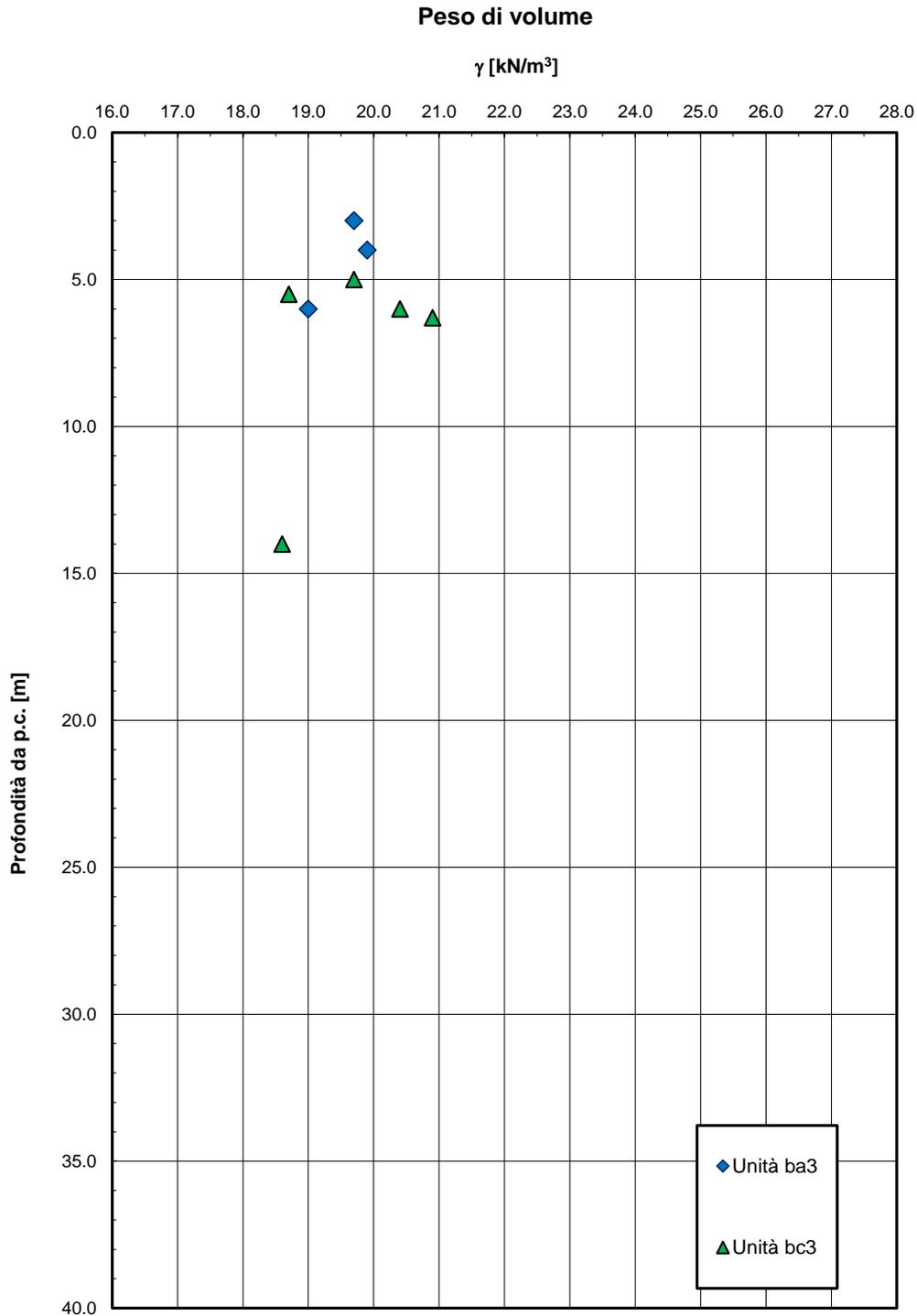


Fig. 20 – Peso di volume naturale – Unità ba3, bc3

Limiti di Atterberg e contenuto naturale d'acqua

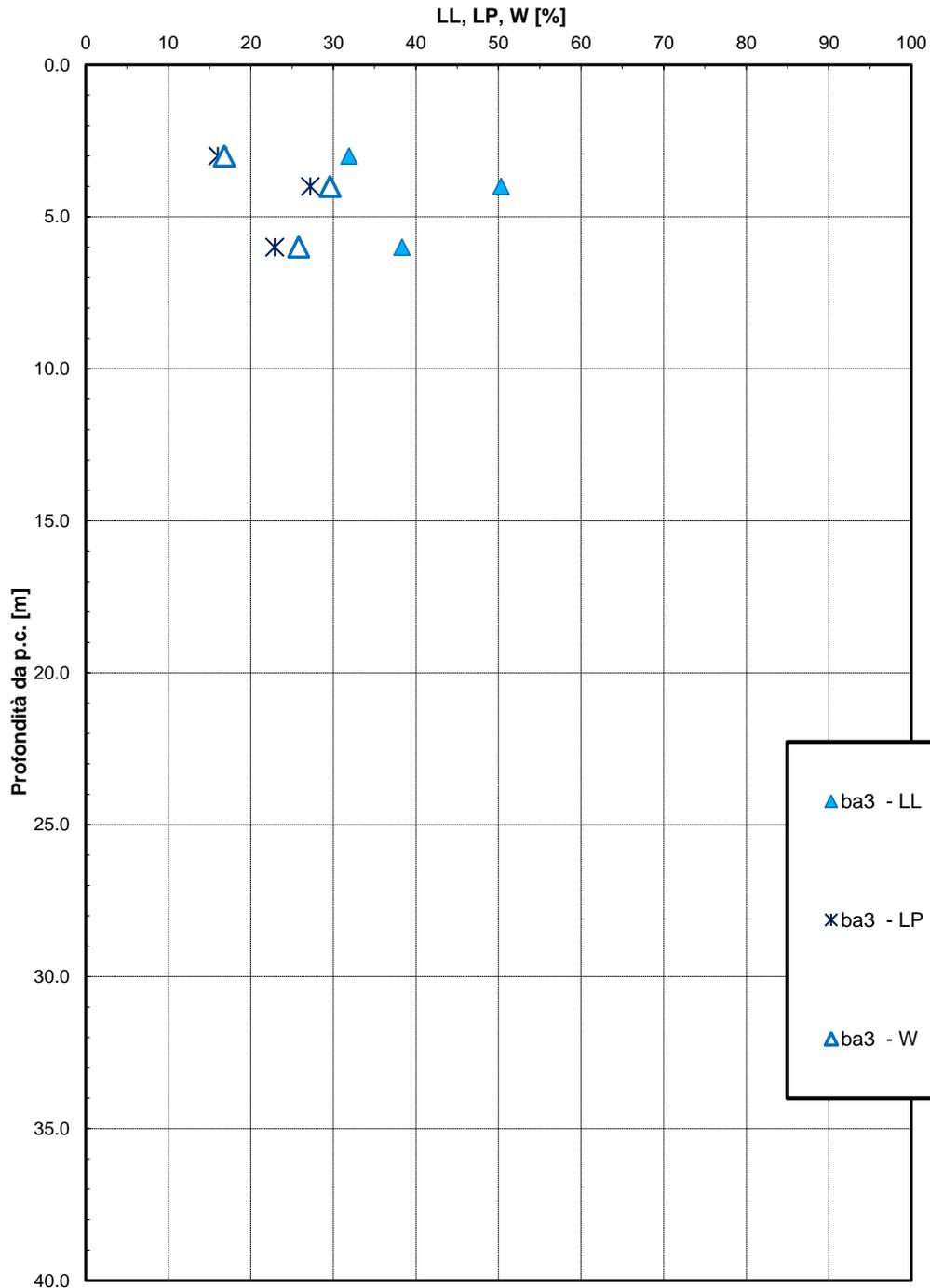


Fig. 21 – Limiti di consistenza e contenuto naturale d'acqua – Unità ba3

Carta di Plasticità di Casagrande

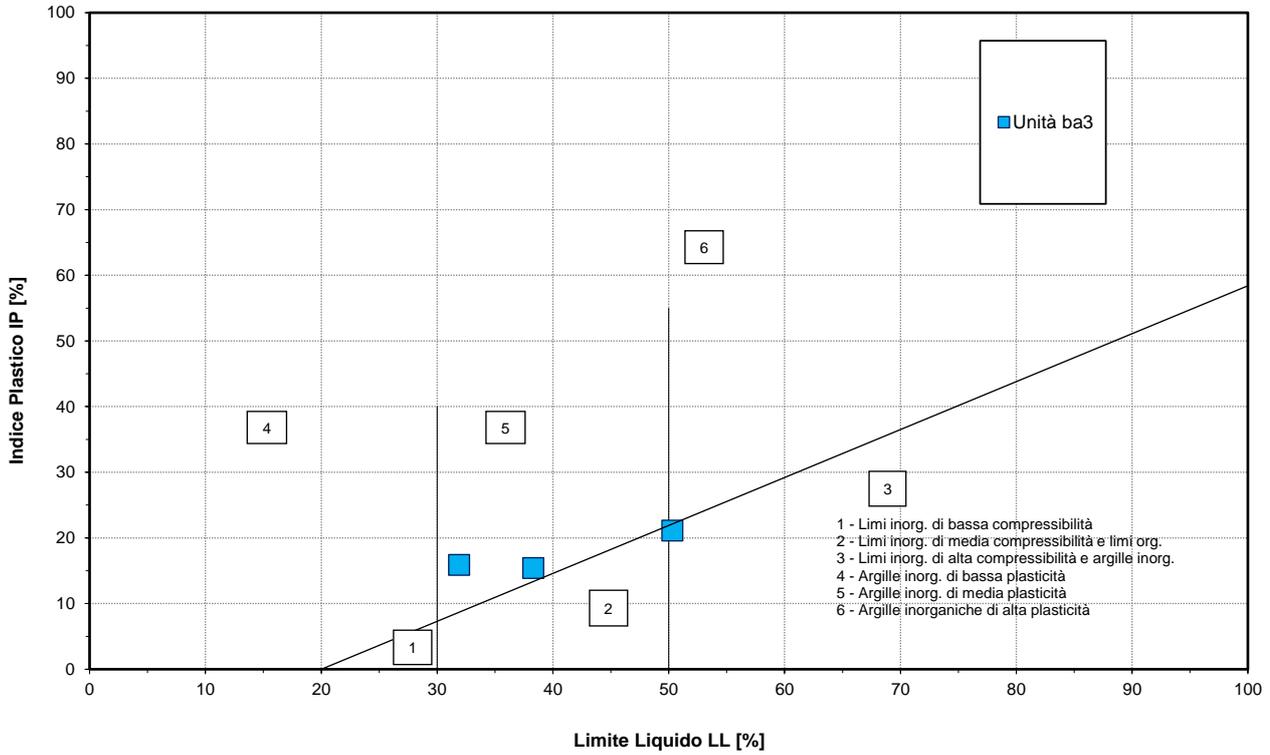


Fig. 22 – Carta di plasticità di Casagrande– Unità ba3

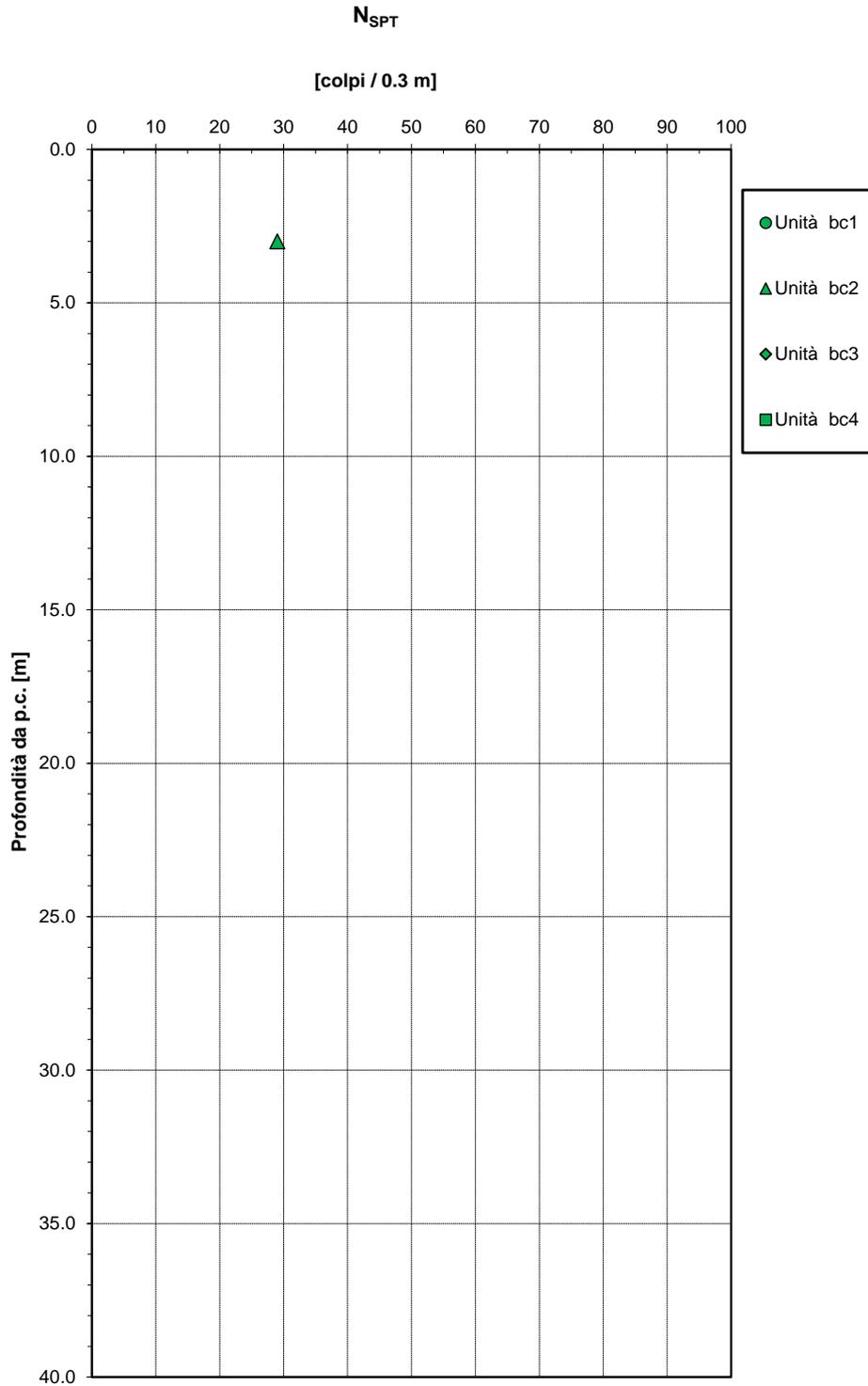


Fig. 23 – Valori di N_{SPT} – Unità bc2

Densità relativa da prove SPT

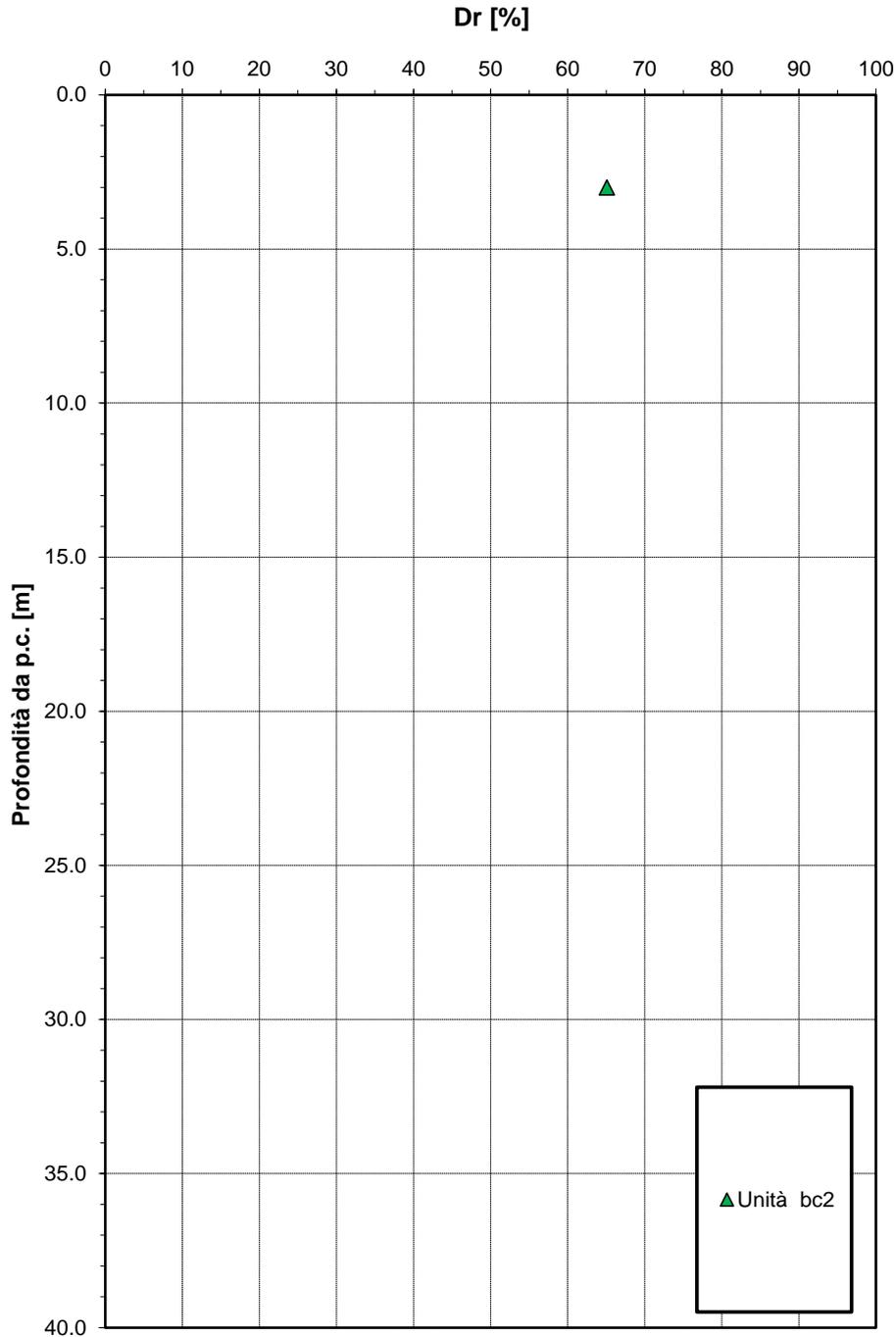


Fig. 24 – Densità relativa da prove SPT – Unità bc2

Angolo di resistenza al taglio da prove SPT

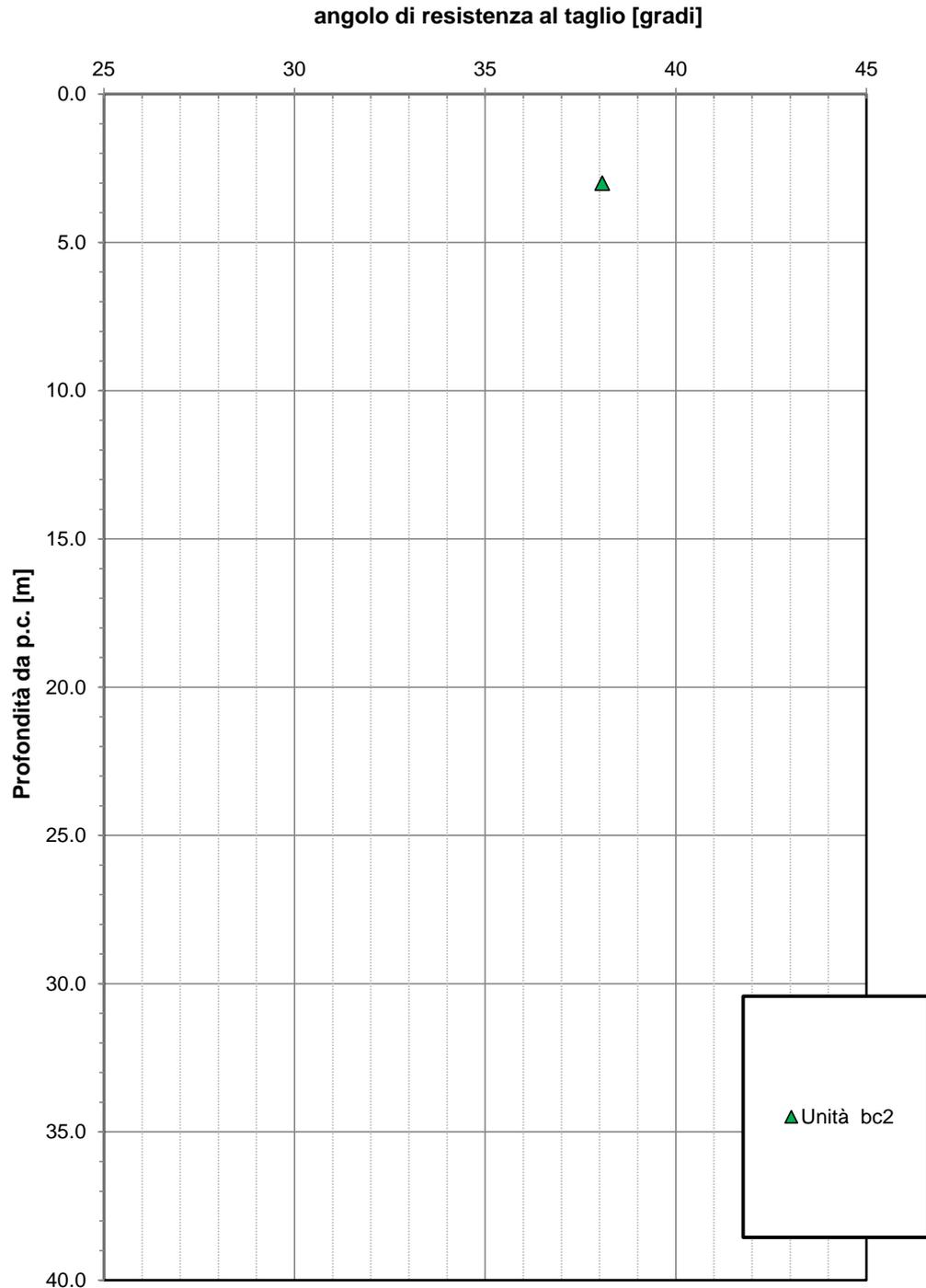


Fig. 25 – Angolo di resistenza al taglio da prove SPT – Unità bc2

Velocità delle onde di taglio da prove SPT e sismiche

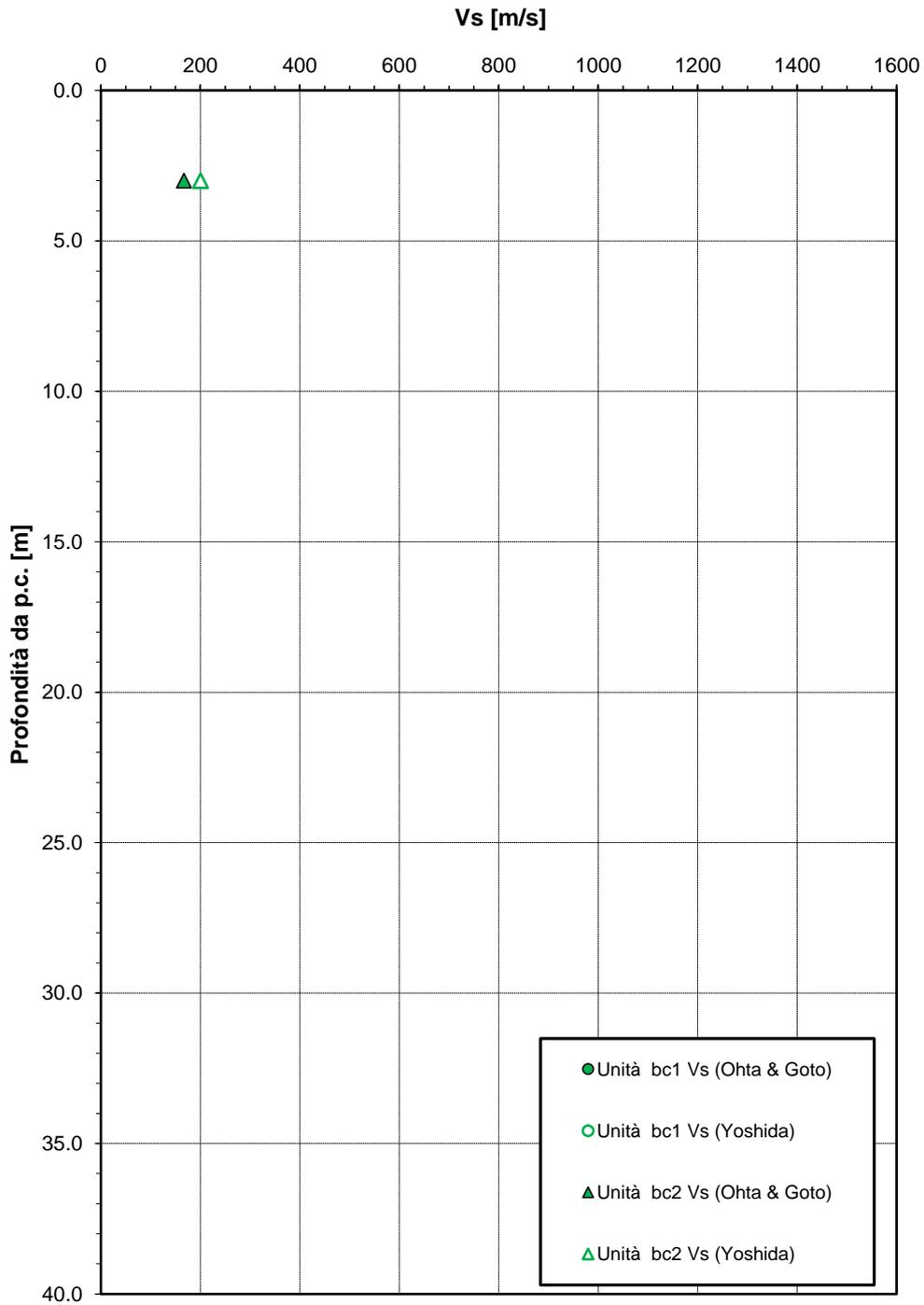


Fig. 26 – Velocità delle onde di taglio da prove SPT – Unità bc2

Densità relativa da prove SPT

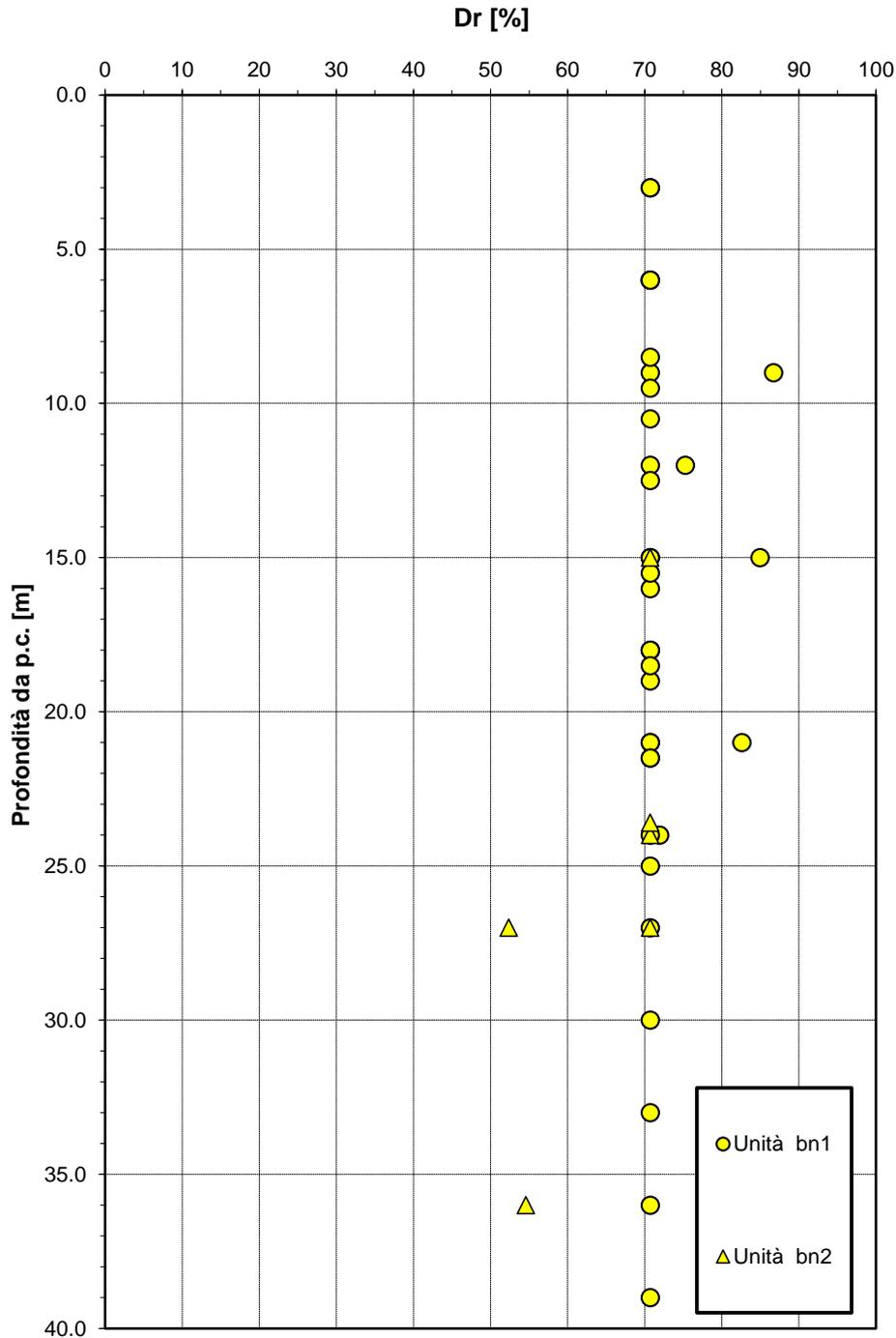


Fig. 28 – Densità relativa da prove SPT – Unità bn1, bn2

Angolo di resistenza al taglio da prove SPT

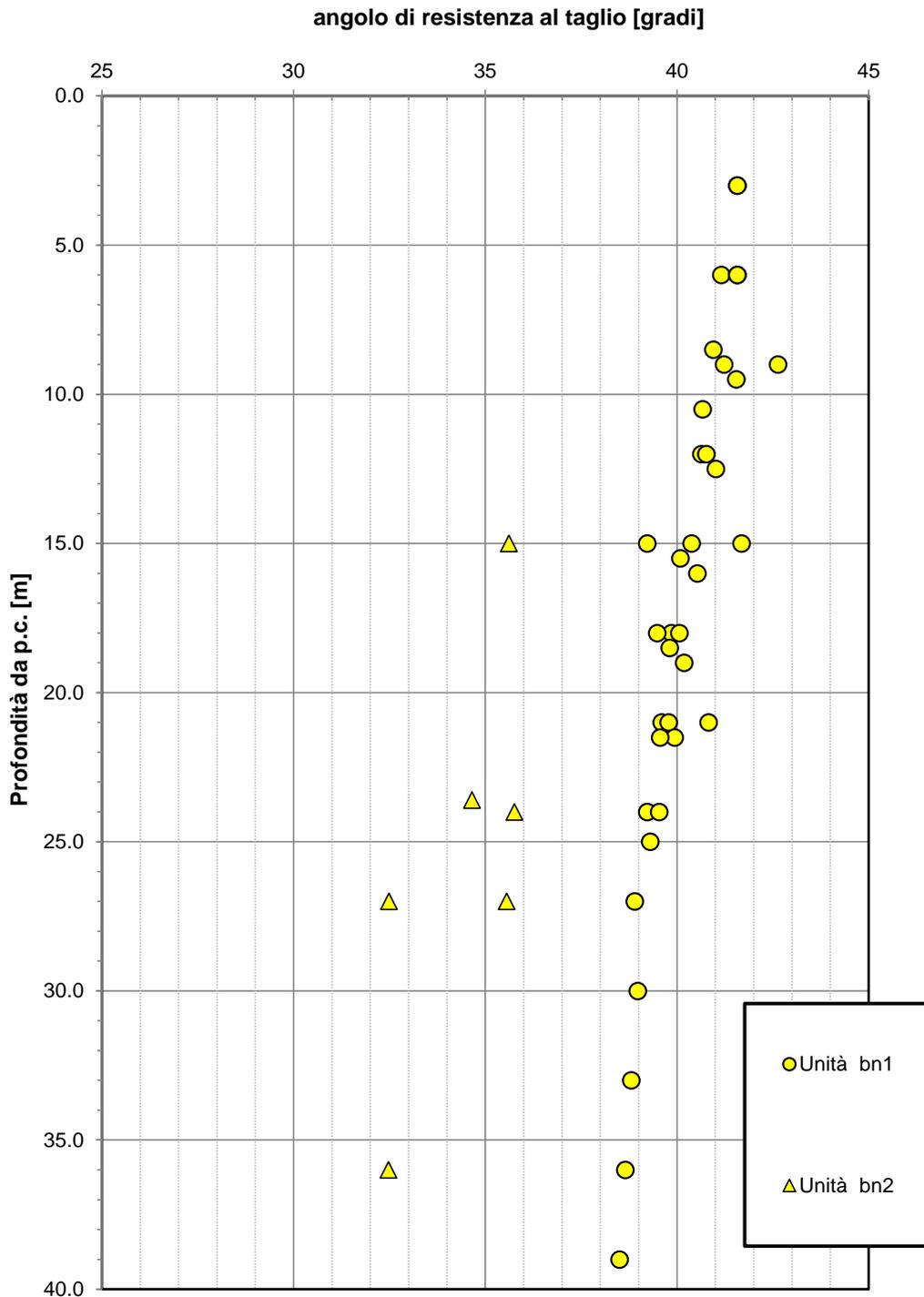


Fig. 29 – Angolo di resistenza al taglio da prove SPT – Unità bn1, bn2

Correlazione $N_{SPT}-\phi'$, De Mello (1971)

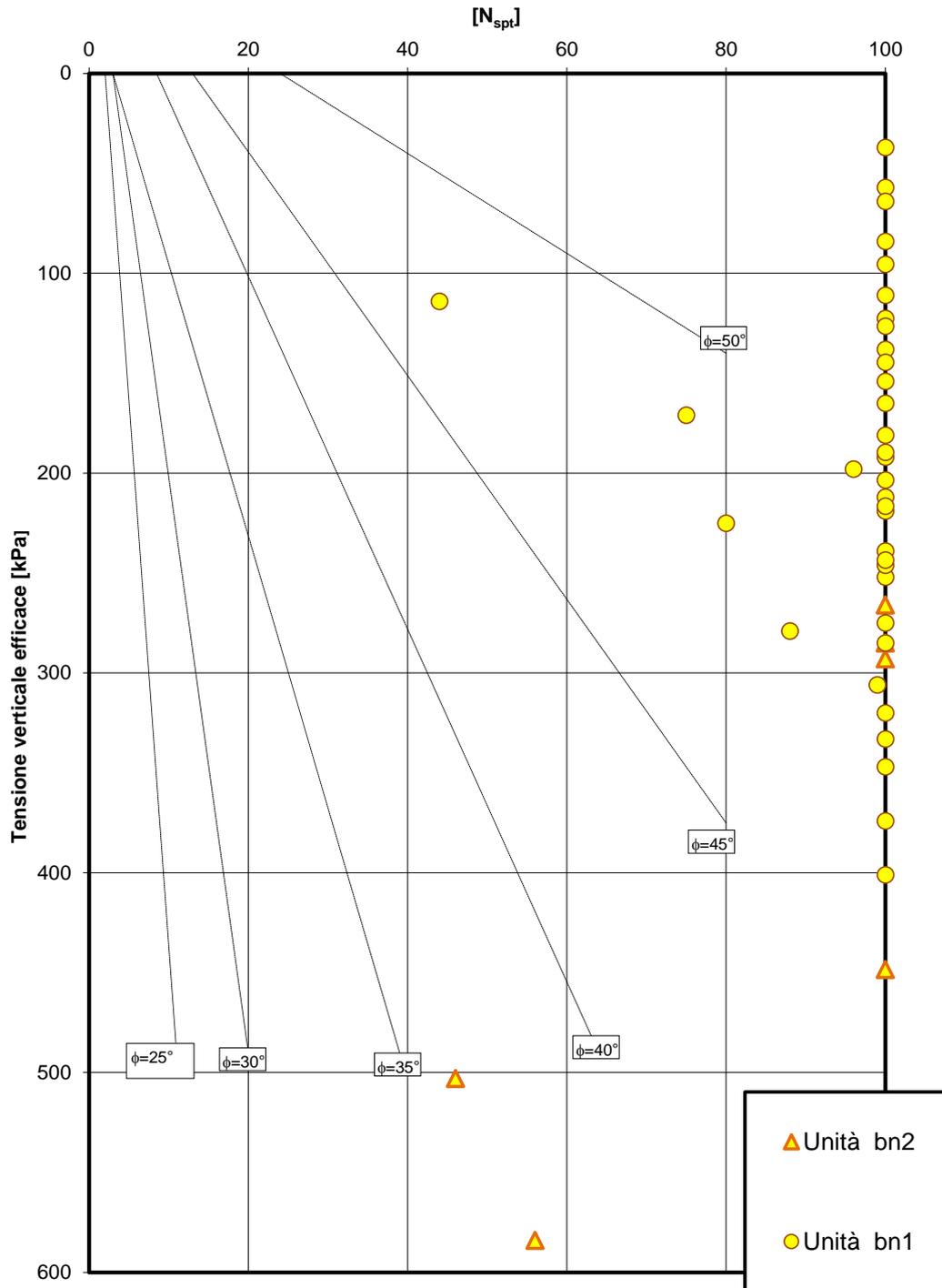


Fig. 30 - Correlazione N_{SPT} e ϕ' (De Mello, 1971) - Unità bn1, bn2

Parametri di resistenza al taglio - bn2

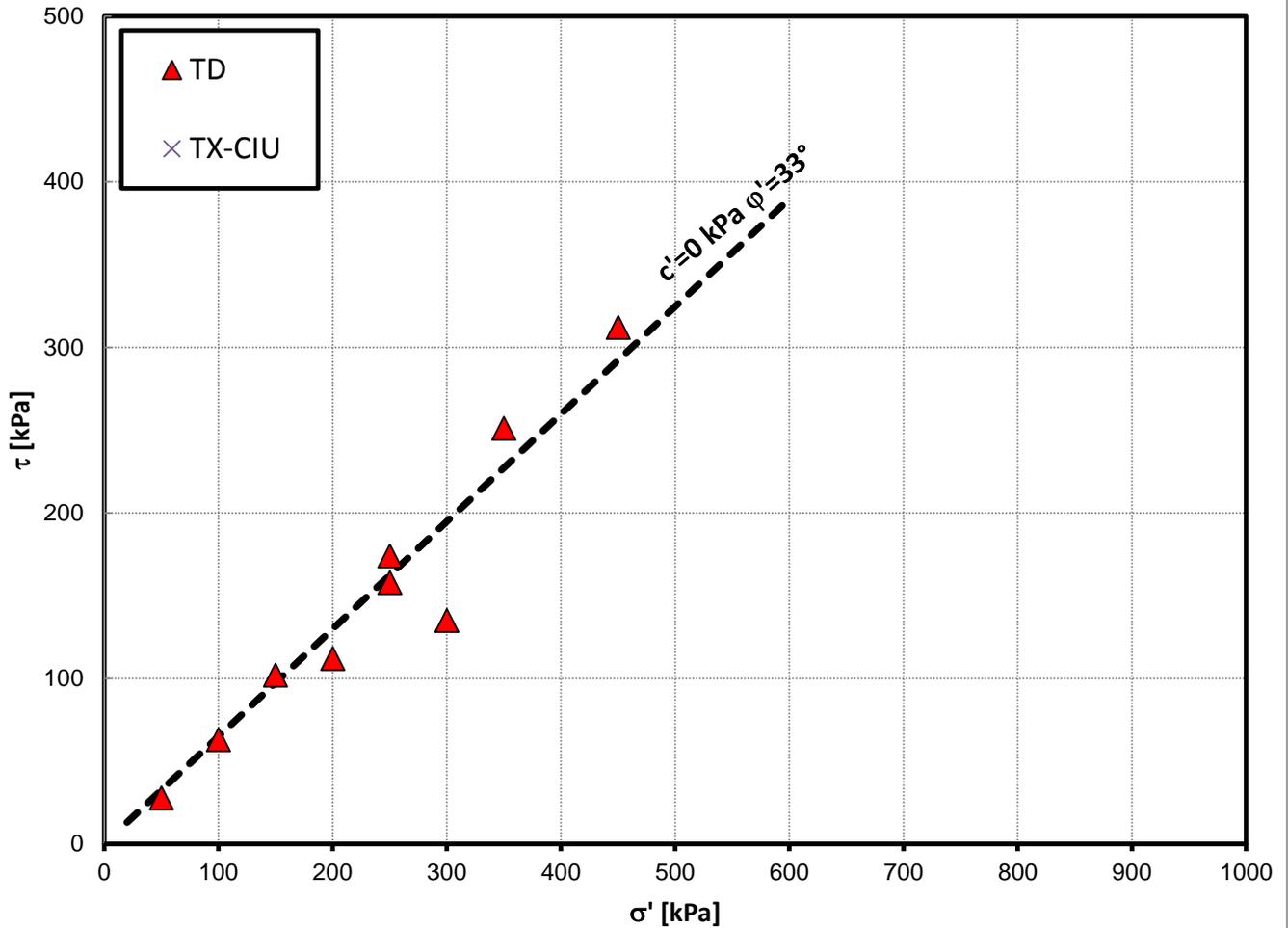


Fig. 31 – Parametri di resistenza al taglio – Unità bn2 (intera tratta Frasso-Vitulano)

Velocità delle onde di taglio da prove SPT e sismiche

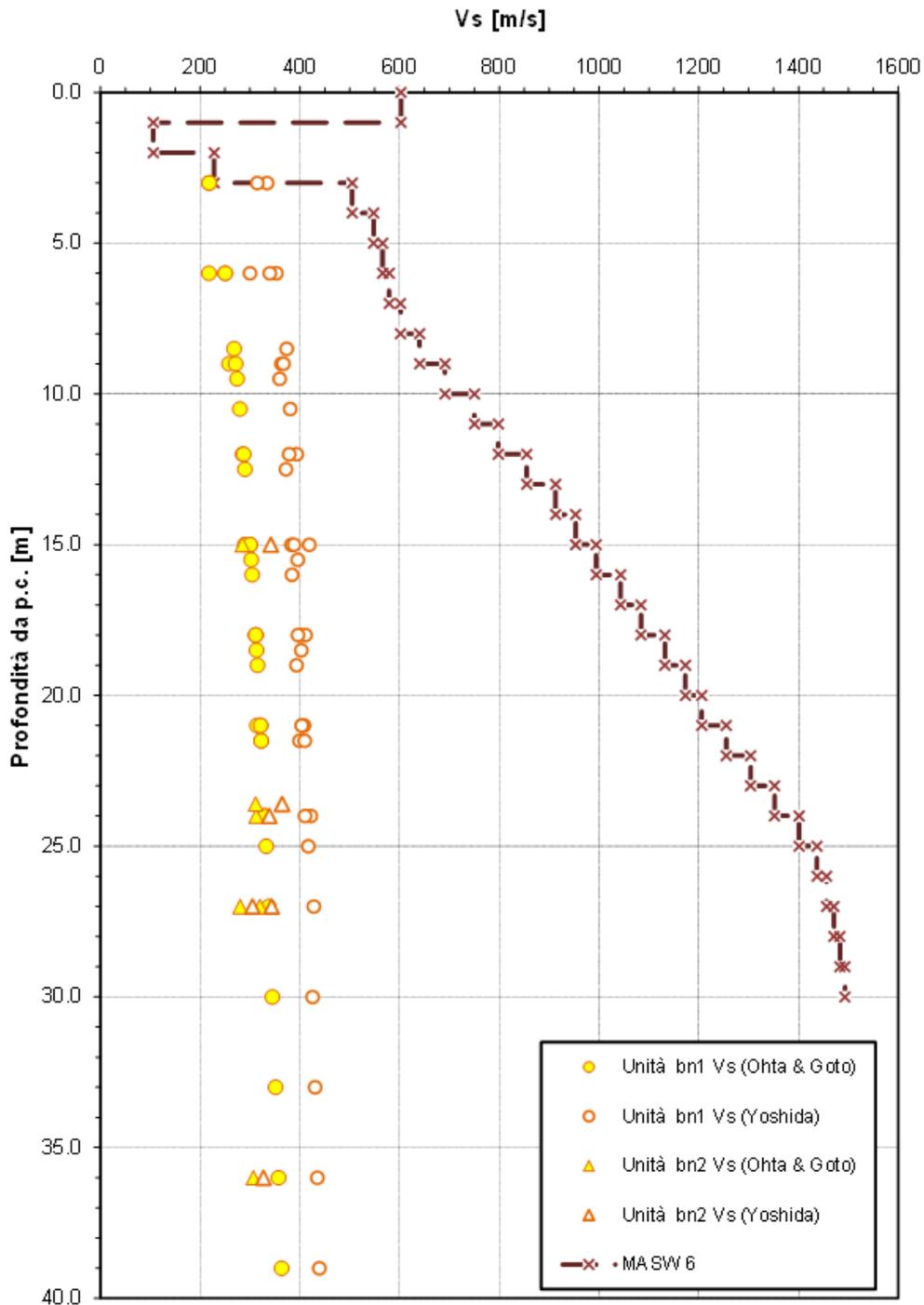


Fig. 32 – Velocità delle onde di taglio da prove SPT e sismiche – Unità bn1, bn2

Modulo di deformazione a taglio iniziale da prove SPT e sismiche

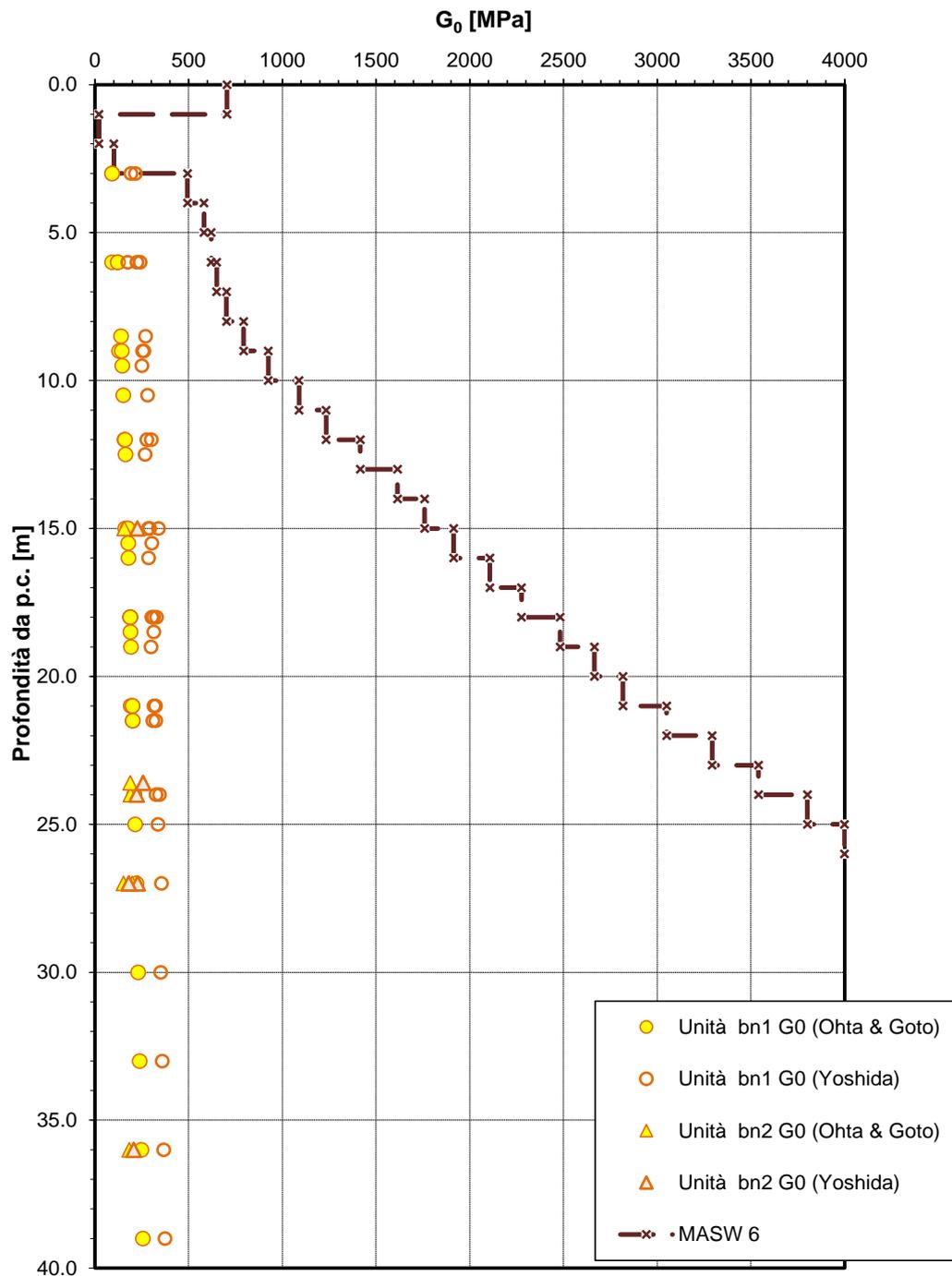


Fig. 33 – Modulo di deformazione a taglio iniziale da prove SPT e sismiche – Unità bn1, bn2

Modulo di deformazione elastico iniziale da prove SPT e sismiche

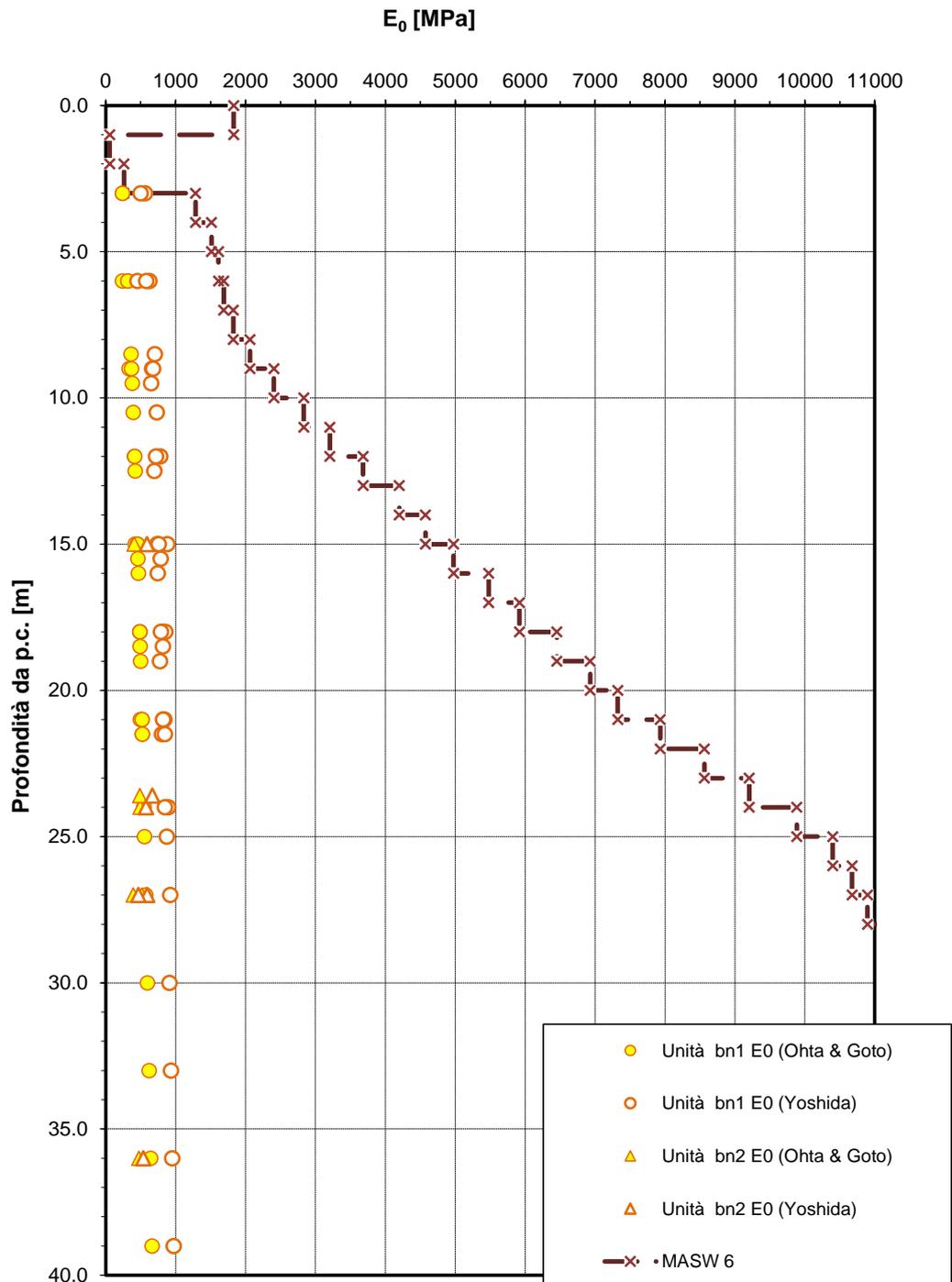


Fig. 34 – Modulo di deformazione elastico iniziale da prove SPT e sismiche – Unità bn1, bn2

Granulometria unità bn1

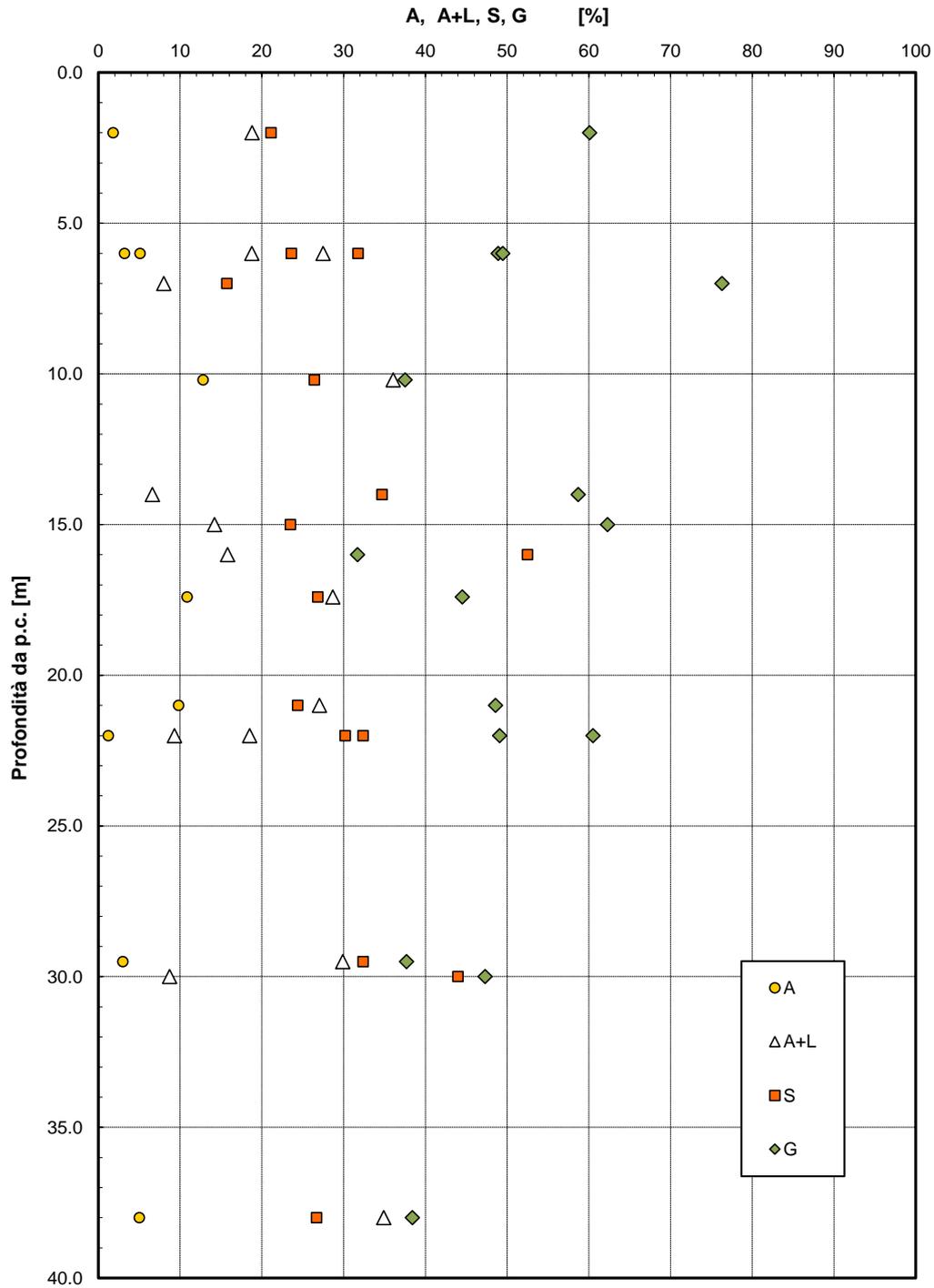


Fig. 35 - Granulometria - Unità bn1

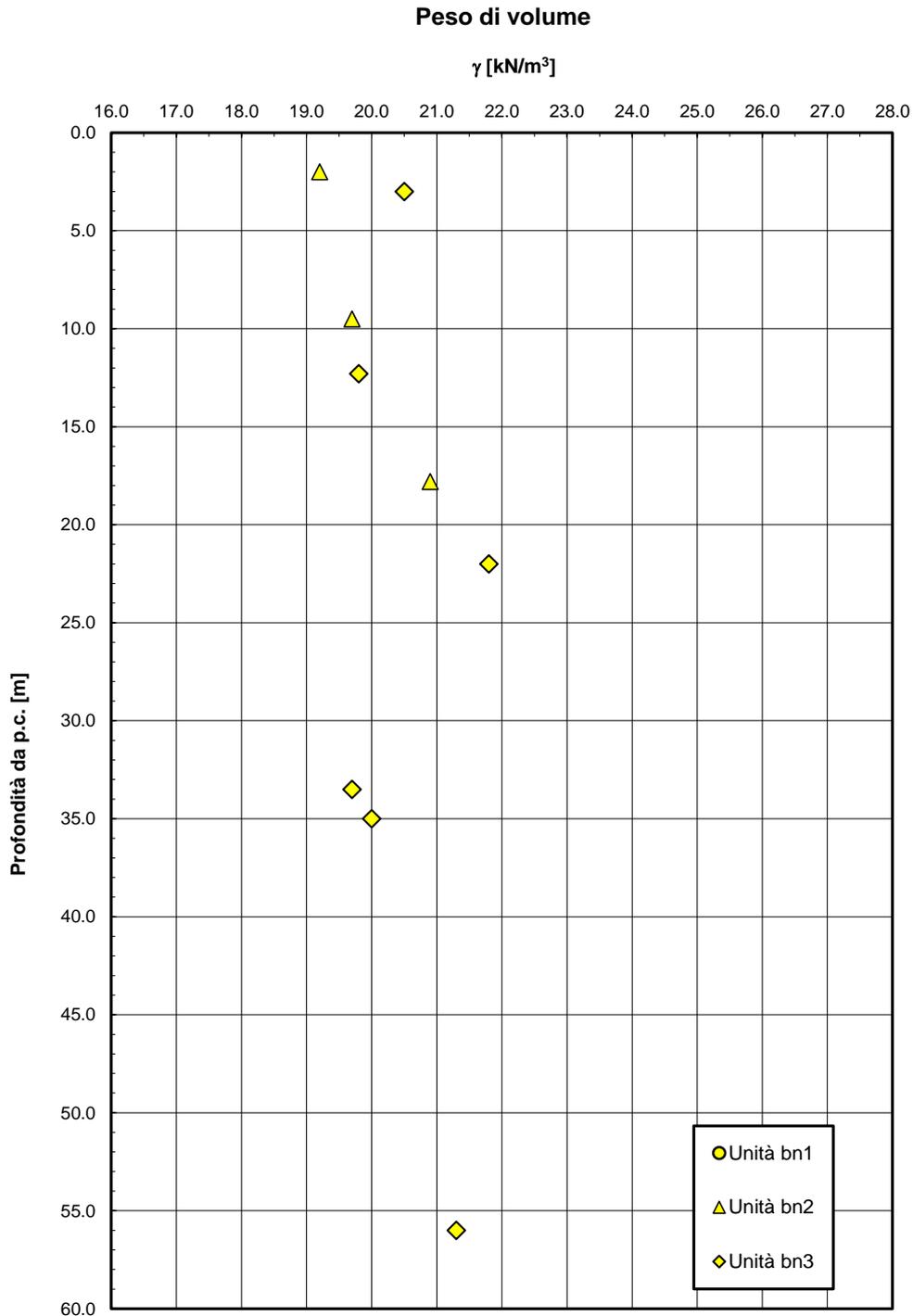


Fig. 36 – Peso di volume naturale – Unità bc3, bn2, bn3 (intera tratta Frasso-Vitulano)

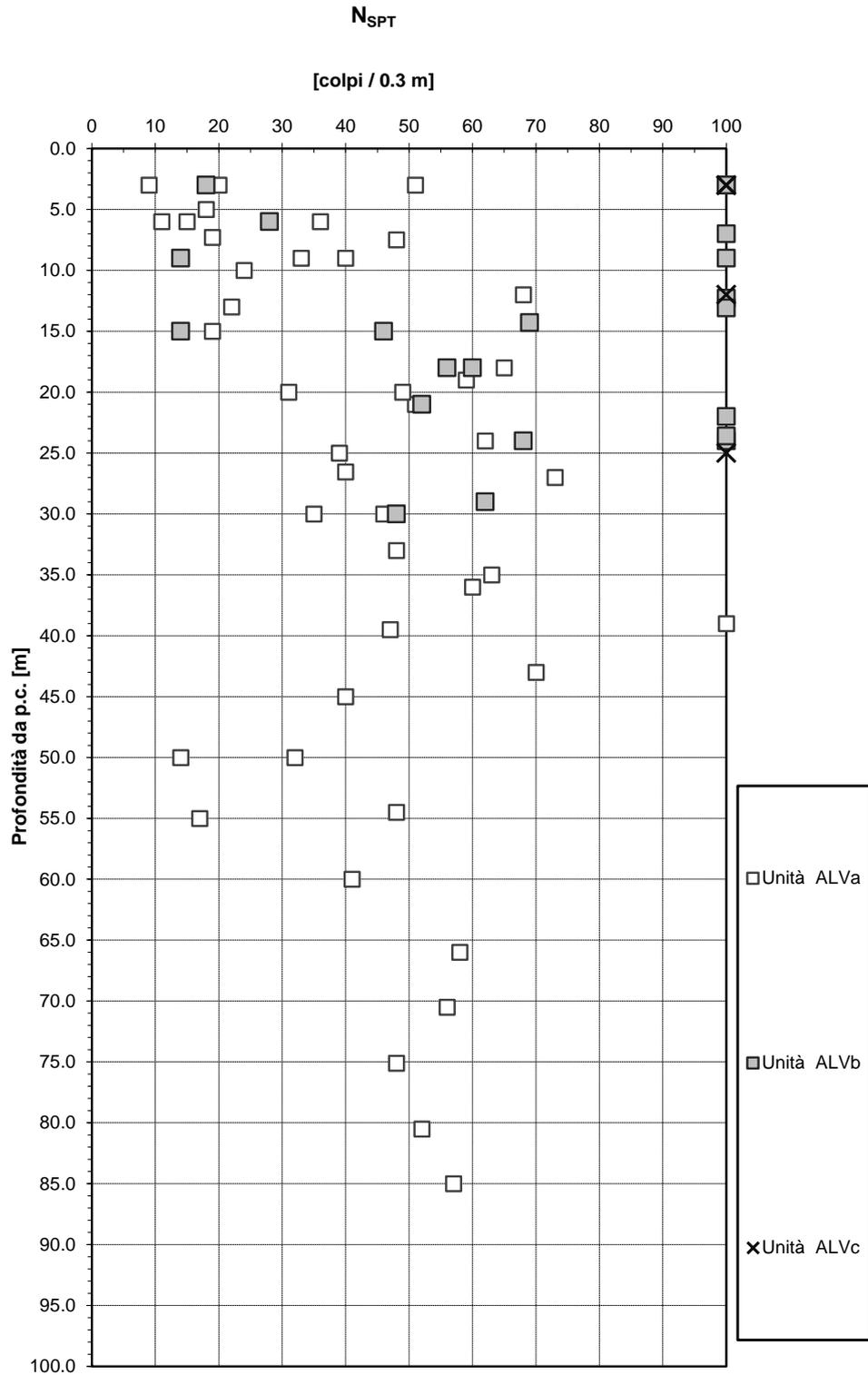


Fig. 37 - Valori di N_{SPT} - Unità ALVa, ALVb, ALVc

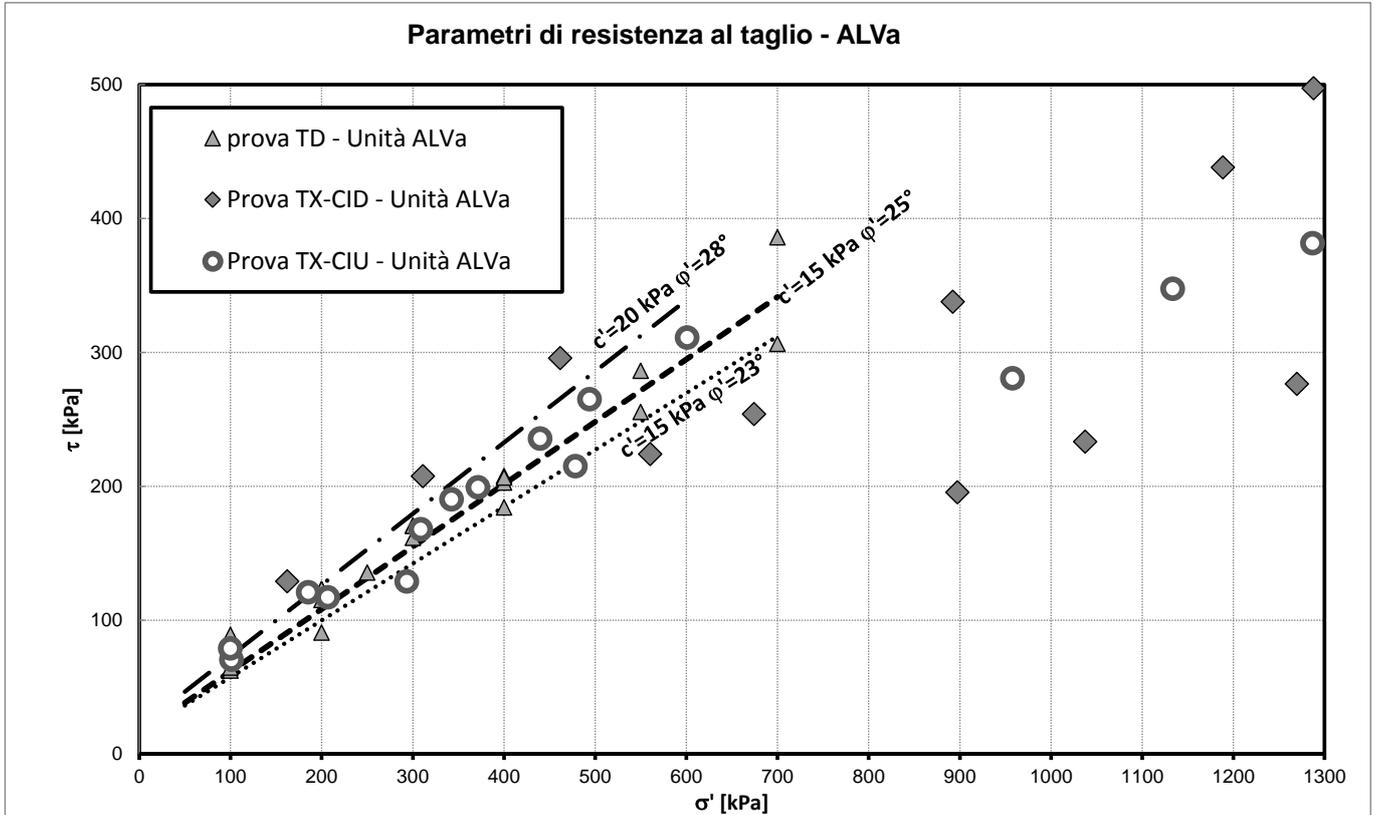


Fig. 38 - Parametri di resistenza al taglio - Unità ALVa

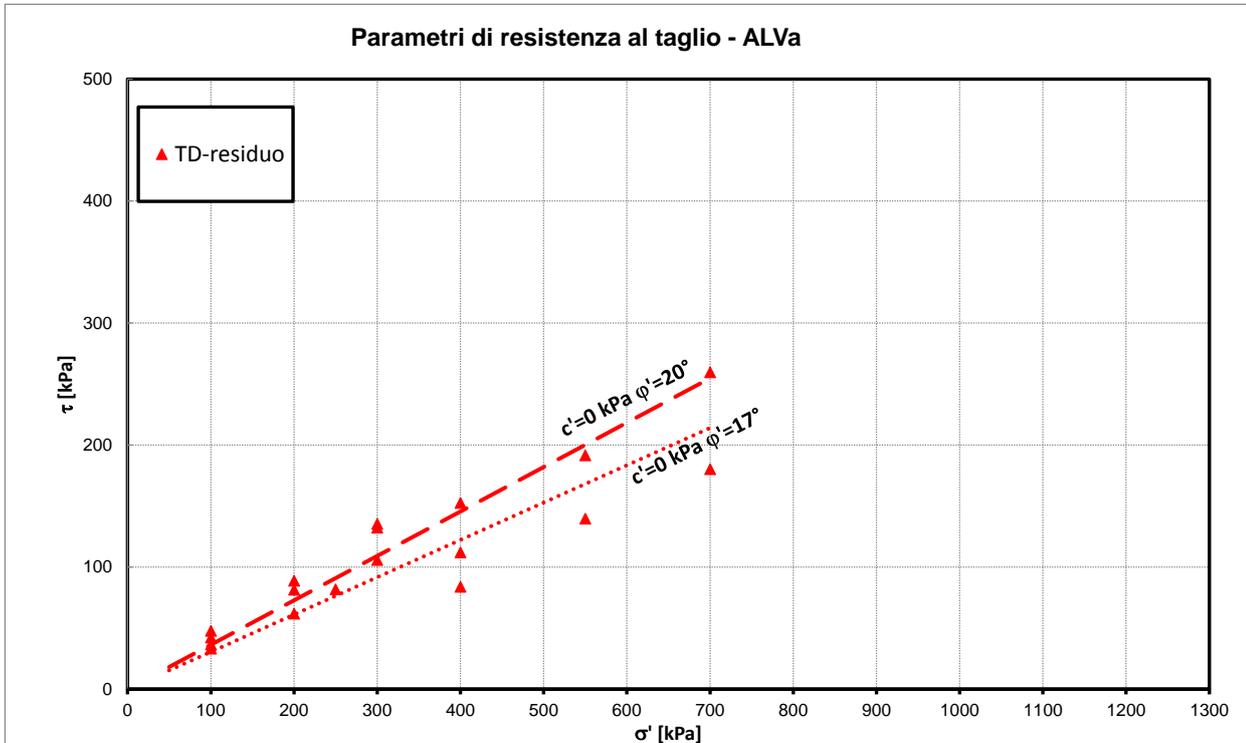


Fig. 39 – Parametri di resistenza residui – Unità ALVa (intera tratta Frasso – Vitulano)

Modulo di deformazione elastico iniziale da prove SPT e sismiche

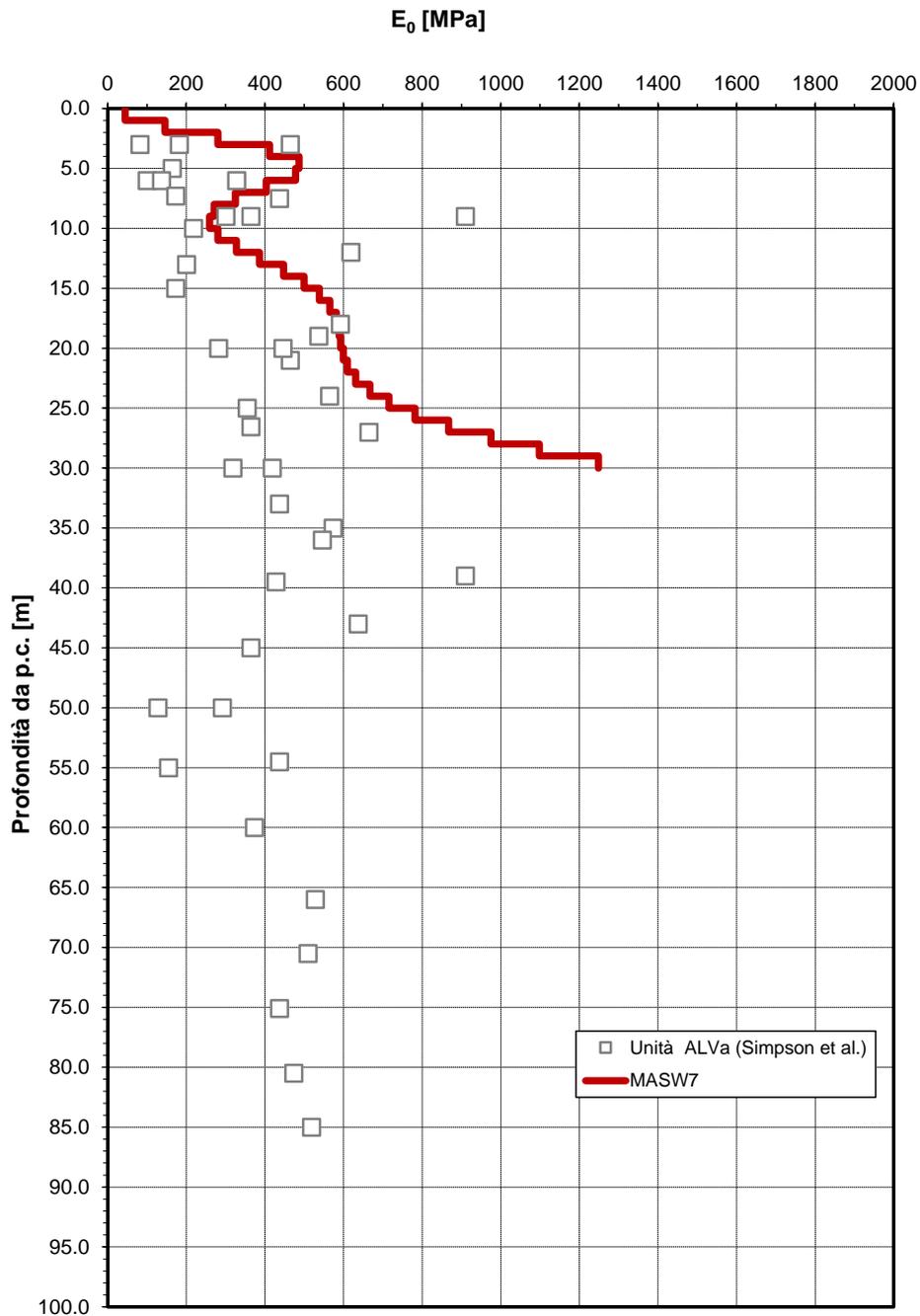


Fig. 40 – Modulo di deformazione elastico iniziale da prove SPT e sismiche – Unità ALVa

Andamento della resistenza al taglio non drenata

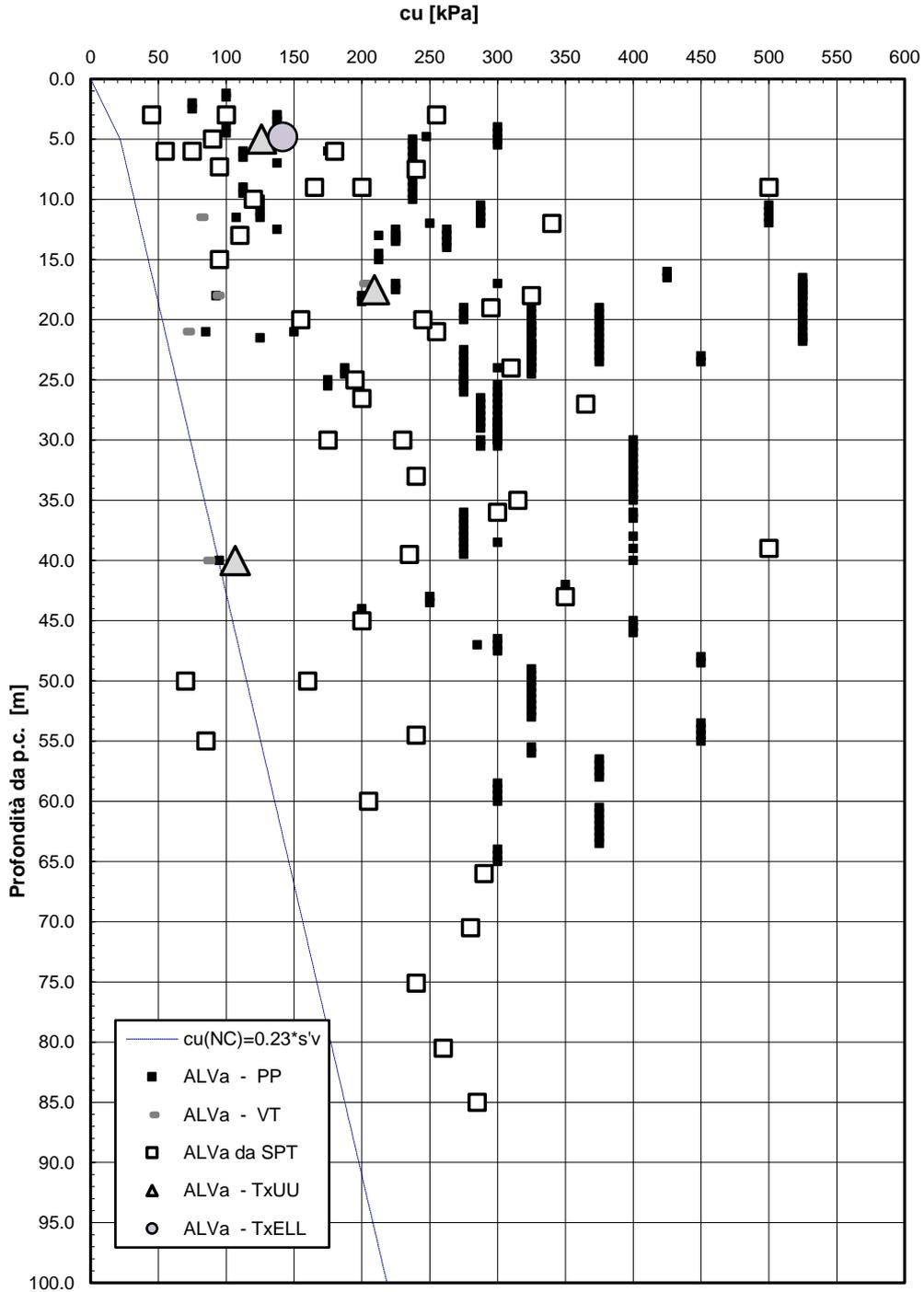


Fig. 41 - Andamento della resistenza al taglio non drenata (laboratorio+PP+VT+SPT) - Unità ALVa

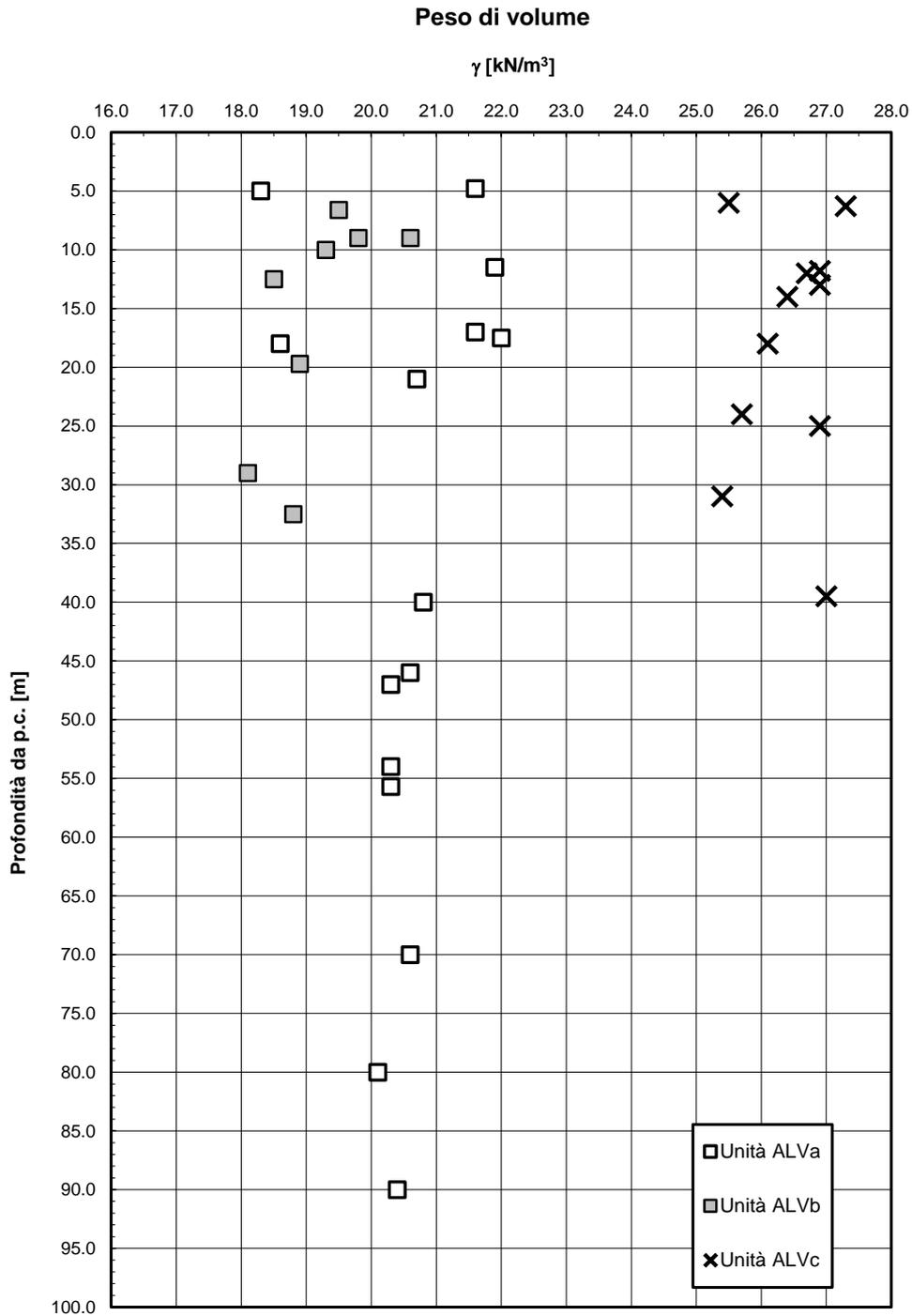


Fig. 42 – Peso di volume naturale – Unità ALVa, ALVb, ALVc (intera tratta Frasso-Vitulano)

Limiti di Atterberg e contenuto naturale d'acqua

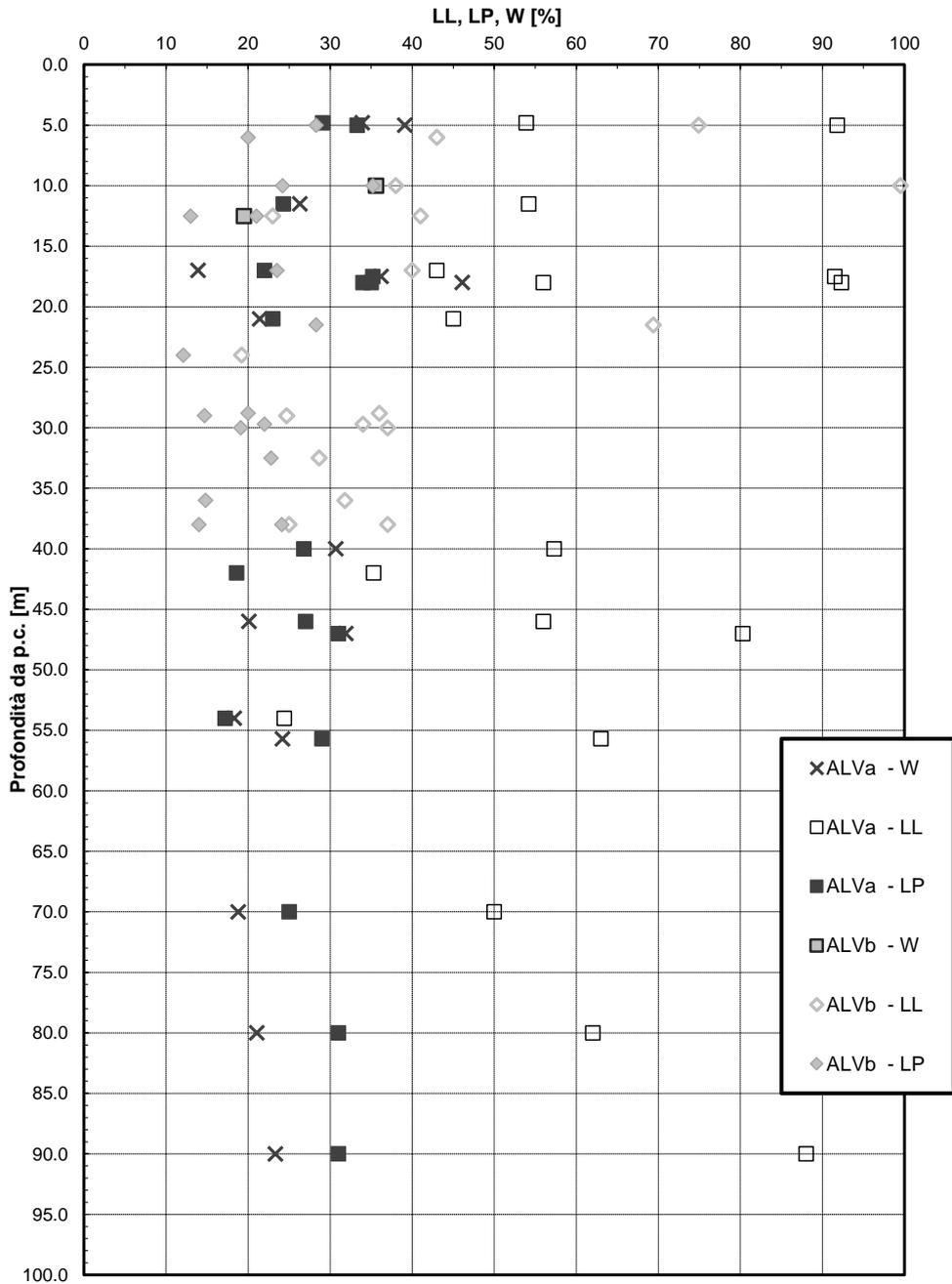


Fig. 43 – Limiti di consistenza e contenuto naturale d'acqua – Unità ALVa, ALVb, (intera tratta Frasso-Vitulano)

Carta di Plasticità di Casagrande

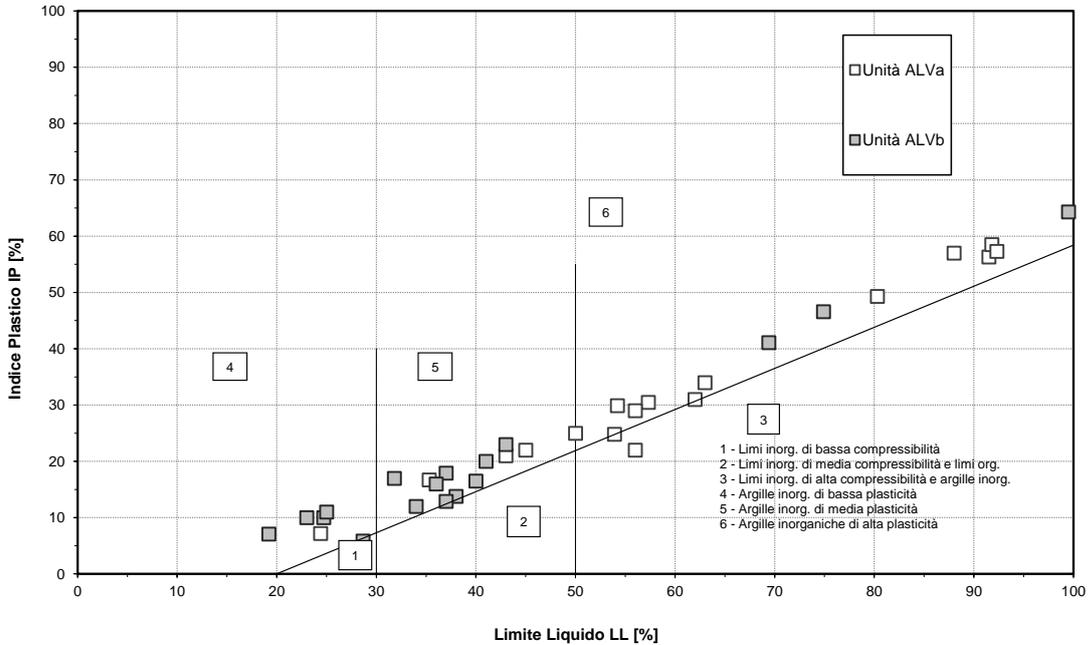


Fig. 44 – Carta di plasticità di Casagrande – Unità ALVa, ALVb (intera tratta Frasso-Vitulano)

Andamento della coesione e dell'angolo di resistenza al taglio

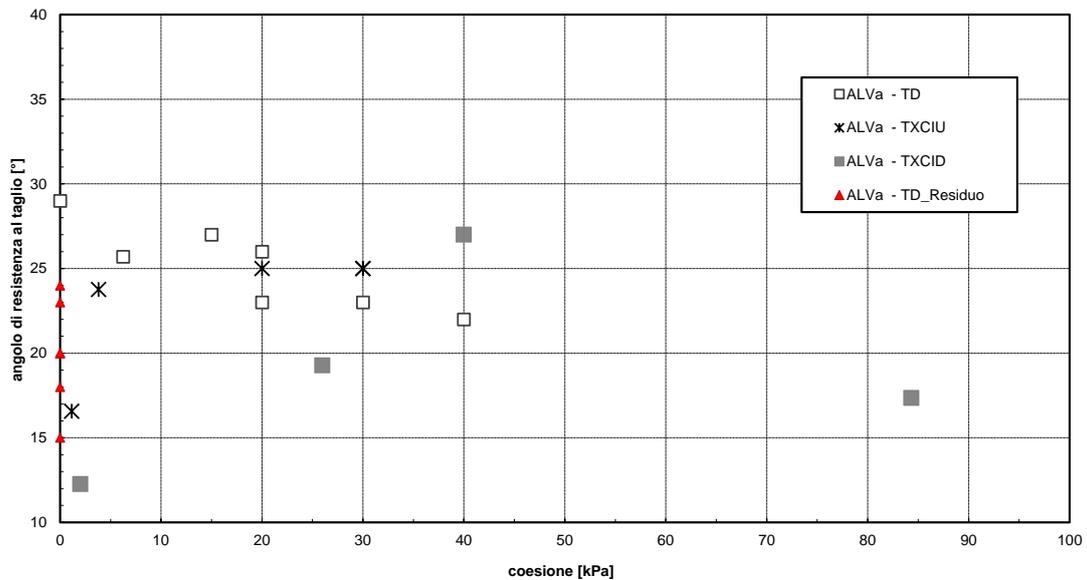


Fig. 45 – Coesione drenata ed angolo di resistenza al taglio – Unità ALVa, ALVb (intera tratta Frasso-Vitulano)

Andamento della coesione con la profondità

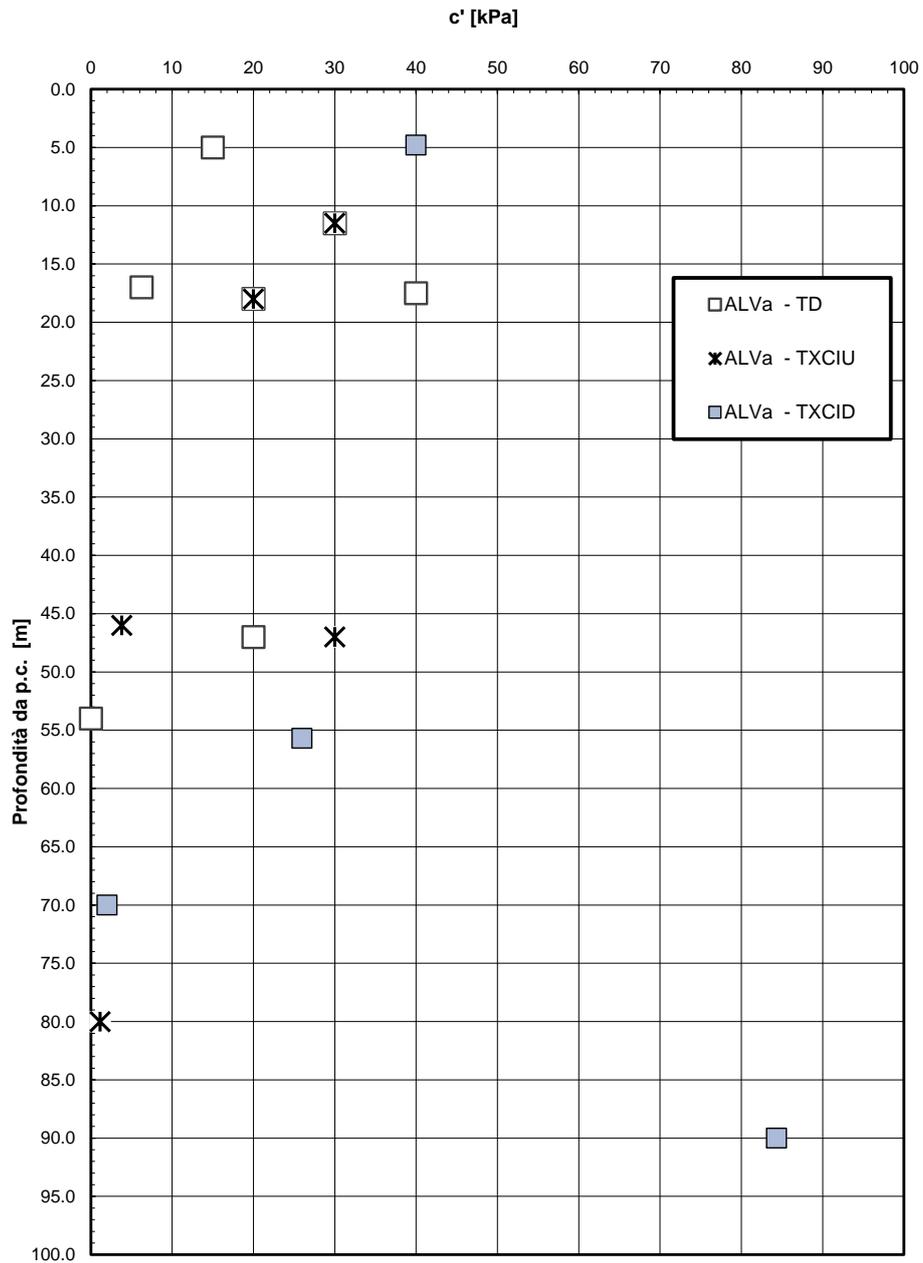


Fig. 46 – Coesione drenata con la profondità – Unità ALVa (intera tratta Frasso-Vitulano)

Andamento della resistenza al taglio con la profondità

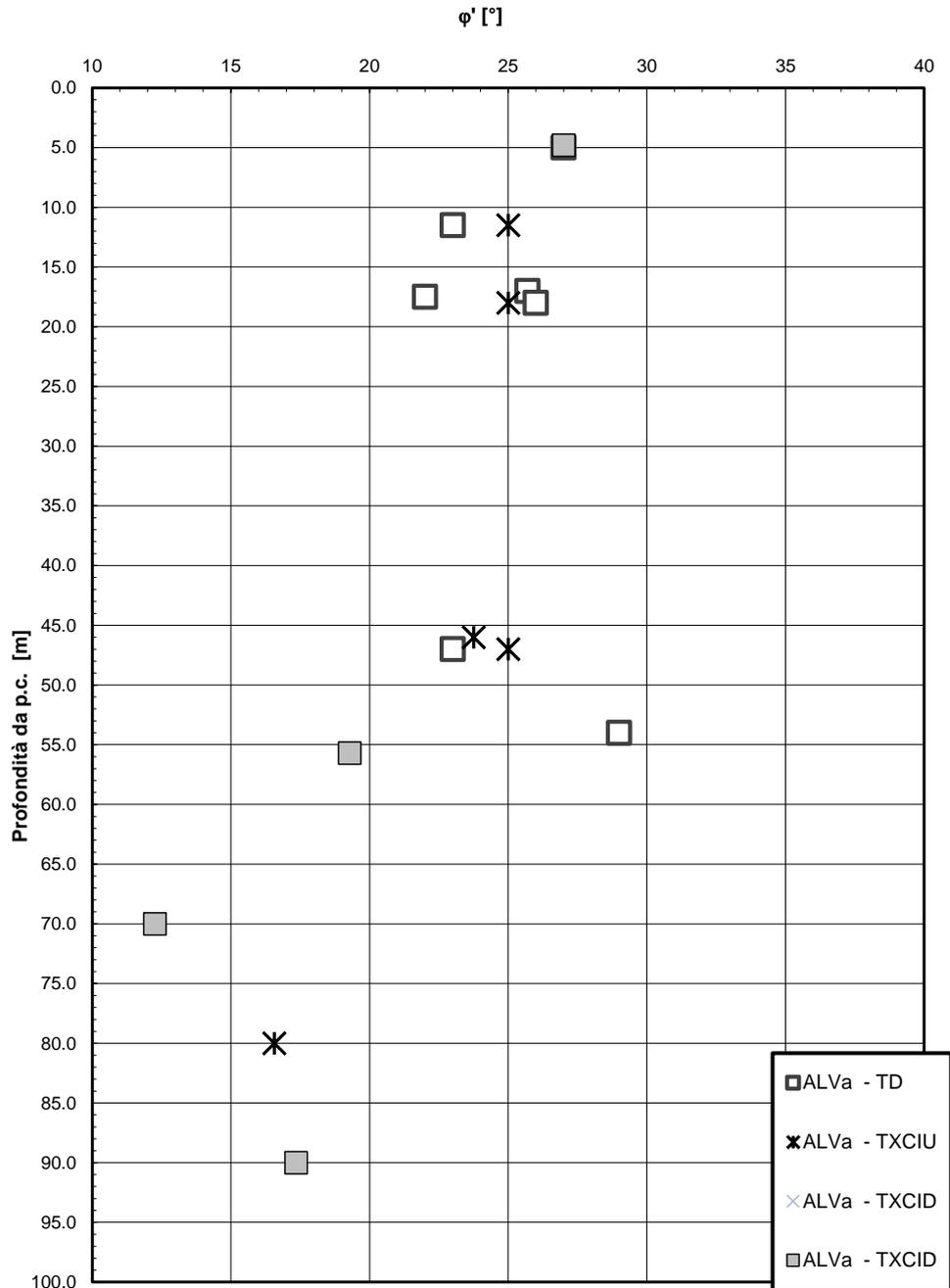


Fig. 47 – Angolo di resistenza al taglio con la profondità– Unità ALVa (intera tratta Frasso-Vitulano)

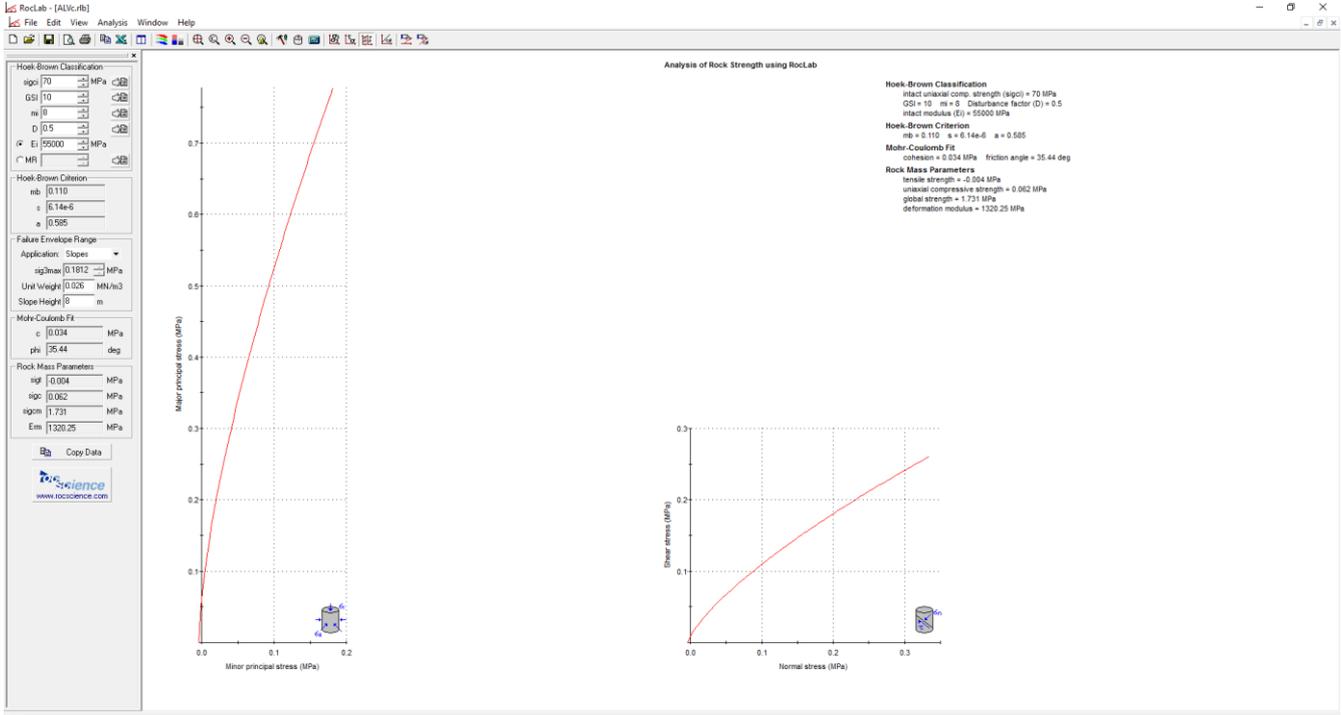


Fig. 48 – Risultati Hoek e Brown – Unità ALVc - , $\sigma_{c,10\%} = 70$ MPa, GSI = 10

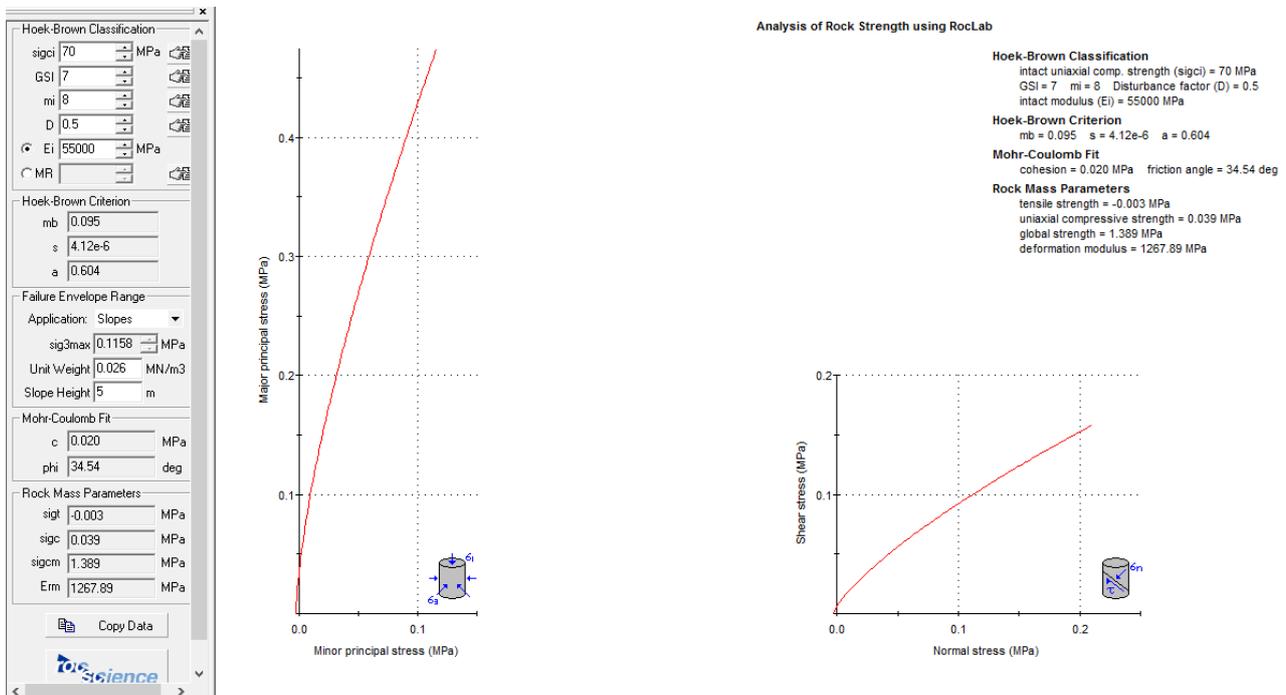


Fig. 49 – Risultati Hoek e Brown – Unità ALVc - , $\sigma_{c,10\%} = 70$ MPa, GSI = 7

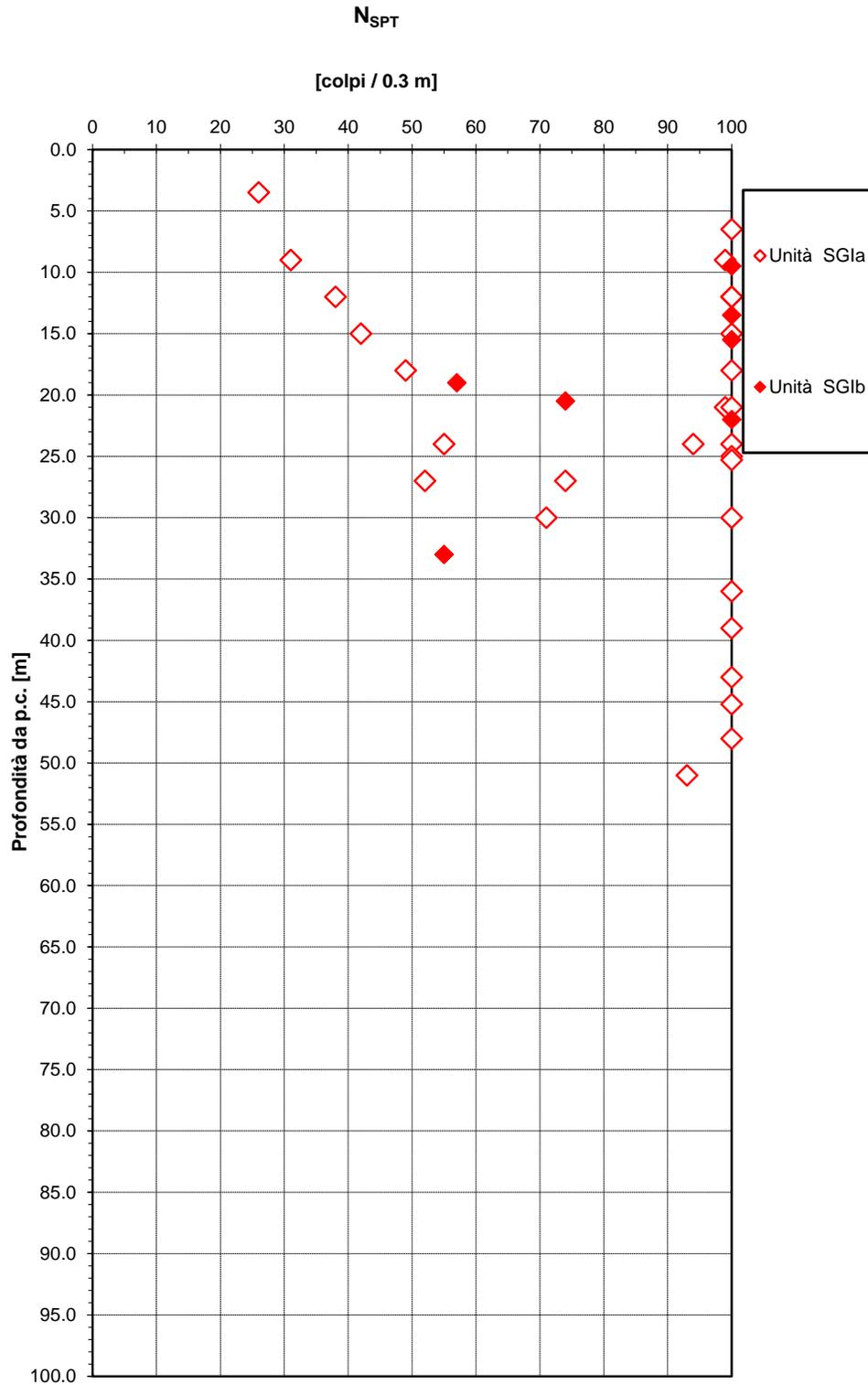


Fig. 50 – Valori di N_{spt} – Unità SGla, SGlb

Modulo di deformazione elastico operativo da prove SPT

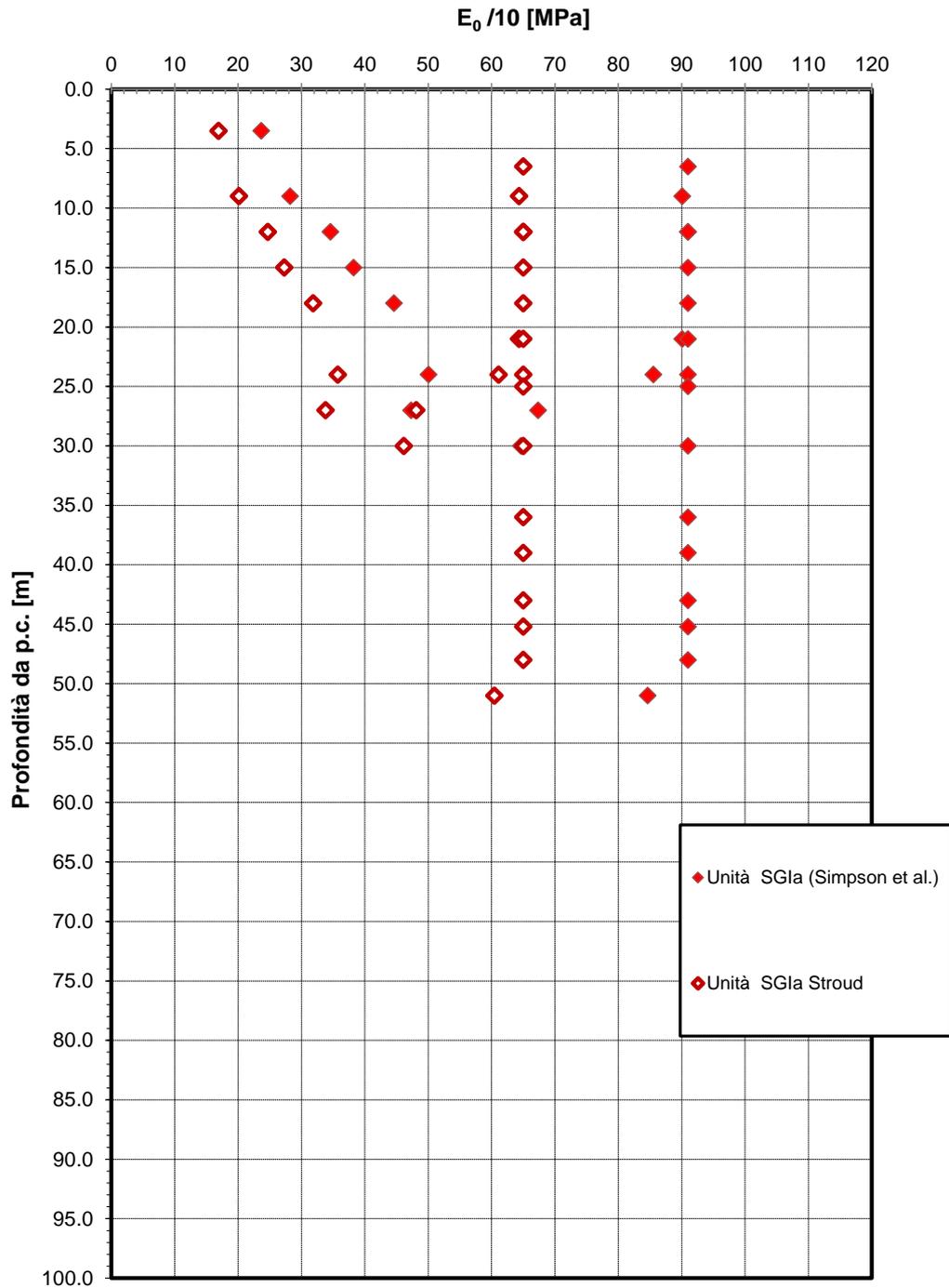


Fig. 51 – Modulo di deformazione elastico operativo da prove SPT – Unità SGla

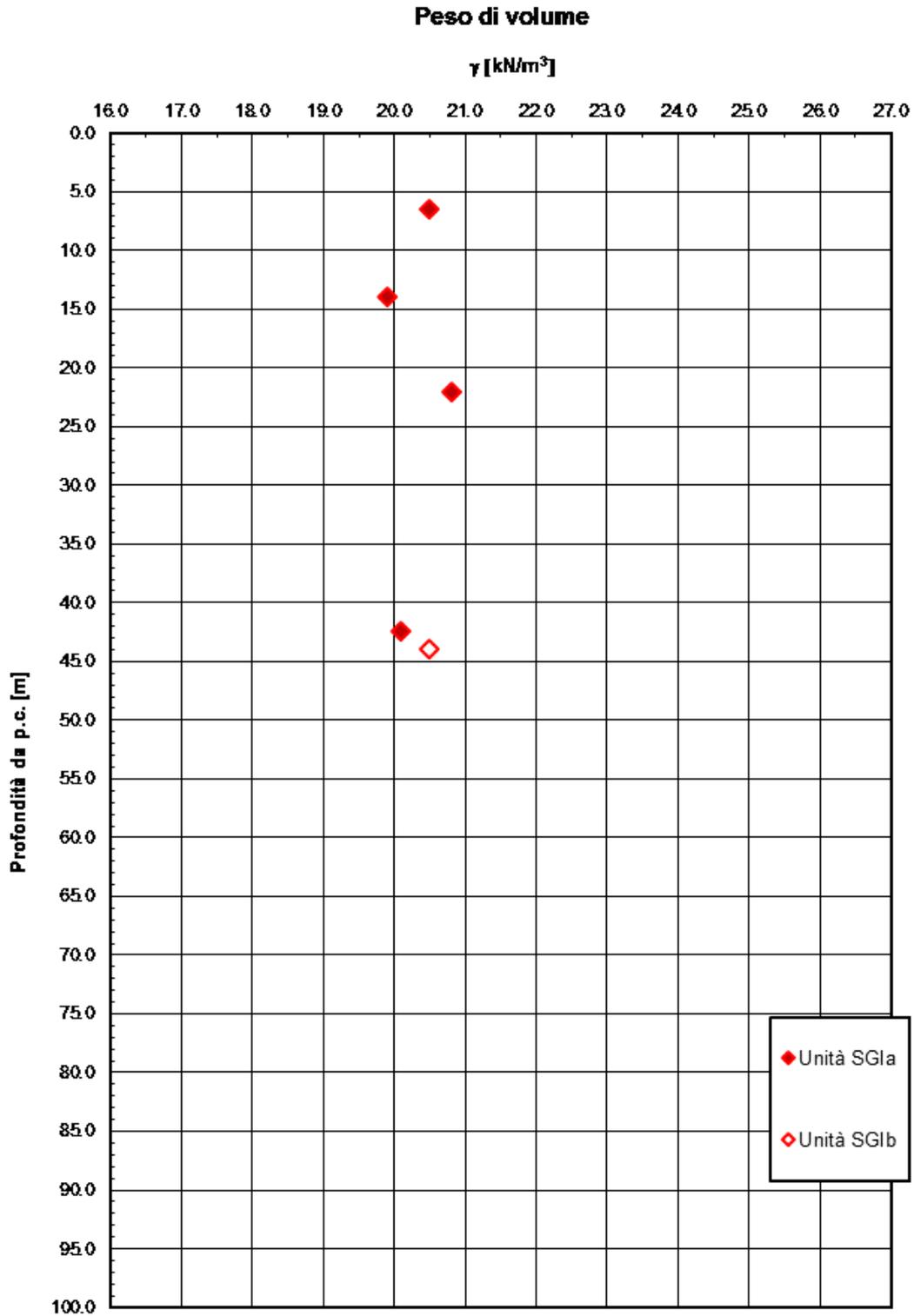


Fig. 52 – Peso di volume naturale – Unità SG1a, SG1b

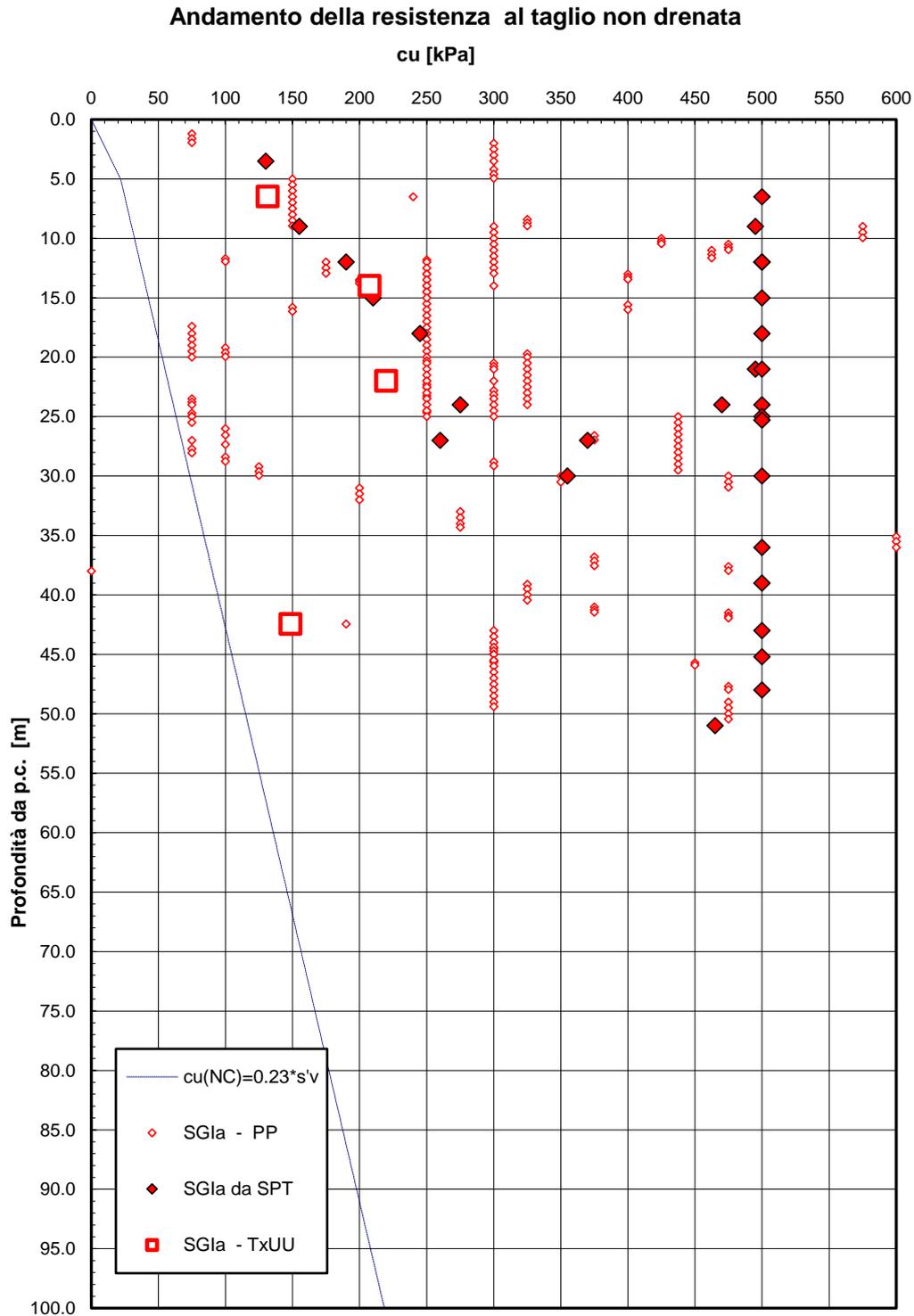


Fig. 53 – Andamento della resistenza al taglio non drenata (laboratorio+PP+VT+SPT) – Unità SGla

Andamento della coesione e dell'angolo di resistenza al taglio

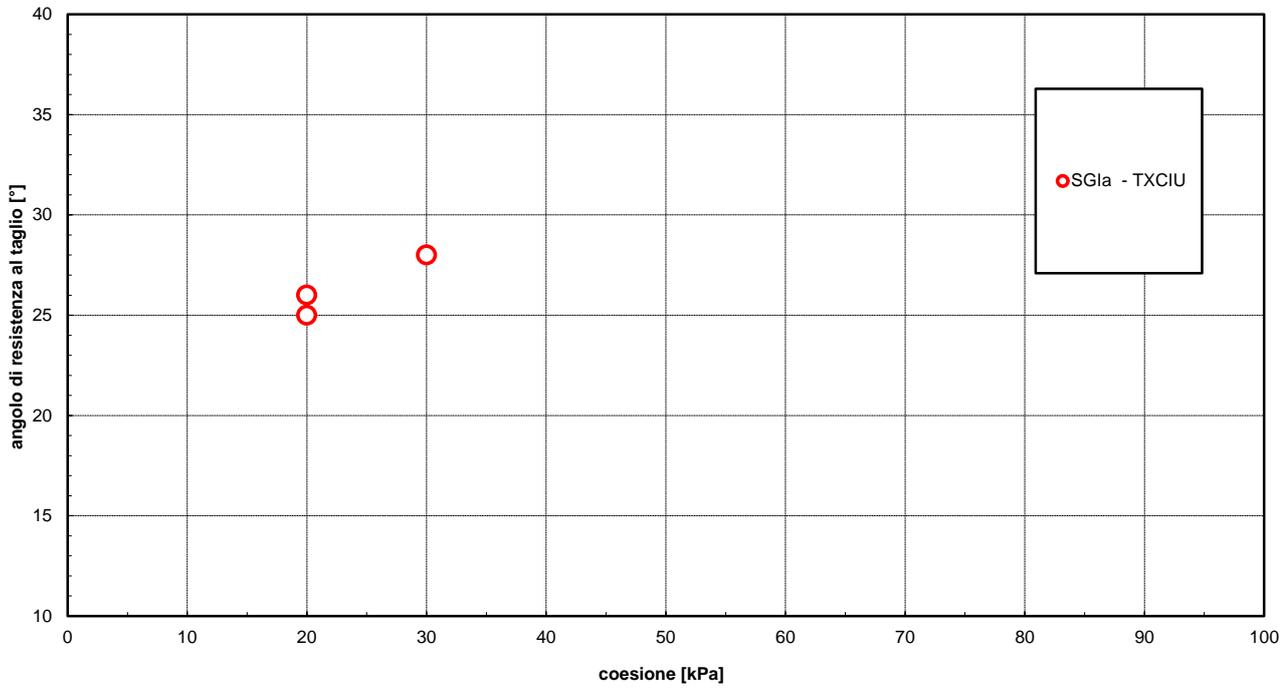


Fig. 54 – Andamento della coesione e dell'angolo di resistenza al taglio – Unità SGIa

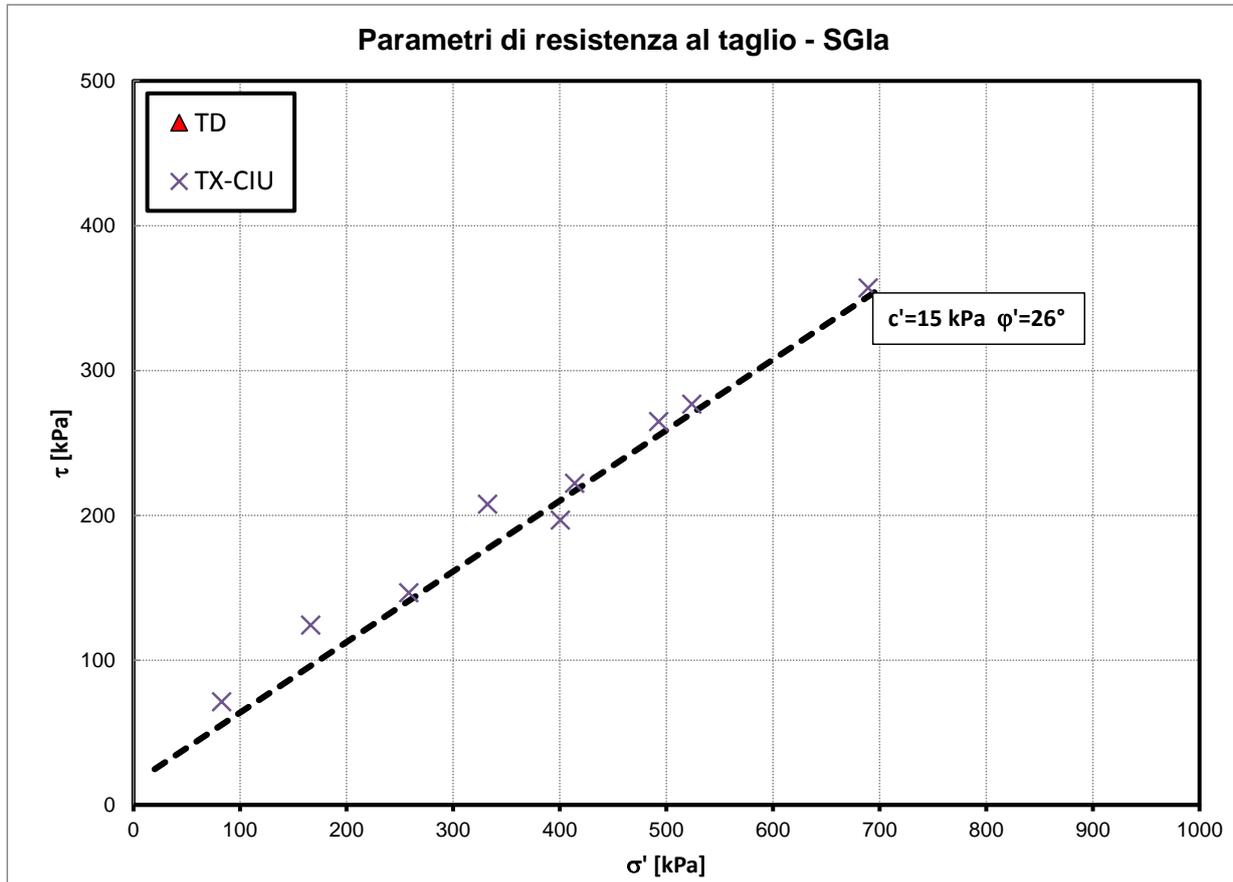


Fig. 55 – Parametri di resistenza al taglio – Unità SGla

Carta di Plasticità di Casagrande

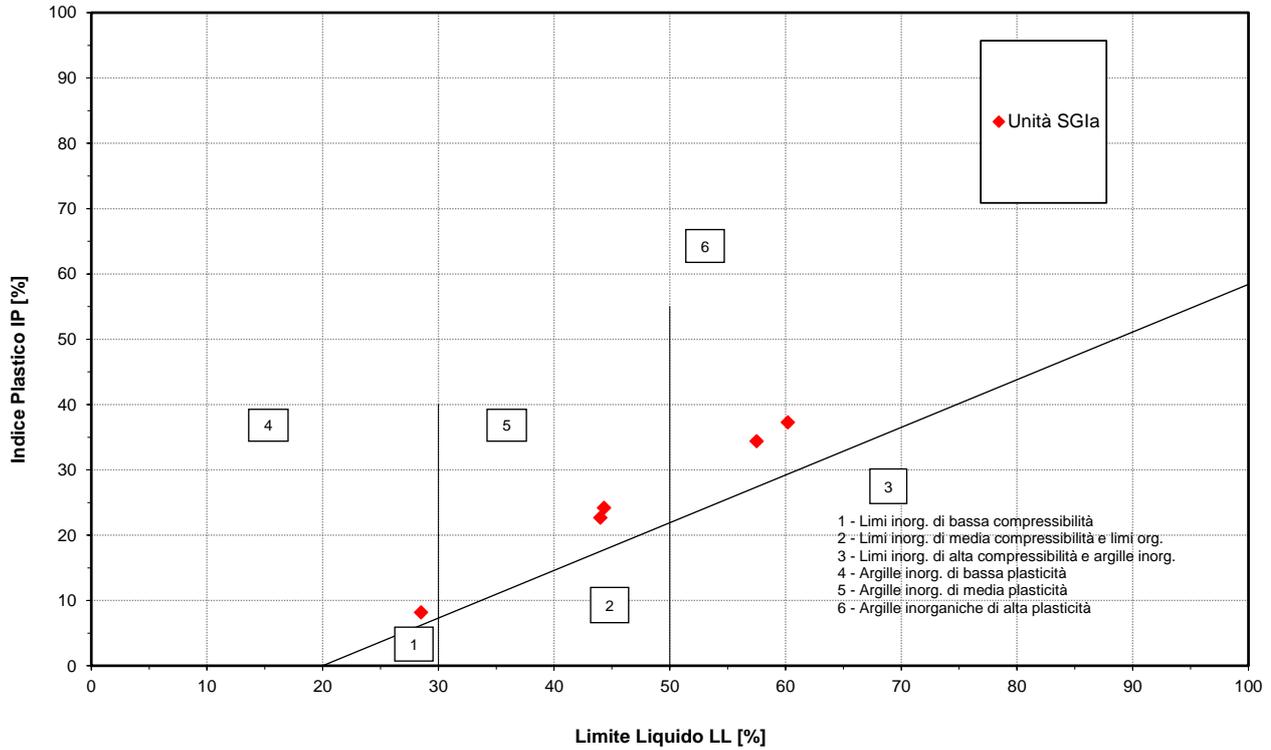


Fig. 56 – Carta di plasticità di Casagrande - Unità SGla

Limiti di Atterberg e contenuto naturale d'acqua

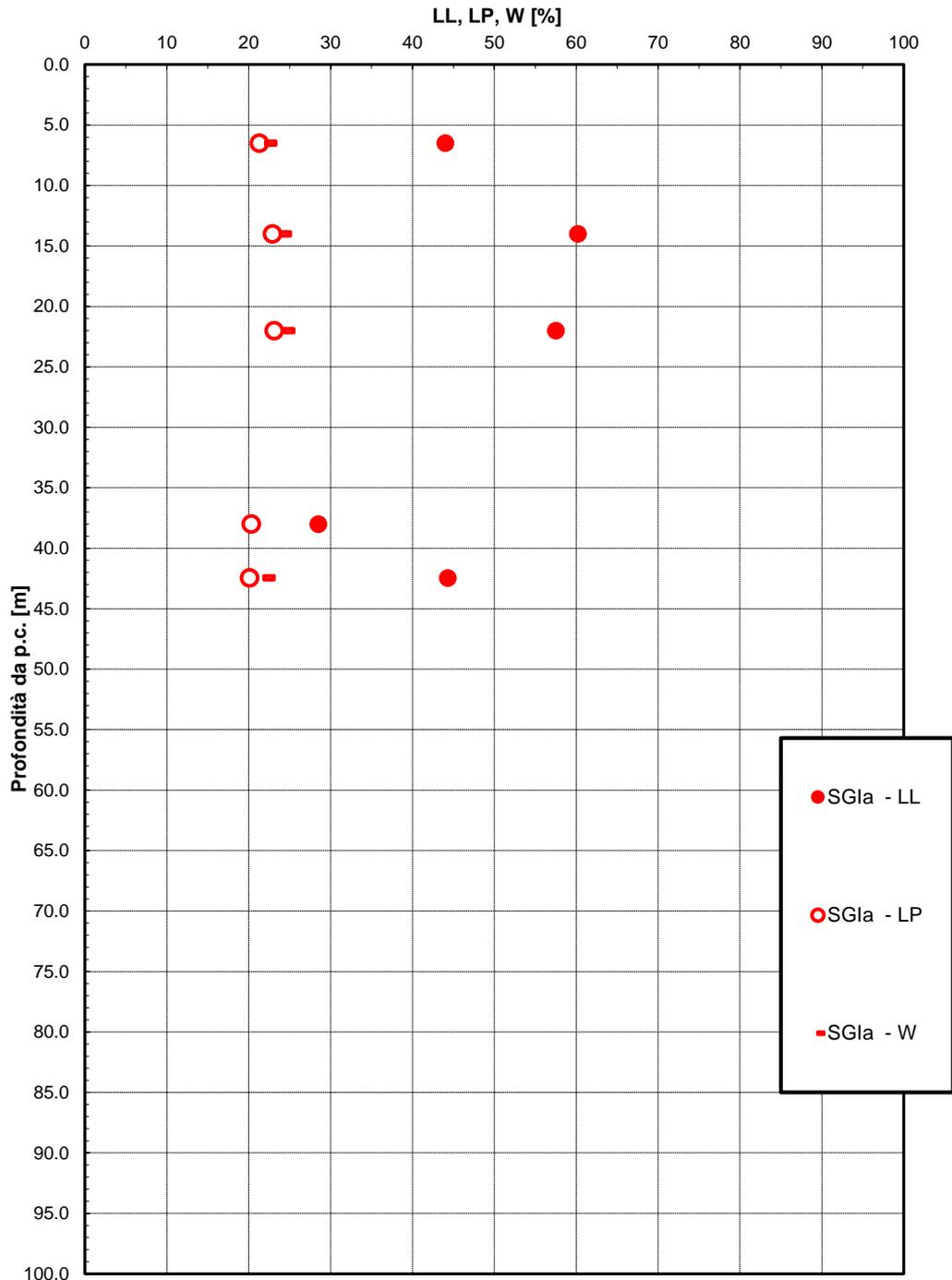


Fig. 57 - Limiti di Atterberg e contenuto naturale d'acqua - Unità SGla

Velocità delle onde di taglio da indagini sismiche

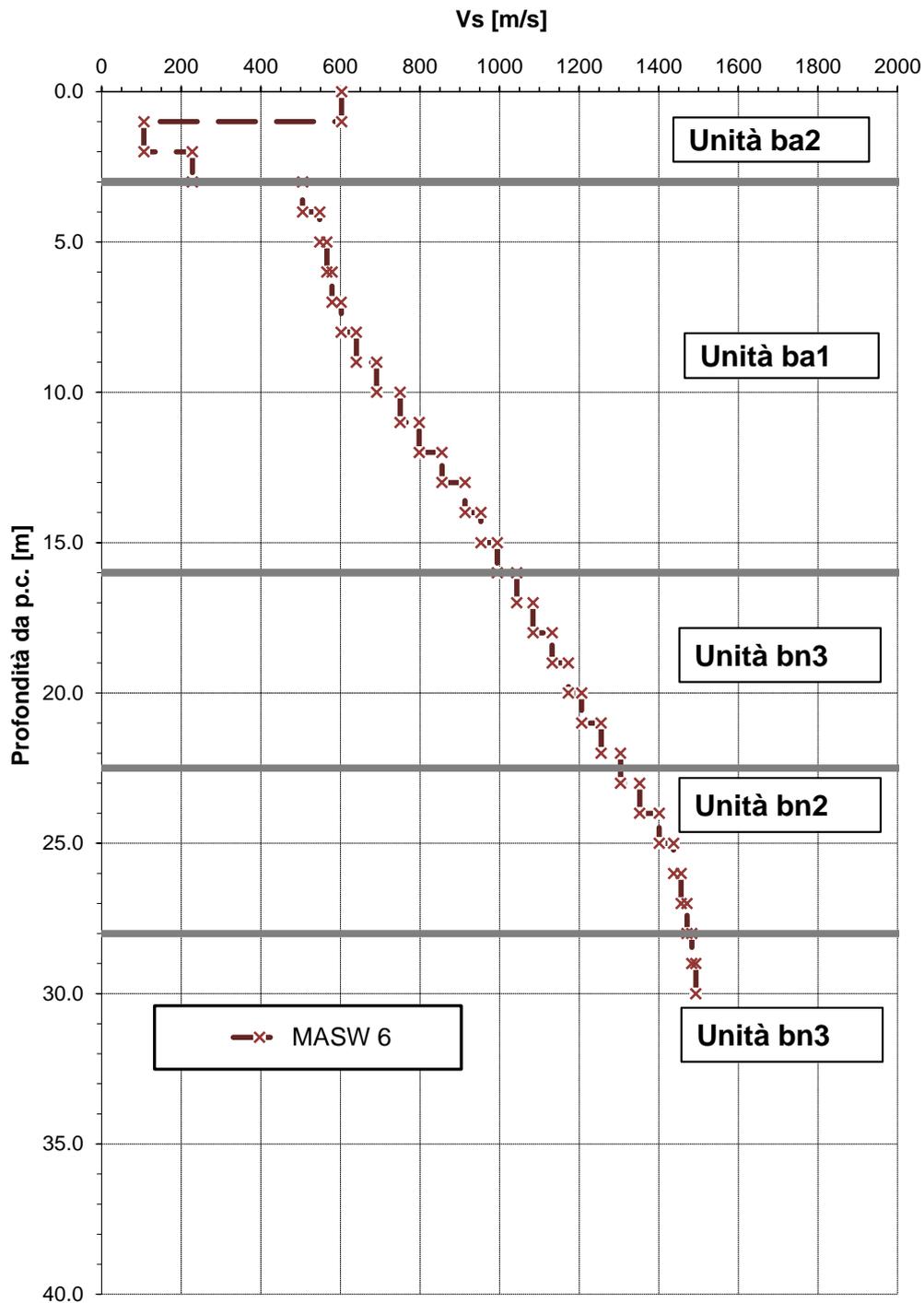


Fig. 58 – Velocità delle onde di taglio da indagini sismiche – MASW D6

Velocità delle onde di taglio da indagini sismiche

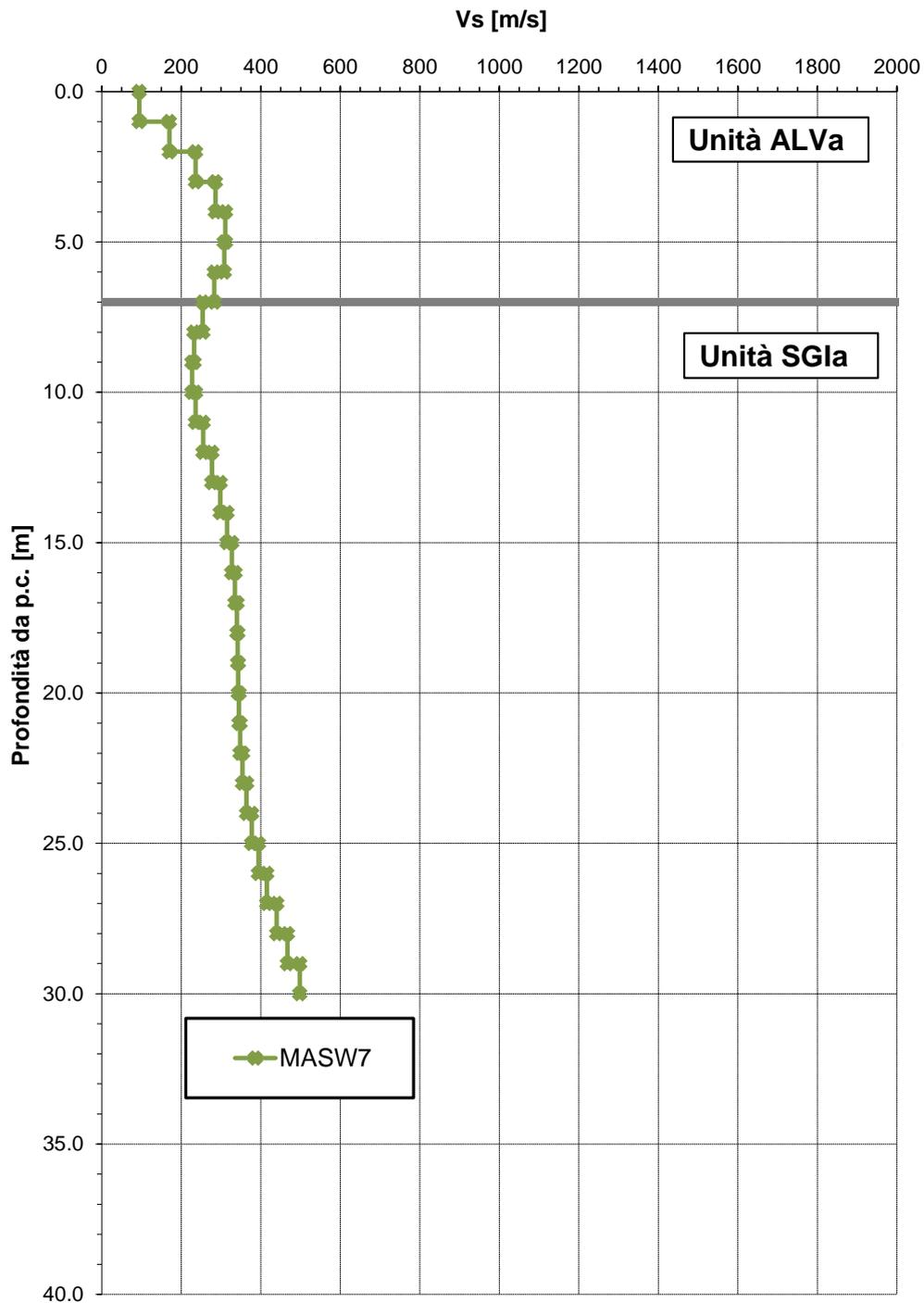


Fig. 59 – Velocità delle onde di taglio da indagini sismiche – MASW D7

Velocità delle onde di taglio da indagini sismiche

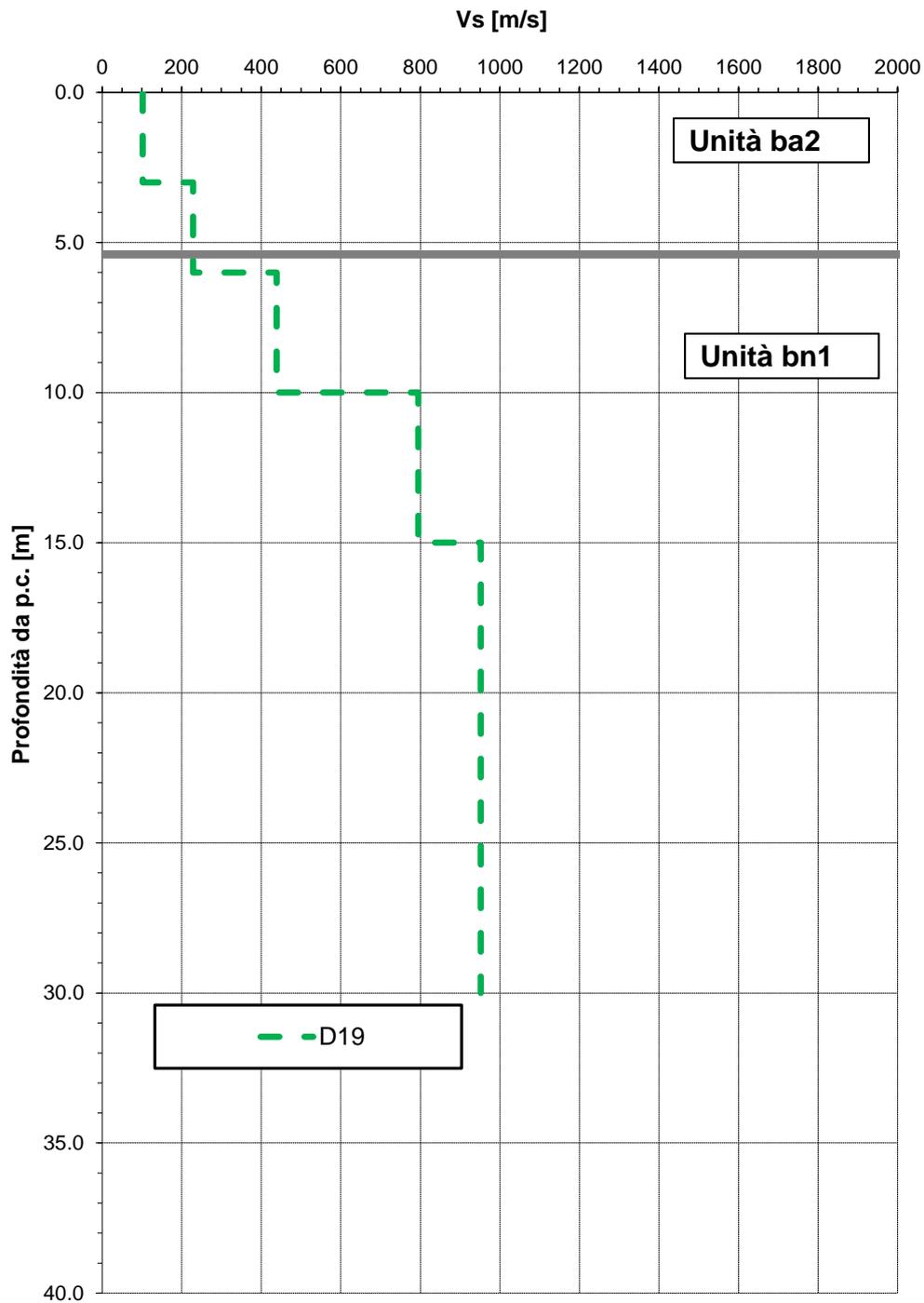


Fig. 60 – Velocità delle onde di taglio da indagini sismiche – Down –Hole D19

Velocità delle onde di taglio da indagini sismiche

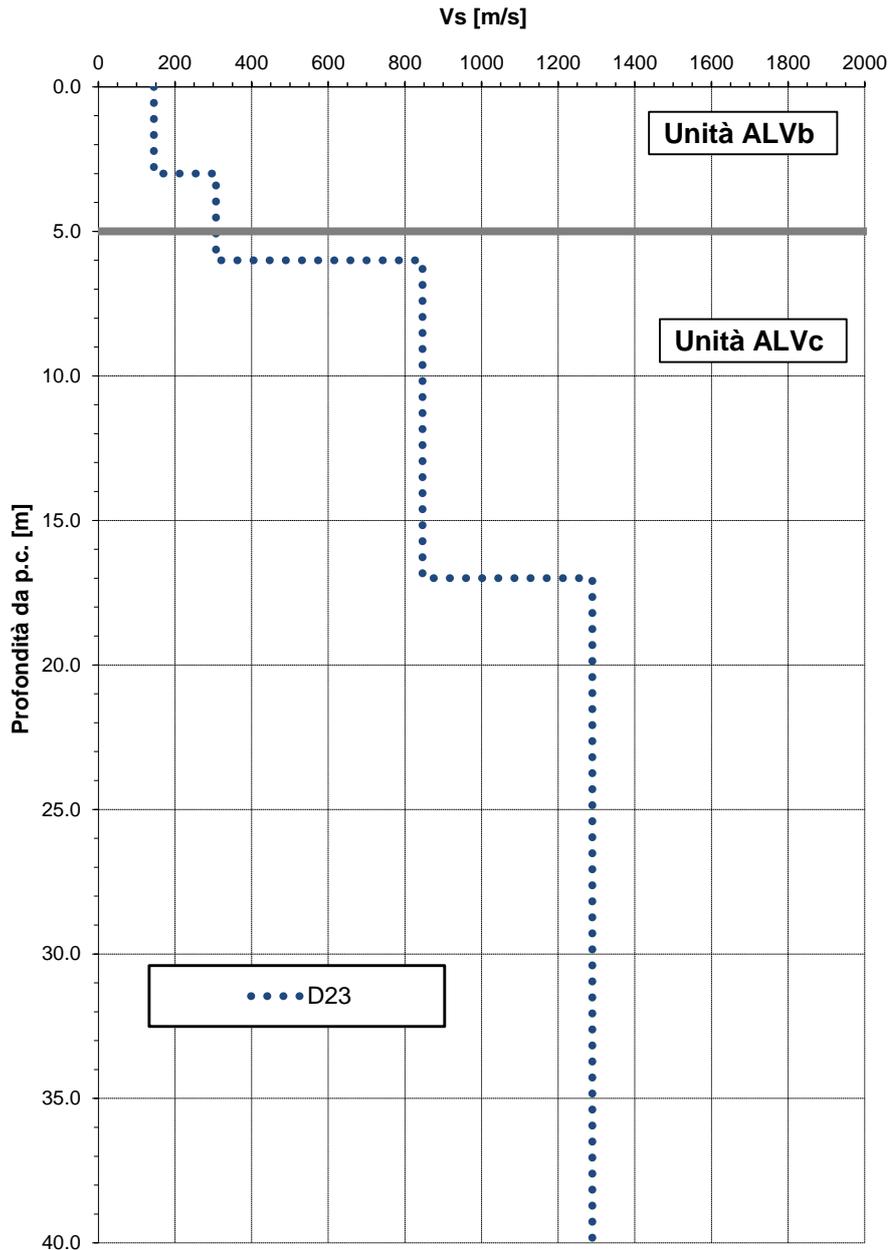


Fig. 61 – Velocità delle onde di taglio da indagini sismiche – Down-Hole D23

Velocità delle onde di taglio da indagini sismiche

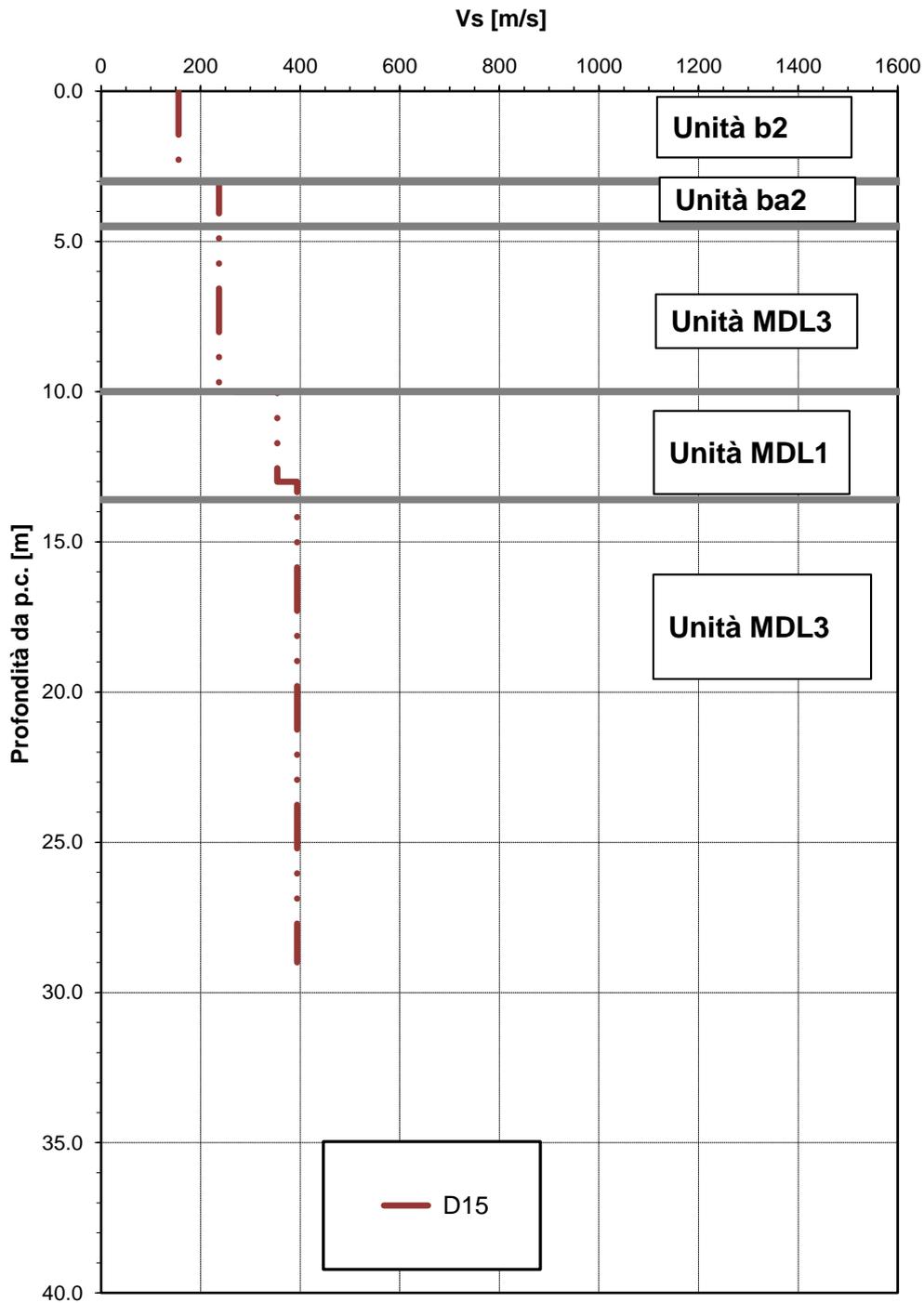


Fig. 62 - Velocità delle onde di taglio - MASW D15

Velocità delle onde di taglio da indagini sismiche

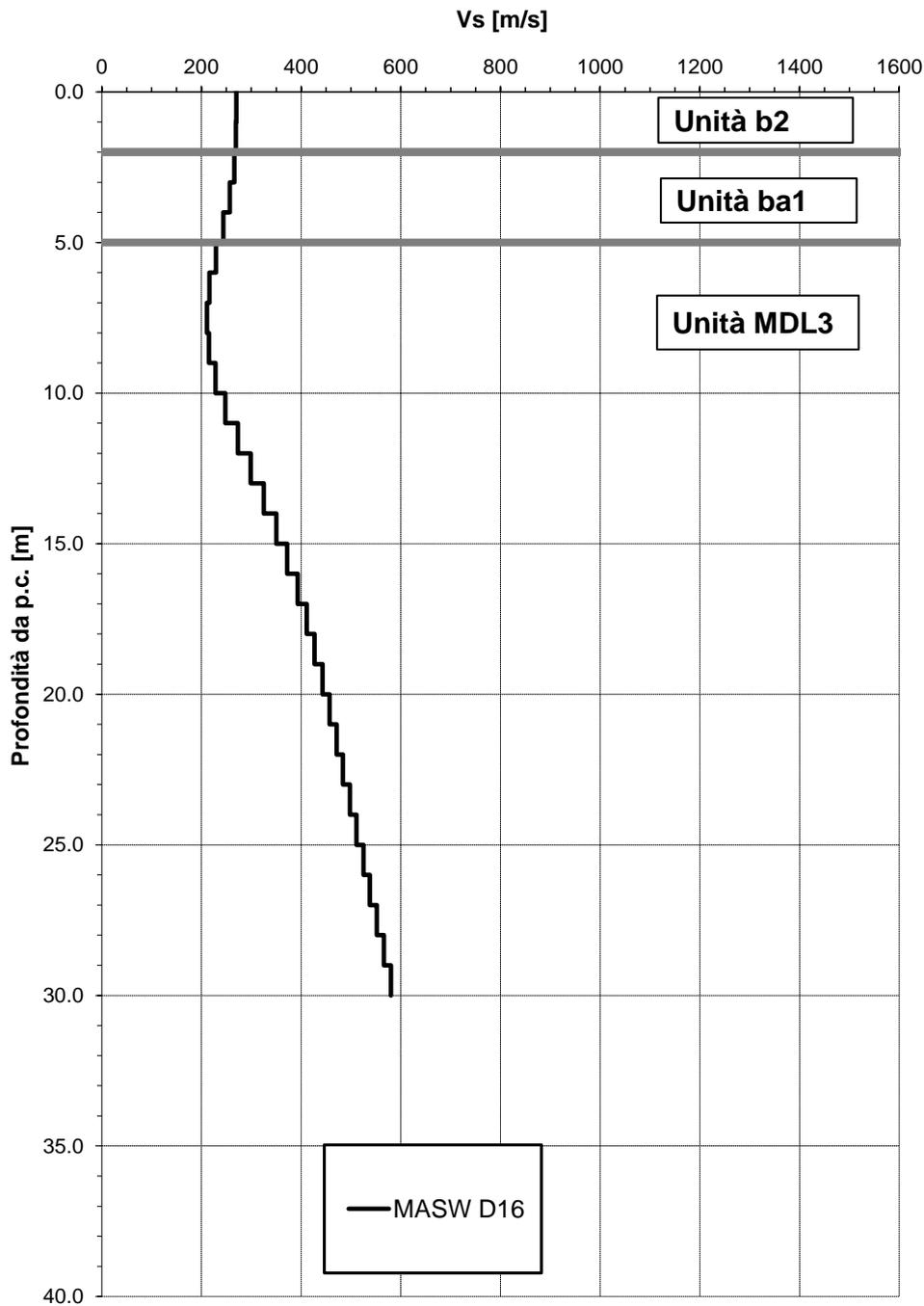


Fig. 63 - Velocità delle onde di taglio – MASW D16

Velocità delle onde di taglio da indagini sismiche

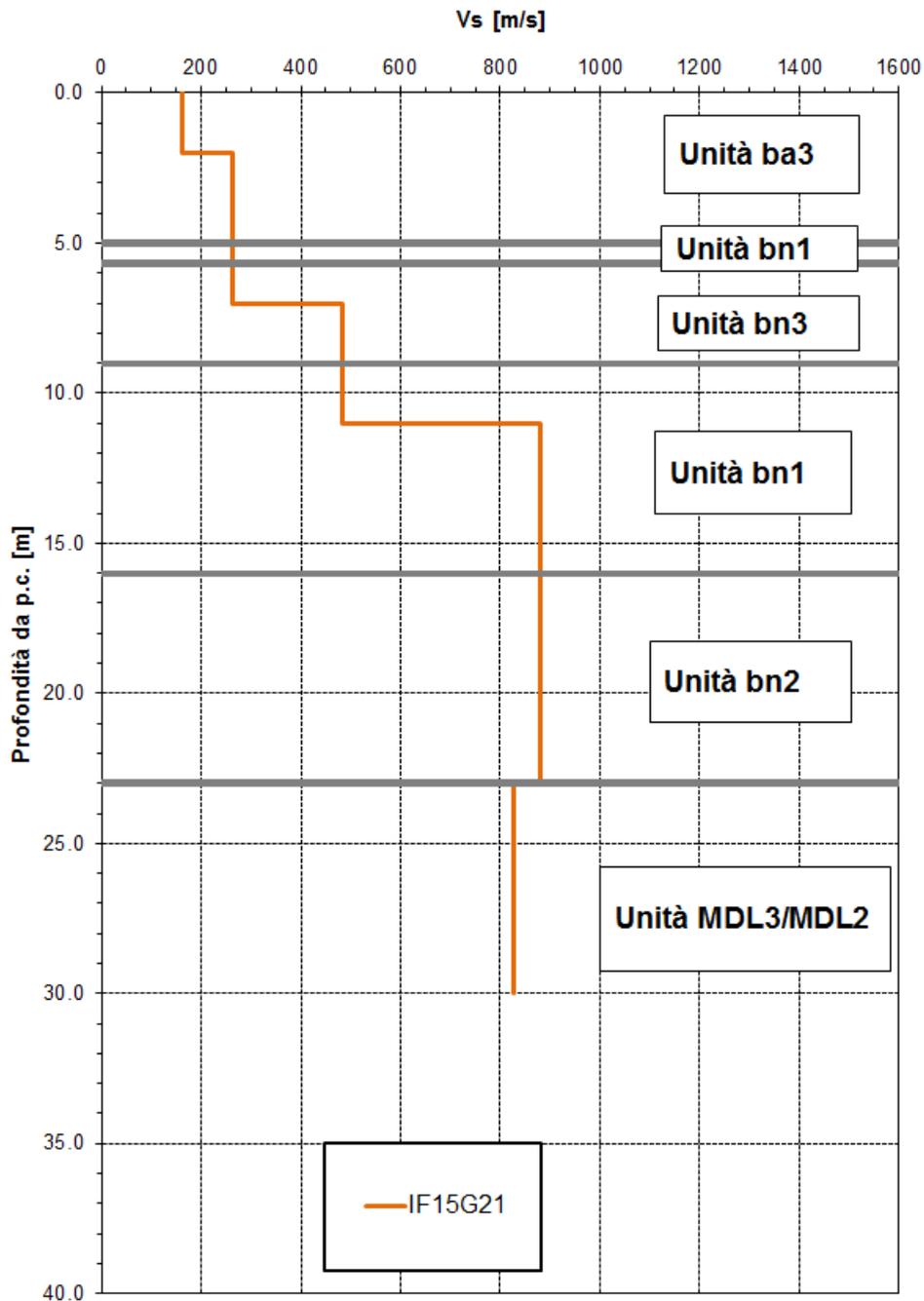


Fig. 64 - Velocità delle onde di taglio – Down Hole – IF15G21

5.16 Sintesi parametri geotecnici di progetto

Nel seguito si riassumono i parametri geotecnici di progetto per le varie unità geotecniche.

Unità Ra – Terreno di riporto – rilevato ferroviario esistente

$\gamma = 20.0 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$\varphi' = 35^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c' = 0 \text{ kPa}$	coesione drenata
$E' = 35 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico operativo

Unità b2 – Limo argilloso deb. sabbioso

$\gamma = 19.0 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$\varphi' = 23\div 25^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c' = 0\div 5 \text{ kPa}$	coesione drenata
$c_u = 70\div 150 \text{ kPa}$	resistenza al taglio in condizioni non drenate
$N_{spt} = 18\div R$	numero di colpi da prova SPT
$V_s = 150\div 250 \text{ m/s}$	velocità delle onde di taglio
$G_o = 45\div 120 \text{ MPa}$	modulo di deformazione a taglio iniziale (a piccole deformazioni)
$E_o = 120\div 300 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico iniziale (a piccole deformazioni)

Unità ba1 – Ghiaia sabbiosa (Alluvioni attuali e recenti)

$\gamma = 19.0 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$\varphi' = 38\div 41^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c' = 0 \text{ kPa}$	coesione drenata
$N_{spt} = 20\div R$	numero di colpi da prova SPT
$D_r = 50\div 85 \%$	densità relativa
$V_s = 200\div 400 \text{ m/s}$	velocità delle onde di taglio
$G_o = 75\div 300 \text{ MPa}$	modulo di deformazione a taglio iniziale (a piccole deformazioni)

$E_o = 200\div 780$ MPa modulo di deformazione elastico iniziale (a piccole deformazioni)

Unità ba2 – Sabbia, sabbia limosa (Alluvioni attuali e recenti)

$\gamma = 19.0$ kN/m³ peso di volume naturale
 $\varphi' = 34\div 37^\circ$ angolo di resistenza al taglio
 $c' = 0$ kPa coesione drenata
 $N_{spt} = 15\div 37$ numero di colpi da prova SPT
 $D_r = 40\div 75\%$ densità relativa
 $V_s = 150\div 240$ m/s velocità delle onde di taglio
 $G_o = 45\div 100$ MPa modulo di deformazione a taglio iniziale (a piccole deformazioni)
 $E_o = 110\div 290$ MPa modulo di deformazione elastico iniziale (a piccole deformazioni)

Unità ba3 – Argille limose (Alluvioni attuali e recenti)

$\gamma = 19.0\div 20.0$ kN/m³ peso di volume naturale
 $\varphi' = 24\div 27^\circ$ angolo di resistenza al taglio
 $c' = 0\div 5$ kPa coesione drenata
 $c_u = 50\div 160$ kPa resistenza al taglio in condizioni non drenate
 $N_{spt} = 13\div 44$ numero di colpi da prova SPT
 $V_s = 135\div 300$ m/s velocità delle onde di taglio
 $G_o = 35\div 175$ MPa modulo di deformazione a taglio iniziale (a piccole deformazioni)
 $E_o = 90\div 455$ MPa modulo di deformazione elastico iniziale (a piccole deformazioni)

Unità bc2 – Sabbia, sabbia limosa (Alluvioni antiche)

$\gamma = 19.5\div 20.5$ kN/m³ peso di volume naturale
 $\varphi' = 34\div 38^\circ$ angolo di resistenza al taglio
 $c' = 0$ kPa coesione drenata
 $N_{spt} = 29$ numero di colpi da prova SPT
 $D_r = 65\%$ densità relativa

$V_s = 180 \div 300$ m/s velocità delle onde di taglio
 $G_o = 65 \div 175$ MPa modulo di deformazione a taglio iniziale (a piccole deformazioni)
 $E_o = 170 \div 450$ MPa modulo di deformazione elastico iniziale (a piccole deformazioni)

Unità bn1 – Ghiaia sabbiosa (Alluvioni terrazzate)

$\gamma = 20.0$ kN/m³ peso di volume naturale
 $\varphi' = 37 \div 41^\circ$ angolo di resistenza al taglio
 $c' = 0$ kPa coesione drenata
 $N_{spt} = 44 \div R$ numero di colpi da prova SPT
 $D_r = 70 \div 85\%$ densità relativa
 $V_s = 200 \div 1000$ m/s velocità delle onde di taglio
 $G_o = 80 \div 1950$ MPa modulo di deformazione a taglio iniziale (a piccole deformazioni)
 $E_o = 200 \div 5000$ MPa modulo di deformazione elastico iniziale (a piccole deformazioni)

Unità bn2 – Sabbia, sabbia limosa (Alluvioni terrazzate)

$\gamma = 20.0$ kN/m³ peso di volume naturale
 $\varphi' = 32 \div 35^\circ$ angolo di resistenza al taglio
 $c' = 0$ kPa coesione drenata
 $N_{spt} = 46 \div R$ numero di colpi da prova SPT
 $D_r = 50 \div 70\%$ densità relativa
 $V_s = 200 \div 950$ m/s velocità delle onde di taglio
 $G_o = 80 \div 1750$ MPa modulo di deformazione a taglio iniziale (a piccole deformazioni)
 $E_o = 200 \div 4550$ MPa modulo di deformazione elastico iniziale (a piccole deformazioni)

Unità ALVa – Argille limose marnose (Argille varicolori)

$\gamma = 18.5 \div 22.0$ kN/m³ peso di volume naturale
 $\varphi' = 23 \div 28$ (25) ° angolo di resistenza al taglio (valore medio)
 $c' = 15 \div 20$ (15) kPa coesione drenata (valore medio)

$c_u = 50 \div 350$ kPa resistenza al taglio in condizioni non drenate
 $N_{spt} = 10 \div R$ numero di colpi da prova SPT
 $V_s = 200 \div 400$ m/s velocità delle onde di taglio
 $G_o = 80 \div 350$ MPa modulo di deformazione a taglio iniziale (a piccole deformazioni)
 $E_o = 200 \div 900$ MPa modulo di deformazione elastico iniziale (a piccole deformazioni)

Unità ALVb – Argille limose marnose con calcari (Argille varicolori)

$\gamma = 18.5 \div 20.5$ kN/m³ peso di volume naturale
 $\varphi' = 35^\circ$ angolo di resistenza al taglio
 $c' = 0$ kPa coesione drenata
 $N_{spt} = 15 \div R$ numero di colpi da prova SPT
 $V_s = 350 \div 900$ m/s velocità delle onde di taglio
 $G_o = 245 \div 500$ MPa modulo di deformazione a taglio iniziale (a piccole deformazioni)
 $E_o = 600 \div 1200$ MPa modulo di deformazione elastico iniziale (a piccole deformazioni)

Unità ALVc – Calcare

$\gamma = 25.5 \div 27$ kN/m³ peso di volume naturale (valore medio)
 $\varphi' = 34 \div 35^\circ$ angolo di resistenza al taglio
 $c' = 20 \div 34$ kPa coesione drenata
 $RQD = 20 \div 50$ indice RQD
 $\sigma_c = 59 \div 125$ MPa resistenza a compressione monoassiale ($\sigma_{c,media} = 90\%$, $\sigma_{c,10\%} = 70\%$)
 $V_s = 820 \div 1200$ m/s velocità delle onde di taglio
 $E_o = 3500 \div 7500$ MPa modulo di deformazione elastico iniziale (a piccole deformazioni)

Unità SG1a – Argille limose marnose con livelli di calcari (Formazione di San Giorgio)

$\gamma = 20.0 \div 21.0$ kN/m³ peso di volume naturale
 $\varphi' = 26^\circ$ angolo di resistenza al taglio
 $c' = 15$ kPa coesione drenata

$c_u = 75 \div 350$ kPa resistenza al taglio in condizioni non drenate
 $N_{spt} = 25 \div R$ numero di colpi da prova SPT
 $V_s = 200 \div 450$ m/s velocità delle onde di taglio
 $G_o = 80 \div 405$ MPa modulo di deformazione a taglio iniziale (a piccole deformazioni)
 $E_o = 200 \div 1000$ MPa modulo di deformazione elastico iniziale (a piccole deformazioni)

Unità SG1b – Arenarie (Formazione di San Giorgio)

Cautelativamente si assumono i valori assegnati in progetto alla formazione SG1a.

5.17 Falda

Nella tabella e figure seguenti si riportano le letture piezometriche espresse in metri di profondità dal p.c. ed in quota assoluta per il lotto in esame.

Nel profilo stratigrafico longitudinale è stato rappresentato il livello di falda massimo lungo il tracciato, desunto dalle letture piezometriche a disposizione

Tab. 27 – Letture piezometriche in m da p.c. - 2° lotto funzionale Frasso – Telese (dal km 27+700,00 a km 39+050)

Lotto	Anno indagin	SONDAGGIO	OPERA DI RIFERIMENTO	Tipo di piezometro	Quota boccaforo (m s.l.m)	26-07-2007	26-09-2007	dic-08	gen-09	feb-09	apr-15	13-06-2015
2	2007	PNIF33G01	GN Tuoro	TA [3-35]	96.90	36.20	36.24					
2	2007	PNIF33G02	GN S. Lorenzo	TA [3-37]	107.32	31.20	32.23					
2	2015	D12	GN Tuoro	TA [3-54.5]	118.25						54.06	54.12
2	2015	D16	Ponte Codalecchio	TA [3-30]	69.10						3.32	5.49
2	2015	D17bis	Ponte del Lago	TA [3-30]	74.18						17.33	18.28
2	2017	IF15P11 TA	ponte km 28+200	TA	50.58							
2	2017	IF15P11 CC	ponte km 28+200	CC [27]	50.58							
2	2017	IF15G12	GN Tuoro imbocco km 28+950	TA	68.82							
2	2017	IF15F13	GN Tuoro finestra	TA	77.86							
2	2017	IF15G14	GN Tuoro km 29+560	TA	85.44							
2	2017	IF15G15	GN Tuoro km 30+092	TA	103.05							
2	2017	IF15G16	GN Tuoro imbocco km 30+360	TA	82.89							
2	2017	IF15V17	CVF km 31+656	TA	59.93							
2	2017	IF15V18	sottovia km 32+285	TA	62.36							
2	2017	IF15V19	VI km 31+930	TA	62.93							
2	2017	IF15G20	GN Cantone	TA	73.03							
2	2017	IF15G22	GN Cantone	TA	109.83							
2	2017	IF15V23	VI Limata km 34+050	TA	61.15							
2	2017	IF15G24	GN Limata	TA	82.69							
2	2017	IF15G26	GN S. Lorenzo	TA	153.07							
2	2017	IF15G27	GN S. Lorenzo	TA	101.3							
2	2017	IF15G28	GN S. Lorenzo	TA	93.13							
2	2017	IF15V29	CVF km 37+015	TA	70.420							
2	2017	IF15V30	VI km 37+270	TA	72.290							
2	2017	IF15V31	VI km 38+411	TA	75.780							
2	2017	IF15V32	CVF km 38+859	TA	84.780							
2	2017	IF15V33	CVF km 38+859	TA	83.150							
2	2017	IF15G48	GN S. Lorenzo km 36+000	TA	97.09							

**RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE DELLE
OPERE DI LINEA ALL'APERTO – SUB LOTTO 3**

COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO
IF0F 32 D 11 RB GE0001 001 A 137 di 238

Lotto	Anno indagine	SONDAGGIO	OPERA DI RIFERIMENTO	Tipo di piezometro	Quota boccaforo (m s.l.n)	17-07-2015	08-08-2015	12-09-2015	17-10-2015	13-11-2015	18-12-2015	15-01-2016
2	2007	PNIF33G01	GN Tuoro	TA [3-35]	96.90							
2	2007	PNIF33G02	GN S. Lorenzo	TA [3-37]	107.32							
2	2015	D12	GN Tuoro	TA [3-54.5]	118.25	54.11	54.06	54.28	54.11	54.15	54.12	54.11
2	2015	D16	Ponte Codalecchio	TA [3-30]	69.10	6.25	6.61	6.75	5.16	4.56		
2	2015	D17bis	Ponte del Lago	TA [3-30]	74.18	19.27	19.73	20.09	19.30	18.72	19.42	19.59
2	2017	IF15P11 TA	ponte km 28+200	TA	50.58							
2	2017	IF15P11 CC	ponte km 28+200	CC [27]	50.58							
2	2017	IF15G12	GN Tuoro imbocco km 28+950	TA	68.82							
2	2017	IF15F13	GN Tuoro finestra	TA	77.86							
2	2017	IF15G14	GN Tuoro km 29+560	TA	85.44							
2	2017	IF15G15	GN Tuoro km 30+092	TA	103.05							
2	2017	IF15G16	GN Tuoro imbocco km 30+360	TA	82.89							
2	2017	IF15V17	CVF km 31+656	TA	59.93							
2	2017	IF15V18	sottovia km 32+285	TA	62.36							
2	2017	IF15V19	VI km 31+930	TA	62.93							
2	2017	IF15G20	GN Cantone	TA	73.03							
2	2017	IF15G22	GN Cantone	TA	109.83							
2	2017	IF15V23	VI Limata km 34+050	TA	61.15							
2	2017	IF15G24	GN Limata	TA	82.69							
2	2017	IF15G26	GN S. Lorenzo	TA	153.07							
2	2017	IF15G27	GN S. Lorenzo	TA	101.3							
2	2017	IF15G28	GN S. Lorenzo	TA	93.13							
2	2017	IF15V29	CVF km 37+015	TA	70.420							
2	2017	IF15V30	VI km 37+270	TA	72.290							
2	2017	IF15V31	VI km 38+411	TA	75.780							
2	2017	IF15V32	CVF km 38+859	TA	84.780							
2	2017	IF15V33	CVF km 38+859	TA	83.150							
2	2017	IF15G48	GN S. Lorenzo km 36+000	TA	97.09							

Lotto	Anno indagine	SONDAGGIO	OPERA DI RIFERIMENTO	Tipo di piezometro	Quota boccaforo (m s.l.n)	13-02-2016	12-03-2016	09-04-2016	14-05-2016	28-03-2017	22-04-2017
2	2007	PNIF33G01	GN Tuoro	TA [3-35]	96.90						
2	2007	PNIF33G02	GN S. Lorenzo	TA [3-37]	107.32						
2	2015	D12	GN Tuoro	TA [3-54.5]	118.25	54.12	54.10	54.12	54.25	54.12	54.15
2	2015	D16	Ponte Codalecchio	TA [3-30]	69.10						
2	2015	D17bis	Ponte del Lago	TA [3-30]	74.18	19.69	19.69	19.69	19.69	19.38	19.58
2	2017	IF15P11 TA	ponte km 28+200	TA	50.58					6.26	6.26
2	2017	IF15P11 CC	ponte km 28+200	CC [27]	50.58					20.41	21.86
2	2017	IF15G12	GN Tuoro imbocco km 28+950	TA	68.82					8.48	8.85
2	2017	IF15F13	GN Tuoro finestra	TA	77.86					28.83	29.94
2	2017	IF15G14	GN Tuoro km 29+560	TA	85.44					34.98	36.55
2	2017	IF15G15	GN Tuoro km 30+092	TA	103.05					8.35	8.72
2	2017	IF15G16	GN Tuoro imbocco km 30+360	TA	82.89					6.6	6.57
2	2017	IF15V17	CVF km 31+656	TA	59.93					7.68	7.8
2	2017	IF15V18	sottovia km 32+285	TA	62.36					9.35	9.49
2	2017	IF15V19	VI km 31+930	TA	62.93					8.45	8.45
2	2017	IF15G20	GN Cantone	TA	73.03					19.52	19.65
2	2017	IF15G22	GN Cantone	TA	109.83					54.75	
2	2017	IF15V23	VI Limata km 34+050	TA	61.15					6.14	6.53
2	2017	IF15G24	GN Limata	TA	82.69					4.45	4.44
2	2017	IF15G26	GN S. Lorenzo	TA	153.07					61.55	63.13
2	2017	IF15G27	GN S. Lorenzo	TA	101.3					17.99	19.18
2	2017	IF15G28	GN S. Lorenzo	TA	93.13					33.55	33.58
2	2017	IF15V29	CVF km 37+015	TA	70.420					14.5	14.72
2	2017	IF15V30	VI km 37+270	TA	72.290					12.85	13.05
2	2017	IF15V31	VI km 38+411	TA	75.780					19.32	19.62
2	2017	IF15V32	CVF km 38+859	TA	84.780					27.64	
2	2017	IF15V33	CVF km 38+859	TA	83.150					28.09	28.36
2	2017	IF15G48	GN S. Lorenzo km 36+000	TA	97.09					7.88	8.07

**RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE DELLE
OPERE DI LINEA ALL'APERTO – SUB LOTTO 3**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0F	32 D 11	RB	GE0001 001	A	138 di 238

Anno indagine	SONDAGGIO	OPERA DI RIFERIMENTO	Tipo di piezometro	Quota boccaforo (m s.l.m.)	Min (m da p.c.)	Max (m da p.c.)	MEDIA (m da p.c.)	Delta (m)
2007	PNIF33G01	GN Tuoro	TA [3-35]	96.90	36.20	36.24	36.22	0.04
2007	PNIF33G02	GN S. Lorenzo	TA [3-37]	107.32	31.20	32.23	31.72	1.03
2015	D12	GN Tuoro	TA [3-54.5]	118.25	54.06	54.28	54.13	0.22
2015	D16	Ponte Codalecchio	TA [3-30]	69.10	3.32	6.75	5.45	3.43
2015	D17bis	Ponte del Lago	TA [3-30]	74.18	17.33	20.09	19.30	2.76
2017	IF15P11 TA	ponte km 28+200	TA	50.58	6.26	6.26	6.26	0.00
2017	IF15P11 CC	ponte km 28+200	CC [27]	50.58	20.41	21.86	21.14	1.45
2017	IF15G12	GN Tuoro imbocco km 28+950	TA	68.82	8.48	8.85	8.67	0.37
2017	IF15F13	GN Tuoro finestra	TA	77.86	28.83	29.94	29.39	1.11
2017	IF15G14	GN Tuoro km 29+560	TA	85.44	34.98	36.55	35.77	1.57
2017	IF15G15	GN Tuoro km 30+092	TA	103.05	8.35	8.72	8.54	0.37
2017	IF15G16	GN Tuoro imbocco km 30+360	TA	82.89	6.57	6.60	6.59	0.03
2017	IF15V17	CVF km 31+656	TA	59.93	7.68	7.80	7.74	0.12
2017	IF15V18	sottovia km 32+285	TA	62.36	9.35	9.49	9.42	0.14
2017	IF15V19	VI km 31+930	TA	62.93	8.45	8.45	8.45	0.00
2017	IF15G20	GN Cantone	TA	73.03	19.52	19.65	19.59	0.13
2017	IF15G22	GN Cantone	TA	109.83	54.75	54.75	54.75	0.00
2017	IF15V23	VI Limata km 34+050	TA	61.15	6.14	6.53	6.34	0.39
2017	IF15G24	GN Limata	TA	82.69	4.44	4.45	4.45	0.01
2017	IF15G26	GN S. Lorenzo	TA	153.07	61.55	63.13	62.34	1.58
2017	IF15G27	GN S. Lorenzo	TA	101.3	17.99	19.18	18.59	1.19
2017	IF15G28	GN S. Lorenzo	TA	93.13	33.55	33.58	33.57	0.03
2017	IF15V29	CVF km 37+015	TA	70.420	14.50	14.72	14.61	0.22
2017	IF15V30	VI km 37+270	TA	72.290	12.85	13.05	12.95	0.20
2017	IF15V31	VI km 38+411	TA	75.780	19.32	19.62	19.47	0.30
2017	IF15V32	CVF km 38+859	TA	84.780	27.64	27.64	27.64	0.00
2017	IF15V33	CVF km 38+859	TA	83.150	28.09	28.36	28.23	0.27
2017	IF15G48	GN S. Lorenzo km 36+000	TA	97.09	7.88	8.07	7.98	0.19

**RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE DELLE
OPERE DI LINEA ALL'APERTO – SUB LOTTO 3**

COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO
IF0F 32 D 11 RB GE0001 001 A 139 di 238

Tab. 28 – Letture piezometriche in m s.l.m. - 1° lotto funzionale Frasso – Telese (dal km 16+500 al km 27+700)

Lotto	Anno indagin	SONDAGGIO	OPERA DI RIFERIMENTO	Tipo di piezometro	Quota boccaforo (m s.l.m.)	26-07-2007	26-09-2007	dic-08	gen-09	feb-09	apr-15	13-06-2015
2	2007	PNIF33G01	GN Tuoro	TA [3-35]	96.90	60.70	60.66					
2	2007	PNIF33G02	GN S. Lorenzo	TA [3-37]	107.32	76.12	75.09					
2	2015	D12	GN Tuoro	TA [3-54.5]	118.25						64.19	64.13
2	2015	D16	Ponte Codalecchio	TA [3-30]	69.10						65.78	63.61
2	2015	D17bis	Ponte del Lago	TA [3-30]	74.18						56.85	55.90
2	2017	IF15P11 TA	ponte km 28+200	TA	50.58							
2	2017	IF15P11 CC	ponte km 28+200	CC [27]	50.58							
2	2017	IF15G12	GN Tuoro imbocco km 28+950	TA	68.82							
2	2017	IF15F13	GN Tuoro finestra	TA	77.86							
2	2017	IF15G14	GN Tuoro km 29+560	TA	85.44							
2	2017	IF15G15	GN Tuoro km 30+092	TA	103.05							
2	2017	IF15G16	GN Tuoro imbocco km 30+360	TA	82.89							
2	2017	IF15V17	CVF km 31+656	TA	59.93							
2	2017	IF15V18	sottovia km 32+285	TA	62.36							
2	2017	IF15V19	VI km 31+930	TA	62.93							
2	2017	IF15G20	GN Cantone	TA	73.03							
2	2017	IF15G22	GN Cantone	TA	109.83							
2	2017	IF15V23	VI Limata km 34+050	TA	61.15							
2	2017	IF15G24	GN Limata	TA	82.69							
2	2017	IF15G26	GN S. Lorenzo	TA	153.07							
2	2017	IF15G27	GN S. Lorenzo	TA	101.30							
2	2017	IF15G28	GN S. Lorenzo	TA	93.13							
2	2017	IF15V29	CVF km 37+015	TA	70.42							
2	2017	IF15V30	VI km 37+270	TA	72.29							
2	2017	IF15V31	VI km 38+411	TA	75.78							
2	2017	IF15V32	CVF km 38+859	TA	84.78							
2	2017	IF15V33	CVF km 38+859	TA	83.15							
2	2017	IF15G48	GN S. Lorenzo km 36+000	TA	97.09							

**RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE DELLE
OPERE DI LINEA ALL'APERTO – SUB LOTTO 3**

COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO
IF0F 32 D 11 RB GE0001 001 A 140 di 238

Lotto	Anno indagin	SONDAGGIO	OPERA DI RIFERIMENTO	Tipo di piezometro	Quota boccaforo (m s.l.m)	17-07-2015	08-08-2015	12-09-2015	17-10-2015	13-11-2015	18-12-2015	15-01-2016
2	2007	PNIF33G01	GN Tuoro	TA [3-35]	96.90							
2	2007	PNIF33G02	GN S. Lorenzo	TA [3-37]	107.32							
2	2015	D12	GN Tuoro	TA [3-54.5]	118.25	64.14	64.19	63.97	64.14	64.10	64.13	64.14
2	2015	D16	Ponte Codalecchio	TA [3-30]	69.10	62.85	62.49	62.35	63.94	64.54		
2	2015	D17bis	Ponte del Lago	TA [3-30]	74.18	54.91	54.45	54.09	54.88	55.46	54.76	54.59
2	2017	IF15P11 TA	ponte km 28+200	TA	50.58							
2	2017	IF15P11 CC	ponte km 28+200	CC [27]	50.58							
2	2017	IF15G12	GN Tuoro imbocco km 28+950	TA	68.82							
2	2017	IF15F13	GN Tuoro finestra	TA	77.86							
2	2017	IF15G14	GN Tuoro km 29+560	TA	85.44							
2	2017	IF15G15	GN Tuoro km 30+092	TA	103.05							
2	2017	IF15G16	GN Tuoro imbocco km 30+360	TA	82.89							
2	2017	IF15V17	CVF km 31+656	TA	59.93							
2	2017	IF15V18	sottovia km 32+285	TA	62.36							
2	2017	IF15V19	VI km 31+930	TA	62.93							
2	2017	IF15G20	GN Cantone	TA	73.03							
2	2017	IF15G22	GN Cantone	TA	109.83							
2	2017	IF15V23	VI Limata km 34+050	TA	61.15							
2	2017	IF15G24	GN Limata	TA	82.69							
2	2017	IF15G26	GN S. Lorenzo	TA	153.07							
2	2017	IF15G27	GN S. Lorenzo	TA	101.30							
2	2017	IF15G28	GN S. Lorenzo	TA	93.13							
2	2017	IF15V29	CVF km 37+015	TA	70.42							
2	2017	IF15V30	VI km 37+270	TA	72.29							
2	2017	IF15V31	VI km 38+411	TA	75.78							
2	2017	IF15V32	CVF km 38+859	TA	84.78							
2	2017	IF15V33	CVF km 38+859	TA	83.15							
2	2017	IF15G48	GN S. Lorenzo km 36+000	TA	97.09							

Lotto	Anno indagin	SONDAGGIO	OPERA DI RIFERIMENTO	Tipo di piezometro	Quota boccaforo (m s.l.m)	13-02-2016	12-03-2016	09-04-2016	14-05-2016	28-03-2017	22-04-2017
2	2007	PNIF33G01	GN Tuoro	TA [3-35]	96.90						
2	2007	PNIF33G02	GN S. Lorenzo	TA [3-37]	107.32						
2	2015	D12	GN Tuoro	TA [3-54.5]	118.25	64.13	64.15	64.13	64.00	64.13	64.10
2	2015	D16	Ponte Codalecchio	TA [3-30]	69.10						
2	2015	D17bis	Ponte del Lago	TA [3-30]	74.18	54.49	54.49	54.49	54.49	54.80	54.60
2	2017	IF15P11 TA	ponte km 28+200	TA	50.58					44.32	44.32
2	2017	IF15P11 CC	ponte km 28+200	CC [27]	50.58					30.17	28.72
2	2017	IF15G12	GN Tuoro imbocco km 28+950	TA	68.82					60.34	59.97
2	2017	IF15F13	GN Tuoro finestra	TA	77.86					49.03	47.92
2	2017	IF15G14	GN Tuoro km 29+560	TA	85.44					50.46	48.89
2	2017	IF15G15	GN Tuoro km 30+092	TA	103.05					94.70	94.33
2	2017	IF15G16	GN Tuoro imbocco km 30+360	TA	82.89					76.29	76.32
2	2017	IF15V17	CVF km 31+656	TA	59.93					52.25	52.13
2	2017	IF15V18	sottovia km 32+285	TA	62.36					53.01	52.87
2	2017	IF15V19	VI km 31+930	TA	62.93					54.48	54.48
2	2017	IF15G20	GN Cantone	TA	73.03					53.51	53.38
2	2017	IF15G22	GN Cantone	TA	109.83					55.08	
2	2017	IF15V23	VI Limata km 34+050	TA	61.15					55.01	54.62
2	2017	IF15G24	GN Limata	TA	82.69					78.24	78.25
2	2017	IF15G26	GN S. Lorenzo	TA	153.07					91.52	89.94
2	2017	IF15G27	GN S. Lorenzo	TA	101.30					83.31	82.12
2	2017	IF15G28	GN S. Lorenzo	TA	93.13					59.58	59.55
2	2017	IF15V29	CVF km 37+015	TA	70.42					55.92	55.70
2	2017	IF15V30	VI km 37+270	TA	72.29					59.44	59.24
2	2017	IF15V31	VI km 38+411	TA	75.78					56.46	56.16
2	2017	IF15V32	CVF km 38+859	TA	84.78					57.14	
2	2017	IF15V33	CVF km 38+859	TA	83.15					55.06	54.79
2	2017	IF15G48	GN S. Lorenzo km 36+000	TA	97.09					89.21	89.02

**RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE DELLE
OPERE DI LINEA ALL'APERTO – SUB LOTTO 3**

COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO
IF0F 32 D 11 RB GE0001 001 A 141 di 238

Anno indagin	SONDAGGIO	OPERA DI RIFERIMENTO	Tipo di piezometro	Quota boccaforo (m s.l.m.)	Min (m s.l.m.)	Max (m s.l.m.)	MEDIA (m s.l.m.)
2007	PNIF33G01	GN Tuoro	TA [3-35]	96.90	60.66	60.70	60.68
2007	PNIF33G02	GN S. Lorenzo	TA [3-37]	107.32	75.09	76.12	75.61
2015	D12	GN Tuoro	TA [3-54.5]	118.25	63.97	64.19	64.12
2015	D16	Ponte Codalecchio	TA [3-30]	69.10	62.35	65.78	63.65
2015	D17bis	Ponte del Lago	TA [3-30]	74.18	54.09	56.85	54.88
2017	IF15P11 TA	ponte km 28+200	TA	50.58	44.32	44.32	44.32
2017	IF15P11 CC	ponte km 28+200	CC [27]	50.58	28.72	30.17	29.45
2017	IF15G12	GN Tuoro imbocco km 28+950	TA	68.82	59.97	60.34	60.16
2017	IF15F13	GN Tuoro finestra	TA	77.86	47.92	49.03	48.48
2017	IF15G14	GN Tuoro km 29+560	TA	85.44	48.89	50.46	49.68
2017	IF15G15	GN Tuoro km 30+092	TA	103.05	94.33	94.70	94.52
2017	IF15G16	GN Tuoro imbocco km 30+360	TA	82.89	76.29	76.32	76.31
2017	IF15V17	CVF km 31+656	TA	59.93	52.13	52.25	52.19
2017	IF15V18	sottovia km 32+285	TA	62.36	52.87	53.01	52.94
2017	IF15V19	VI km 31+930	TA	62.93	54.48	54.48	54.48
2017	IF15G20	GN Cantone	TA	73.03	53.38	53.51	53.45
2017	IF15G22	GN Cantone	TA	109.83	55.08	55.08	55.08
2017	IF15V23	VI Limata km 34+050	TA	61.15	54.62	55.01	54.82
2017	IF15G24	GN Limata	TA	82.69	78.24	78.25	78.25
2017	IF15G26	GN S. Lorenzo	TA	153.07	89.94	91.52	90.73
2017	IF15G27	GN S. Lorenzo	TA	101.30	82.12	83.31	82.72
2017	IF15G28	GN S. Lorenzo	TA	93.13	59.55	59.58	59.57
2017	IF15V29	CVF km 37+015	TA	70.42	55.70	55.92	55.81
2017	IF15V30	VI km 37+270	TA	72.29	59.24	59.44	59.34
2017	IF15V31	VI km 38+411	TA	75.78	56.16	56.46	56.31
2017	IF15V32	CVF km 38+859	TA	84.78	57.14	57.14	57.14
2017	IF15V33	CVF km 38+859	TA	83.15	54.79	55.06	54.93
2017	IF15G48	GN S. Lorenzo km 36+000	TA	97.09	89.02	89.21	89.12

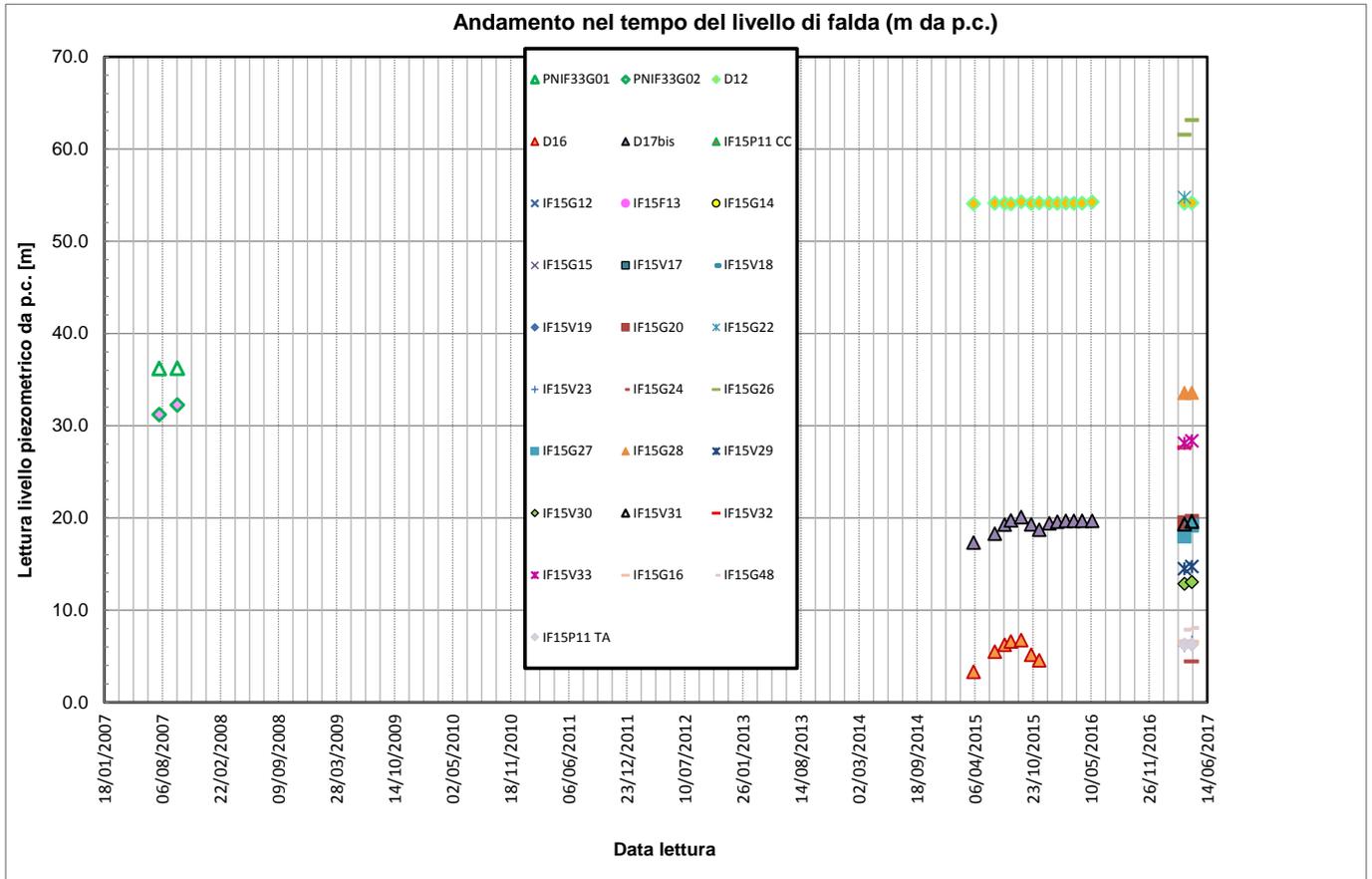


Fig. 65 – Livello di falda in m da p.c.

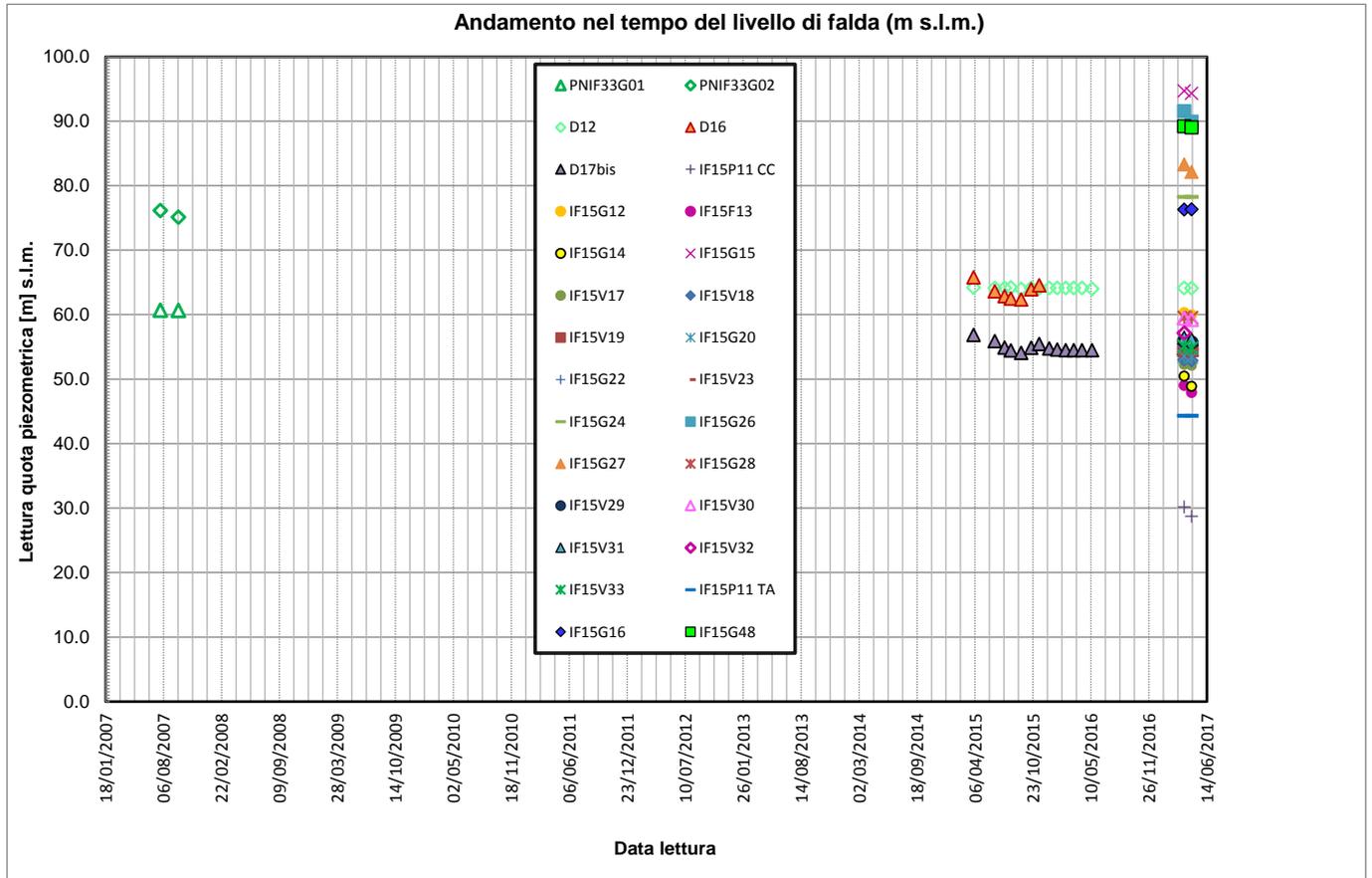


Fig. 66 – Livello di falda in m s.l.m.

6. CARATTERIZZAZIONE SISMICA

6.1 Risposta sismica

L'azione sismica sulle costruzioni è valutata a partire da una "pericolosità sismica di base", in condizioni ideali di sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale.

I risultati dello studio di pericolosità sono forniti, in corrispondenza dei punti di un reticolo (reticolo di riferimento) i cui nodi sono sufficientemente vicini fra loro (non distano più di 10 km) e nelle condizioni di sito di riferimento rigido orizzontale:

- in termini di valori di accelerazione orizzontale massima a_g , del valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale F_0 , del periodo di inizio del tratto costante dello spettro in accelerazione orizzontale T_c^* ;
- per diverse probabilità di superamento in 75 anni e/o diversi periodi di ritorno T_R ricadenti in un intervallo di riferimento compreso almeno tra 45 e 1462 anni, estremi inclusi.

Pertanto, per individuare, a partire dai dati di pericolosità sismica disponibili, le corrispondenti azioni sismiche occorre fissare:

- la vita di riferimento V_R della costruzione;
- le probabilità di superamento nella vita di riferimento P_{V_R} associate a ciascuno degli stati limite considerati.

Infatti, fissata la vita di riferimento $V_{R,TR}$ è esprimibile in funzione di P_{V_R} mediante l'espressione:

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

La vita di riferimento è calcolata come:

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

dove V_N è la vita nominale dell'opera e C_U la classe d'uso.

Per le opere d'arte del presente progetto si ha in linea generale: $V_N=75$ anni e $C_U=1.5$ (classe d'uso III), ad eccezione delle interferenze con la S.P.106 e la S.S.265 per le quali si prevede: $V_N=100$ anni e $C_U=2.0$.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ITINERARIO NAPOLI-BARI. RADDOPPIO TRATTA CANCELLO – BENEVENTO. II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO. 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO - TELESE.					
	RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE DELLE OPERE DI LINEA ALL'APERTO – SUB LOTTO 3	COMMESSA IF0F	LOTTO 32 D 11	CODIFICA RB	DOCUMENTO GE0001 001	REV. A

Quindi, nello specifico prevedere $V_n=100$ anni e $c_u=2$ per:

- VI05: la farfalla in corrispondenza della S.S.265 + la campata che la precede e quella che la segue con le relative pile;
- VI12: il concio della “struttura ad archi” con il fornace afferente alla S.P.106 + il concio adiacente lato Frasso Telesino;
- VI18: la farfalla/spalla scatolare in adiacenza al Cimitero + la campata che la segue lato Vitulano con la relativa pila;
- IV01, IV02, IV03: tutte le campate ed i relativi sostegni, comprese le spalle.

Nota l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido a_g , l'accelerazione di picco a_{max} è valutata sulla base della risposta sismica locale:

$$a_{max} = S_s \cdot S_T \cdot a_g$$

dove S_s è il coefficiente che comprende l'effetto della amplificazione stratigrafica, S_T è il coefficiente che comprende l'effetto della amplificazione topografica.

Nel caso in esame si assume $S_s=1.0$.

6.1.1 Categoria di sottosuolo

La classificazione della categoria di sottosuolo viene eseguita sulla base di misure dirette dei valori di velocità di propagazione delle onde di taglio nei primi 30 m di profondità $V_{s,30}$. Si può ricavare il parametro $V_{s,30}$ mediante la relazione:

$$V_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_{s,i}}}$$

Per la definizione della categoria di sottosuolo sismica, in accordo alla normativa vigente sono state eseguite indagini sismiche finalizzate alla determinazione della $V_{s,30}$, in particolare sono state eseguite lungo il tracciato prove sismiche di tipo MASW, prove Down-Hole in foro di sondaggio, indagini tomografiche elettriche.

Inoltre per caratterizzare le zone non coperte da indagini sismiche, si è fatto ricorso alle prove in sito (SPT nei terreni incoerenti e resistenza al taglio non drenata (cu_{30}) da pocket Penetrometer e da prove laboratorio per terreni coesivi).

In relazione a quanto emerso dalle indagini, i terreni presenti nei settori di intervento possono essere caratterizzati con categorie di sottosuolo di tipo C e B. In generale, la categoria di sottosuolo C si rinviene nei settori in cui sono presenti depositi di copertura a dominante fine o nelle aree di affioramento di un substrato geologico prevalentemente pelitico, mentre la categoria di sottosuolo B è caratteristica di settori con presenza di depositi di copertura grossolani e termini di substrato con abbondante frazione litoide. Inoltre i dati a disposizione evidenziano locali disomogeneità connesse col variabile stato di alterazione e fessurazione dei materiali e, pertanto, andranno definiti puntualmente nei singoli settori di interventi in relazione ai dati geologici e geofisici a disposizione.

Nella seguente tabella si riassumono le categorie di sottosuolo per le opere d'arte principali.

WBS	Pk in (m)	Pk fin (m)	Tipo opera	Denominazione	Categoria di Sottosuolo sismica	Indagine	Vs,30 [m/s]	cu,30 [m/s]	Nspt,30 [m/s]
VI01	17 391.50	17 431.00	Viadotto		C	vedasi masw 1	321	-	<50
VI02	17 634.00	17656.00	Ponte		C	vedasi masw 1	321	-	<50
VI03	18 640.00	18657.5	Ponte	Mortale	C	vedasi masw 1	321	-	<50
GA01	19 398.00	19 418.00	Galleria Artificiale	Svincolo S.S. Fondo Valle Isclero - S.S. n° 265	C	IF15P05	-	-	<50
VI04	19 741.05	19 775.55	Viadotto	Maltempo	C	vedasi Masw2	321	-	-
VI05	20 500.00	21 050.00	viadotto	Calore-Torrallo	C	Masw2; DH-D6bis	321;316	-	-
VI06	22 142.55	22 164.55	Ponte	S.Maria	C	Masw area D8	285	-	-
GA02	22 276.80	25 160.20	Galleria Artificiale	Telese	C	sondaggi	-	-	<50
VI07	25 783.90	25 813.90	Ponte	Portella	C	PNIF52V12	-	-	41
VI08	28 147.00	28 164.50	Ponte		C	IF15P11	-	-	35
VI09	28 455.00	28 467.50	Ponte		C	vedasi VI08	-	-	-
VI10	30 484.10	30 496.60	Ponte	dei RANCI	C	nessuna indagine	-	-	-
VI11	31 468.00	31 732.00	viadotto scatolare	Guardia Sanframondi	C	Masw3; nessuna indagine nel tracco con ba2	442	-	-
VI12	31 917.30	31 952.30	Viadotto	Rio Capuano	C	IF15V19	-	-	<50
VI13+VI14	34 028.45	34 128.45	viadotto scatolare	Limata	C	DH-D15	299	-	-
VI15	34 864.50	34 886.50	Ponte	Codalecchio	C	Masw-area D16; S4-S5	331	-	-
VI16	36 847.35	36 893.45	Ponte	Vallone del Lago	B	Masw area D17bis;Masw4	615;576	-	-
VI17	37 275.00	37 305.00	Ponte	del Corpo	B	IF15V31	vedasi VI16	-	80
VI18	38 413.00	38 443.00	Ponte	Fornace	B	vedasi VI20 e VI16		-	-
VI19	38 700.20	38 717.70	Ponte	Martello	B	vedasi VI20 e VI16		-	-
VI20	40 981.00	41 183.00	viadotto	Calore Torrecuso	B	Masw 6; DH-D19	673; 407	-	-
VI21	42 509.00	43 005.00	viadotto	Calore Ponte	C	IF15G38; S19; S20		145	-
VI22	43 375.00	43 443.00	viadotto	Roventa	B	DH23; S18modB, S17, S18bisMod	560	-	-
CVF1	19 000.00	-	cavalcaferrovia		C	Masw1	321	-	-
CVF3	37 000.00	-	cavalcaferrovia		B	Masw 4	576	-	-
CVF4	39 000.00	-	cavalcaferrovia		B	Masw 5	629	-	-

**RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE DELLE
 OPERE DI LINEA ALL'APERTO – SUB LOTTO 3**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0F	32 D 11	RB	GE0001 001	A	147 di 238

WBS	Pk in (m)	Pk fin (m)	Tipo opera	Denominazione	Categoria di Sottosuolo sismica	Indagine	Vs,30 [m/s]	cu,30 [m/s]	Nspt,30 [m/s]
IN01	16 661.33	-	Sottovia	per deviazione Vallone Ferro	C	vedasi masw 1	321	-	<50
IN02	17 573.90	-	Prolungamento sottovia esistente	Viabilità Locale via Orcoli	C	vedasi masw 1	321	-	-
SL02	17 750.00	-	Nuovo Sottovia stradale	per ripristino viabilità esistente	C	vedasi masw 1	321	-	-
IN09	19 750.00	-	Nuovo Ponte stradale sul MALTEMPO	per ricucitura strada campestre	C	vedasi masw 2	321	-	-
SL03	20 144.16	-	Nuovo Sottovia stradale	per ripristino viabilità locale	C	vedasi masw 2	321	-	-
SL04	21 900.00	-	Nuovo Sottovia stradale	per viabilità locale	C	Masw area D8	285	-	-
SN01	21 940.00	-	FERMATA	AMOROSI	C	Masw area D8	285	-	-
SL01	26 313.62	-	Adeguamento Sottovia stradale esistente		C	IF15S09	-	-	<50
SN02	26 514.00	-	STAZIONE	TELESE	C	IF15S09	-	-	<50
IN11	30 500.00	-	Nuovo Ponticello stradale	per viabilità area di soccorso	C	vedasi VI10	-	-	-
SN03	30 950.00	-	FERMATA	SOLOPACA	C	vedasi VI10	-	-	-
SL05	31 820.00	-	Nuovo Sottovia stradale sulla SP 81	per mantenimento viabilità esistente	C	vedasi VI11	-	-	-
SL06	32 285.00	-	Nuovo Sottovia stradale sulla SP 88	per ripristino viabilità esistente	C	IF15V18	-	-	-
GA03	36 700.00	-	Galleria Artificiale	S. Lorenzo per mantenimento viabilità esistente	B	Masw area D17bis;Masw4	615	-	-
IN12	36 930.00	-	Nuovo Ponticello stradale sul Vallone del Lago	per viabilità locale	B	Masw 4	576	-	-
SN04	37 471.79	-	FERMATA	SAN LORENZO MAGGIORE	B	vedasi VI17 (IF15V31)	-	-	80
SN05	41 570.00	-	FERMATA	PONTE-CASALDUNI	B	Masw 6; IF15G35	673	-	>50

6.1.2 Azioni sismiche di progetto

Dalla relazione geologica (Tabella 1 – Parametri di riferimento del moto sismico su suolo rigido per un periodo di ritorno T_r pari a 475 anni) si individua una accelerazione massima $a_g = 0.2655$ per il punto denominato ID 31431, avente coordinate: longitudine pari a 14.687, latitudine pari a 41.229. In corrispondenza di queste coordinate con il foglio Spettri NTC sono stati individuati i parametri sismici di progetto, come illustrato nelle seguenti figure.

Quindi per il sito in esame si ha:

- Con riferimento a $V_N=75$ anni, $C_U=1.5$ e categoria tipo C: accelerazioni massime attese al piano campagna sono pari a $a_{max} = 0.435$ g.

- Con riferimento a $V_N=75$ anni, $C_U=1.5$ e categoria tipo B: accelerazioni massime attese al piano campagna sono pari a $a_{max} = 0.39$ g.
- Con riferimento a $V_N=100$ anni, $C_U=2.0$ e categoria tipo C: accelerazioni massime attese al piano campagna sono pari a $a_{max} = 0.47$ g.
- Con riferimento a $V_N=100$ anni, $C_U=2.0$ e categoria tipo B: accelerazioni massime attese al piano campagna sono pari a $a_{max} = 0.45$ g.

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE

LATITUDINE

Ricerca per comune

REGIONE

PROVINCIA

COMUNE

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta |>

Variabilità dei parametri |>

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri |>

Nodi del reticolo intorno al sito



Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

Sito esterno al reticolo

Interpolazione su 3 nodi

Interpolazione corretta



Interpolazione
superficie rigata v

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".

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - C_U info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

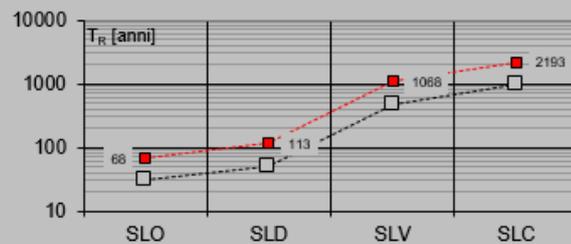
Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="68"/>
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="113"/>
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="1068"/>
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="2193"/>

Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametri azione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
-□..... Strategia scelta

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_c^* [s]
SLO	68	0.097	2.347	0.310
SLD	113	0.127	2.333	0.326
SLV	1068	0.369	2.347	0.395
SLC	2193	0.476	2.446	0.427

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato **SLV** info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo **C** info

$S_S =$ 1.180

$C_C =$ 1.427 info

Categoria topografica **T1** info

$h/H =$ 0.000

$S_T =$ 1.000 info

(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE)

Smorzamento ξ (%) 5

$\eta =$ 1.000 info

Spettro di progetto inelastico (SLU)

Fattore q_0 3

Regol. in altezza **no** info

Compon. verticale

Spettro di progetto

Fattore q 1.5

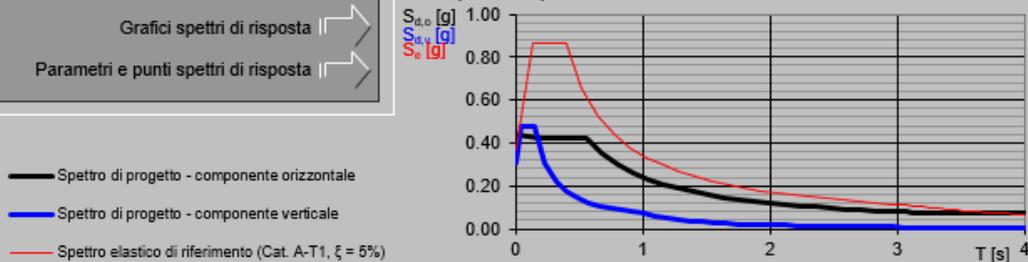
$\eta =$ 0.667 info

Elaborazioni

Grafici spettri di risposta

Parametri e punti spettri di risposta

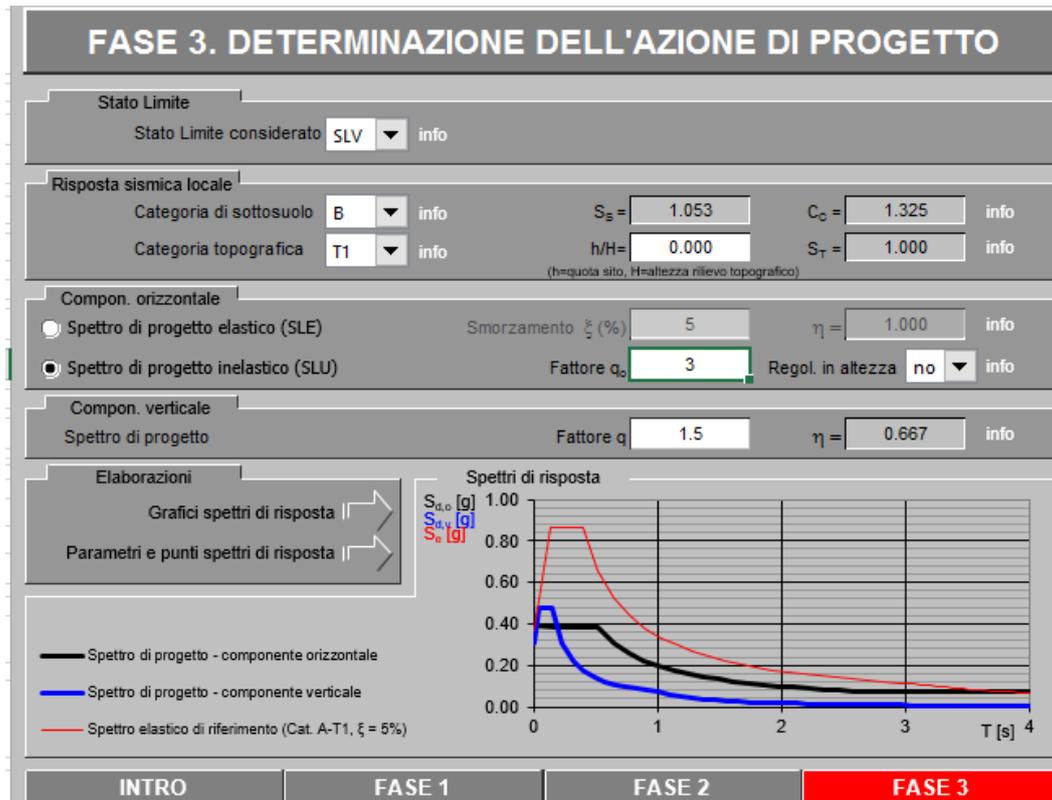
Spettri di risposta



— Spettro di progetto - componente orizzontale
— Spettro di progetto - componente verticale
— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.369 g
F_{q_s}	2.347
T_C	0.395 s
S_S	1.180
C_C	1.427
S_T	1.000



Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_d	0.369 g
F_{o_2}	2.347
T_C	0.395 s
S_S	1.053
C_C	1.325
S_T	1.000

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - c_U info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE {

- SLO - $P_{VR} = 81\%$
- SLD - $P_{VR} = 63\%$

Stati limite ultimi - SLU {

- SLV - $P_{VR} = 10\%$
- SLC - $P_{VR} = 5\%$

Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametri azione

Strategia di progettazione

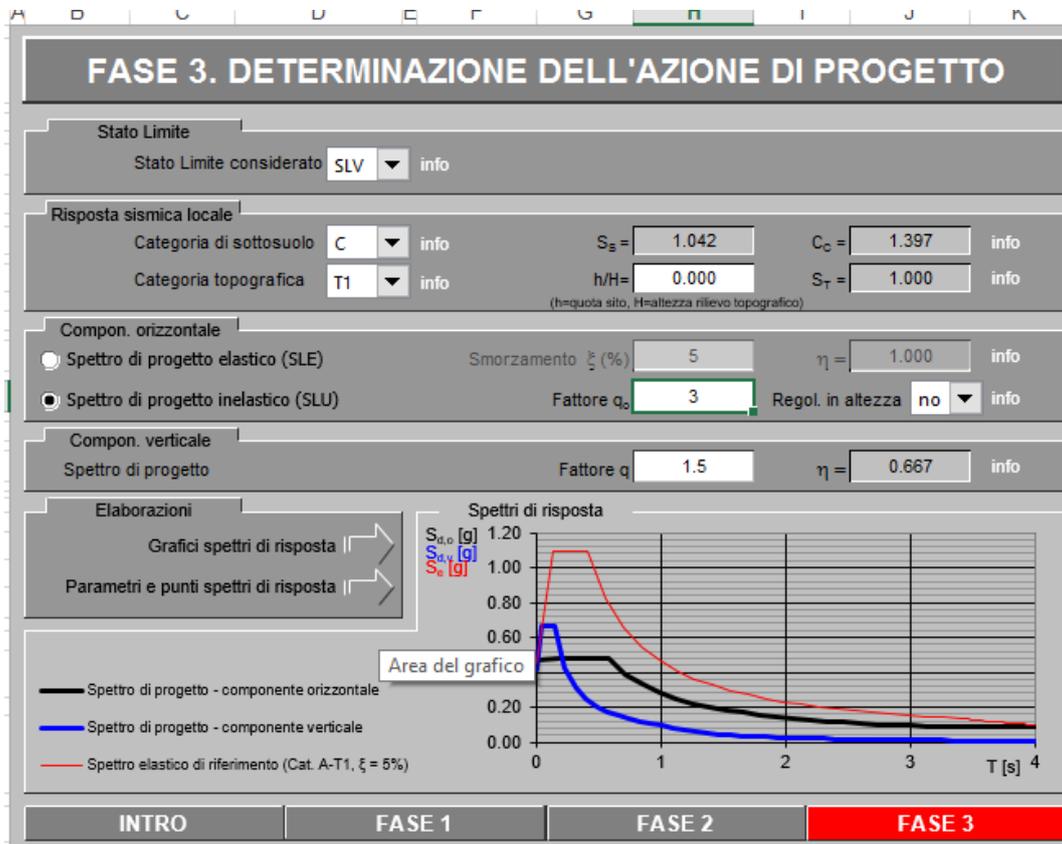
Griglia secondaria Asse ver

LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
-□..... Strategia scelta

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	120	0.132	2.331	0.328
SLD	201	0.172	2.316	0.343
SLV	1898	0.452	2.426	0.421
SLC	2475	0.496	2.463	0.433



Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.452 g
F_{0_s}	2.426
T_c	0.421 s
S_S	1.042
C_C	1.397
S_T	1.000

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite
Stato Limite considerato **SLV** info

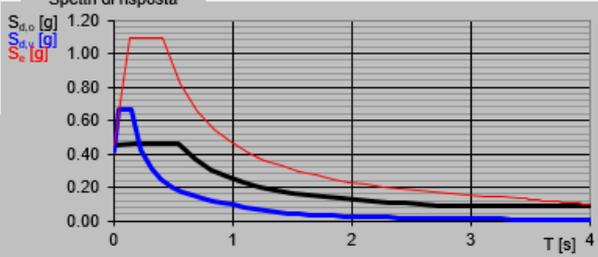
Risposta sismica locale
 Categoria di sottosuolo **B** info $S_s = 1.000$ $C_c = 1.308$ info
 Categoria topografica **T1** info $h/H = 0.000$ $S_T = 1.000$ info
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale
 Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%) **5** $\eta = 1.000$ info
 Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_s **3** Regol. in altezza **no** info

Compon. verticale
 Spettro di progetto Fattore q_v **1.5** $\eta = 0.667$ info

Elaborazioni
 Grafici spettri di risposta
 Parametri e punti spettri di risposta

Spettri di risposta



— Spettro di progetto - componente orizzontale
 — Spettro di progetto - componente verticale
 — Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_0	0.452 g
F_{q_s}	2.426
T_c	0.421 s
S_s	1.000
C_c	1.308
S_T	1.000

6.1.3 Magnitudo

Dalla relazione geologica generale si evince che, nell'area di intervento, si sono verificati diversi terremoti con magnitudo M superiore a 5 ed, in particolare, il massimo terremoto atteso nell'area presenta una M pari a 7.06.

	ITINERARIO NAPOLI-BARI. RADDOPPIO TRATTA CANCELLO – BENEVENTO. II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO. 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO - TELESE.					
RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE DELLE OPERE DI LINEA ALL'APERTO – SUB LOTTO 3	COMMESSA IF0F	LOTTO 32 D 11	CODIFICA RB	DOCUMENTO GE0001 001	REV. A	FOGLIO 155 di 238

6.2 Liquefazione

6.2.1 Generale

Allo scopo di accertare la stabilità nei confronti della liquefazione, per il sito in esame sono state effettuate delle verifiche che hanno consentito di determinare il potenziale di liquefazione, parametro indicativo dell'estensione che il fenomeno può avere nei terreni.

La liquefazione è infatti un fenomeno per cui durante un sisma la rigidità e la resistenza del terreno possono ridursi significativamente. Ad essa sono associati la perdita di resistenza al taglio o l'accumulo di deformazioni plastiche che avvengono in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, a causa delle azioni cicliche e dinamiche che si verificano in condizioni non drenate. Tali fenomeni sono legati allo sviluppo di sovrappressioni interstiziali che, se positive, causano una diminuzione della tensione media efficace nel terreno e una riduzione della resistenza al taglio. Questa riduzione può essere una condizione temporanea o può indurre una condizione di collasso definitiva.

Il fenomeno della liquefazione è profondamente influenzato dal numero dei cicli N del terremoto, dalla densità relativa D_r e dalla granulometria del terreno. Un terreno incoerente, a parità di altri fattori, è maggiormente esposto al pericolo della liquefazione quanto minore è la sua densità relativa. Il potenziale di liquefazione aumenta poi, ovviamente, al crescere di N (cicli del terremoto).

Il raggiungimento della condizione di liquefazione può dare origine ad effetti di varia natura, quali, nei casi più eclatanti:

- affondamento di edifici nel terreno;
- scorrimento di pendii;
- collasso di terrapieni, rilevati stradali e opere di terra in genere;
- collasso di palificate per perdita di connessione laterale;
- zampillio di copiosi getti d'acqua e di sabbia con formazione dei caratteristici coni eruttivi;
- collasso di opere di sostegno per sovrappinta del terreno a monte.

In questo contesto, il problema principale che si pone in fase di progettazione è la suscettibilità alla liquefazione quando la falda freatica si trova in prossimità della superficie ed il terreno di fondazione comprende strati estesi o lenti spesse di sabbie sciolte sotto falda, anche se contenenti una frazione fine

limoso-argillosa. In altre parole, è necessario valutare il potenziale di liquefazione del terreno ove devono essere realizzate le opere in progetto.

Le NTC08 al paragrafo 7.11.3.4.2 affermano che la verifica alla liquefazione può essere omessa quando si manifesti una delle seguenti circostanze:

1. Eventi sismici attesi di magnitudo M inferiore a 5;
2. Accelerazioni massime attese al piano campagna in condizioni di free-field minori di 0.1 g;
3. Profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
4. Depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)60 > 30$ oppure $qc1N > 180$ dove $(N1)60$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e $qc1N$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione verticale efficace di 100 kPa;
5. Distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate in tabella seguente nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3.5$ e nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3.5$.

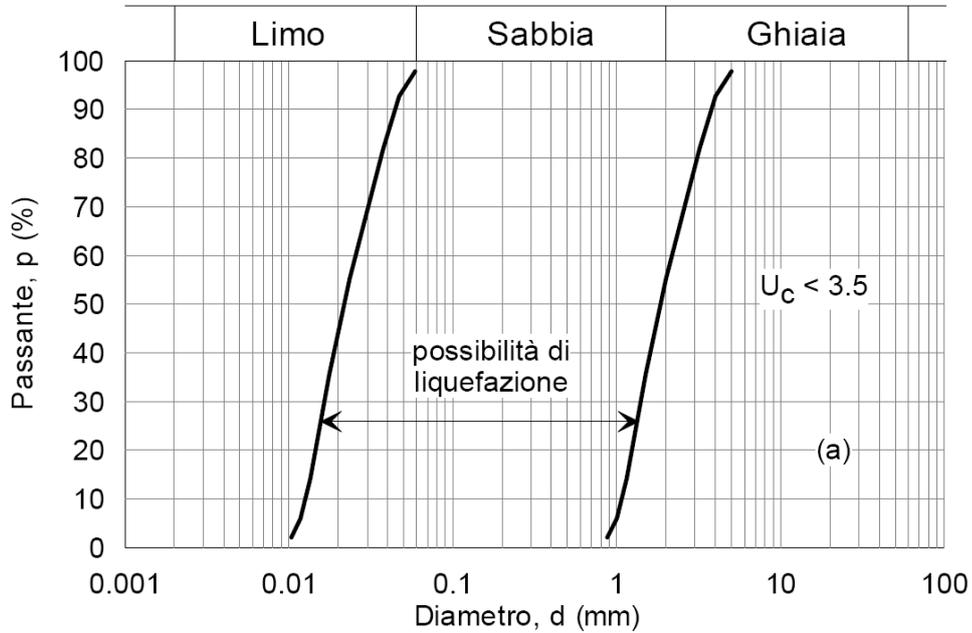


Fig. 67 - Fusi granulometrici di terreni suscettibili alla liquefazione per $U_c < 3.5$

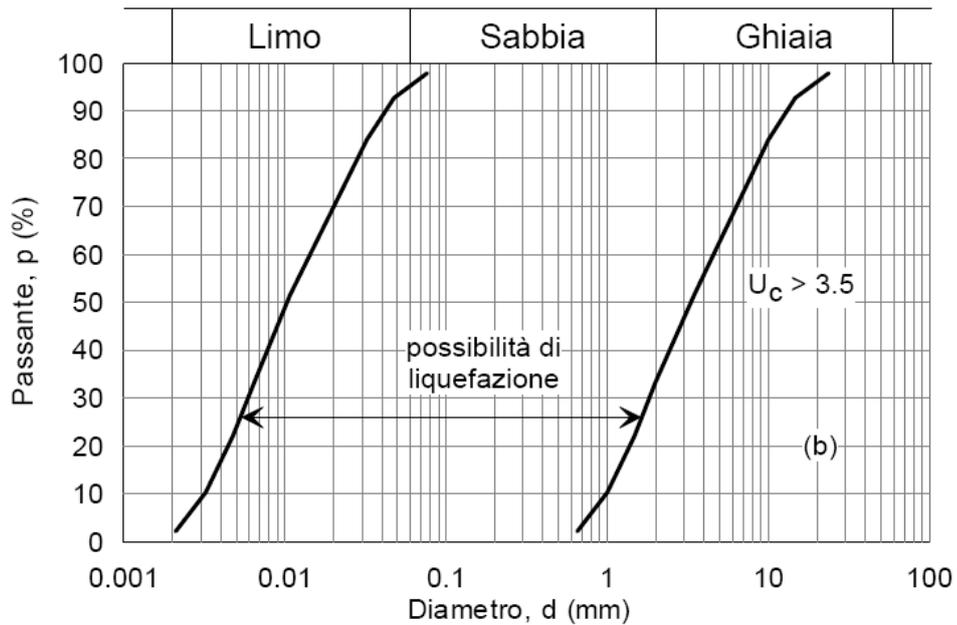


Fig. 68 - Fusi granulometrici di terreni suscettibili alla liquefazione per $U_c > 3.5$

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ITINERARIO NAPOLI-BARI. RADDOPPIO TRATTA CANCELLO – BENEVENTO. II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO. 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO - TELESE.					
	RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE DELLE OPERE DI LINEA ALL'APERTO – SUB LOTTO 3	COMMESSA IF0F	LOTTO 32 D 11	CODIFICA RB	DOCUMENTO GE0001 001	REV. A

Per il sito in esame, sulla base di quanto riportato nei capitoli precedenti e nella Relazioni Geotecnica, risulta che:

- l'evento sismico atteso è di magnitudo M pari a 7.06;
- le accelerazioni massime attese al piano campagna in condizioni di free-field sono 0.435 per le opere in categoria sottosuolo C, $V_N=75$ anni, $C_U=1.5$ (caratterizzazione sismica generale che interessa le opere di linea con terreni potenzialmente liquefacibili);
- nelle zone pianeggianti ed corrispondenza delle aste fluviali, la profondità della falda è generalmente inferiore ai 5 m di profondità,
- sono presenti in alcune zone strati sabbiosi e/o limo-sabbiosi di bassa plasticità con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)_{60} < 30$.

Quindi per quanto previsto da normativa non è possibile escludere a priori la liquefazione, è necessario eseguire le dovute verifiche con i dati a disposizione SPT e Vs.

In corrispondenza di alcune verticali di indagine, si sono osservati bassi valori di N_{SPT} (< 25 colpi/30 cm) in corrispondenza di alcuni livelli di alluvioni sabbiose fini - unità geotecniche ba2 e unità bc2.

Per il tracciato in esame la stima del potenziale rischio di liquefazione è stata condotta usando i risultati di diverse indagini: prove SPT e prove sismiche Down-Hole.

6.2.2 Metodologie di analisi

La suscettibilità dei terreni nei confronti della liquefazione è stata valutata alle profondità in cui sono presenti i terreni potenzialmente liquefacibili, mediante un'analisi pseudo-statica in condizioni di free-field, in corrispondenza di un numero adeguato di verticali significative.

La suscettibilità alla liquefazione è stata valutata ricavando il fattore di sicurezza FL nei confronti della liquefazione dato dal rapporto tra la resistenza disponibile alla liquefazione (stato di sforzo critico associato alla condizione di liquefazione) e la sollecitazione indotta dall'azione sismica.

Si definisce il rapporto di resistenza ciclica CRR, ovvero il parametro tensionale normalizzato rispetto alla tensione verticale efficace agente alla profondità esaminata, mentre CSR è il rapporto di tensione ciclica:

$$CSR = \frac{\tau_{media}}{\sigma'_{v0}} \quad \text{Rapporto di tensione ciclica}$$

$$CRR = \frac{\tau_l}{\sigma'_{v0}} \quad \text{Rapporto di resistenza ciclica}$$

Il termine CSR può essere valutato ad una determinata profondità nel sottosuolo attraverso la seguente relazione semplificata di Seed e Idriss (1971):

$$CSR = \frac{\tau_{media}}{\sigma'_{v0}} = 0.65 \frac{a_{max,s}}{g} \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} r_d$$

dove:

- $a_{max,s}$ è l'accelerazione orizzontale di picco a piano campagna del terremoto atteso;
- g è l'accelerazione di gravità;
- σ_v e σ'_v sono rispettivamente la tensione totale verticale e la tensione efficace verticale alla profondità considerata;
- r_d è un coefficiente riduttivo dell'azione sismica che tiene conto della deformabilità del sottosuolo.

Il coefficiente dell'azione sismica r_d si può ricavare, per profondità dal piano campagna non superiori a 20 m, mediante la seguente espressione di Idriss e Boulanger (2004):

$$r_d = \exp \left[\left(-1.012 - 1.126 \sin \left(\frac{z}{11.73} + 5.133 \right) \right) + \left(0.106 + 0.118 \sin \left(\frac{z}{11.28} + 5.142 \right) \right) M \right]$$

dove:

z è la profondità dal piano campagna;

M magnitudo di momento dell'evento sismico atteso.

Il rapporto di resistenza ciclica CRR può essere valutato mediante relazioni empiriche che correlano la sollecitazione sismica ai risultati di prove in sito di tipo SPT o indagini sismiche, come meglio descritto nel seguito.

I metodi per la valutazione del rapporto di resistenza ciclica a partire dai risultati di prove in sito sono applicabili nel caso di piano campagna sub-orizzontale e stati tensionali efficaci ridotti. Tuttavia, anche in assenza di tali condizioni, è possibile ottenere una stima approssimata del termine CRR attraverso l'introduzione di opportuni fattori correttivi.

Dato che CRR dipende dal numero di cicli significativi, che a sua volta dipende dalla magnitudo M, è necessario rivalutare CRR per ricondurlo ad un valore costante di M, convenzionalmente preso come M = 5.14, introducendo un fattore di scala della magnitudo MSF così definito:

$$MSF = \frac{CSR_M}{(CSR)_{M=7.5}} = \left(\frac{N_{M=7.5}}{N_M} \right)^b$$

Il valore di MSF si può ricavare dalla relazione di Idriss e Boulanger (2004):

$$\begin{cases} MSF = 6.9 \exp\left(\frac{-M}{4}\right) - 0.058 \\ MSF \leq 1.8 \end{cases}$$

Per l'interpretazione dai dati di Vs, la bibliografia suggerisce di utilizzare la seguente correlazione di Andrus e Stock, 1997:

$$MSF = (M/7.5)^{-2.56}$$

6.2.3 Analisi basate su prove SPT

Avendo a disposizione i risultati delle prove SPT, si è proceduto nel seguente modo:

1. il numero di colpi N_{SPT} è stato ricondotto ad un valore normalizzato e corretto $(N_1)_{60}$ mediante la seguente relazione:

$$(N_1)_{60} = N_{SPT} C_N C_E C_B C_R C_S$$

2. il coefficiente C_N , che tiene conto dell'influenza della pressione verticale efficace, è stato ricavato per via iterativa dalla relazione di Boulanger e Idriss (2004):

$$C_N = \left(\frac{P_a}{\sigma'_v} \right)^{0.784 - 0.0768\sqrt{(N_1)_{60}}}$$

dove p_a è la pressione atmosferica (100 kPa). Tale coefficiente non deve comunque superare il valore di 1.7.

- il fattore C_E è un fattore correttivo che va a considerare il rendimento energetico dell'attrezzatura e riconduce le misure ad un rendimento energetico del 60 % e può essere valutato nel modo seguente:

$$C_E = \frac{ER_m}{60}$$

in cui ER_m è il fattore di rendimento (espresso in %) del trasferimento dell'energia del maglio all'attrezzo campionatore, relativo alla macchina utilizzata per fare la prova; considerando che la configurazione di prova normalmente adoperata in Italia ha un rendimento energetico del 60 %, tale coefficiente è stato posto pari ad 1.

- i coefficienti C_B (fattore correttivo per le dimensioni del foro di sondaggio), C_R (fattore correttivo per la lunghezza delle aste della macchina esecutrice) e C_S (fattore correttivo per il tipo di attrezzo campionatore) sono stati assunti pari ad 1 dato che le prove sono state eseguite sulla base delle raccomandazioni fornite dall'AGI (1977).
- il valore della resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60}$ è stato riportato ad un valore equivalente per le sabbie pulite attraverso la relazione di Idriss e Boulanger (2004):

$$(N_1)_{60cs} = (N_1)_{60} + \exp\left(1.63 + \frac{9.7}{FC} - \left(\frac{15.7}{FC}\right)^2\right)$$

dove FC è la frazione di fine espressa in percentuale.

Il contenuto di materiali fini (FC) è stato assunto dalle analisi granulometriche eseguite sul campione prelevato in corrispondenza della quota SPT o comunque entro lo strato analizzato; per i valori relativi ai sondaggi del 2011, per i quali non è disponibile il laboratorio, è stato preso un valore di 20% (valore medio da prove granulometriche dell'unità in esame).

- dal valore di $(N_1)_{60}$ può essere ricavato il valore di resistenza alla liquefazione CRR mediante l'impiego di abachi di letteratura ottenuti dall'osservazione di casi storici, in cui sono rappresentate le curve limite che separano le zone di possibile liquefazione da quelle di non liquefazione. Tali curve possono essere ottenute tramite la seguente relazione in funzione della frazione fine FC:

$$CRR = \exp \left[\frac{(N_1)_{60CS}}{14.1} + \left(\frac{(N_1)_{60CS}}{126} \right)^2 - \left(\frac{(N_1)_{60CS}}{23.6} \right)^3 + \left(\frac{(N_1)_{60CS}}{25.4} \right)^4 - 2.8 \right]$$

Quindi, utilizzando l'espressione sopra riportata, è stato ricavato il valore di CRR.

7. La sicurezza nei confronti della liquefazione è stata valutata, alla profondità considerata, mediante il coefficiente di sicurezza FL.

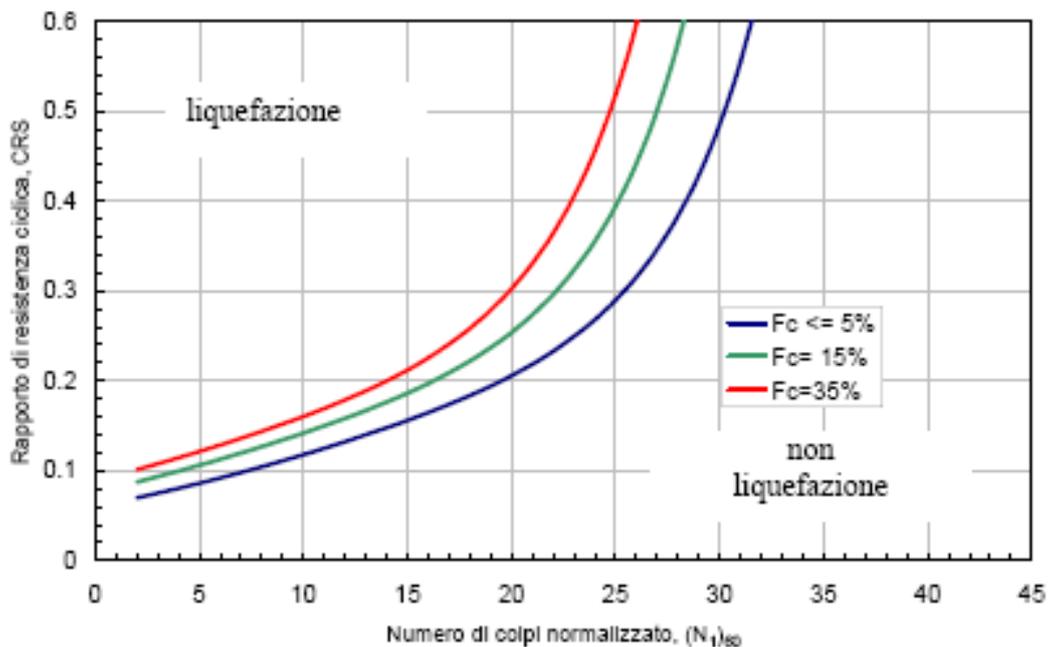


Fig. 69 - Curve per il calcolo del rapporto di resistenza ciclica CRR dai risultati di prove SPT

6.2.4 Analisi basate sulle onde di taglio VS

L'utilizzo delle velocità delle onde di taglio V_s per valutare la resistenza alla liquefazione è ugualmente valido perché sia la velocità V_s sia la resistenza alla liquefazione CRR sono similmente influenzate da stessi fattori (rapporto dei vuoti, stato di sforzo, storia dello sforzo, età geologica, ecc.).

Disponendo delle misure di V_s effettuate con prove Down Hole, si è proceduto nel seguente modo:

1. La velocità V_s è corretta dalla sovrappressione usando l'equazione (Scora, 1987; Kayen et al., 1992; Robertson et al., 1992):

$$V_{s1} = V_s \cdot \left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.25}$$

dove

- V_{s1} = velocità delle onde di taglio corretta della sovrappressione;
 - V_s = velocità delle onde di taglio misurate in situ da prova;
 - P_a = pressione atmosferica approssimativamente pari a 100 kPa;
 - σ'_{v0} = pressione effettiva iniziale alla stessa unità di misura di P_a .
2. da V_{s1} può essere ricavato il valore di resistenza alla liquefazione CRR mediante la seguente equazione (Andrus e Stokoe, 1997):

$$CRR = \left[a \cdot \left(\frac{V_{s1}}{100} \right)^2 + b \cdot \left(\frac{1}{V_{s1}^* - V_{s1}} - \frac{1}{V_{s1}^*} \right) \right]$$

dove

- V_{s1}^* = limite superiore critico del valore della velocità delle onde di taglio necessario per la liquefazione
- a e b = valori usati per tracciare le curve pari rispettivamente a 0.022 e 2.8;
- V_{s1} = velocità delle onde di taglio corretta della sovrappressione.

I valori di V_{s1}^* variano linearmente da 200 m/s per suoli con contenuto di fini pari al 35% a 215 m/s per suoli con contenuto di fini del 5% o meno. Il valore di V_{s1}^* è ottenuto dalla seguente formula:

$$V_{s1}^* = 215 - 0.5(FC - 5)$$

dove

FC = contenuto di fini in percentuale.

Il minimo valore di CRR è uguale a 0.033 per $V_{s1} = 100$ m/s.

6.2.5 Risultati analisi liquefazione

Nella seguente tabella si riportano i valori di N_{spt} misurati negli strati superficiali delle unità alluvionali attuali, recenti e antiche (unità geotecniche ba2 e bc2). Il livello di falda (wl) inserito nelle verifiche è stato cautelativamente aumentato di 2 m verso il p.c., per tenere in conto possibili oscillazioni stagionali. Le celle del livello di falda (wl) evidenziate in azzurro, indicano che la prova SPT è sopra falda e quindi,

per questi dati, non è eseguita la verifica a liquefazione. Per tutti gli altri valori di $N_{spt} < 30$ colpi/30cm, sotto falda, è stata eseguita la verifica a liquefazione, secondo le metodologie precedentemente esposte.

 Tab. 29 – Dati N_{spt} in alluvioni ba2 e bc2

Sond.	wl	γ	Unità	z	N_{spt}
	[m]	[kN/m]	[–]	[m]	[–]
IF15V01	0.83	19.0	ba2	3.00	8
IF15V03	5.5	19.0	ba2	3.00	9
IF15P08	3.0	19.0	bc2	5.50	10
IF15S09	4.1	19.0	bc2	3.00	7
IF15S09	4.1	19.0	bc2	7.00	4
IF15R10	3.8	19.0	bc2	9.00	100
IF15R10	3.8	19.0	bc2	12.00	12
IF15R10	3.8	19.0	bc2	15.00	8
IF15P11	4.3	19.0	ba2	3.00	9
IF15V17	5.7	19.0	bc2	3.00	13
IF15V33	26.1	19.0	bc2	3.00	40
D6bis	4.0	19.0	bc2	5.00	7
D17bis	17.4	19.0	bc2	3.00	7
D19	7.0	19.0	ba2	3.00	14
S17	1.0	19.0	ba2	3.50	100
S126	4.0	19.0	bc2	6.00	27
S131	6.0	19.0	bc2	3.00	24
S131	6.0	19.0	bc2	6.00	30
S132	5.0	19.0	ba2	3.00	73
S132	5.0	19.0	ba2	6.00	80
S135	3.0	19.0	bc2	3.00	35
S139	23.0	19.0	bc2	3.00	29
S145	14.0	19.0	ba2	3.00	37
PNIF32V02	2.0	19.0	ba2	5.00	25

Tab. 30 – Verifica a liquefazione con falda aumentata di 2 m verso p.c.

Sond.	wl	γ	Unità	z	Nspt	FC	σ_v	u	σ'_v	C_u	Erm	C_ξ	C_θ	C_R	C_s	$(N_1)_{60}$	$(N_1)_{60,CS}$	CRR	rd	CSR	$(CSR)_M$	FSL
	[m]	[kN/m]	[-]	[m]	[-]	[%]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[-]	[%]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
IF15V01	0.83	19.0	ba2	3.00	8	51	57	22	35	1.61	60.00	1.00	1.0	1.0	1.0	12.92	27.77	0.37	0.98	0.45	0.40	0.94
IF15P08	3.0	19.0	bc2	5.50	10	26	105	25	79	1.14	60	1.0	1.0	1.0	1.0	11.4	17.4	1.77E-01	0.94	0.35	0.31	0.57
IF15S09	4.1	19.0	bc2	7.00	4	26	133	29	104	0.98	60	1.0	1.0	1.0	1.0	3.9	6.0	9.18E-02	0.92	0.33	0.30	0.31
IF15R10	3.8	19.0	bc2	12.00	12	38	228	82	146	0.79	60	1.0	1.0	1.0	1.0	9.4	17.2	1.76E-01	0.83	0.37	0.33	0.54
IF15R10	3.8	19.0	bc2	15.00	8	38	285	112	173	0.70	60	1.0	1.0	1.0	1.0	5.6	10.2	1.20E-01	0.78	0.36	0.32	0.37
D6bis	4.0	19.0	bc2	5.00	7	26	95	10	85	1.10	60	1.0	1.0	1.0	1.0	7.7	11.7	1.30E-01	0.95	0.30	0.27	0.49
S126	4.0	19.0	bc2	6.00	27	26	114	20	94	1.04	60	1.0	1.0	1.0	1.0	28.0	42.7	1.10E+01	0.93	0.32	0.28	38.67
S131	6.0	19.0	bc2	6.00	30	26	114	0	114	0.92	60	1.0	1.0	1.0	1.0	27.7	42.3	9.34E+00	0.93	0.26	0.23	39.75
PNIF32V02	2.0	19.0	ba2	5.00	25	15	95	31	65	1.26	60	1.0	1.0	1.0	1.0	31.6	39.5	3.52E+00	0.95	0.39	0.35	10.02

Per il contenuto di fine (FC) è stato inserito il valore di laboratorio quando disponibile, altrimenti il valore minimo ottenuto per l'unità in esame sulla base di tutti i campioni della tratta Frasso-Vitulano: unità ba2 FCmin=15%, unità bc2 FCmin=26%.

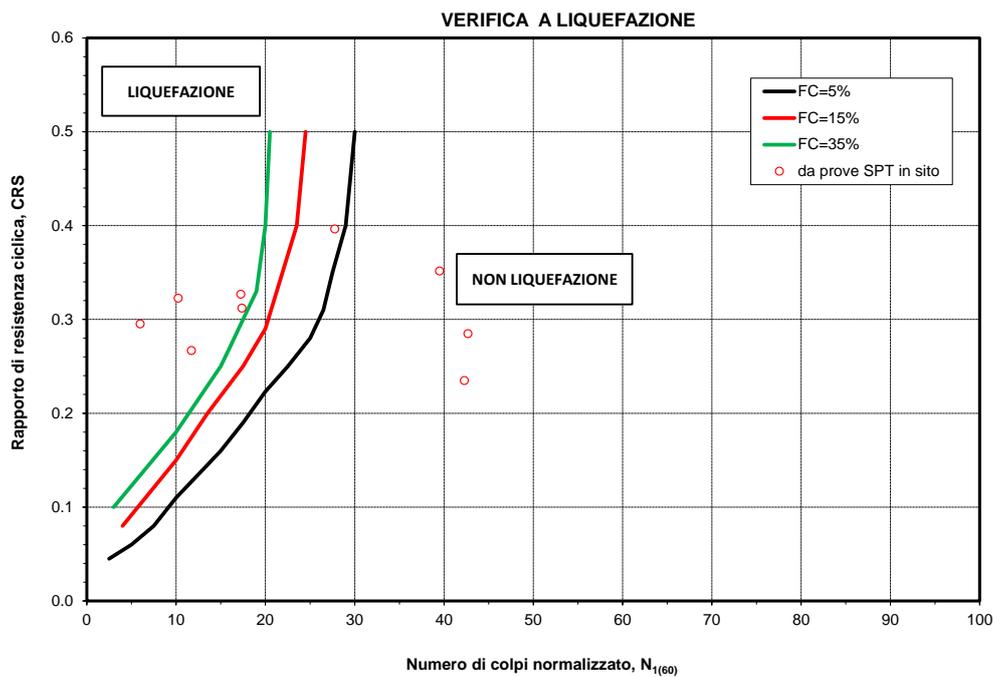


Fig. 70 - Verifica a liquefazione dai risultati di prove SPT

In colore arancio sono evidenziate le prove SPT per cui il fattore di sicurezza a liquefazione è molto basso (< 1.0); in verde sono evidenziate le prove in cui si esclude il verificarsi della liquefazione.

Per il sondaggio IF15V01 nello strato dove è stata eseguita la prova, si segnala la presenza di un campione indisturbato con contenuto di fine del 51%, con misure di PP e TV.

Nelle seguenti tabelle si riporta l'elaborazione della prova sismica Masw 2 eseguite in zona con uno spessore di 6 m circa di terreni sabbiosi fini (unità ba2); anche in questo caso la verifica è stata svolta con falda più alta di 2 m. Dall'analisi eseguita questo strato di terreno non risulta liquefacibile (vedasi tabella seguente).

Tab. 31 – Verifica a liquefazione da Masw 2 (falda a 2m da p.c.).

z	Vs	σ_v	u	σ'_v	cv	Vs1	FC	Vs1*	CRR,7.5	rd	CRS	CRS,M	FSL
m da p.c.	m/s	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[-]	[m/s]	[%]	[m/s]					
1	215	19	0	19									
2	215	38	0	38	1.3	273.8	15	210	NO LIQUEF	0.98	0.278	0.239	NO LIQUEF
2	202	38	0	38	1.3	257.3	15	210	NO LIQUEF	0.98	0.278	0.239	NO LIQUEF
3	202	57	10	47	1.2	244.0	15	210	NO LIQUEF	0.98	0.335	0.287	NO LIQUEF
3	180	57	10	47	1.2	217.4	15	210	NO LIQUEF	0.98	0.335	0.287	NO LIQUEF
4	180	76	20	56	1.2	208.1	15	210	1.538	0.97	0.372	0.319	4.83
4	198	76	20	56	1.2	228.9	15	210	NO LIQUEF	0.97	0.372	0.319	NO LIQUEF
5	198	95	30	65	1.1	220.5	15	210	NO LIQUEF	0.96	0.397	0.340	NO LIQUEF
5	242	95	30	65	1.1	269.5	15	210	NO LIQUEF	0.96	0.397	0.340	NO LIQUEF
6	242	114	40	74	1.1	260.9	15	210	NO LIQUEF	0.95	0.416	0.356	NO LIQUEF
6	279	114	40	74	1.1	300.8	5	215	NO LIQUEF	0.95	0.416	0.356	NO LIQUEF
7	279	133	50	83	1.0	292.3	5	215	NO LIQUEF	0.95	0.429	0.367	NO LIQUEF
7	296	133	50	83	1.0	310.1	5	215	NO LIQUEF	0.95	0.429	0.367	NO LIQUEF
8	296	152	60	92	1.0	302.2	5	215	NO LIQUEF	0.94	0.439	0.376	NO LIQUEF
8	296	152	60	92	1.0	302.2	5	215	NO LIQUEF	0.94	0.439	0.376	NO LIQUEF
9	296	171	70	101	1.0	295.3	5	215	NO LIQUEF	0.93	0.446	0.382	NO LIQUEF
9	287	171	70	101	1.0	286.3	5	215	NO LIQUEF	0.93	0.446	0.382	NO LIQUEF
10	287	190	80	110	1.0	280.2	5	215	NO LIQUEF	0.91	0.443	0.379	NO LIQUEF
10	279	190	80	110	1.0	272.4	5	215	NO LIQUEF	0.91	0.443	0.379	NO LIQUEF
11	279	209	90	119	1.0	267.1	5	215	NO LIQUEF	0.88	0.437	0.374	NO LIQUEF
11	278	209	90	119	1.0	266.2	5	215	NO LIQUEF	0.88	0.437	0.374	NO LIQUEF
12	278	228	100	128	0.9	261.4	5	215	NO LIQUEF	0.85	0.430	0.368	NO LIQUEF
12	286	228	100	128	0.9	268.9	5	215	NO LIQUEF	0.85	0.430	0.368	NO LIQUEF
13	286	247	110	137	0.9	264.4	5	215	NO LIQUEF	0.83	0.422	0.361	NO LIQUEF
13	302	247	110	137	0.9	279.1	5	215	NO LIQUEF	0.83	0.422	0.361	NO LIQUEF
14	302	266	120	146	0.9	274.7	5	215	NO LIQUEF	0.80	0.412	0.353	NO LIQUEF
14	324	266	120	146	0.9	294.8	5	215	NO LIQUEF	0.80	0.412	0.353	NO LIQUEF
15	324	285	130	155	0.9	290.4	5	215	NO LIQUEF	0.77	0.402	0.344	NO LIQUEF
15	347	285	130	155	0.9	311.0	80	177.5	NO LIQUEF	0.77	0.402	0.344	NO LIQUEF
16	347	304	140	164	0.9	306.6	80	177.5	NO LIQUEF	0.75	0.391	0.335	NO LIQUEF
16	369	304	140	164	0.9	326.1	80	177.5	NO LIQUEF	0.75	0.391	0.335	NO LIQUEF
17	369	323	150	173	0.9	321.7	80	177.5	NO LIQUEF	0.72	0.380	0.326	NO LIQUEF
17	388	323	150	173	0.9	338.3	80	177.5	NO LIQUEF	0.72	0.380	0.326	NO LIQUEF
18	388	342	160	182	0.9	334.1	80	177.5	NO LIQUEF	0.69	0.368	0.316	NO LIQUEF
18	403	342	160	182	0.9	347.0	80	177.5	NO LIQUEF	0.69	0.368	0.316	NO LIQUEF
19	403	361	170	191	0.9	342.8	80	177.5	NO LIQUEF	0.67	0.356	0.305	NO LIQUEF
19	413	361	170	191	0.9	351.3	80	177.5	NO LIQUEF	0.67	0.356	0.305	NO LIQUEF
20	413	380	180	200	0.8	347.3	80	177.5	NO LIQUEF	0.64	0.344	0.295	NO LIQUEF
20	420	380	180	200	0.8	353.2	80	177.5	NO LIQUEF	0.64	0.344	0.295	NO LIQUEF
21	420	399	190	209	0.8	349.3	80	177.5	NO LIQUEF	0.61	0.331	0.284	NO LIQUEF
21	423	399	190	209	0.8	351.8	80	177.5	NO LIQUEF	0.61	0.331	0.284	NO LIQUEF
22	423	418	200	218	0.8	348.1	80	177.5	NO LIQUEF	0.59	0.318	0.272	NO LIQUEF
22	423	418	200	218	0.8	348.1	80	177.5	NO LIQUEF	0.59	0.318	0.272	NO LIQUEF
23	423	437	210	227	0.8	344.6	80	177.5	NO LIQUEF	0.56	0.305	0.261	NO LIQUEF
23	422	437	210	227	0.8	343.8	80	177.5	NO LIQUEF	0.56	0.305	0.261	NO LIQUEF
24	422	456	220	236	0.8	340.5	80	177.5	NO LIQUEF	0.55	0.300	0.257	NO LIQUEF
24	427	456	220	236	0.8	344.5	80	177.5	NO LIQUEF	0.55	0.300	0.257	NO LIQUEF
25	427	475	230	245	0.8	341.3	80	177.5	NO LIQUEF	0.55	0.302	0.258	NO LIQUEF
25	431	475	230	245	0.8	344.5	80	177.5	NO LIQUEF	0.55	0.302	0.258	NO LIQUEF
26	431	494	240	254	0.8	341.4	80	177.5	NO LIQUEF	0.55	0.302	0.259	NO LIQUEF
26	435	494	240	254	0.8	344.6	80	177.5	NO LIQUEF	0.55	0.302	0.259	NO LIQUEF
27	435	513	250	263	0.8	341.6	80	177.5	NO LIQUEF	0.55	0.303	0.260	NO LIQUEF
27	444	513	250	263	0.8	348.7	80	177.5	NO LIQUEF	0.55	0.303	0.260	NO LIQUEF
28	444	532	260	272	0.8	345.7	80	177.5	NO LIQUEF	0.55	0.304	0.261	NO LIQUEF
28	455	532	260	272	0.8	354.3	80	177.5	NO LIQUEF	0.55	0.304	0.261	NO LIQUEF
29	455	551	270	281	0.8	351.4	80	177.5	NO LIQUEF	0.55	0.305	0.261	NO LIQUEF
29	475	551	270	281	0.8	366.9	80	177.5	NO LIQUEF	0.55	0.305	0.261	NO LIQUEF
30	475	570	280	290	0.8	364.0	80	177.5	NO LIQUEF	0.55	0.306	0.262	NO LIQUEF

Come si evince dal profilo stratigrafico longitudinale lungo lo sviluppo del tracciato sono presenti localmente zone con terreni sabbiosi/sabbioso limosi appartenenti alle unità geotecniche ba2 e bc2, spessori variabili da 3 a 10 m circa, parzialmente sotto falda. Dove non è stato possibile escludere l'ipotesi di liquefazione dei terreni, è stato previsto un intervento di consolidamento costituito da colonne in ghiaia vibrocompattate (D=800mm, interasse $i=2.0m$, lunghezza $L=6\div 11$ m in funzione dello spessore del terreno potenzialmente liquefacibile).

Le analisi/verifiche delle opere in presenza di terreni potenzialmente liquefacibili sono oggetto di apposita relazione a cui si rimanda.

7. OPERE D'ARTE MAGGIORI

Nel presente capitolo si riporta la caratterizzazione geotecnica per il dimensionamento delle fondazioni delle opere d'arte maggiori.

Il profilo stratigrafico verrà preso a riferimento per definire la stratigrafia di dettaglio in corrispondenza delle opere d'arte in progetto.

Dopo aver individuato le principali unità geotecniche in corrispondenza dell'opera, verranno interpretati i risultati delle indagini geotecniche eseguite in corrispondenza dell'opera, sulla base dei criteri precedentemente esposti; per le unità geotecniche in cui le indagini dell'opera non forniscono informazioni, verranno utilizzati i dati generali di caratterizzazione di quell'unità del sub lotto e quindi verranno definiti i parametri geotecnici di progetto.

7.1 Viadotto VI20 Calore Torrecuso

L'opera in esame è ubicata tra le progressive km 40+981 e km 41+183. Nelle vicinanze dell'opera sono state eseguite le seguenti indagini:

Sondaggio	Anno	Profondità [m]	SPT n. [-]	Lefranc n. [-]	Lugeon n. [-]	Dilatometrica n. [-]	Pressiometrica n. [-]	CR n. [-]	CI n. [-]	CL n. [-]	Piezometro TA/CC	Inclinometro [m]	DH [m]
S144	1985	25	4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
D19	2015	30	9	1	-	-	-	11	-	-	-	-	30
IF15V34	2017	40	13	1	-	-	-	5	-	-	TA	-	-

I sondaggi elencati in tabella sono quelli eseguiti in corrispondenza dell'opera; in zona vi sono poi due sondaggi del 1985 (denominati S38 e S141) che però hanno fuori asse maggiore di 200 m.

Le indagini hanno intercettato depositi alluvionali (attuali e recenti) prevalentemente incoerenti con spessore fino a 16 m (unità geotecniche ba1, ba2), a seguire la formazione dei depositi alluvionali terrazzati in facies prevalentemente incoerente grossolana (unità bn1) fino alla massima profondità investigata (40 m), con intercalate lenti sabbiose (unità bn2).

Il livello della falda massimo rilevato in corrispondenza dell'opera è intorno a +70.6 m s.l.m..

Nei grafici a seguire sono illustrate le elaborazioni dei risultati delle prove in sito.

Tab. 32 – V120 – Parametri geotecnici

Unità geotecnica	γ [kN/m ³]	Nspt [-]	Dr [-]	φ' [°]	c' [kPa]	cu [kPa]	Vs [m/s]	E ₀ [MPa]
ba1	19.0	20÷R	50÷70	38	0	-	150÷350	120÷650
ba2	19.0	14	40	33÷34	0	-	150÷230	120÷250
bn1	20.0	44÷R	70÷85	38	0	-	200÷800 (*)	200÷1000
bn2	20.0	R	70	35	0	-	350 (*)	600

Dove:

γ = peso di volume naturale

Nspt = n. di colpi da prova SPT

φ' = angolo di resistenza al taglio

c' = coesione drenata

cu = resistenza al taglio in condizioni non drenate

Vs = velocità delle onde di taglio

E₀ = modulo di deformazione elastico iniziale (a piccole deformazioni)

Note:

(*) dalle indagini sismiche, le velocità delle onde di taglio Vs rilevate nell'unità bn1 e bn2 sono molto maggiori di quelle stimate dalle correlazioni empiriche (Vs fino a 800-1400 m/s).

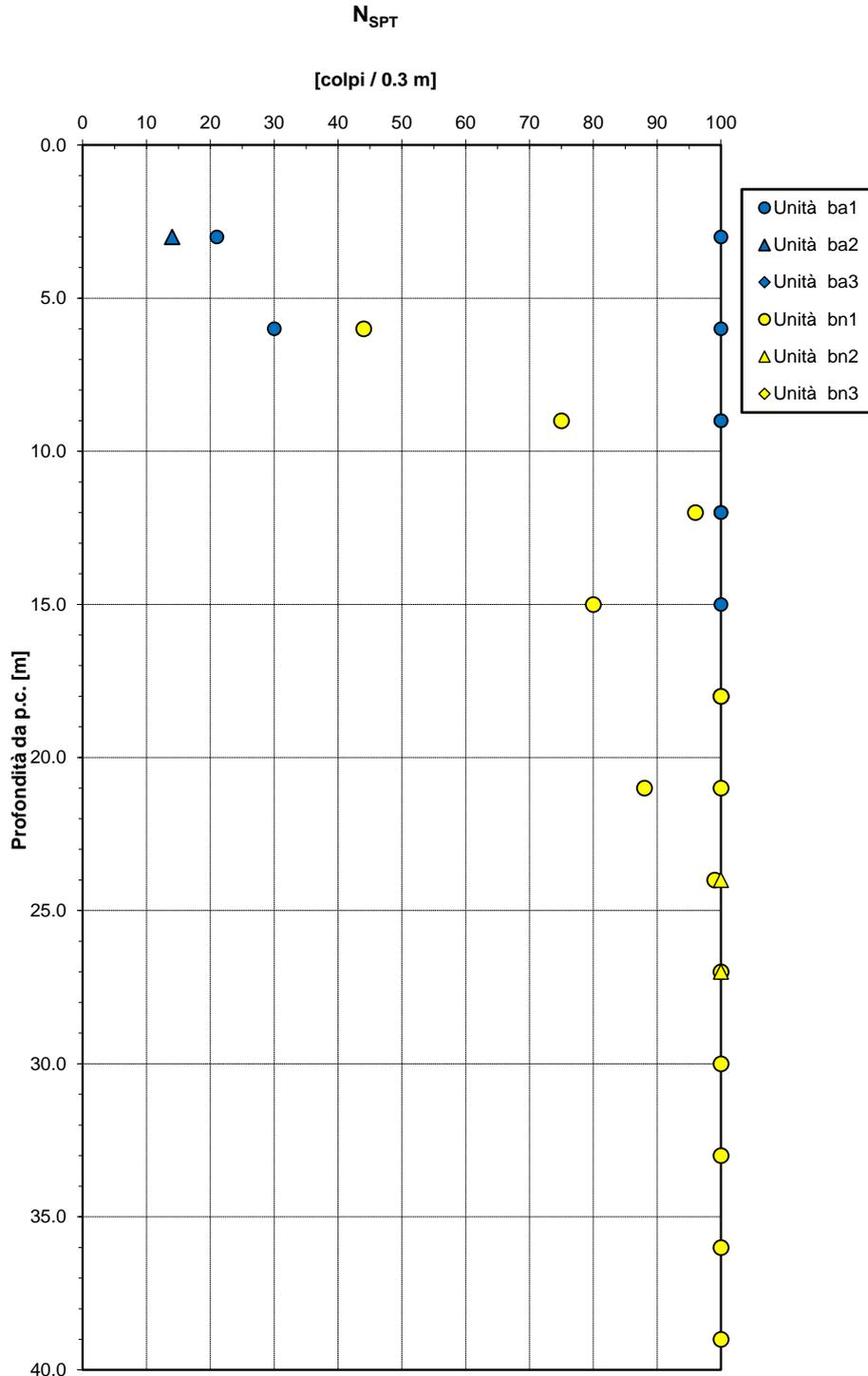


Fig. 71 – Valori di N_{SPT}

Densità relativa da prove SPT

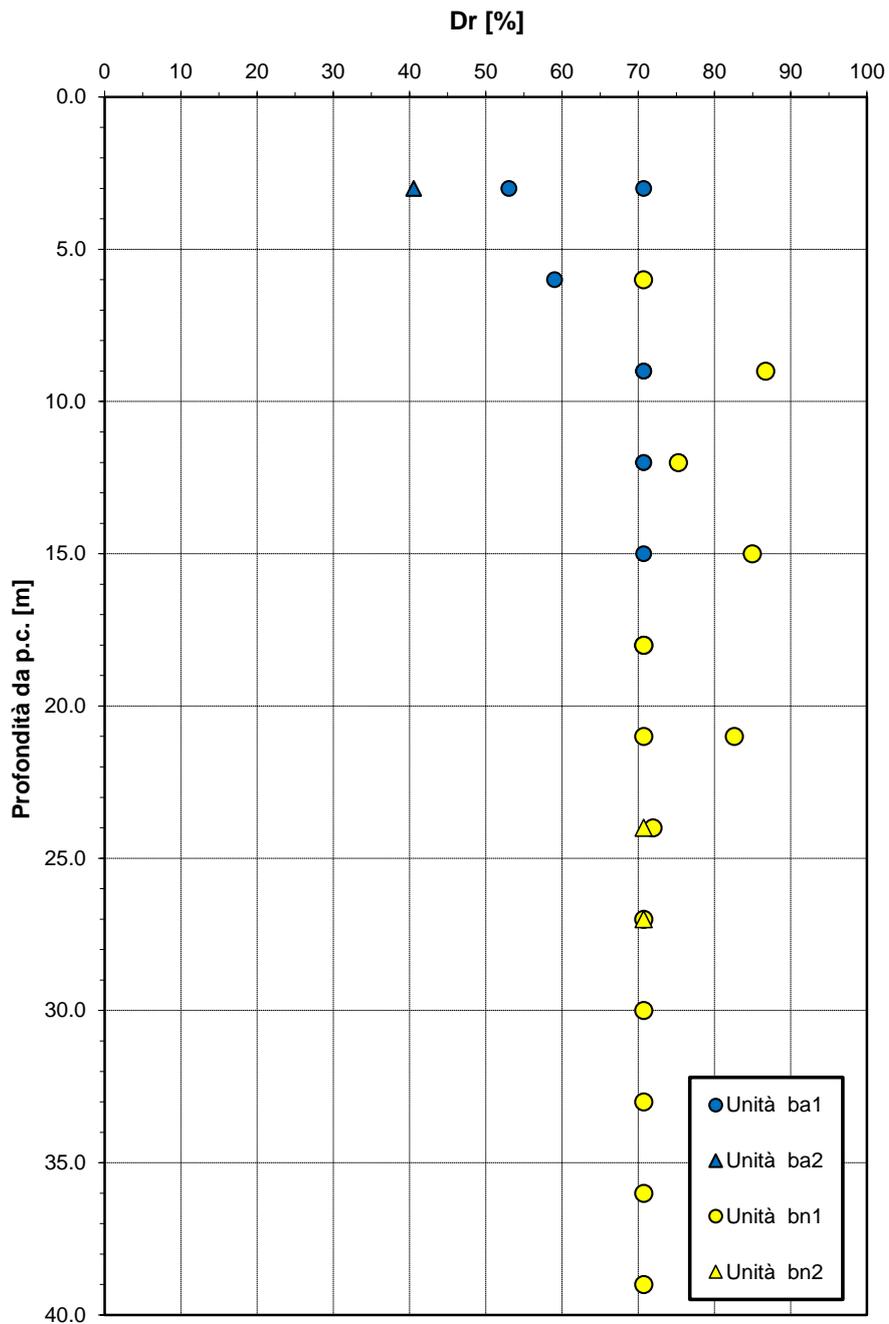


Fig. 72 – Densità relativa da prove SPT

Angolo di resistenza al taglio da prove SPT

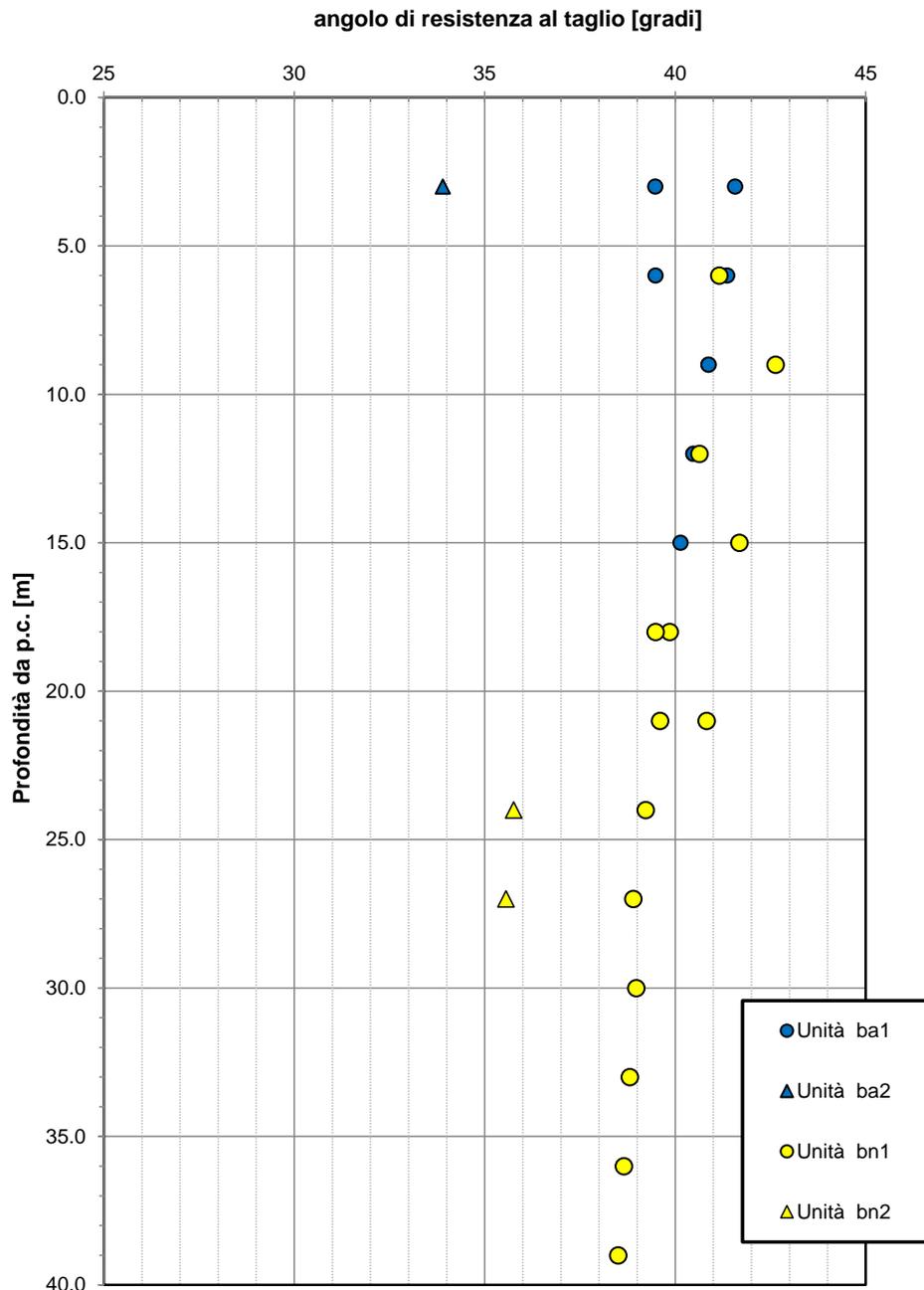


Fig. 73 – Angolo di resistenza al taglio da prove SPT

Correlazione $N_{SPT}-\phi'$, De Mello (1971)

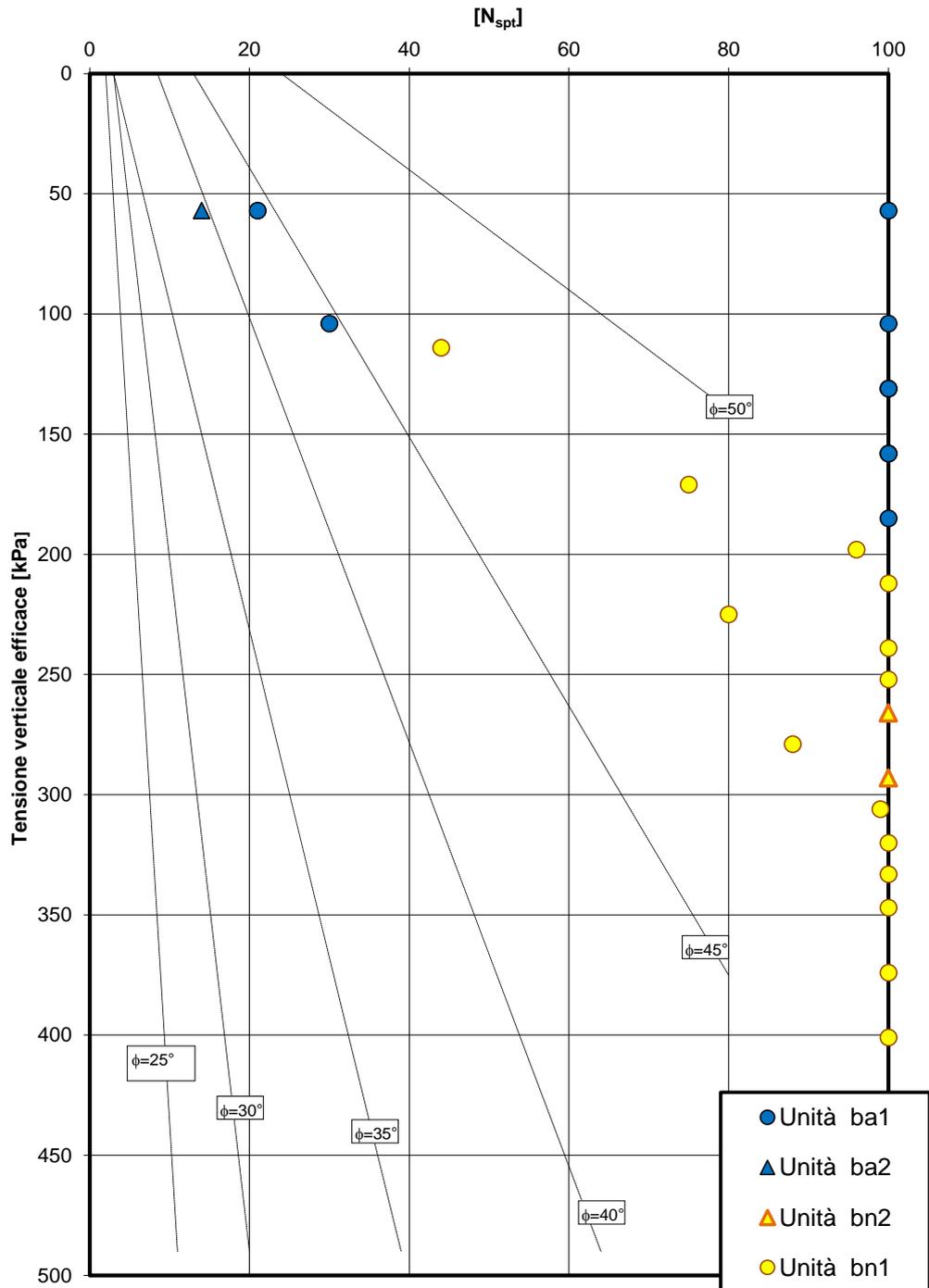


Fig. 74 - Correlazione N_{SPT} e ϕ' (De Mello, 1971)

Velocità delle onde di taglio da prove SPT e sismiche

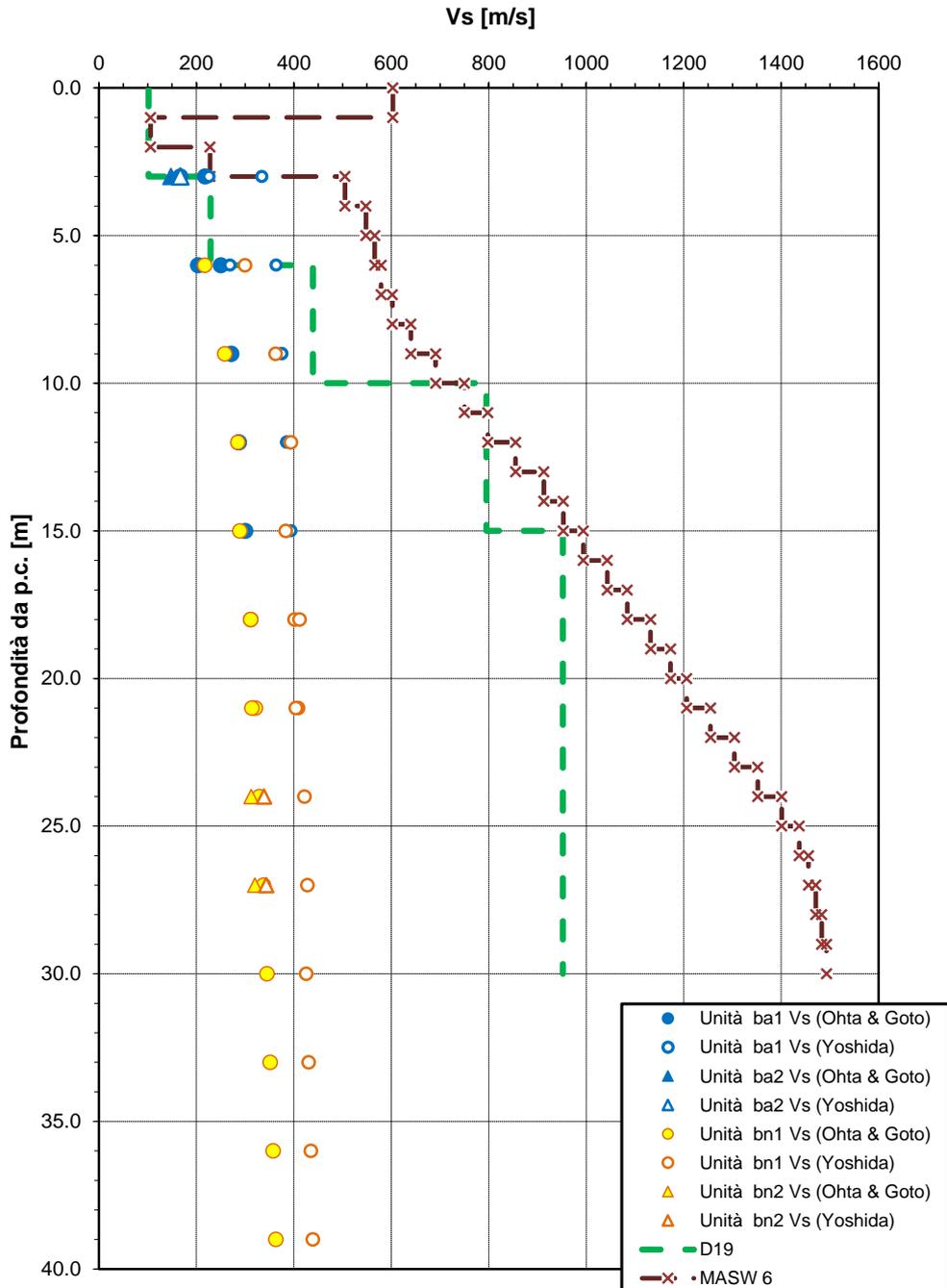


Fig. 75 – Velocità delle onde di taglio da prove SPT

Modulo di deformazione a taglio iniziale da prove SPT e sismiche

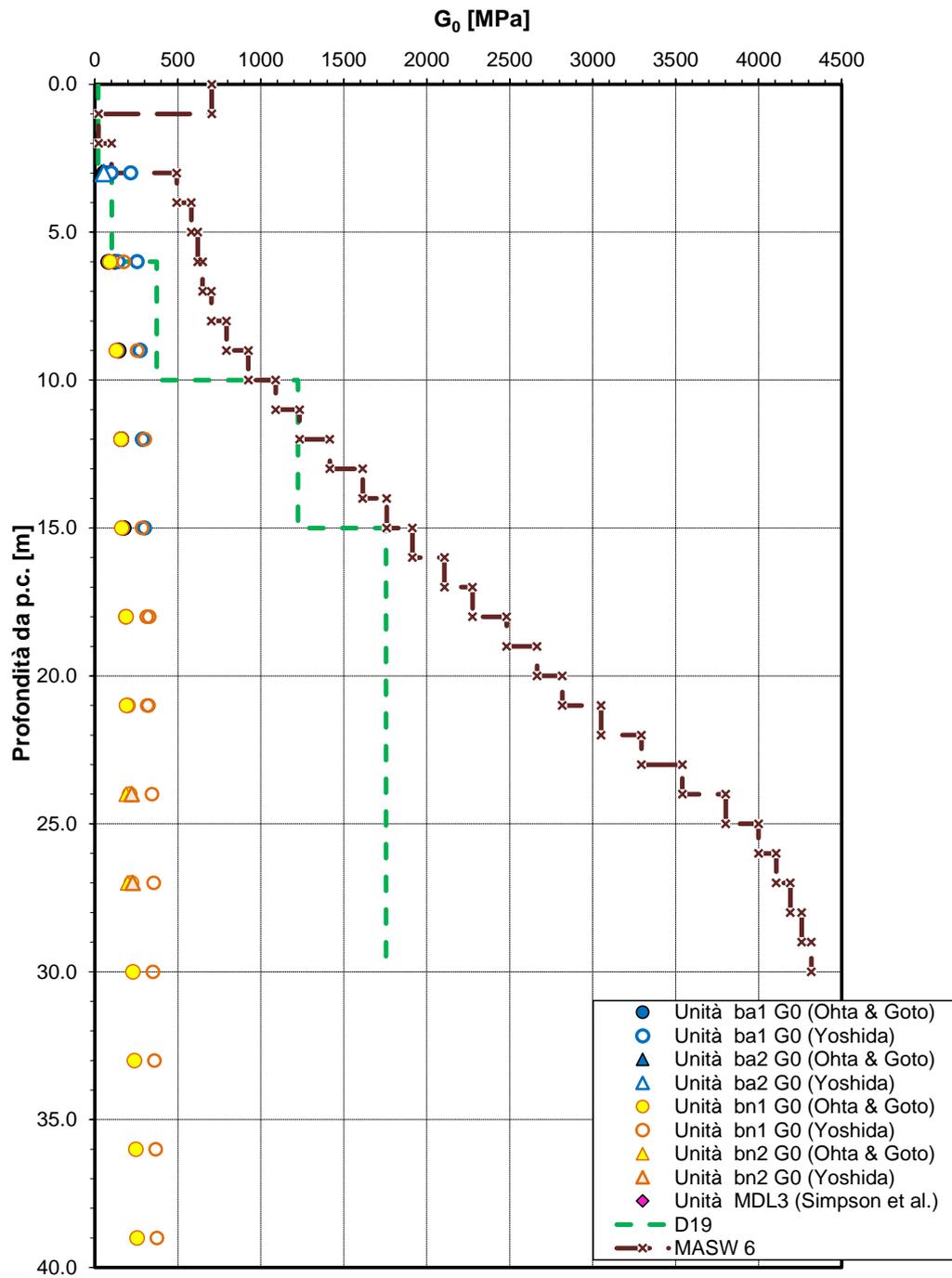


Fig. 76 – Modulo di deformazione a taglio iniziale G_0 da prove SPT

Modulo di deformazione elastico iniziale da prove SPT e sismiche

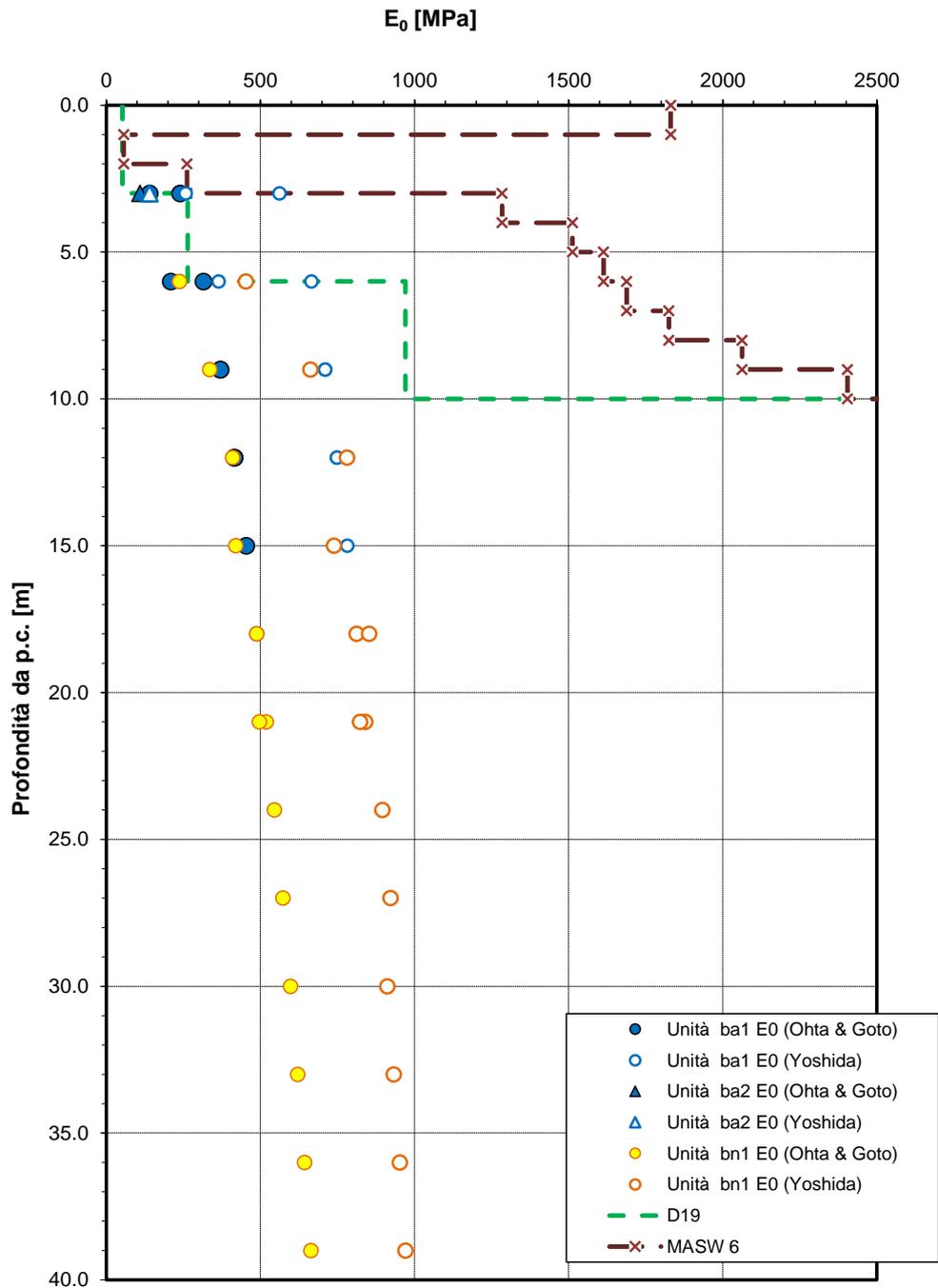


Fig. 77 – Modulo di deformazione elastico iniziale E_0 da prove SPT

7.2 Viadotto VI21 Calore Ponte

L'opera in esame è ubicata tra le progressive km 42+509 e km 43+005. L'indagine più prossima all'opera è la seguente.

Sondaggio	Anno	Profondità [m]	SPT n. [-]	Lefranc n. [-]	Lugeon n. [-]	Dilatometrica n. [-]	Pressiometrica n. [-]	CR n. [-]	CI n. [-]	CL n. [-]	Piezometro TA/CC	Inclinometro [m]	DH [m]
S40	1985	23.5	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S146	1985	30.0	8	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S41	1985	25.0	8	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
IF15V37	2017	40.0	6	1	-	-	-	5	-	-	TA	-	-
IF15V38	2017	30.0	10	1	-	-	-	-	3	-	TA	-	-

Il sondaggio S40 ha fuori asse maggiore di 200 m.

Le indagini hanno evidenziato la presenza in superficie di depositi alluvionali attuali e recenti coesivi (unità ba3) ed incoerenti ghiaioso sabbiosi (unità ba1) con spessore fino a 15 m circa e in corrispondenza del tratto finale dell'opera dalle coltri eluvio-colluviali (unità b2) con spessore 6 m, a seguire le alluvioni terrazzate prevalentemente incoerenti (unità bn1 e bn2) per gran parte del viadotto fino alla massima profondità investigata (40 m) , mentre nella parte finale del viadotto il substrato è rappresentato dalla formazione di San Giorgio in facies argillosa (unità SG1a).

Il livello della falda massimo rilevato in corrispondenza dei piezometro installati nei fori di sondaggio della campagna del 2017 è variabile da quota +61 m s.l.m. (IF15V37) a quota +82 m s.l.m. (IF15G38).

Nei grafici a seguire sono illustrate le elaborazioni dei risultati delle prove in sito e di laboratorio.

Tab. 33 – VI21 – Parametri geotecnici

Unità geotecnica	γ [kN/m ³]	Nspt [-]	Dr [-]	ϕ' [°]	c' [kPa]	c_u [kPa]	Vs [m/s]	E_0 [MPa]
b2	19.0	18÷R	-	24 (*)	0 (*)	90÷160	-	110÷190
ba1	19.0	79÷R	70÷80	38÷42	0	-	200÷390	220÷700
ba2	19.0	37	75	35÷39	0	-	200	200
ba3	19.0	13÷44	-	25 (*)	10 (*)	50÷150	-	150÷400
bn1	20.0	R	70	38÷40	0	-	250÷420	350÷850
bn2	20.0	46÷R	50÷70	32÷35	0	-	250÷350	350÷650
SGla	20.5	30÷R	-	25	20	200÷220 per z<24m	-	250÷900
					5	100-130 per 24< z <30m		
					5	250 per 30 < z<40m 300 per z>40m		

Dove:

γ = peso di volume naturale

Nspt = n. di colpi da prova SPT

ϕ' = angolo di resistenza al taglio

c' = coesione drenata

c_u = resistenza al taglio in condizioni non drenate

Vs = velocità delle onde di taglio

E_0 = modulo di deformazione elastico iniziale (a piccole deformazioni)

Note:

(*) i valori dei parametri sono stati desunti anche prendendo in considerazione i risultati di tutte le prove di laboratorio del sub lotto di riferimento.

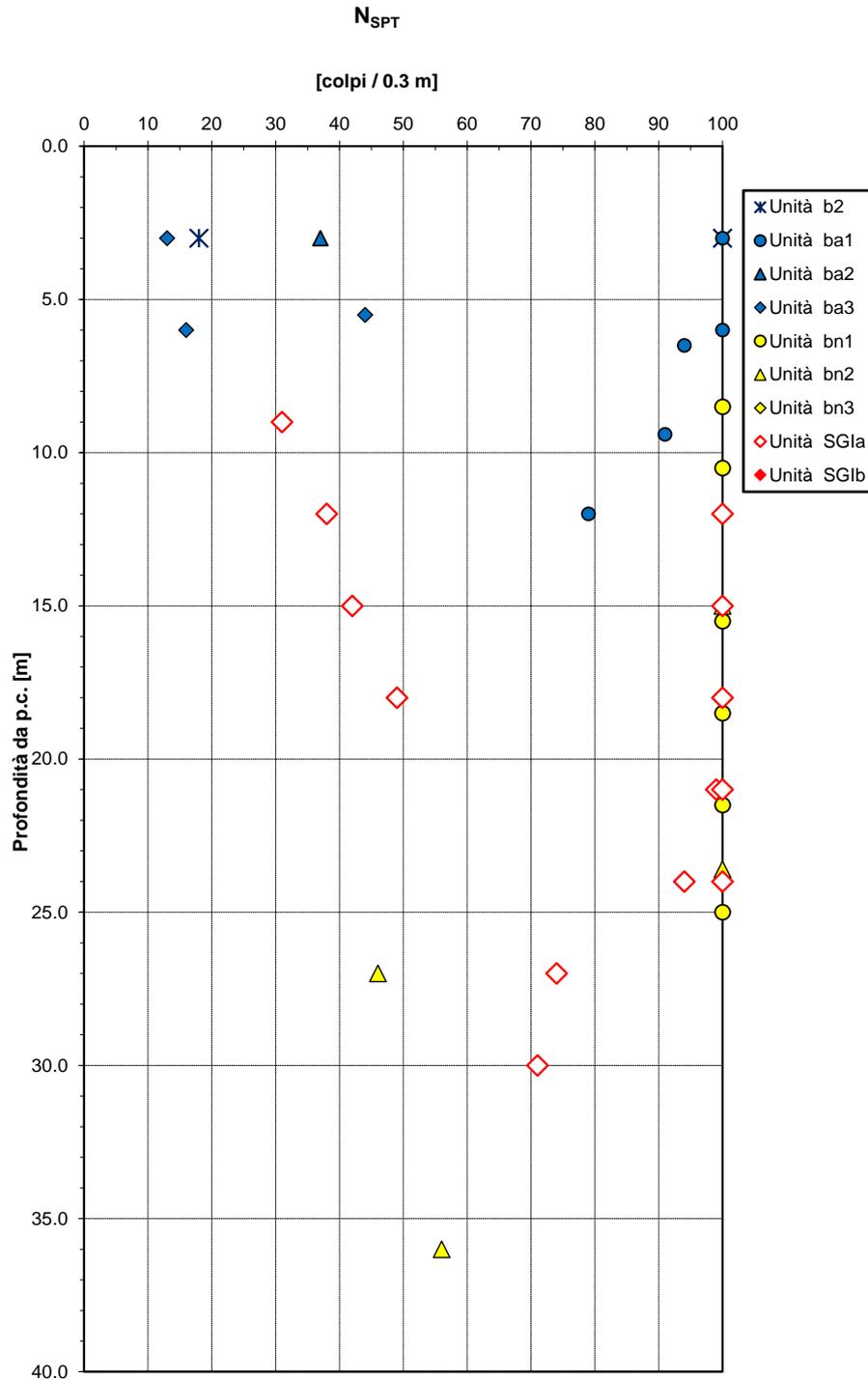


Fig. 78 - Valori di N_{SPT}

Densità relativa da prove SPT

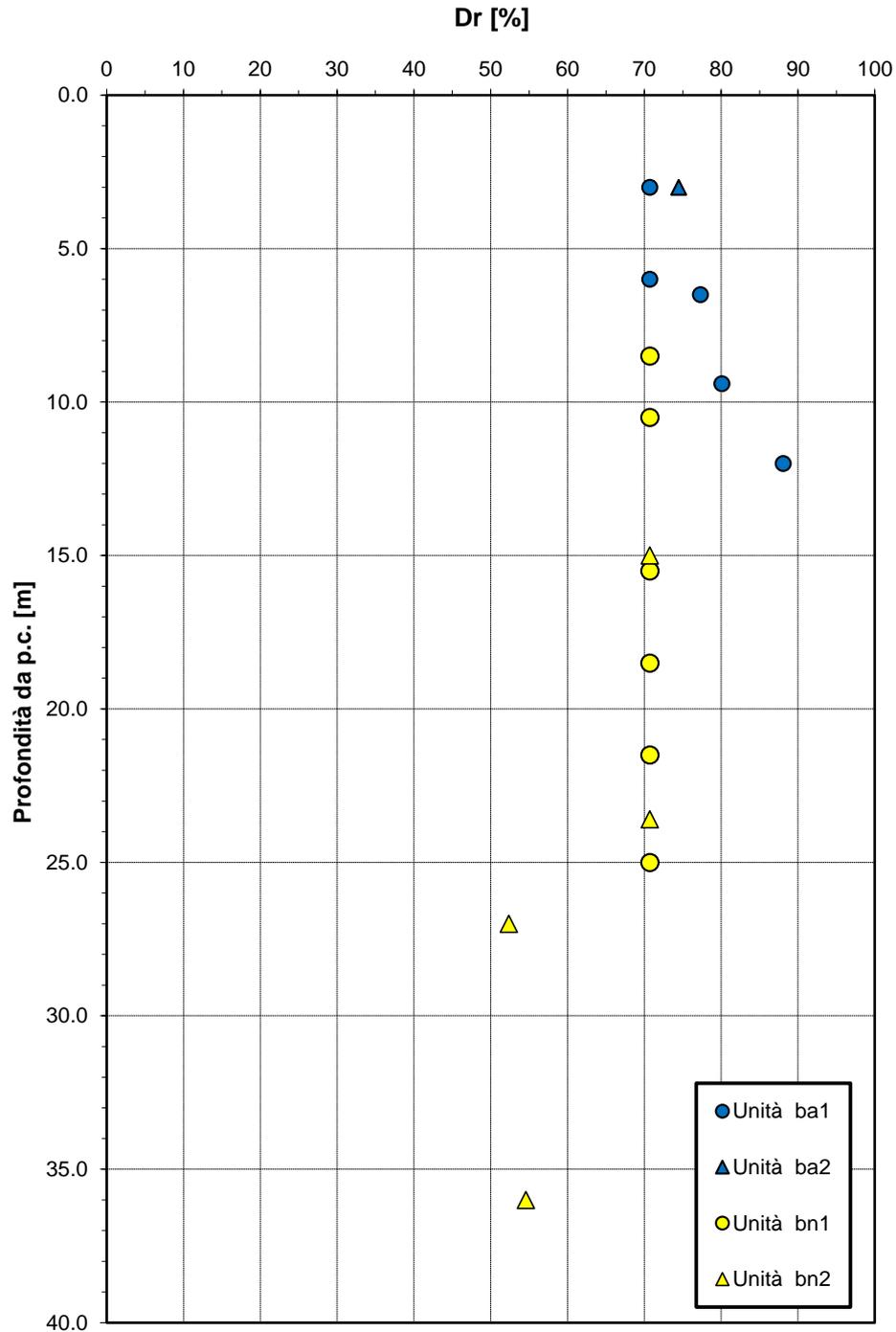


Fig. 79– Densità relativa da prove SPT

Angolo di resistenza al taglio da prove SPT

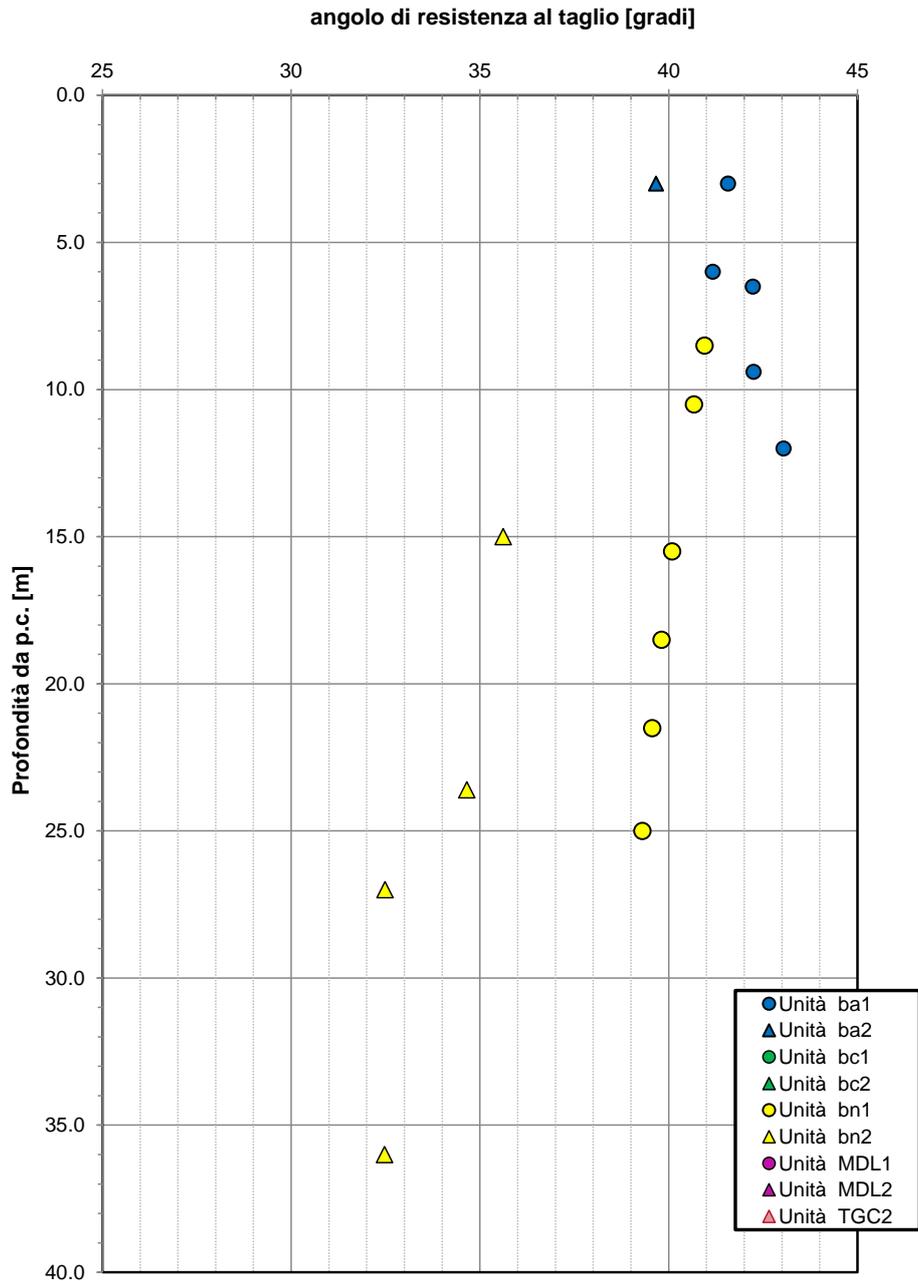


Fig. 80 - Angolo di resistenza al taglio da prove SPT

Correlazione $N_{SPT}-\phi'$, De Mello (1971)

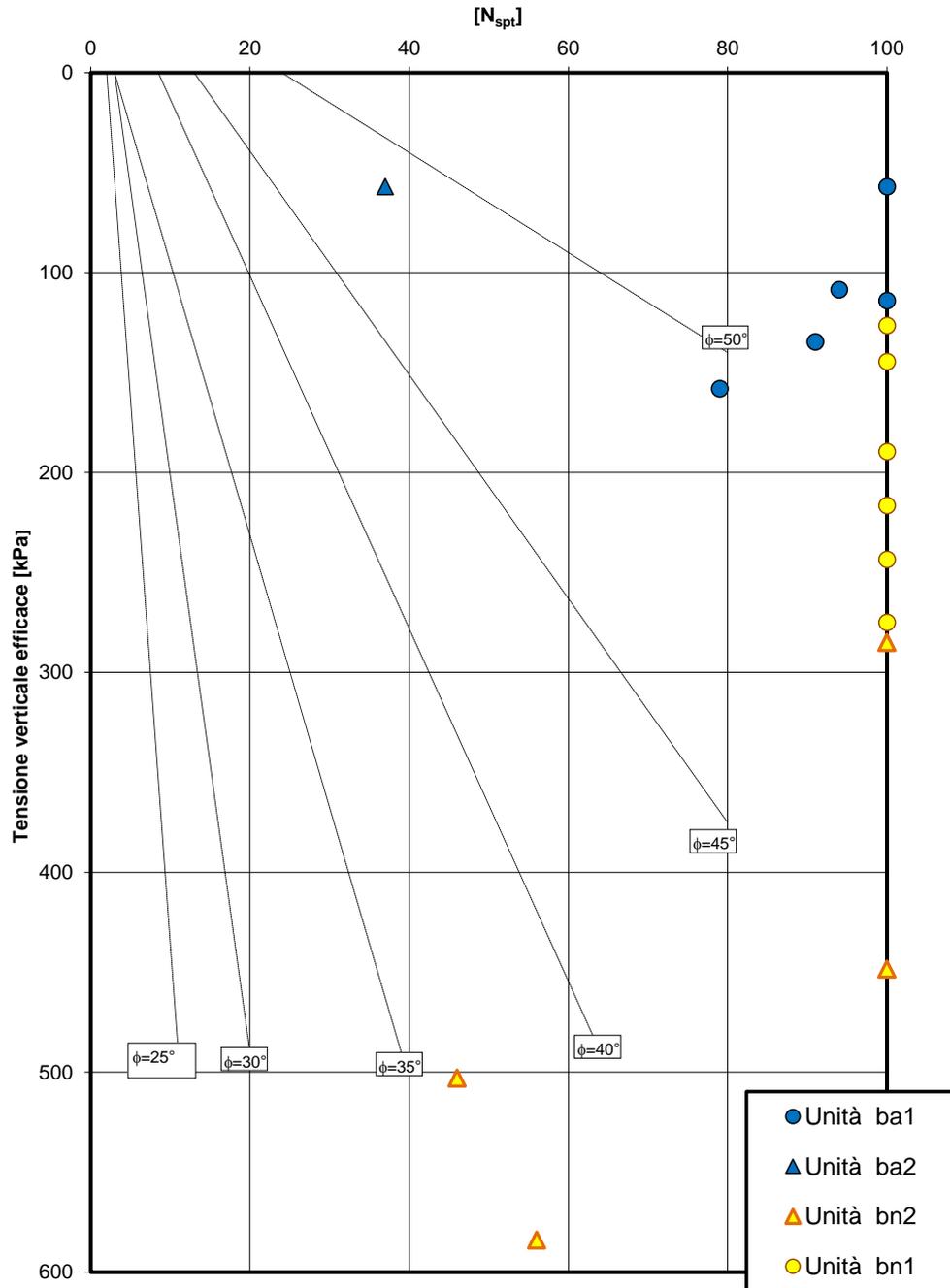


Fig. 81 - Correlazione N_{SPT} e ϕ' (De Mello, 1971)

Velocità delle onde di taglio da prove SPT e sismiche

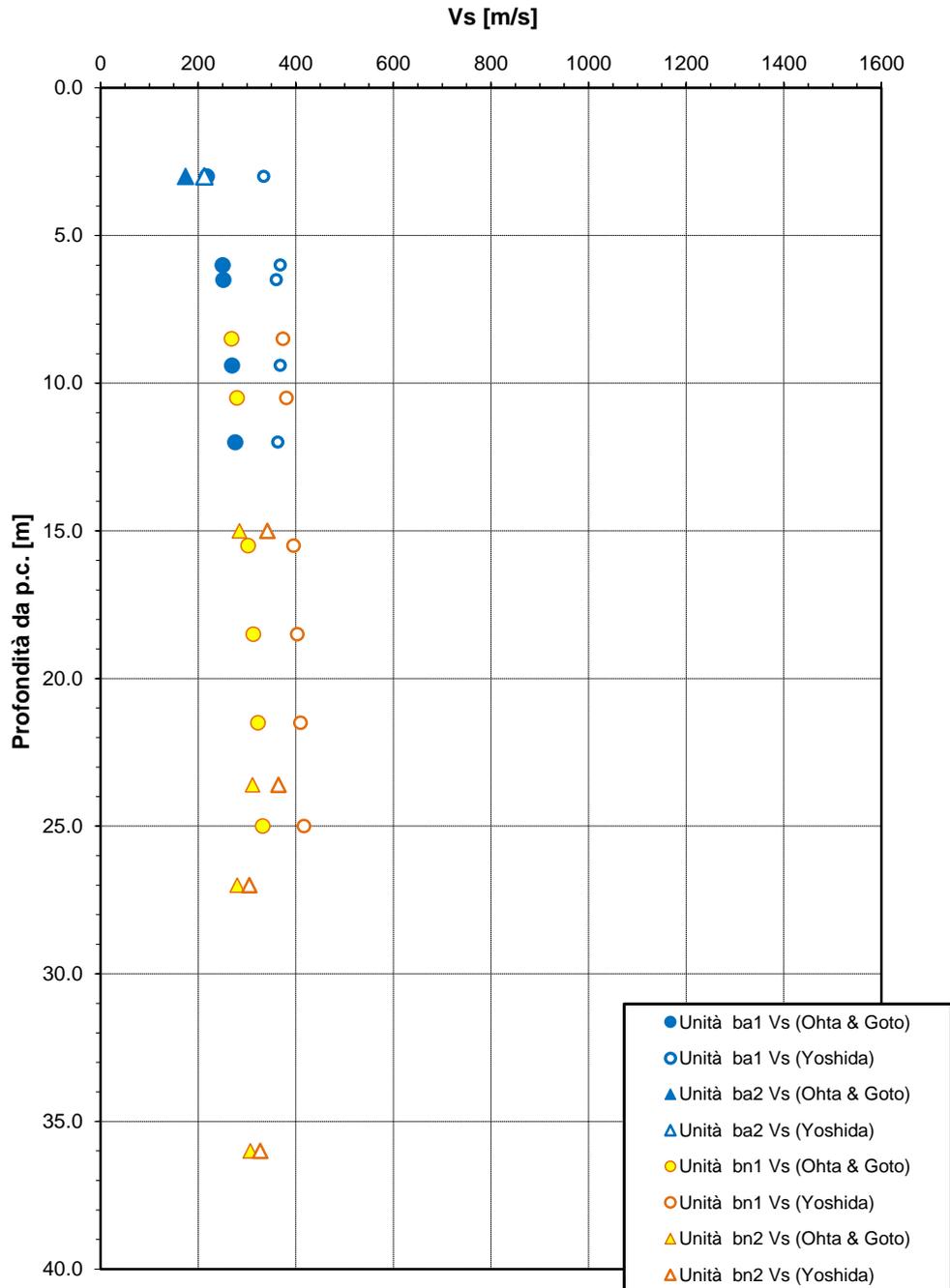


Fig. 82 – Velocità delle onde di taglio da prove SPT

Modulo di deformazione elastico iniziale da prove SPT e sismiche

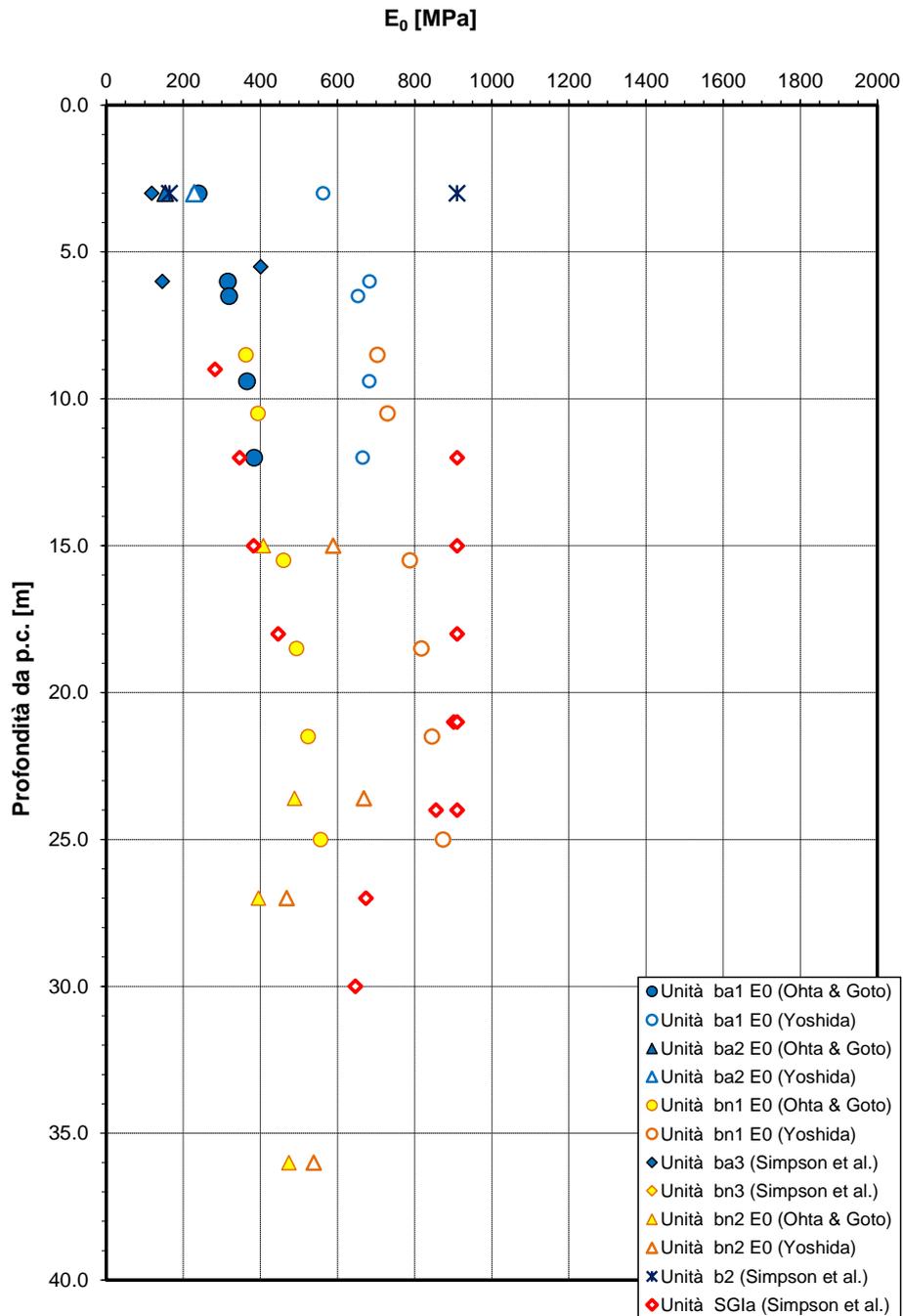


Fig. 83 – Modulo di deformazione elastico iniziale E_0 da prove SPT

Andamento della resistenza al taglio non drenata

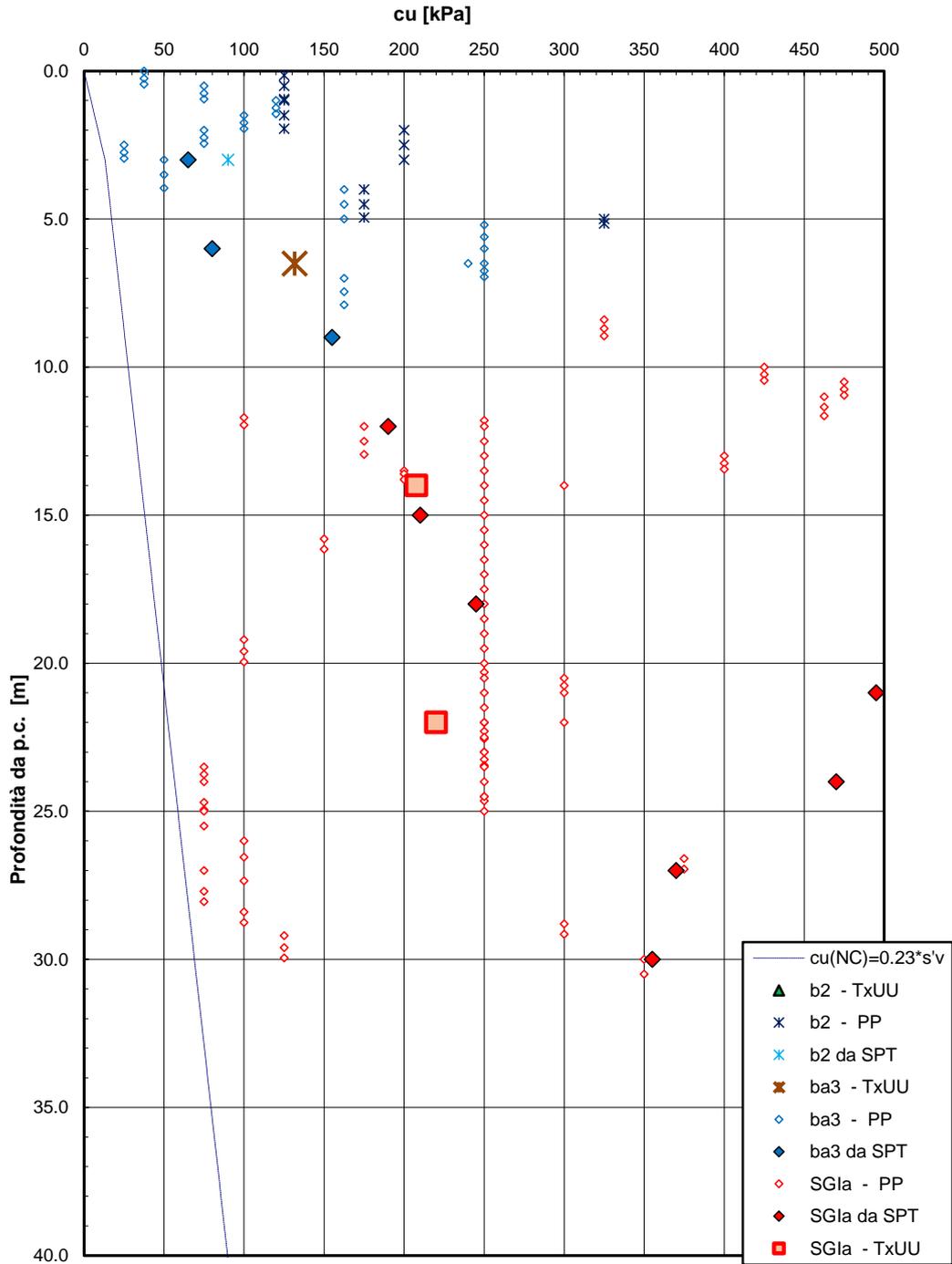


Fig. 84 - Resistenza al taglio non drenata

Andamento della coesione e dell'angolo di resistenza al taglio

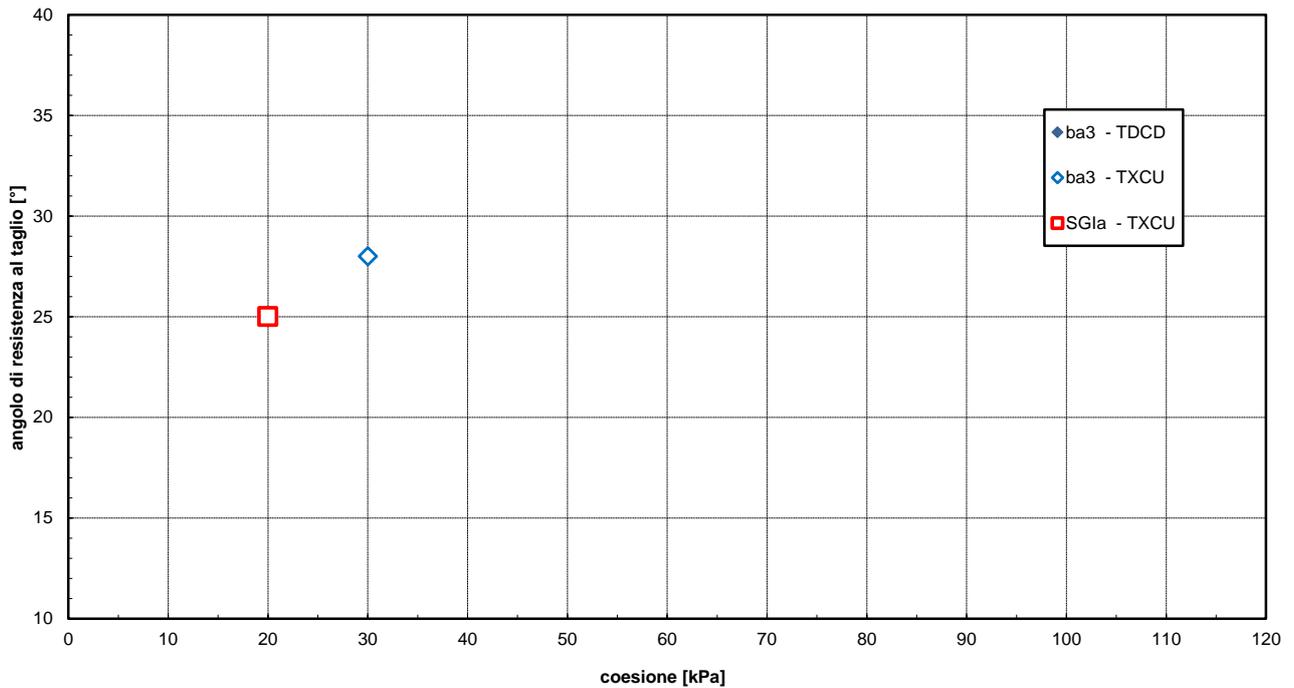


Fig. 85 – Parametri di resistenza – unità ba3, SGIa

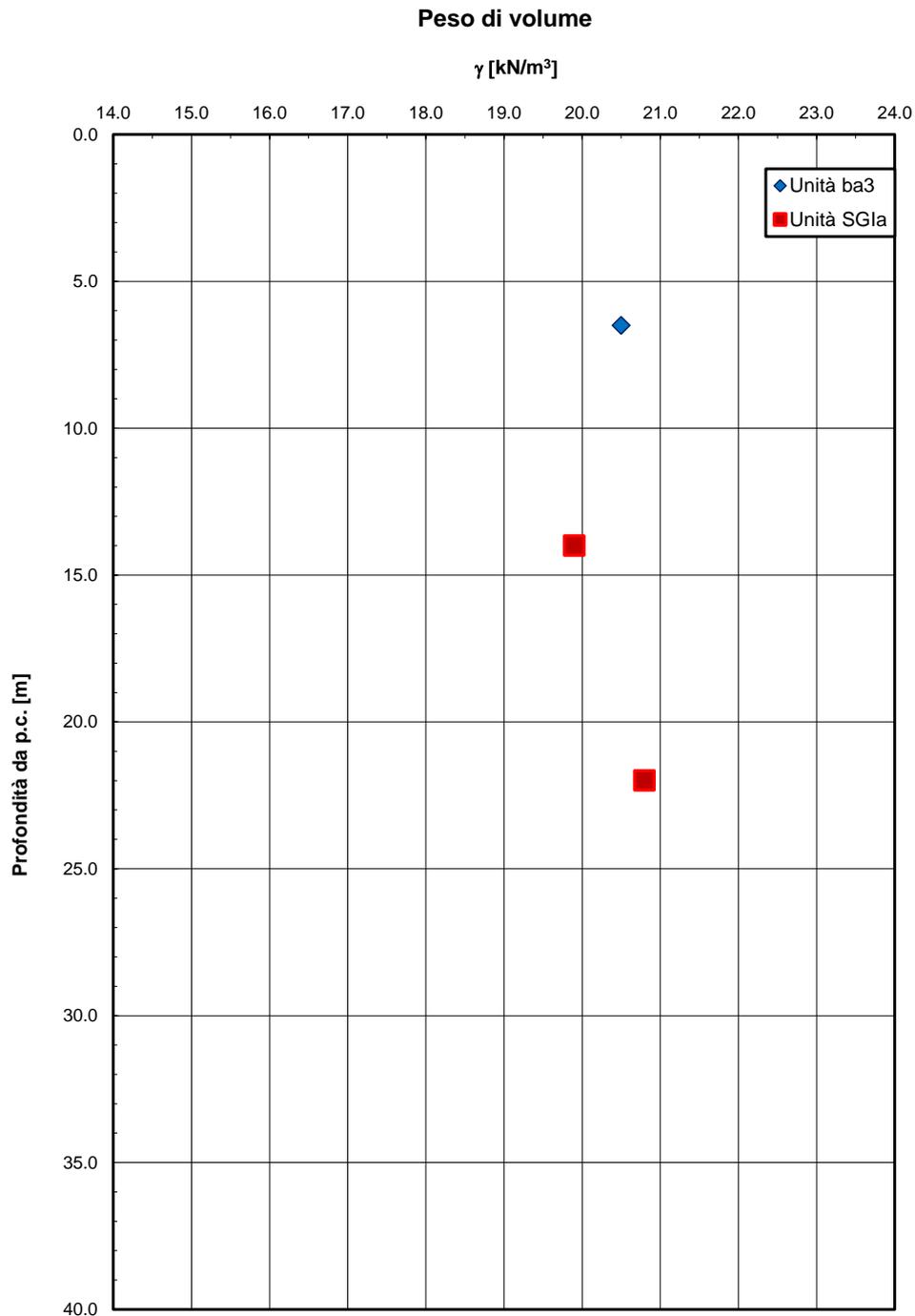


Fig. 86 – Peso di volume naturale

7.3 Viadotto VI22 Roventa

L'opera in esame è ubicata tra le progressive km 43+375 e km 43+443. In corrispondenza dell'opera sono state eseguite le seguenti indagini.

Sondaggio	Anno	Profondità	SPT n.	Lefranc n.	Lugeon n.	Dilatometrica n.	Pressiometrica n.	CR n.	CI n.	CL n.	Piezometro	Inclinometro	DH
		[m]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	TA/CC	[m]	[m]
D23	2015	40.0	1	-	2	-	-	1	-	6	-	-	40
IF15G40	2017	30.0	6	1	-	1	-	3	-	-	TA	-	-
IF15V47	2017	40.0	4	1	-	-	-	4	1	-	TA	-	-
IF15V49	2017	50.0	-	1	-	-	-	5	-	-	TA	-	-

Il sondaggio D23 è stato considerato per le prove di laboratorio eseguite su spezzoni litoidi dell'unità ALVc. Il vicino sondaggio IF15G40 è stato considerato per la caratterizzazione dell'unità ALVb.

Le indagini hanno intercettato la formazione delle argille varicolori fino alla massima profondità investigata (50 m), in cui si alternano fasce di detrito di roccia in matrice limoso argillosa (unità ALVb) e livelli di roccia calcarea fratturata (locali livelli con RQD = 50-60% di spessore 1-2 m e strati con RQD tra 10 e 30% con spessori da 3 a 5 m) – unità ALVc.

Il campione rimaneggiato CI1 prelevato a 10 m nel sondaggio IF15V47, è rappresentativo della facies maggiormente fine - pelitica dell'unità ALV; infatti sul campione sono state eseguite anche prove di resistenza.

Nei grafici a seguire sono illustrate le elaborazioni dei risultati delle prove in sito e di laboratorio.

Il livello piezometrico è a quota +85÷90 m s.l.m. da letture piezometriche.

Nei grafici a seguire sono illustrate le elaborazioni dei risultati delle prove in sito e di laboratorio.

Tab. 34 – VI22 – Parametri geotecnici

Unità geotecnica	γ [kN/m ³]	Nspt [-]	Dr [-]	φ' [°]	c' [kPa]	cu [kPa]	Vs [m/s]	E ₀ [MPa]
ba1 (*)	19.0	-	-	38÷41	0	-	200÷350	200÷600
AVLb (**)	20.0	15÷R	-	35	0	-	350÷900	600÷1200
AVLc	26.0	R	-	34÷35	10÷34(+)	-	600÷1200	3500÷8000

Dove:

γ = peso di volume naturale

Nspt = n. di colpi da prova SPT

φ' = angolo di resistenza al taglio

c' = coesione drenata

cu = resistenza al taglio in condizioni non drenate

Vs = velocità delle onde di taglio

E₀ = modulo di deformazione elastico iniziale (a piccole deformazioni)

Note:

(*) i parametri sono stati desunti dalla caratterizzazione geotecnica generale del sub-lotto di appartenenza

(**) nei sondaggi in corrispondenza dell'opera prevale l'unità ALVb costituito da detrito di roccia in matrice limoso argillosa.

(+) da Roclab con sc = 70 MPa (decimo percentile di tutti i valori a disposizione), GSI=7÷10

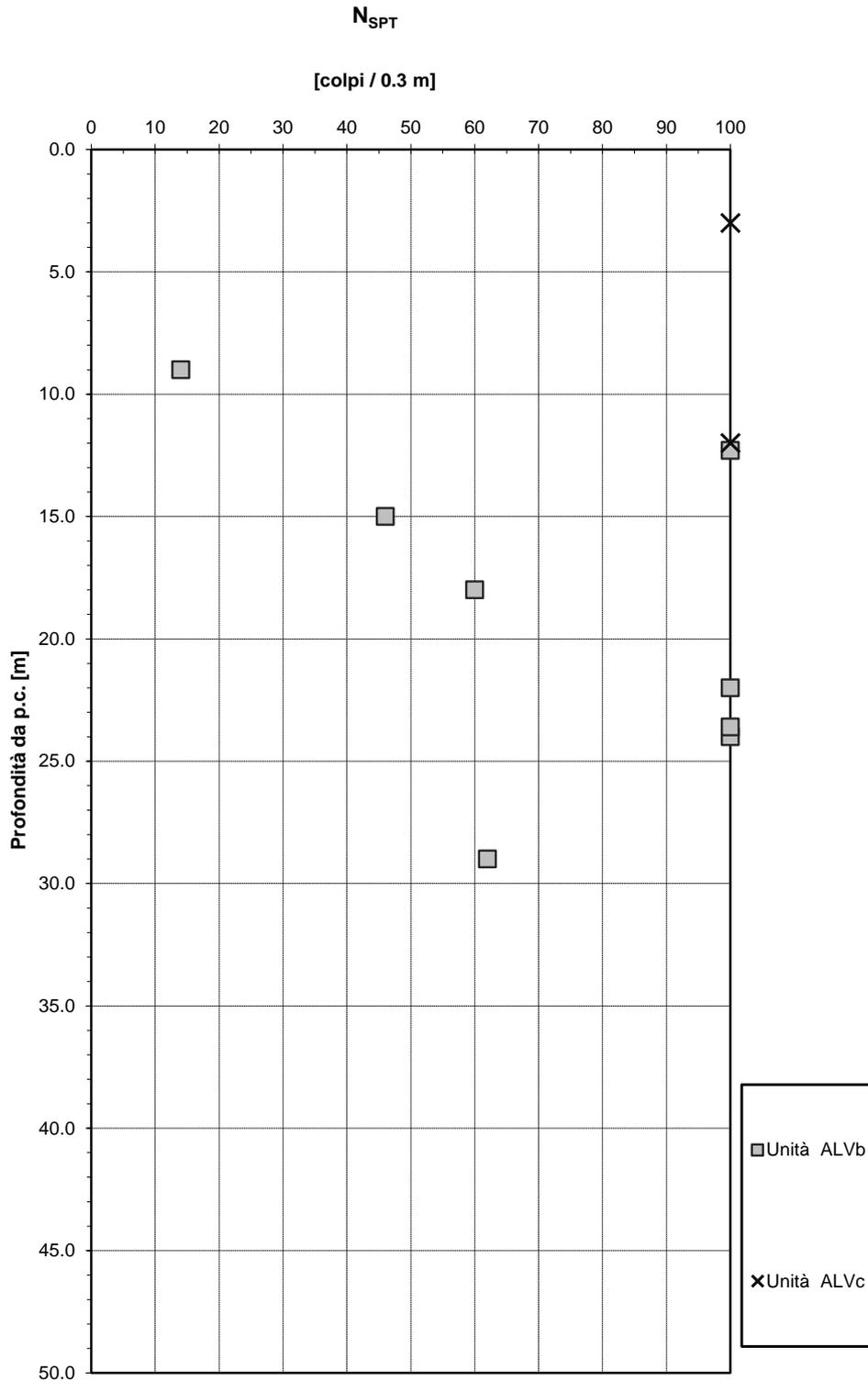


Fig. 87 - Valori di N_{SPT}

Angolo di resistenza al taglio da prove SPT

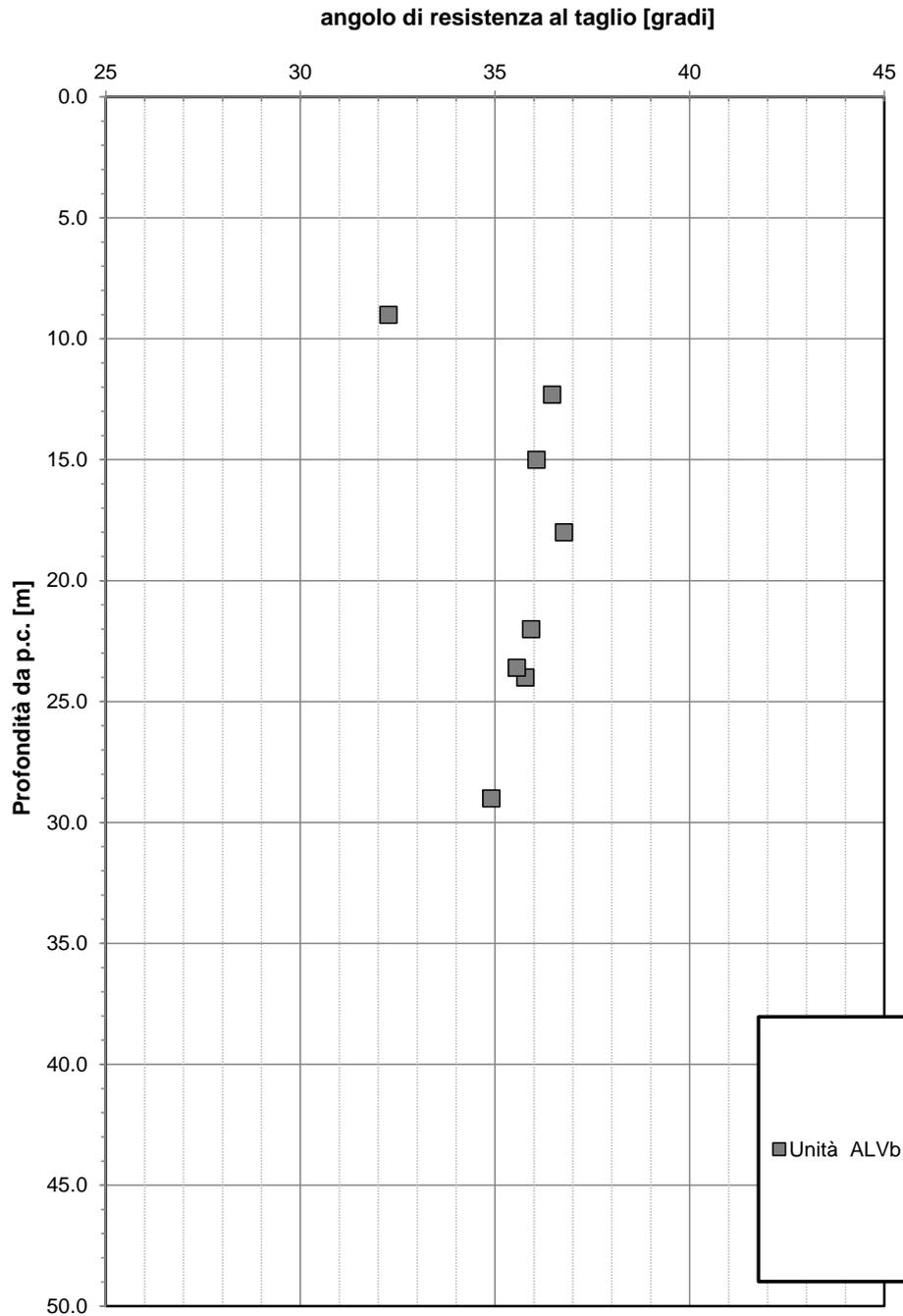


Fig. 88 - Angolo di resistenza al taglio da prove SPT

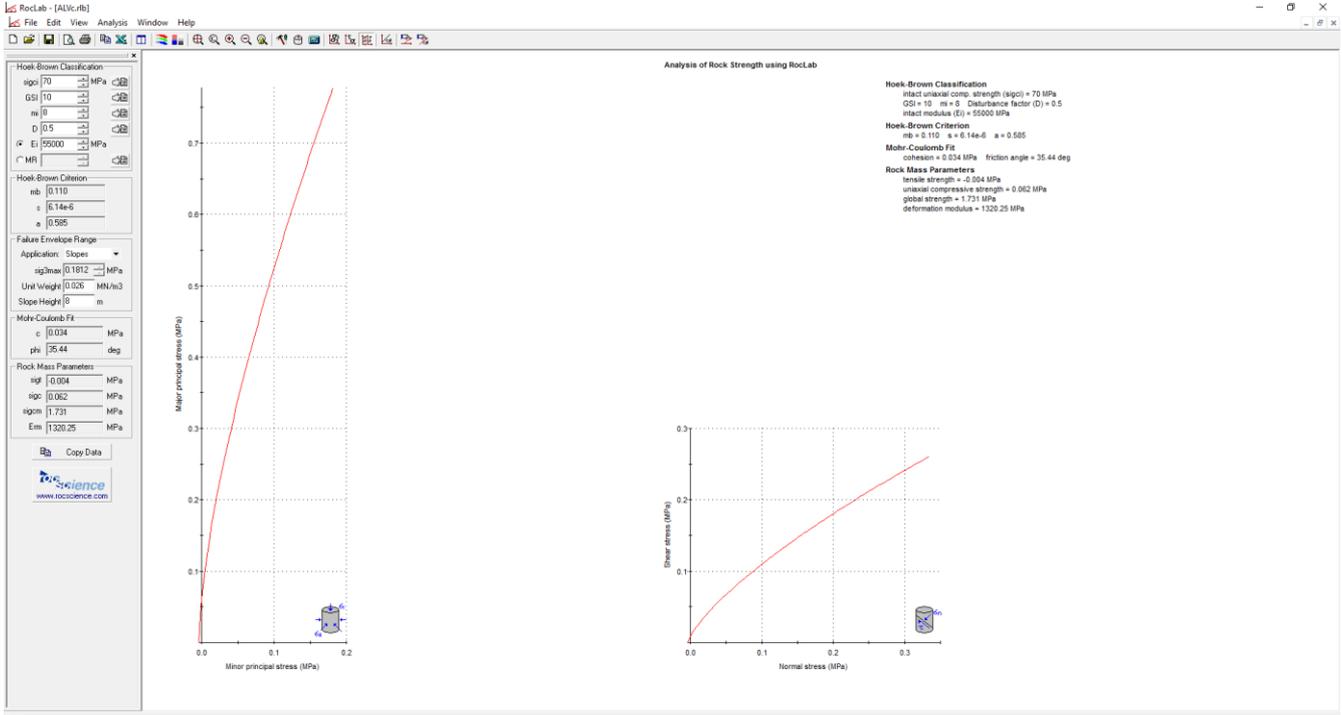
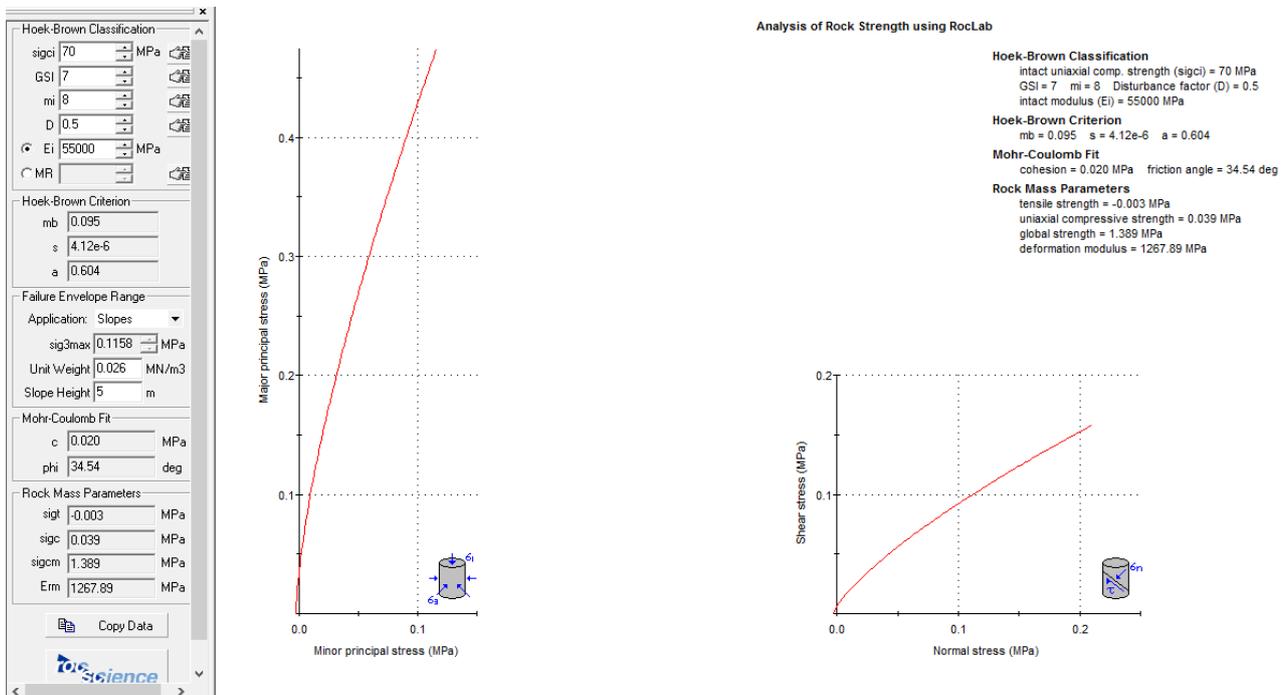


Fig. 89 - Correlazione N_{SPT} e ϕ' (De Mello, 1971)



Velocità delle onde di taglio da prove SPT e sismiche

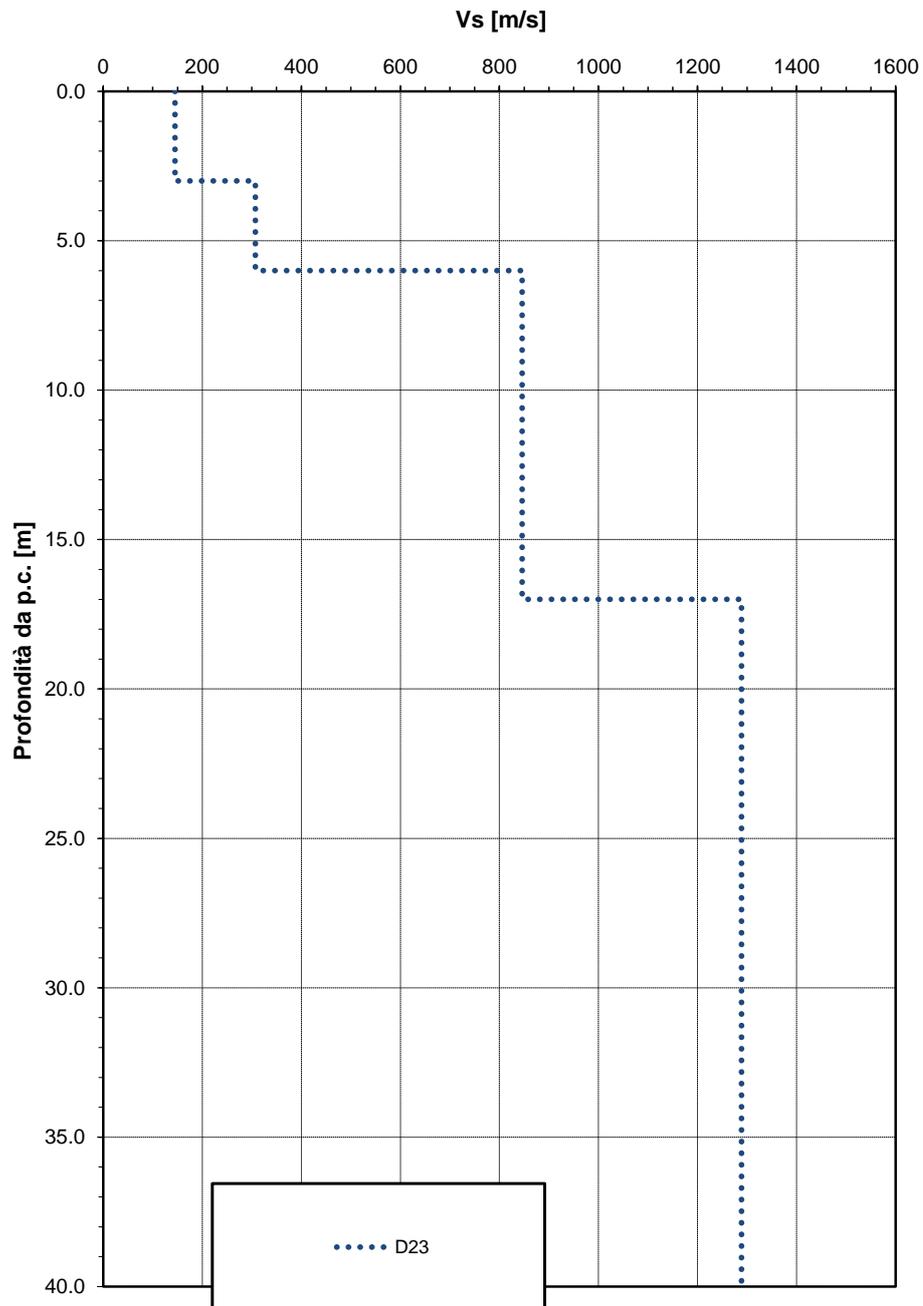


Fig. 90 – Velocità delle onde di taglio da sismica Down- Hole – D23

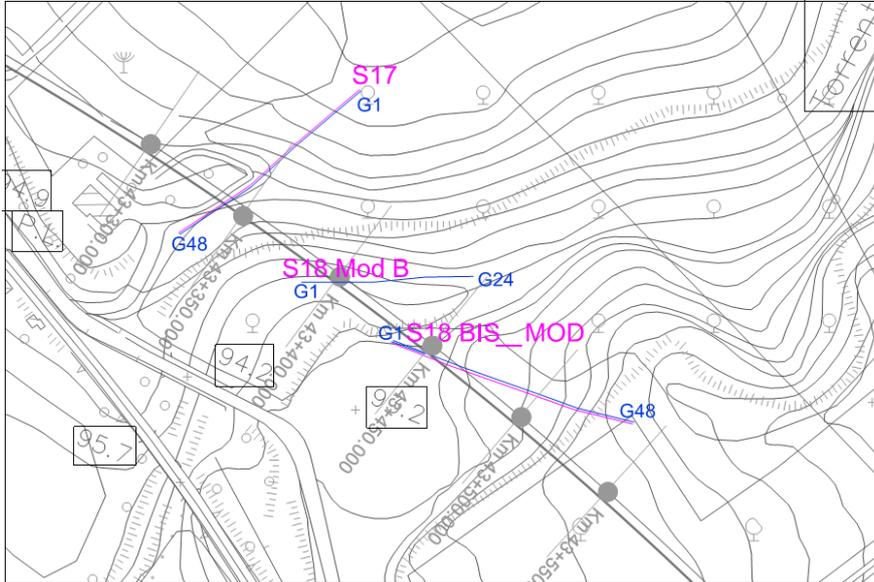


Fig. 91 – Ubicazione in pianta delle stese sismiche

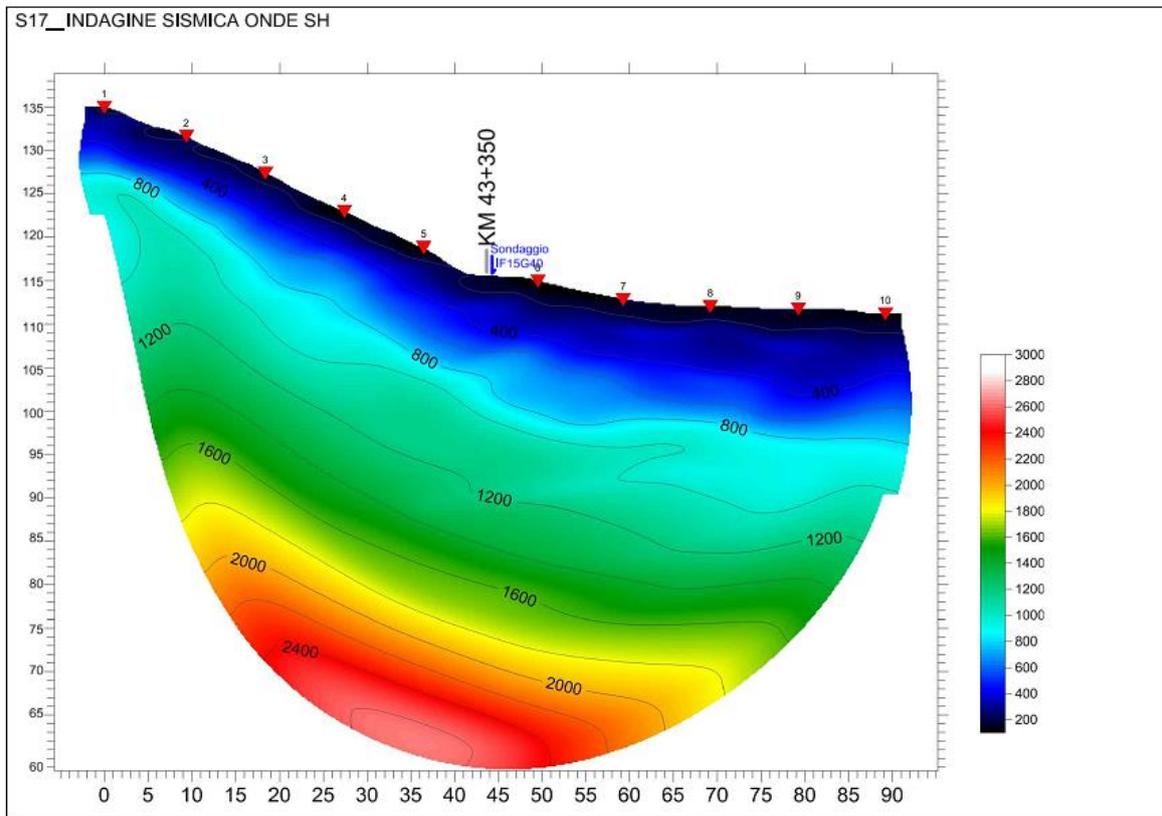


Fig. 92 – Velocità delle onde di taglio da sismica S17

S18 MOD B_ INDAGINE SISMICA ONDE SH

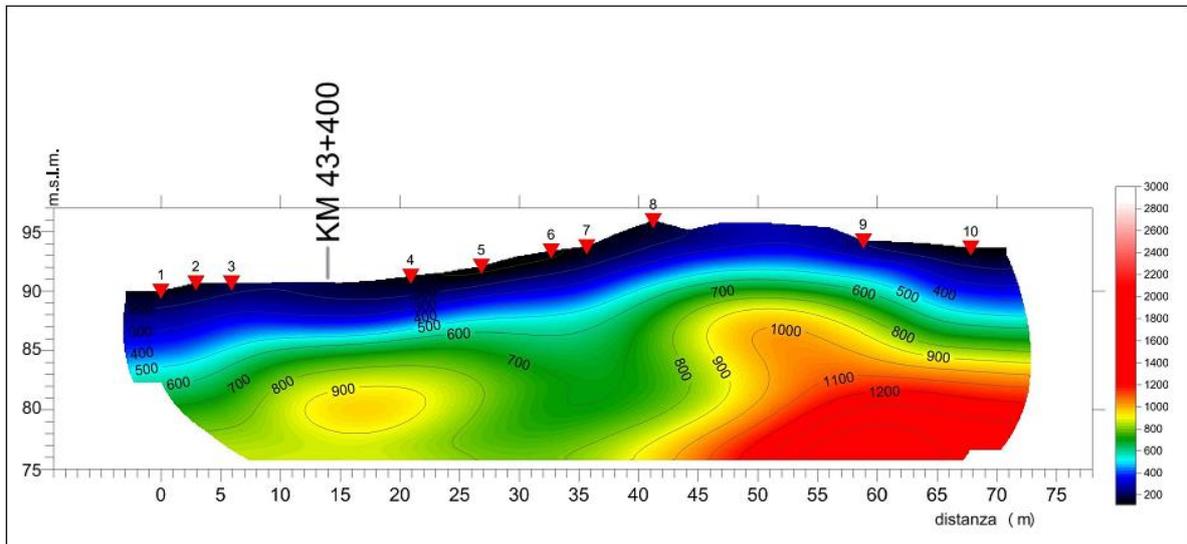


Fig. 93 – Velocità delle onde di taglio da sismica S18 Mod B

S18bis_mod_ INDAGINE SISMICA ONDE SH

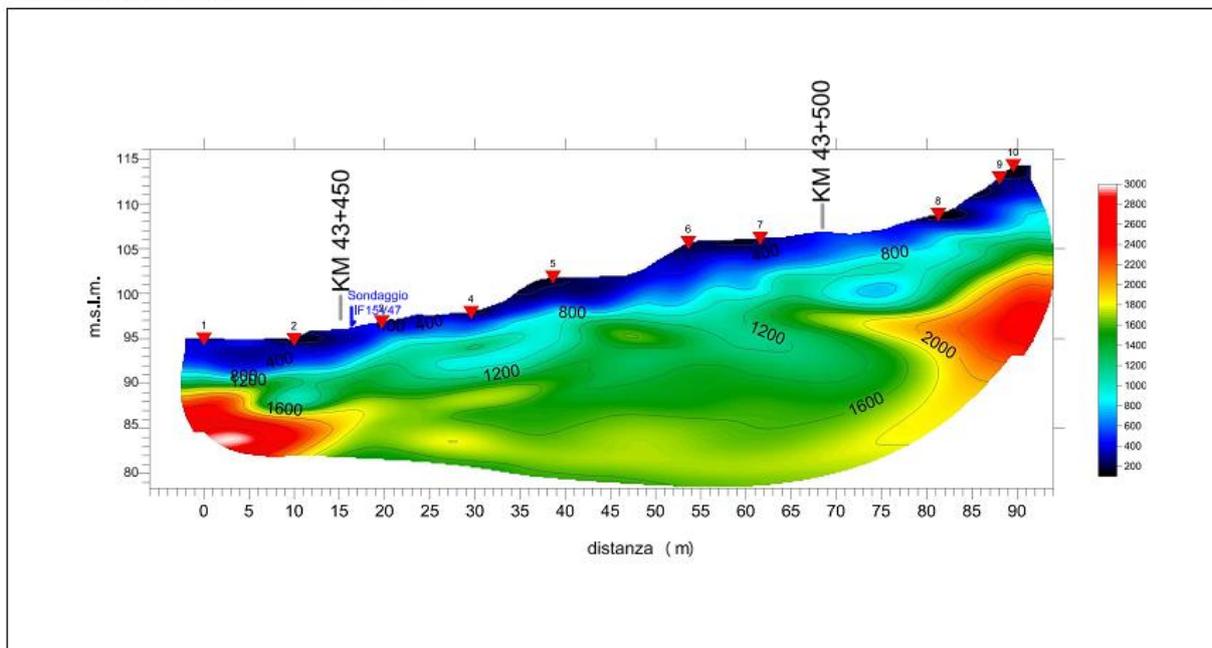


Fig. 94 – Velocità delle onde di taglio da sismica S18bis Mod

Modulo di deformazione elastico iniziale da prove SPT e sismiche

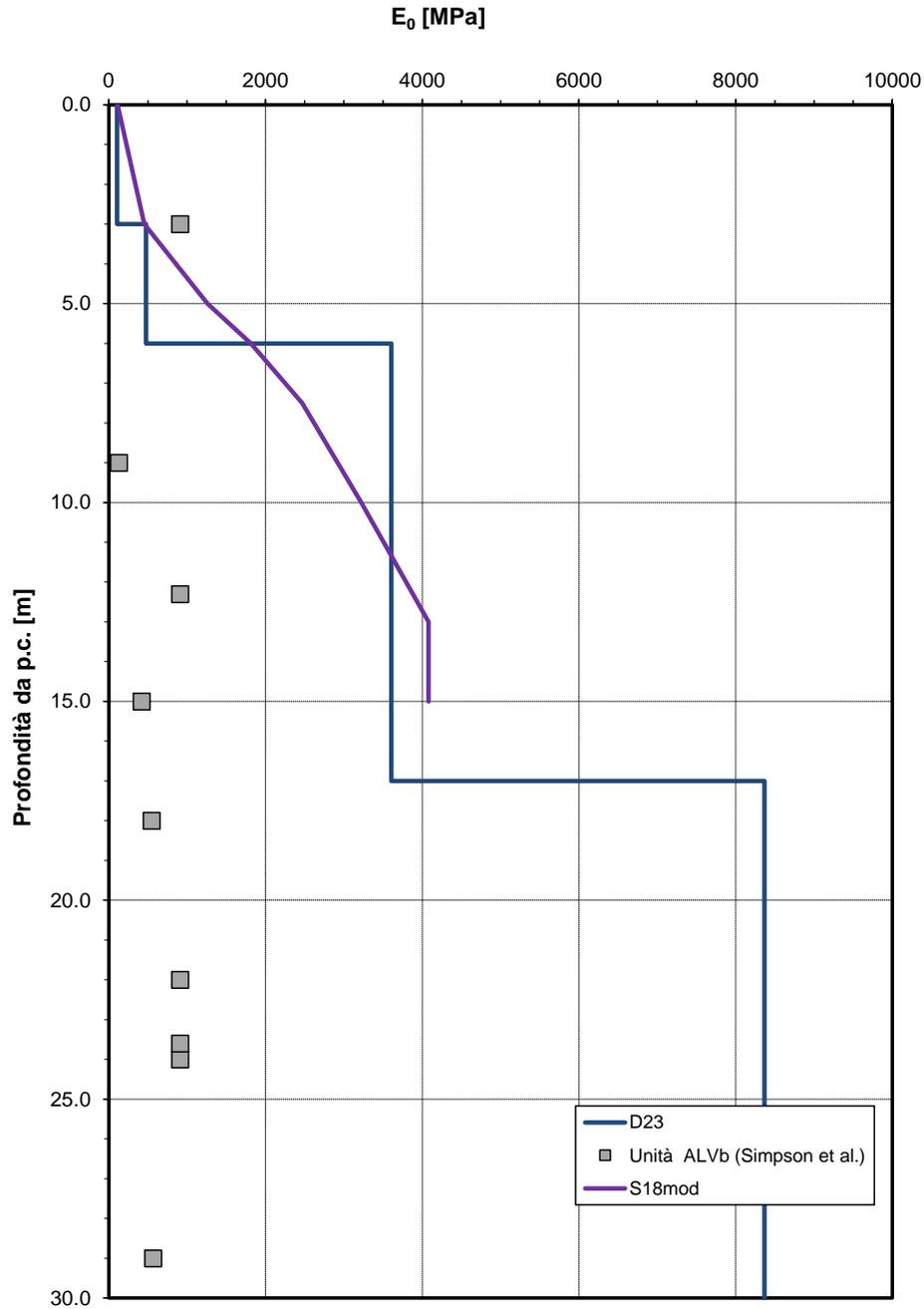


Fig. 95 – Modulo di deformazione elastico iniziale E_0 da prove SPT e sismiche

7.4 Cavalcaferrovia al km 38+865.5

In corrispondenza dell'opera sono state eseguite le seguenti indagini.

Sondaggio	Anno	Profondità [m]	SPT n. [-]	Lefranc n. [-]	Lugeon n. [-]	Dilatometrica n. [-]	Pressiometrica n. [-]	CR n. [-]	Cl n. [-]	CL n. [-]	Piezometro TA/CC	Inclinometro [m]	DH [m]
IF15V32	2017	30.0	3	1	-	-	-	3	1	-	TA	-	-
IF15V33	2017	40.0	7	1	-	-	-	5	-	-	TA	-	-

Il sondaggio IF15V32 ubicato in corrispondenza dell'opera verrà preso a riferimento per la stratigrafia e per la definizione dei parametri si utilizzerà anche il sondaggio IF15V33 realizzato nelle vicinanze e che interessa le stesse formazioni. Le indagini hanno intercettato depositi alluvionali antichi fino a 7.5 m dal p.c., che si presentano prevalentemente sabbiosi (unità bc2) per i primi 2 m poi argilloso limosi fino a 7.5 m (unità bc3). A seguire sono stati intercettati depositi alluvionali terrazzati prevalentemente ghiaiosi (unità bn1) fino alla massima profondità investigata (40.0 m), a cui si intercalano lenti metriche sabbiose (unità bn2).

Il livello della falda massimo rilevato in corrispondenza dei due piezometri installati è a quota +57 m s.l.m., quindi a profondità maggiore di 20 m da p.c..

Tab. 35 – IV04 – Parametri geotecnici

Unità geotecnica	γ [kN/m ³]	Nspt [-]	Dr [-]	ϕ' [°]	c' [kPa]	c_u [kPa]	Vs [m/s]	E_0 [MPa]
bc2	20.0	40	75	40	0	-	200	200
bc3	20.0	22÷36	-	27	10	150	-	180
bn1	20.0	20÷R	30÷75	33÷39	0	-	240÷450	300÷1000
bn2 (*)	20.0	-	-	32	0	-	200	200

Dove:

γ = peso di volume naturale

Nspt = n. di colpi da prova SPT

ϕ' = angolo di resistenza al taglio

c' = coesione drenata

c_u = resistenza al taglio in condizioni non drenate

Vs = velocità delle onde di taglio

E_0 = modulo di deformazione elastico iniziale (a piccole deformazioni)

Note:

(*) valori dedotti dalla caratterizzazione geotecnica generale del sub-lotto di appartenenza.

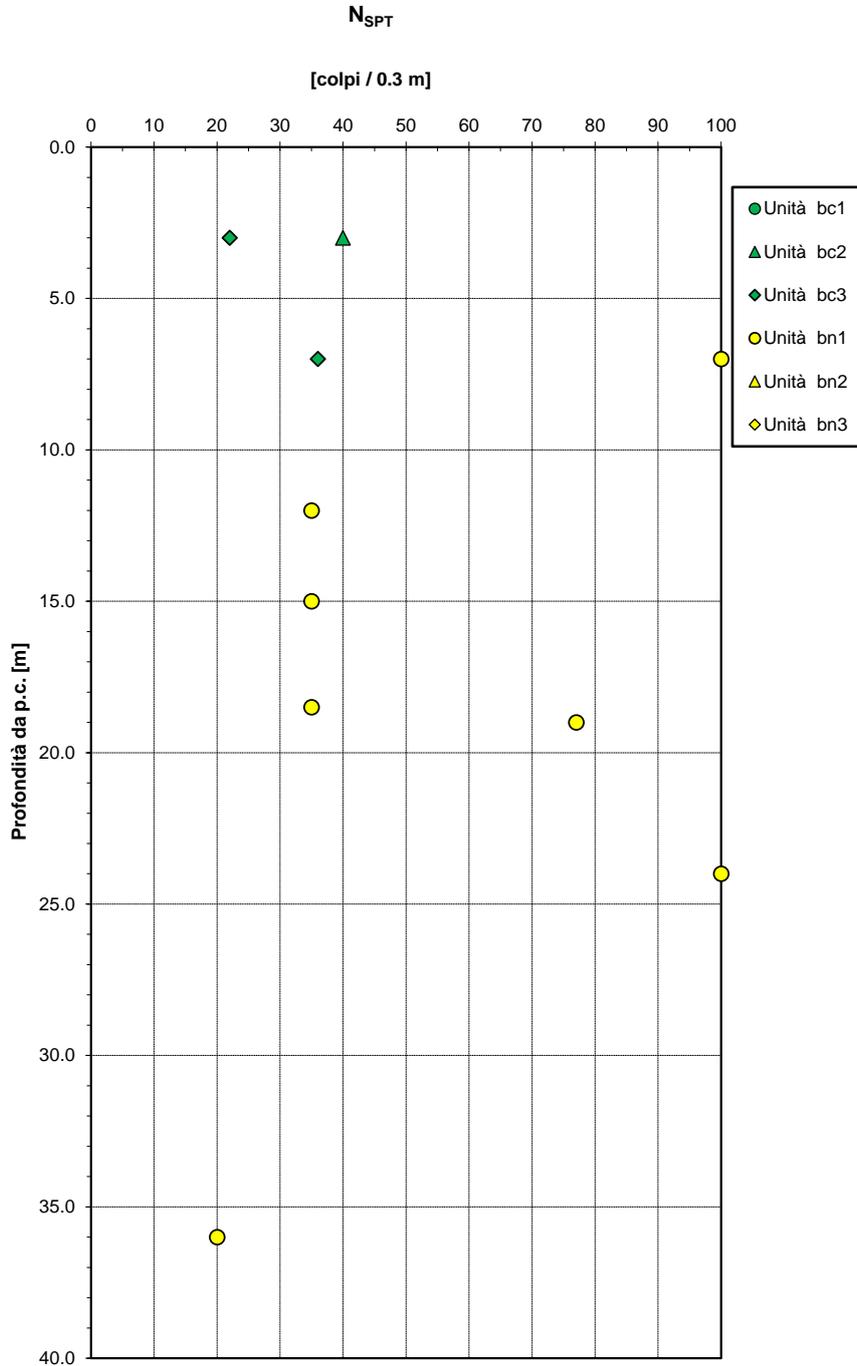


Fig. 96 - Valori di N_{SPT}

Densità relativa da prove SPT

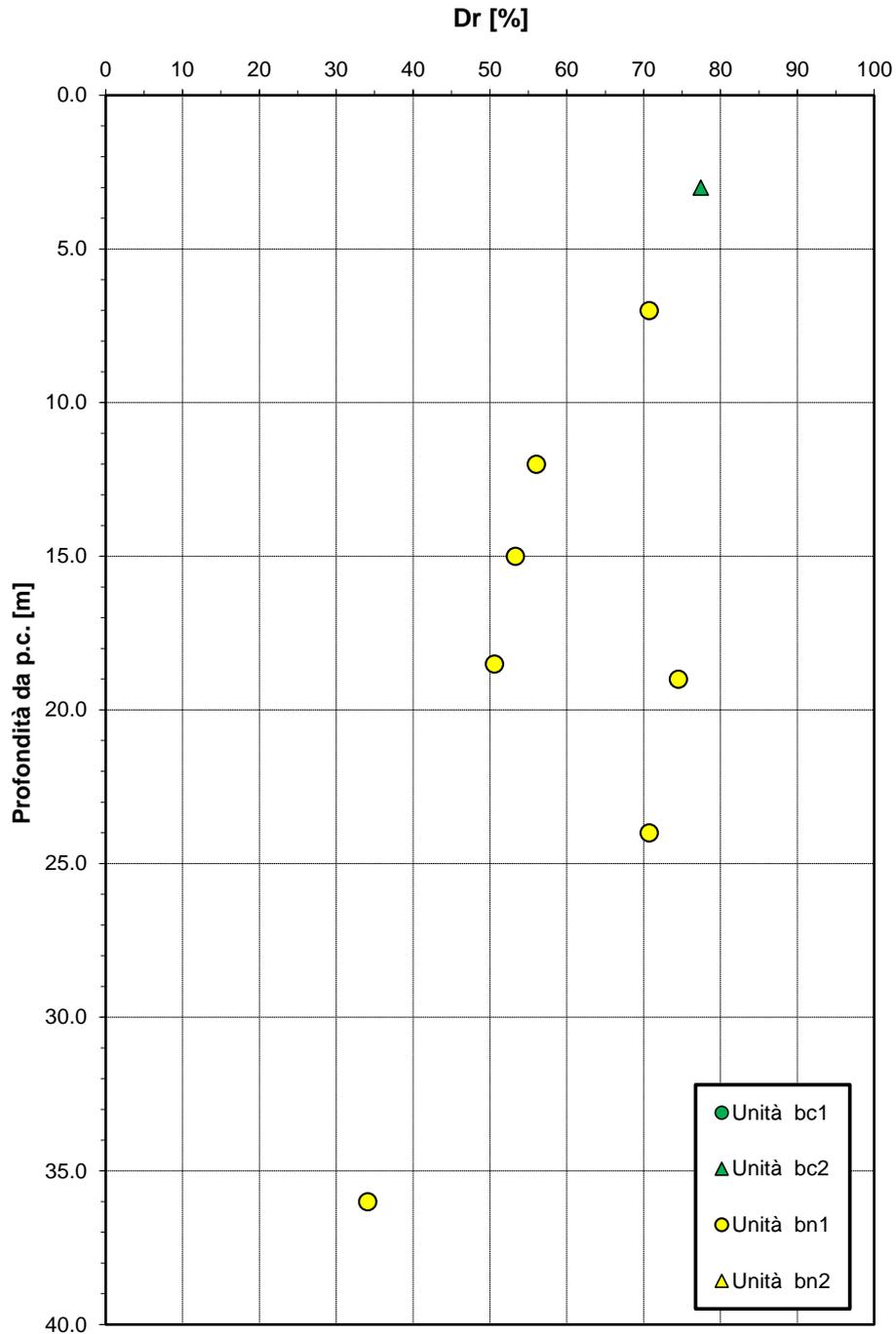


Fig. 97 – Densità relativa da prove SPT

Angolo di resistenza al taglio da prove SPT

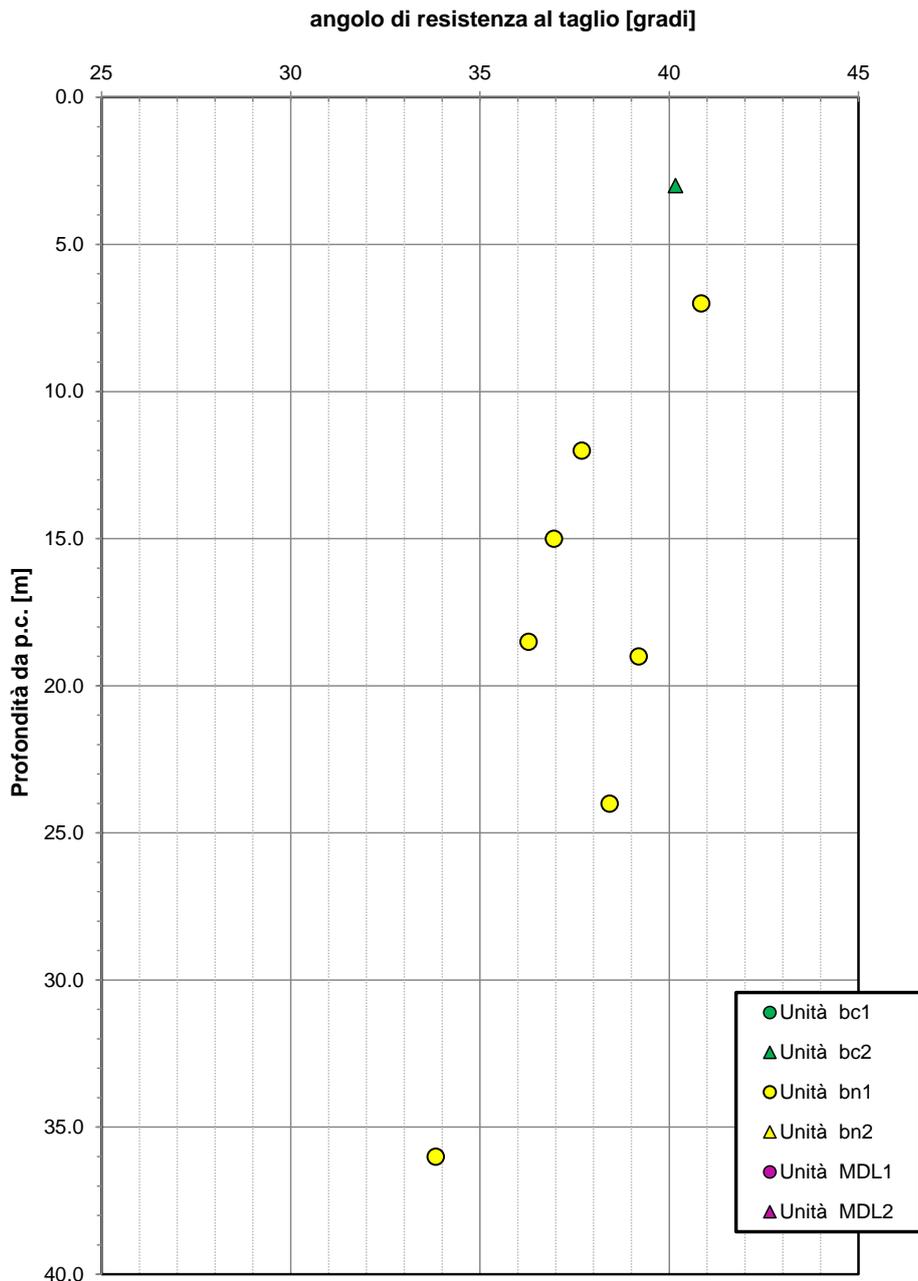


Fig. 98 – Angolo di resistenza al taglio da prove SPT

Velocità delle onde di taglio da prove SPT e sismiche

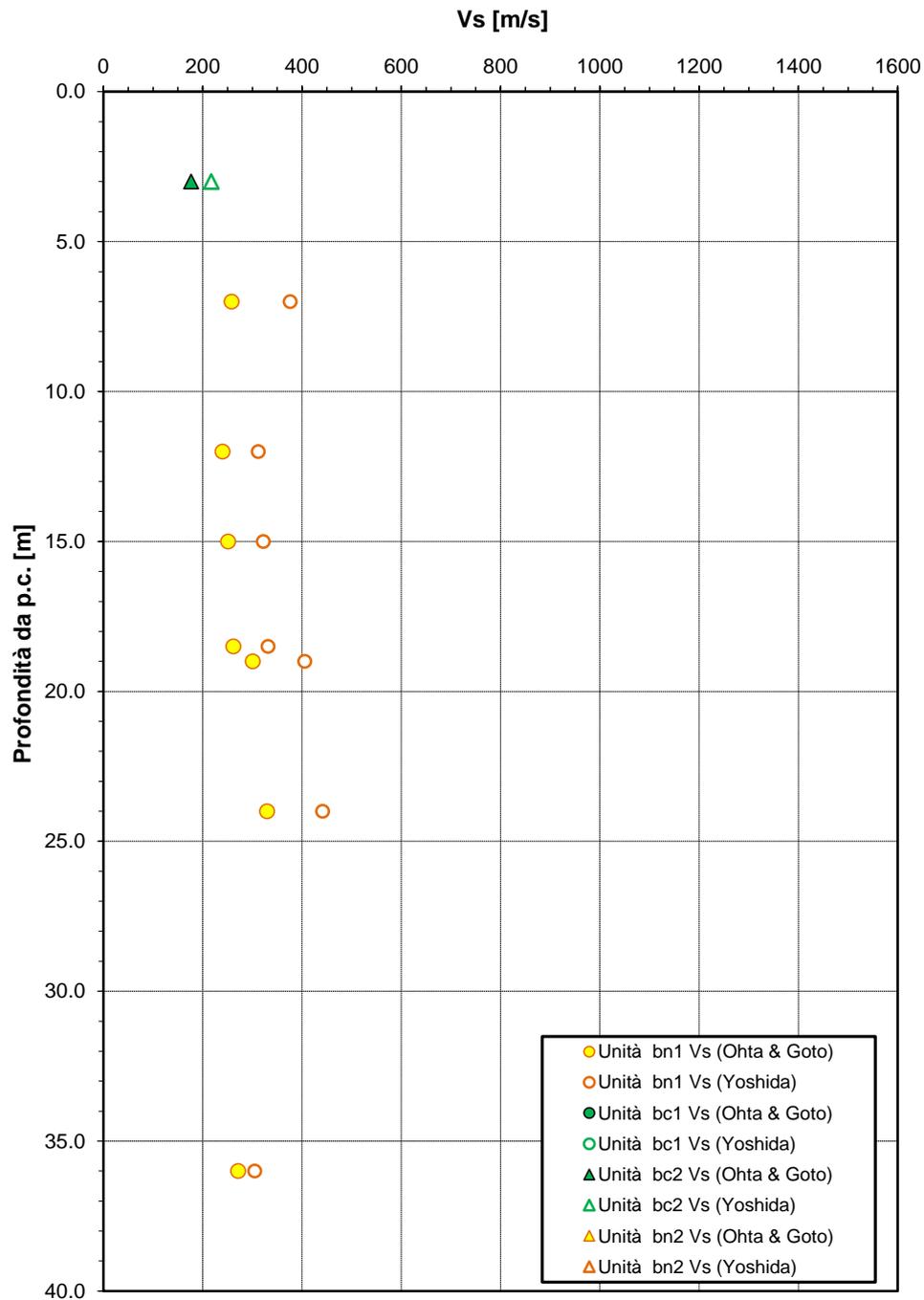


Fig. 99 – Velocità delle onde di taglio Vs da prove SPT

Modulo di deformazione a taglio iniziale da prove SPT e sismiche

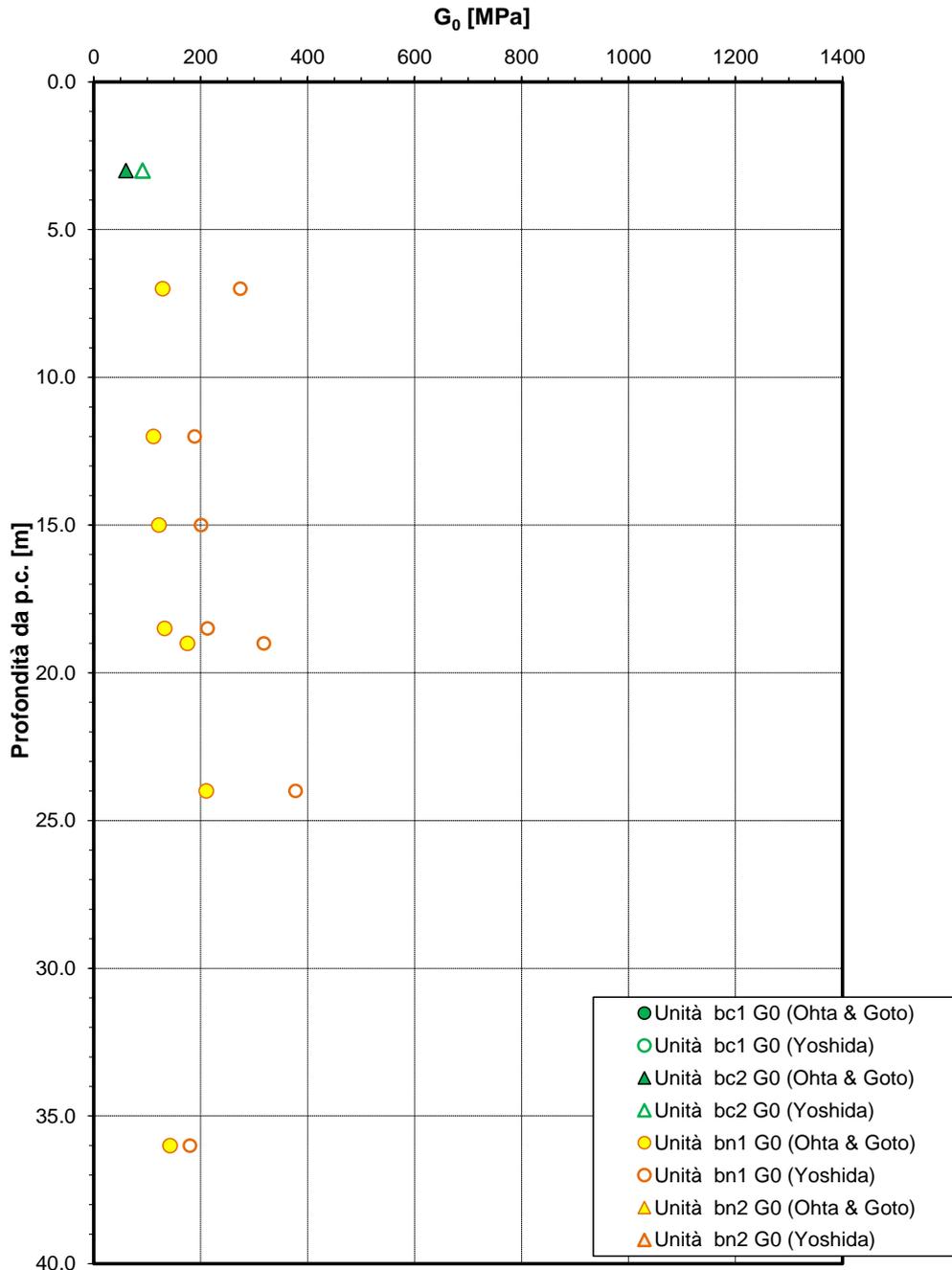


Fig. 100 – Modulo di deformazione a taglio iniziale G_0 da prove SPT

Modulo di deformazione elastico iniziale da prove SPT e sismiche

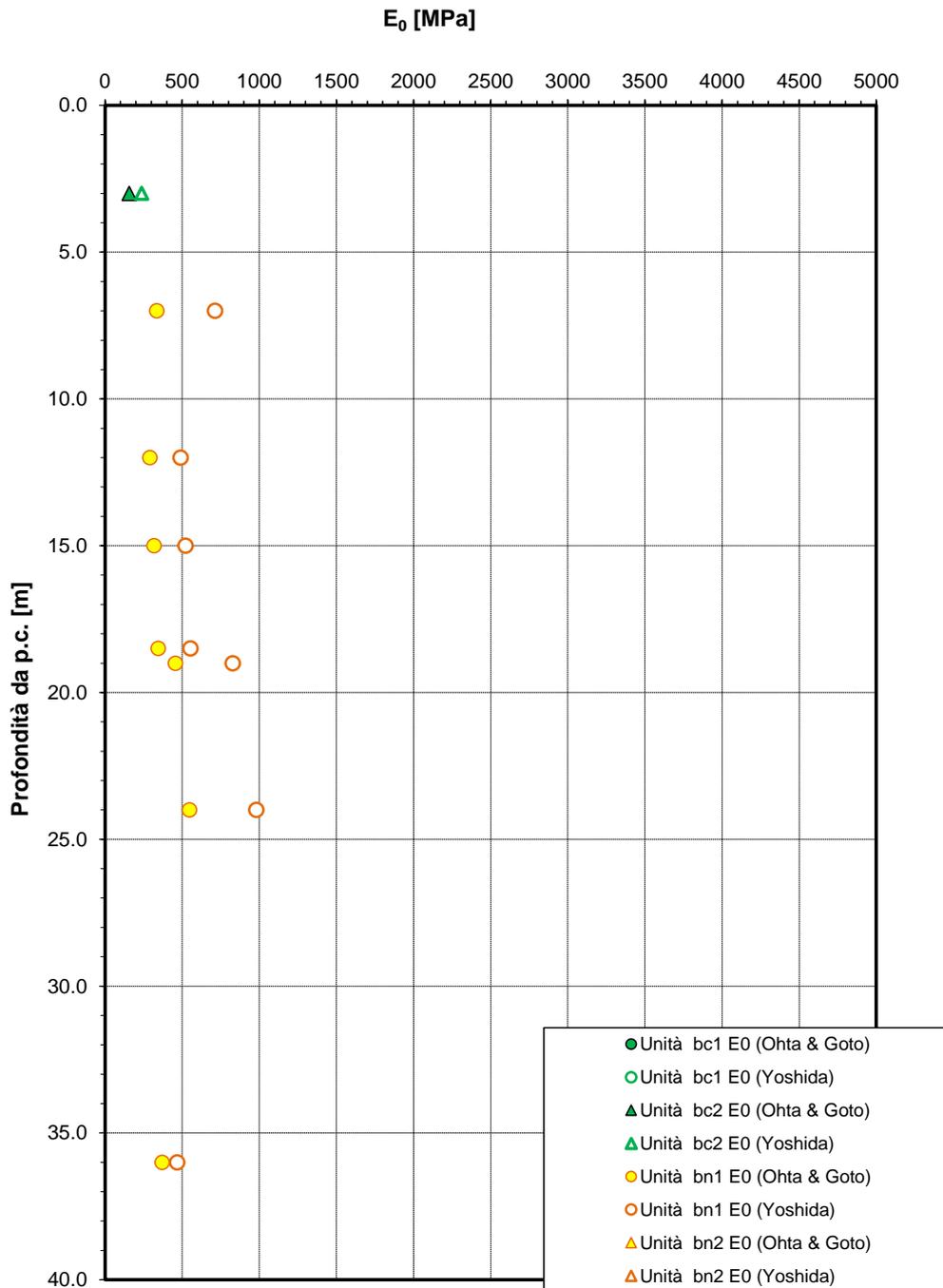


Fig. 101 - Modulo di deformazione elastico iniziale E_0 da prove SPT

Andamento della resistenza al taglio non drenata

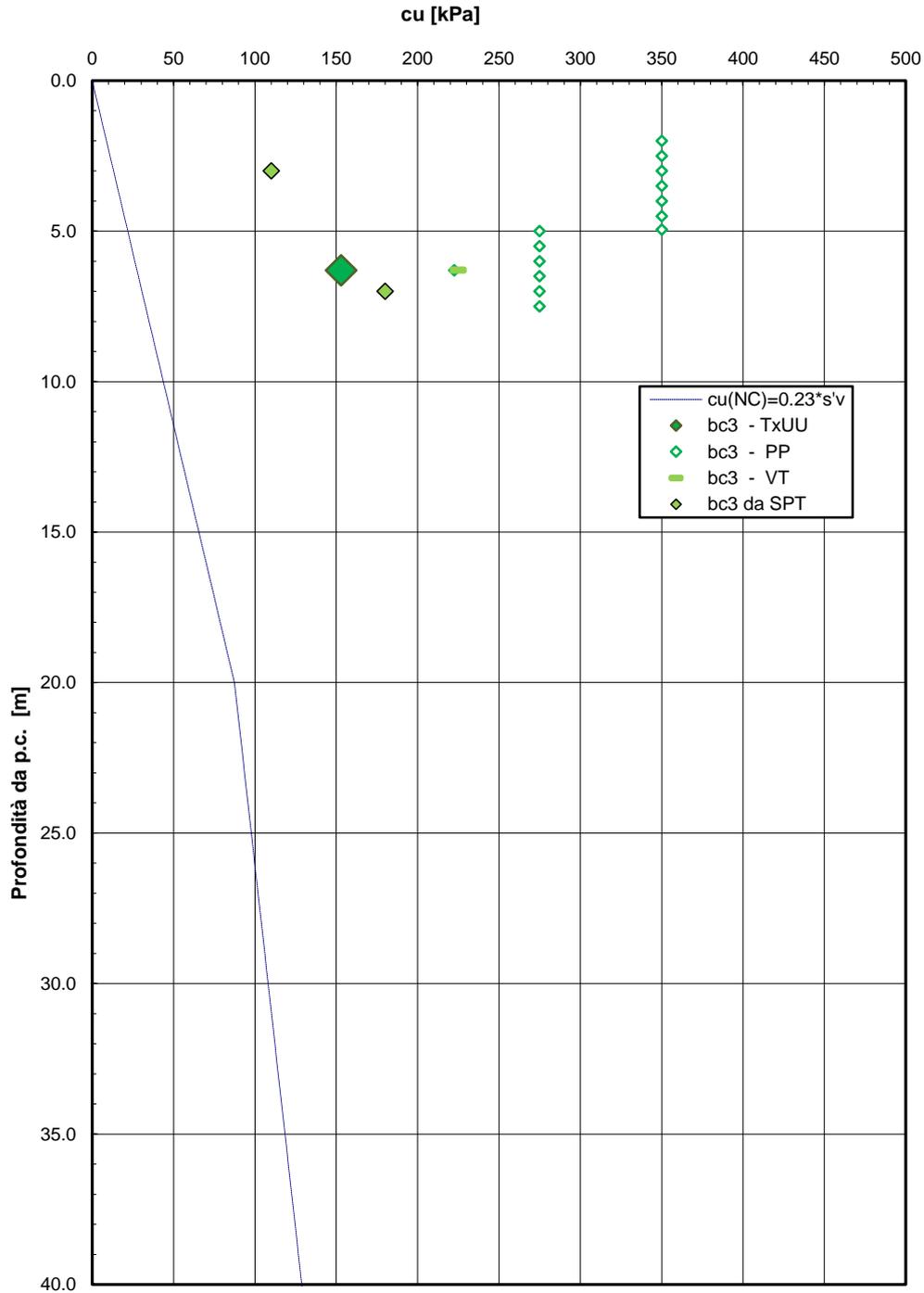


Fig. 102 – Resistenza al taglio non drenata

Andamento della coesione e dell'angolo di resistenza al taglio

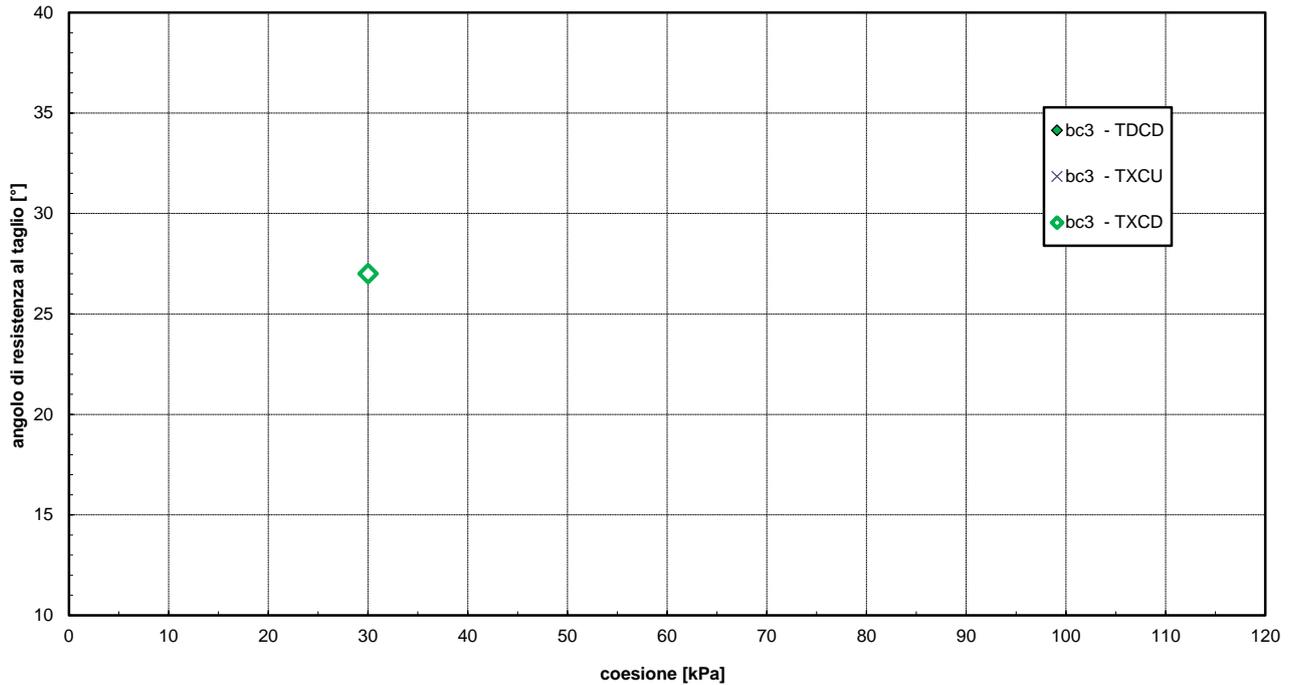


Fig. 103 – Angolo di resistenza al taglio e coesione drenata

8. METODOLOGIE DI CALCOLO CAPACITÀ PORTANTE PALI

Nel presente paragrafo si riportano le metodologie di calcolo della capacità portante per i pali trivellati di grande diametro previsti per le opere d'arte maggiori del presente progetto.

8.1 Analisi agli stati limite

Le verifiche di capacità portante dei pali vengono svolte secondo la metodologia degli stati limite ultimi, in accordo alla normativa vigente (DM 14/01/2008. "Norme tecniche per le costruzioni"). La verifica della capacità portante dei pali è soddisfatta se:

$$F_{cd} < R_{cd}$$

essendo

$$R_{cd} = R_k / \gamma_R$$

dove:

F_{cd} = carico assiale di compressione di progetto;

R_{cd} = capacità portante di progetto nei confronti dei carichi assiali;

R_k = valore caratteristico della capacità portante limite del palo.

In particolare le verifiche di capacità portante dei pali agli stati limite ultimi (SLU) vengono condotte con riferimento ad almeno uno dei due approcci:

Approccio 1:

Combinazione 1: A1 + M1 + R1

Combinazione 2 : A2 + M1 + R2

Approccio 2:

Combinazione 1: A1 + M1 + R3

tenendo conto dei coefficienti parziali di riferimento normativo.

La resistenza di progetto a compressione $R_{c,d}$ è calcolata applicando al valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ i coefficienti parziali γ_R riportati in tabella seguente , relativi alla condizione di pali trivellati. Il valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ a compressione è ottenuto applicando i fattori di

correlazione ξ_3 e ξ_4 (vedasi tabella seguente) alle resistenze di calcolo R_{cal} ; tali fattori sono funzione del numero di verticali d'indagine rappresentative.

Per il progetto in esame si considera un coefficiente ξ_3 in funzione del numero di verticali di indagine effettivamente eseguite per ciascuna singola opera (viadotto, ponte, cavalcaferrovia).

In condizioni sismiche le verifiche di capacità portante dei pali agli stati limite ultimi (SLU) vanno condotte con riferimento all'Approccio 2 (A1+M1+R3), tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nella successiva tabella e ponendo i coefficienti parziali sulle azioni tutti pari all'unità.

Tab. 36 – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	γ_t	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

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

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

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

Tab. 37 – Fattori di correlazione ξ 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

8.2 Metodologia di calcolo

La portata di progetto di un palo trivellato (eseguito con completa asportazione del terreno) (o setti di diaframma) "Qd" può essere espressa dalla seguente relazione:

$$Q_d = Q_{II} / FSL + Q_{BI} / FSB - W'p$$

Dove:

Q_{ll} = portata laterale limite,

Q_{bl} = portata di base limite,

$W'p$ = peso efficace del palo o del setto (al netto del peso del terreno asportato),

FSL = fattore di sicurezza per la portata laterale ($=\xi_3 \cdot \gamma_s$).

FSB = fattore di sicurezza per la portata di base ($=\xi_3 \cdot \gamma_b$).

Portata laterale

La portata laterale limite viene valutata con la seguente relazione:

$$Q_{ll} = \pi \cdot D \cdot \sum_i (\tau_i \cdot h_i)$$

dove:

D = diametro palo,

τ_i = tensione di adesione laterale limite nello strato i-esimo,

h_i = altezza dello strato i-esimo.

Depositi incoerenti

La tensione tangenziale ultima lungo il fusto del palo, in accordo a Burland [1973], può essere valutata in termini di tensioni efficaci, Reese & O'Neill [1988], Chen & Kulhawy [1994], O'Neill & Hassan [1994], può essere valutata con riferimento alla seguente espressione:

$$\tau_i = \beta \cdot \sigma'v \leq \tau_{l,max}$$

dove:

$\sigma'v$ = tensione verticale efficace litostatica,

β = coefficiente empirico valutato come $\beta = k \cdot \tan \varphi'$,

k = coefficiente di pressione laterale = 0.6 (compressione); k = 0.5 (trazione);

φ' = angolo di resistenza al taglio.

$\tau_{l,max}$ = 150 kPa, valore massimo dell'adesione laterale limite palo-terreno.

Depositi coesivi

La tensione tangenziale per i terreni coesivi viene valutata con la seguente espressione:

$$\tau_i = \alpha \cdot c_u \leq \tau_{i,max}$$

dove:

c_u = resistenza al taglio in condizioni non drenate

α = coefficiente empirico valutato da AGI dicembre 1984,:

$$c_u \leq 25 \text{ kPa} \quad \alpha = 0.90$$

$$25 < c_u < 50 \quad \alpha = 0.80$$

$$50 < c_u < 75 \quad \alpha = 0.60$$

$$c_u \geq 75 \quad \alpha = 0.40$$

$\tau_{i,max} = 100 \text{ kPa}$ per i depositi coesivi alluvionali.

Inoltre per i depositi coesivi si considera:

$$\tau_i \geq 0.23 \cdot \sigma'_v \text{ (AGI dicembre 1984).}$$

Dove σ'_v = tensione verticale efficace litostatica.

Portata di base

Per la valutazione della portata di base limite sono state utilizzate le seguenti relazioni:

$$Q_{bl} = A_p \cdot q_{bl}$$

dove:

A_p = area della base del palo,

q_{bl} = portata limite specifica di base.

Depositi incoerenti

Nei terreni incoerenti, la pressione di base del palo associabile a cedimenti pari al 10% del diametro del palo, viene valutata con la relazione di Berezantzev:

$$q_b = N_q \cdot \sigma'_v \leq q_{b,lim}$$

essendo:

N_q = coefficiente in funzione dell'angolo di resistenza al taglio del terreno;

σ'_v = tensione verticale efficace;

q_{blim} = pressione ultima di base massima consigliabile. Nel caso in esame si è fatto riferimento a quanto indicato da Gwizdala, 1984, vedasi seguente tabella.

Tab. 38 - Valori di q_{blim} secondo Gwizdala [1984]

	q_{blim} (KPa)
GHIAIE	7500
SABBIE	5800
SABBIE LIMOSE	4300

Cautelativamente per le unità in esame si assume:

- nei depositi ghiaioso sabbiosi: unità ba1, bc1, bn1, MDL1: $N_q = 25$, $q_{umax} = 5800$ kPa.
- nei depositi sabbiosi: unità ba2, bc2, bn2, MDL2, TGC2: $N_q = 17$, $q_{umax} = 4300$ kPa.

Depositi coesivi

La portata di base limite nei terreni coesivi viene valutata con la seguente relazione:

$$q_{bl} = 9 \cdot c_u + \sigma_v$$

dove:

c_u = resistenza al taglio non drenata,

σ_v = tensione totale.

Nel caso di terreni stratificati, costituiti da alternanze di strati di limi e argille e di sabbie e ghiaie, i criteri di valutazione delle portate laterali limite rimangono analoghi a quelli descritti precedentemente. In accordo a quanto discusso in Meyerhof (1976) la portata di base negli strati sabbioso-ghiaiosi andrà abbattuta rispetto a quella caratteristica dello strato supposto omogeneo, in accordo a quanto

rappresentato nella figura seguente. In pratica nel caso di terreno stratificato, la mobilitazione dell'intera resistenza di base disponibile è subordinato alla condizione che il palo penetri nello strato portante per almeno 3 diametri; viceversa man mano che la base del palo si avvicina ad uno strato inferiore di minore resistenza, la resistenza comincia a diminuire fino ad uguagliare al confine il valore che compete alla rottura dello strato più debole.

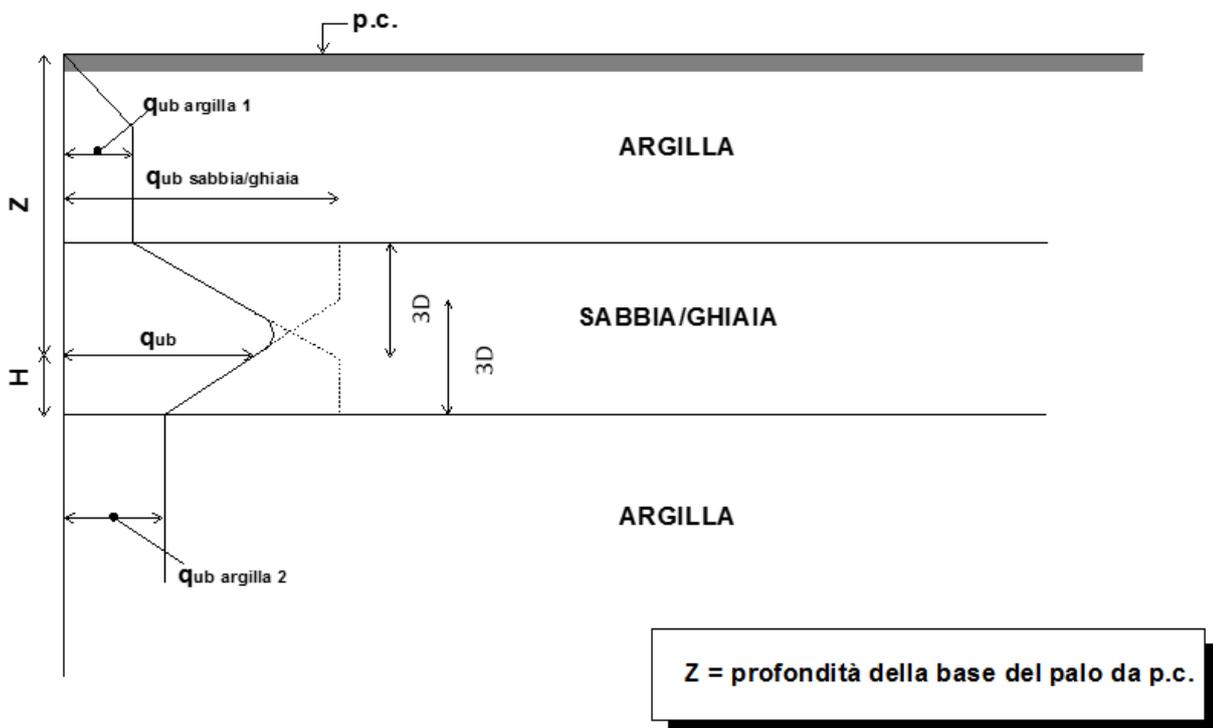


Fig. 104 – Portata limite di base in terreni stratificati (Meyerhof, 1976)

Note:

La lunghezza del palo dovrà essere almeno pari a 10 volte il diametro del palo (D).

Il carico di progetto sul palo dovrà essere compatibile con le caratteristiche resistenti della sezione del palo.

Si verificherà inoltre che la risposta del palo in esercizio sia di tipo “elastico”; verificando un adeguato coefficiente di sicurezza sulla portata ultima per attrito laterale:

- $N_{\max, SLE} < Q_{II} / 1.25$ la massima sollecitazione assiale allo SLE RARA dovrà essere inferiore alla portata laterale limite del palo (Q_{II} , riportata nelle seguenti tabelle) con un fattore di sicurezza di 1.25.

8.2.1 Determinazione della resistenza di progetto a trazione

La portata a trazione di progetto di un palo trivellato (eseguito con completa asportazione del terreno) “ Q_d ” può essere espressa dalla seguente relazione:

$$Q_d = Q_{LL} / F_{SL} + W'_P$$

dove:

Q_{LL} = portata laterale limite (da determinarsi in conformità a quanto già descritto nel precedente paragrafo),

W'_P = peso efficace del palo (alleggerito se sotto falda),

F_{SL} = fattore di sicurezza per la portata laterale ($= \gamma_{st} \cdot \xi_3$).

8.3 Carico limite verticale di una palificata

Per la valutazione del carico limite verticale di una palificata si devono valutare due diversi meccanismi di rottura:

- Rottura dei singoli pali: $R_{d,G,1} = N \cdot R_{d, \text{singolo palo}}$
- Rottura del blocco (in particolare per terreni coesivi): $R_{d,G,2} = R_{d, \text{base blocco}} + R_{d, \text{laterale blocco}}$

La resistenza a carico verticale della palificata è data dal valore minimo delle resistenze valutate per i due meccanismi di rottura elencati: $R_{d, \text{gruppo}} = \min (R_{d,G,1} ; R_{d,G,2})$.

Per la valutazione del carico limite verticale di un gruppo di pali si può ricorrere al coefficiente di efficienza η (Azizi, 2000; Fleming et al. 1992;2009) e quindi $R_{d,G,1} = \eta \cdot N \cdot R_{d, \text{singolo palo}}$.

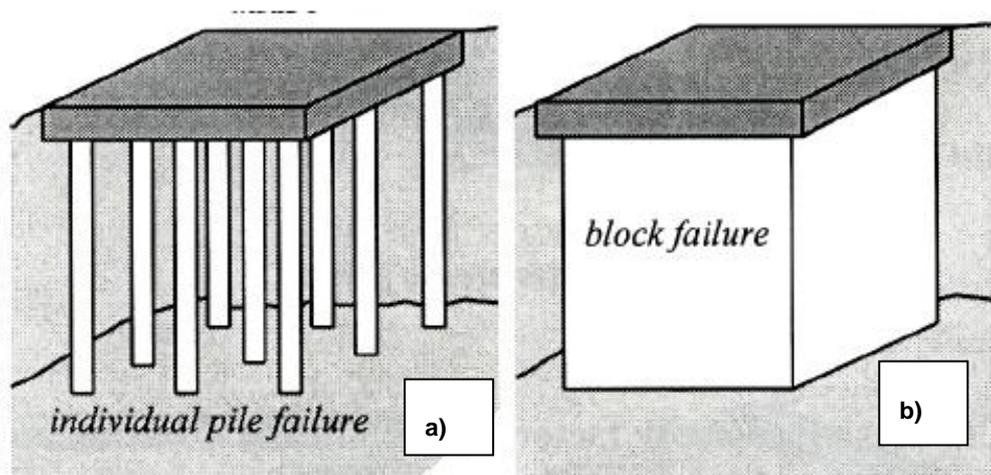


Fig. 105. Carico limite verticale del gruppo di pali

9. VERIFICA A CARICO LIMITE ORIZZONTALE DEI PALI

9.1 Verifica a carico limite orizzontale - Broms

Per la verifica del carico limite orizzontale con la teoria di Broms si considerano pali con rotazione in testa impedita.

Le equazioni con cui si determina il carico limite a forze orizzontali dei pali sono definite di seguito al variare del tipo di meccanismo considerato.

In terreni coesivi si ha:

Palo corto:
$$H = 9c_u d^2 \left(\frac{L}{d} - 1.5 \right)$$

Palo intermedio:
$$H = -9c_u d^2 \left(\frac{L}{d} + 1.5 \right) + 9c_u d^2 \sqrt{2 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{4}{9} \frac{M_y}{c_u d^3} + 4.5}$$

Palo lungo:
$$H = -13.5c_u d^2 + c_u d^2 \sqrt{182.25 + 36 \frac{M_y}{c_u d^3}}$$

dove :

H = carico limite orizzontale del palo;

**RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE DELLE
OPERE DI LINEA ALL'APERTO – SUB LOTTO 3**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0F	32 D 11	RB	GE0001 001	A	214 di 238

cu = resistenza non drenata del terreno;

My = momento di plasticizzazione del palo;

L = lunghezza del palo;

d = diametro del palo.

In terreni incoerenti si ha (vedasi figura seguente):

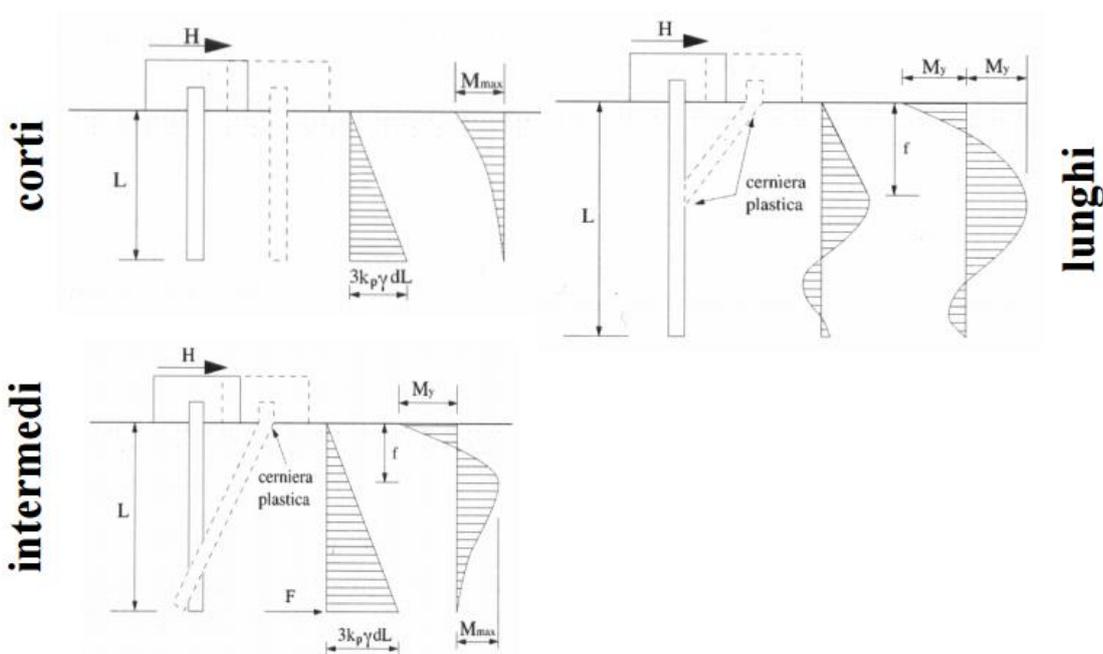
Palo corto:
$$H = 1.5k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d}\right)^2$$

Palo intermedio:
$$H = \frac{1}{2}k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d}\right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

Palo lungo:
$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{\left(3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4}\right)^2}$$

Dove, oltre ai termini già definiti,

kp = coefficiente di spinta passiva.



Il valore di H dovrà essere confrontato con il massimo valore del taglio agente sul palo al variare delle combinazioni (V_{pd}); il valore determinato con la teoria di Broms dovrà essere ridotto secondo quanto prevede la normativa vigente.

$$H \lim = \frac{H}{\xi \cdot \gamma_T} \geq V_{pd}$$

dove:

H = valore limite in funzione del meccanismo attivato;

ξ = fattore di correlazione in funzione delle verticali indagate;

γ_T = fattore di resistenza laterale secondo la tabella di seguito riportata.

Coefficiente parziale γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali

Resistenze Caratteristiche (R)	R1	R2	R3
Resistenza laterale:	1.00	1.60	1.30

9.1.1 Verifica a carico limite orizzontale in terreni potenzialmente liquefacibili

Per la verifica del carico limite orizzontale per i pali di fondazione situati nelle zone dove è stata riscontrata la presenza di lenti sabbiose potenzialmente liquefacibili, la teoria di Broms resta applicabile, ma non sono più utilizzabili le soluzioni semplificate (sopra riportate) disponibili in forma chiusa e/o con abachi adimensionali. Quindi per questi casi, è stata eseguita una apposita verifica con programma FEM non lineare, considerando nello spessore di terreno liquefacibile una pressione orizzontale limite nulla e negli altri strati di terreno curve P-Y non lineari, definibili lungo il fusto del palo e resistenze variabili. Nel caso di terreni potenzialmente liquefacibili, trattandosi di terreni incoerenti, la pressione orizzontale limite viene valutata: $P = 3 \cdot k_p \cdot \sigma'v$; la legge P-Y di mobilitazione non lineare, di tipo iperbolico, meglio descrive il comportamento dei terreni in esame. Il palo, in testa è stato vincolato alla rotazione ($\varphi=0$ rotazione impedita) ed è stato applicato un carico orizzontale (H) via via incrementato, mobilitando man mano la resistenza laterale disponibile fino a raggiungere il momento di prima plasticizzazione della sezione lungo il palo.

Tale analisi è riportata nella relazione geotecnica sulla liquefazione.

10. FONDAZIONI DIRETTE

Nel presente capitolo sono riportate le metodologie di calcolo delle fondazioni dirette utilizzate per il dimensionamento delle fondazioni delle opere d'arte, valutate in accordo a quanto previsto dalla normativa vigente. Le verifiche delle fondazioni sono riportate nelle relazioni di calcolo di ciascuna opera.

10.1 Analisi agli stati limite

Il dimensionamento e la verifica delle fondazioni dirette sarà eseguito in accordo a quanto previsto dalla normativa vigente.

In particolare le verifiche geotecniche sono state eseguite considerando lo SLV (Stato Limite Salvaguardia Vita) introducendo i coefficienti parziali alle resistenze e/o alle azioni, previsti da normativa.

Le verifiche allo stato limite ultimo verranno condotte con riferimento all'Approccio 2: A1+M1+R3.

In particolare per le verifiche agli stati limite ultimi (SLU) si sono considerati gli SLU di tipo geotecnico (GEO) rimandando al progettista strutturale quelle di tipo strutturale (STR):

- Collasso per carico limite dell'insieme fondazione – terreno;
- Collasso per scorrimento sul piano di posa.

La verifica di stabilità globale deve essere eseguita secondo l'Approccio 1 combinazione 2 (A2+M2+R2). Nel caso in esame tale verifica non è stata qui documentata perché non dimensionante.

Per ogni stato limite ultimo analizzato deve essere rispettata la condizione:

$$Ed \leq Rd$$

dove Ed è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione e Rd il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

I coefficienti parziali di sicurezza utilizzati per i parametri geotecnici, per le azioni e per le verifiche sono riassunti nelle tabelle seguenti.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ITINERARIO NAPOLI-BARI. RADDOPPIO TRATTA CANCELLO – BENEVENTO. II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO. 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO - TELESE.					
	RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE DELLE OPERE DI LINEA ALL'APERTO – SUB LOTTO 3	COMMESSA IF0F	LOTTO 32 D 11	CODIFICA RB	DOCUMENTO GE0001 001	REV. A

Tab. 39 – Coeff. parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni (tabella 6.2.I delle NTC)

		Coefficienti	EQU	A1	A2
		γ_F		STR	GEO
Carichi permanenti	Favorevoli	γ_{G1}	0.9	1.0	1.0
	Sfavorevoli		1.1	1.3	1.0
Carichi permanenti non strutturali	Favorevoli	γ_{G2}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevoli		1.5	1.5	1.3
Carichi variabili	Favorevoli	γ_{Qi}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevoli		1.5	1.5	1.3

Tab. 40 – Coeff. parziali per i parametri geotecnici del terreno (tabella 6.2.II delle NTC)

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente all'angolo di resistenza al taglio	Tan $\phi'k$	$\gamma_{\phi'}$	1.0	1.25
Coesione efficace	$c'k$	$\gamma_{c'}$	1.0	1.25
Resistenza non drenata	C_{uk}	γ_{cu}	1.0	1.4
Peso dell'unità di volume	γ	$\gamma\gamma$	1.0	1.0

Tab. 41 – Coeff. parziali per le verifiche agli stati limite ultimi (tabella 6.4.I delle NTC)

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.8$	$\gamma_R = 2.3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.1$	$\gamma_R = 1.1$

10.2 Metodologia di calcolo fondazioni dirette

Il metodo di calcolo della capacità portante adottato è quello descritto in "Lancellotta - Geotecnica - Ed. Zanichelli - 1993" basato sulle indicazioni teoriche di diversi autori (Terzaghi, Meyerhof, Vesic e Brinch Hansen) che fornisce espressioni analitiche generali per la valutazione della pressione limite di rottura del terreno.

$$P_{lim} = 0.5 \gamma' t B' N_g S_g I_g G_g + c' N_c S_c I_c G_c + q'o N_q S_q I_q G_q$$

dove:

$\gamma' t$ = peso di volume efficace del terreno di fondazione;

c', ϕ' = parametri del terreno di fondazione in condizioni drenate;

B' = dimensione efficace della fondazione, funzione dell'eccentricità dei carichi;

$q'o$ = pressione efficace litostatica verticale al livello del piano di posa della fondazione;

N_g, N_c, N_q = Fattori di capacità portante funzione dell'angolo di resistenza al taglio ϕ' ;

S_g, S_c, S_q = Fattori di forma dipendenti dal rapporto fra le dimensioni dell'impronta della fondazione;

D_g, D_c, D_q = Fattori di profondità funzione del rapporto fra l'approfondimento del piano di posa e le dimensioni reali della fondazione;

I_g, I_c, I_q = Fattori di inclinazione del carico dipendenti dall'inclinazione della risultante dei carichi e dall'adesione sull'area efficace della fondazione;

G_g, G_c, G_q = Fattori di inclinazione del piano campagna;

Atri simboli, impiegati nel seguito:

B = dimensione reale della fondazione;

L = dimensione reale trasversale della fondazione rettangolare;

$A_{ef} = B' \cdot L'$ = area efficace della fondazione

D_F = profondità di posa della fondazione dal piano di campagna;

D_w = profondità della falda dal piano di campagna;

γ_n = peso di volume naturale del terreno di fondazione;

γ' = peso di volume efficace del terreno di fondazione;

α = inclinazione del piano di posa;

β = inclinazione del piano di campagna;

c_a = coesione di adesione fondazione terreno $\leq c'$

F_z = carico verticale (applicato al centro dell'impronta di fondazione);

F_x = carico orizzontale (applicato alla quota di posa della fondazione), parallelo alla direzione di B ;

F_y = carico orizzontale (applicato alla quota di posa della fondazione); parallelo alla direzione di L ;

M_X = momento flettente (nel piano parallelo alla direzione di B);

M_Y = momento flettente (nel piano parallelo alla direzione di L).

Vedasi figure esplicative seguenti.

Le dimensioni efficaci della fondazione sono valutate tramite le seguenti espressioni (Meyerhoff, 1953):

$$B' = B - 2 \cdot M_x / F_z$$

$$L' = L - 2 \cdot M_y / F_z$$

Il metodo di calcolo dei fattori di capacità portante è basato sulle indicazioni teoriche di diversi autori (Terzaghi, Meyerhof, Vesic e Brinch Hansen) che fornisce espressioni analitiche generali per la valutazione della pressione limite di rottura del terreno.

Per i fattori di capacità portante N_q e N_c si fa riferimento alle espressioni ricavate analiticamente da Prandtl (1921) e Reissner (1924). Per il fattore N_γ si fa riferimento all'espressione proposta da Caquot e Kérisel (1953):

$$N_q = \tan^2 (\pi/4 + \varphi'/2) \cdot e^{\pi \tan \varphi'}$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

Per i coefficienti di forma si adottano le seguenti espressioni:

$$s_\gamma = 1 + 0.1 \cdot (B'/L') \cdot K_p$$

$$s_c = 1 + 0.2 \cdot (B'/L') \cdot K_p$$

$$s_q = s_g$$

in cui:

$$K_p = (1 + \sin \varphi') / (1 - \sin \varphi')$$

Si assume:

$$B'/L' \leq 1.0.$$

$$s_\gamma = s_c = s_q = 1 \quad \text{per fondazione nastriforme}$$

Per tener conto dell'approfondimento del piano di posa si adottano le seguenti espressioni:

$$d_\gamma = 1$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \tan \varphi' \cdot (1 - \sin \varphi')^2 \cdot k$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \cdot \tan \varphi')$$

essendo:

$$k = (DF / B) \quad \text{per } DF / B \leq 1$$

$$k = \tan^{-1} (DF / B) \quad \text{per } DF / B > 1.$$

Per tener conto dell'inclinazione del carico si adottano le seguenti espressioni:

$$i_\gamma = [1 - FX / (FZ + Aef \cdot ca \cdot \cot \varphi')]^{m+1}$$

$$i_q = [1 - FX / (FZ + Aef \cdot ca \cdot \cot \varphi')]^m$$

**RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE DELLE
OPERE DI LINEA ALL'APERTO – SUB LOTTO 3**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0F	32 D 11	RB	GE0001 001	A	220 di 238

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \cdot \tan \varphi')$$

$$m = (2 + B'/L') / (1 + B'/L')$$

Per tener conto dell'inclinazione del piano di posa (angolo α) si adottano le seguenti espressioni:

$$bq = (1 - \alpha \cdot \tan \varphi')^2$$

$$b\gamma = bq$$

$$bc = bq - (1 - bq) / (N_c \cdot \tan \varphi')$$

Per tener conto dell'inclinazione del piano campagna (angolo β) si adottano le seguenti espressioni:

$$gq = (1 - \tan \beta)^2$$

$$g\gamma = gq$$

$$gc = gq - (1 - gq) / (N_c \cdot \tan \varphi')$$

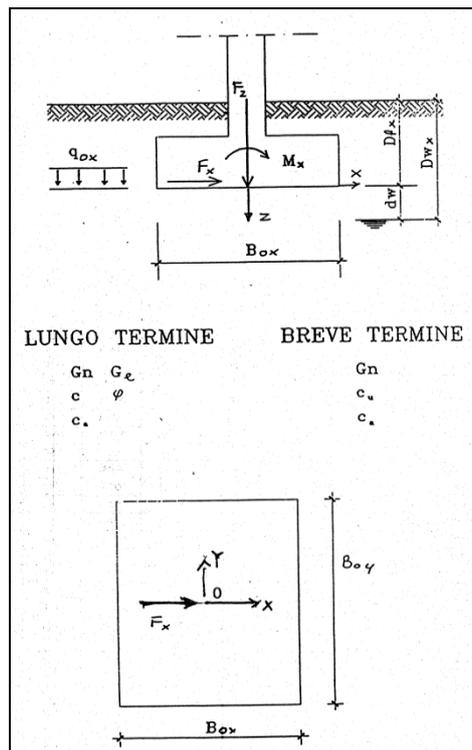


Fig. 106 – Schema per la verifica della capacità portante

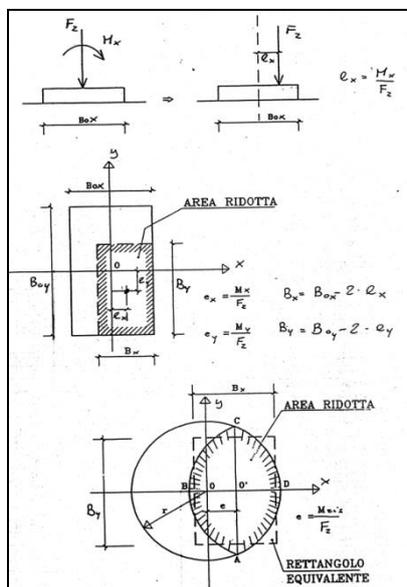


Fig. 107-. Aree di impronta ridotte in presenza di carichi eccentrici (Meyerhof, 1953)

10.2.1 Metodologia di analisi dei cedimenti

Il calcolo dei cedimenti, per terreni poggianti su terreni di elevate caratteristiche meccaniche (es substrati litoidi e semilitoidi), viene eseguito con formule dedotte dalla teoria della elasticità, considerando l'impronta rigida. Nel seguito si riportano le formule adottate, dedotte da: "Stochastic Response of Foundations" A. Pais, E. Kausel feb. 1985 – Research Report R85-6 – LNEC and INVOTAN Portugal); elaborate, con procedimento numerico approssimato, per impronte rigide su semispazi elastici.

per impronta circolare:

$$d_z = F_z / K_z \quad \text{cedimento verticale,}$$

$$d_h = F_h / K_h \quad \text{cedimento orizzontale,}$$

$$r = M / K_r \quad \text{rotazione;}$$

$$K_z = 4 G R / (1-\nu) \cdot [1 + 0.54 Df/R] .$$

$$K_h = 8 G R / (2-\nu) \cdot [1 + 0.54 Df/R] .$$

$$K_r = 8 G R^3 / [3 (2-\nu)] \cdot [1 + 2.3 Df/R + 0.55 (Df/R)^3]$$

dove:

G = modulo di deformazione di taglio = $E / [2 (1+\nu)]$,
E = modulo elastico: operativo, per il livello di deformazione atteso,
ν = coefficiente di Poisson,
R = raggio dell'impronta circolare,

Df = immorsamento della fondazione nel substrato.

per impronta rettangolare (vedasi figura seguente):

$$d_z = F_z / K_z \quad \text{cedimento verticale,}$$

$$d_x = F_x / K_x; \quad d_y = F_y / K_y \quad \text{cedimenti orizzontali,}$$

$$r_x = M_x / K_{rx}; \quad r_{xy} = M_{xy} / K_{ry} \quad \text{rotazioni;}$$

$$K_z = G B / (1-\nu) \cdot [3.1 L/B^{0.75} + 1.6] \cdot [1 + (0.25 + 0.25 / (L/B)) \cdot (Df/B)^{0.8}]$$

$$d_h = [1 + (0.33 + 1.34 / (1+L/B)) \cdot (Df/B)^{0.8}]$$

$$K_x = G B / (2-\nu) \cdot [6.8 L/B^{0.65} + 2.4] \cdot d_h$$

$$K_y = G B / (2-\nu) \cdot [6.8 L/B^{0.65} + 2.4 + 0.8 (L/B - 1)] \cdot d_h$$

$$K_{rx} = G B^3 / (1-\nu) \cdot [3.2 L/B + 0.8] \cdot [1 + Df/B + 1.6 / (0.35 + L/B) (Df/B)^2]$$

$$K_{ry} = G B^3 / (1-\nu) \cdot [3.73 (L/B)^{2.4} + 0.27] \cdot [1 + Df/B + 1.6 / (0.35 + (L/B)^4) (Df/B)^2]$$

dove, per i simboli non ancora definiti:

$$L = B_x / 2 \quad \text{semilato maggiore}$$

$$B = B_y / 2 \quad \text{semilato minore.}$$

Per aree di impronta parzializzate (parzialmente distaccate) si considerano aree equivalenti a quelle effettivamente reagenti.

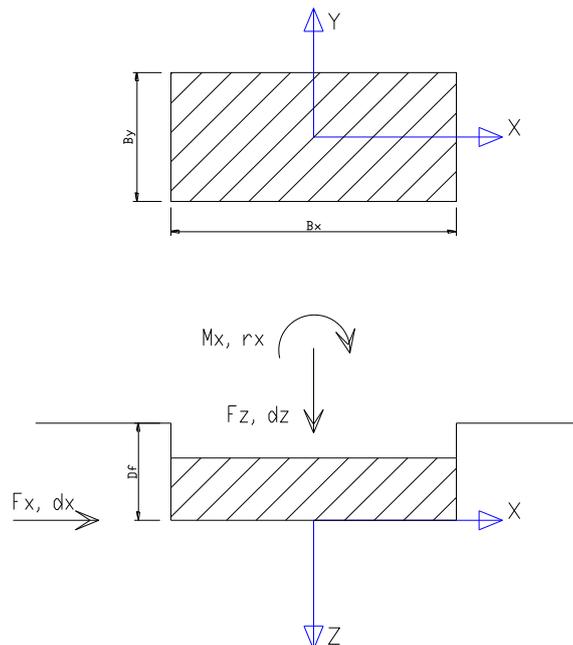


Fig. 108 –schema

Lo spessore della zona compressibile (H_c) verrà valutato sulla base delle seguenti considerazioni: il valore di H_c dipende principalmente dalle dimensioni e dalla forma della fondazione, dal reale profilo del modulo di Young con la profondità e dal livello di mobilitazione di resistenza al taglio indotto dall'applicazione dei carichi.

In questa sede, nel calcolo dei cedimenti, verrà ipotizzato dal lato della sicurezza quanto segue:

- Fondazioni quadrate o circolari $\Rightarrow H_c = 2.0 \cdot B$
- Fondazioni nastriformi ($L/B > 10$) $\Rightarrow H_c = 3.5 \cdot B$
- Fondazioni rettangolari ($L/B < 10$) $\Rightarrow H_c$ variabile linearmente tra $2.0 \cdot B$ e $3.5 \cdot B$.

Dove B è la dimensione minore della fondazione ed L è la dimensione maggiore.

La stima dei cedimenti verrà svolta considerando nell'ambito dello spessore compressibile H_c , il valore del modulo elastico di deformazione "operativo" (E'_{op}), valutato a partire del modulo elastico a piccole deformazioni (E_0) che deriva dalla caratterizzazione geotecnica, fatta sulla base delle indagini eseguite. In particolare per il calcolo dei cedimenti delle fondazioni dirette si assumerà $E'_{op} = E_0 / (5 \div 10)$.

La valutazione delle deformazioni massime della fondazione diretta su terreno consolidato verrà eseguita allo stesso modo considerando nello spessore di terreno consolidato un modulo di deformazione equivalente (E'_{eq}), valutato attraverso la seguente relazione:

$$E'_{eq} = E' + E_c \cdot A_c / A_i$$

dove:

E_{op}' = modulo del terreno naturale

E_c = modulo della colonna jet grouting e / o del palo

A_c = area della colonna jet grouting e / o del palo

A_i = area di influenza della colonna jet grouting e/ o del palo $\cong A_{plinto} / n$

n = numero colonne jet grouting e/o del palo

10.3 DETERMINAZIONE DEL COEFFICIENTE DI SOTTOFONDO ALLA WINKLER PER ANALISI STRUTTURALI

Per le analisi d'interazione struttura-terreno in direzione verticale, il coefficiente di sottofondo alla Winkler può essere determinato con la seguente relazione:

$$k_w = \frac{E}{(1 - \nu^2) \cdot B \cdot c_t}$$

dove:

E = modulo di deformazione elastico del terreno;

ν = coefficiente di Poisson = 0.3;

B = larghezza della fondazione.

c_t = fattore di forma, coefficiente adimensionale ottenuto dalla interpolazione dei valori dei coefficienti proposti dal Bowles, 1960 (vedasi tabella seguente).

Fondazione Rigida	c_t
- rettangolare con $L/B \leq 10$	$c_t = 0.853 + 0.534 \ln(L/B)$
- rettangolare con $L/B > 10$	$c_t = 2 + 0.0089 (L/B)$
dove L é il lato maggiore della fondazione.	

Sulla base della geometria della fondazione e delle condizioni geotecniche locali verrà valutato il modulo di deformazione elastico per il calcolo dei coefficienti di sottofondo.

In particolare il modulo di deformazione elastico potrà essere determinato dal modulo di deformazione elastico iniziale (E_0) come $E' = E_0 / (5 \div 10)$, dove E_0 è valutato nell'ambito dello spessore compressibile della fondazione esaminata (H_c).

Lo spessore della zona compressibile (H_c) dipende principalmente dalle dimensioni e dalla forma della fondazione, dal reale profilo del modulo di Young con la profondità e dal livello di mobilitazione di resistenza al taglio indotto dall'applicazione dei carichi. In questa sede, nel calcolo dei cedimenti, verrà ipotizzato dal lato della sicurezza quanto segue:

Fondazioni quadrate o circolari $\Rightarrow H_c = 2.0 \cdot B$

Fondazioni nastriformi ($L/B > 10$) $\Rightarrow H_c = 3.5 \cdot B$

Fondazioni rettangolari ($L/B < 10$) $\Rightarrow H_c$ variabile linearmente tra $2.0 \cdot B$ e $3.5 \cdot B$.

Si consiglia comunque di far variare il coefficiente di sottofondo alla Winkler (k_w), così determinato, entro un range significativo di valori, al fine di involuppare le condizioni strutturali peggiori.

11. PIANO DI POSA

Sulla base dei risultati delle indagini geotecniche in sito (sondaggi e pozzetti esplorativi) è stato possibile individuare lo spessore di coltre vegetale e quindi il trattamento idoneo per la formazione del piano di posa dei rilevati in progetto.

Lo spessore minimo per la formazione del rilevato ferroviario è di 0.50 m (scotico): dovrà comunque essere asportato tutto lo spessore di terreno vegetale. Qualora, raggiunto il piano di posa previsto, si rinvenisse ancora coltre vegetale o comunque terreno rammollito, non idoneo ai requisiti progettuali quale piano di posa, si dovrà provvedere a bonifica e sostituzione con materiale idoneo.

Nella seguente tabella si riassumono gli spessori di scotico+bonifica previsti per i rilevati ferroviari in progetto.

Per le trincee, il terreno in situ a fondo scavo potrà essere utilizzato come piano di posa dello strato supercompattato unicamente se risulta appartenere ai gruppi A1, A3 (con coefficiente di disuniformità maggiore di 7) o A2-4 della classificazione UNI 11531-1/2014. Esso dovrà essere costipato in modo da ottenere una densità secca non inferiore al 95% della densità massima, ottenuta per quella terra con la prova di costipamento AASHTO modificata (UNI EN 13286-2). Il modulo di deformazione non dovrà essere inferiore a 40 MPa. In ogni caso, dopo la compattazione, il terreno del piano di posa dovrà avere sulla sommità dello strato supercompattato un modulo di 80 MPa misurato con prova di carico su piastra al primo ciclo di carico nell'intervallo 0.25 MPa – 0.35 MPa.

Per le trincee in esame si osserva che in alcuni tratti il terreno presente al piano di posa è coesivo argilloso limoso (unità b2, unità bc3) e quindi sicuramente non idoneo quale piano di posa. Quindi in questi tratti si prevede bonifica mediante sostituzione dei terreni al di sotto dello strato supercompattato, per uno spessore di 0.50 m. Il materiale del rinterro dovrà essere protetto con geotessile rivoltato per un metro. Per i restanti tratti in trincea non si prevede bonifica.

Tab. 42 – Spessori scotico+bonifica - rilevati

Progressive		WBS	scotico [m]	bonifica [m]	
da	a				
16+500	16+600	TR01	-	-	
16+600	16+725	RI01	0.5	-	
16+725	16+750	TR02	-	-	
16+750	17+050	TR02	-	0.5	unità b2
17+050	17+200	TR02	-	-	
17+200	17+391	RI02	0.5	-	
17+430	17+633	RI03	0.5	-	
17+656	18+640	RI04, RI05	0.5	-	
18+657	18+800	RI06	0.5	-	
18+800	19+182	RI06	0.5	0.3	
19+182	19+398	TR03	-	-	
19+418	19+600	TR04	-	-	
19+600	19+671	TR04	-	0.5	unità b2
19+671	19+741	RI07	0.5	-	
19+775	19+837	RI08	0.5	-	
19+837	20+050	TR05	-	-	
20+050	20+474	RI09, RI10	0.5	-	
21+238.5	22+142	RI11, RI12	0.5	-	
22+164.5	22+265	RI13	0.5	-	
25+200	25+784	RI14, RI15, RI16	0.5	-	
25+813	26+306	RI17	0.5	-	
26+318	27+800	TR06, TR07, TR08, TR09	-	0.5	unità b2
27+800	28+146	RI18	0.5	-	
28+164	28+300	RI19	0.5	0.3	
28+300	28+455	RI19	0.5	-	
28+467.5	28+650	RI20	0.5	-	
28+650	28+810	TR10	-	-	
30+426	30+484	TR11	-	0.5	unità b2
30+500	31+000	RI21, VI22	0.5	0.3	
31+000	31+467	RI22, RI23	0.5	-	
31+732.5	31+917	RI24, RI25	0.5	-	
31+952	32+715	RI26, RI27, RI28	0.5	-	
32+715	32+933.7	TR12	-	-	
33+893	34+038	RI29	0.5	-	
34+107	34+173	RI30	0.5	-	
34+343	34+464	RI31, RI32	0.5	-	
34+815	34+864	RI33	0.5	-	
34+887	34+912	RI34	0.5	-	
36+900	37+275	RI35	0.5	-	
36+750	36+847	TR15	-	0.5	b2, bc3
37+305	38+100	TR16	-	0.5	bc3
38+100	38+200	RI36	0.5	0.3	
38+200	38+413	RI36	0.5	-	
38+443	38+550	RI37	0.5	-	
38+550	38+650	TR17	-	-	
38+650	38+700	RI38	0.5	-	
38+718	38+824	RI39	0.5	0.3	
38+824	39+440	TR18, TR19	-	-	
39+440	39+546	TR19	-	0.5	unità b2
39+546	39+856	RI40, RI41	0.5	-	
39+856	40+133	TR20, TR21	0.5	-	
40+133	40+482	TR21, TR22, TR23	-	-	
40+482	40+938.5	RI42	0.5	-	
41+210	41+400	RI43	0.5	-	
41+400	41+760	TR24	-	-	
42+224	42+521	RI44	0.5	-	
43+000	43+075	RI45	0.5	-	
43+075	43+134	TR25	-	0.5	unità b2
45+725	46+578	TR26, TR27	-	0.5	unità b2/SGIa

12. RIUTILIZZO DEI TERRENI DA SCAVO

Secondo la recente normativa in materia ambientale, le terre e le rocce provenienti da attività di scavo (TRS) non sono classificate come rifiuti e pertanto, a seguito di determinate verifiche condotte in seno al piano di gestione e riutilizzo delle TRS, possono essere reimpiegate quali materiali da costruzione per rilevati, trincee, riempimenti.

I requisiti fisico-meccanici dei terreni richiesti per la costruzione delle varie tipologie di opere in terra sono forniti dalla classificazione HRB-AASHTO (CNR-UNI 10006), in conformità della quale sono stati identificati alcuni campioni di terreno prelevati dalle cassette dei sondaggi/pozzetti esplorativi. In questo modo si può valutare la possibilità del reimpiego, da un punto di vista geotecnico, dei terreni appartenenti alle singole unità geotecniche quale materiale da costruzione e la destinazione più appropriata.

Nella seguente tabella e successive figure si riporta una sintesi dei risultati delle analisi di classificazione dei materiali dei campioni di laboratorio, da cui si delinea per ogni singola unità la classe prevalente ai fini di un recupero delle terre.

	NUMERO CAMPIONI - CLASSIFICAZIONE CNR UNI 10006												
	A1		A2				A3	A4	A5	A6	A7		A8
	A1-a	A1-b	A2-4	A2-5	A2-6	A2-7	A3	A4	A5	A6	A7-5	A7-6	A8
ba1	7	4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
ba2	0	1	1	0	0	0	0	1	0	1	0	0	0
ba3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2	0	1	0
bc1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
bc2	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
bc3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2	0	4	0
bn1	4	5	5	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0
bn2	0	2	1	0	0	1	0	0	0	1	0	0	0
bn3	0	0	0	0	0	0	0	1	0	2	1	3	0
MDL1	5	5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
MDL2	0	1	12	0	2	0	0	5	0	2	0	2	0
MDL3	0	0	0	0	0	0	0	5	0	16	2	22	0
TGC2	0	0	3	0	0	0	0	3	0	0	0	0	0
TGC3	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	1	0
ALVa	0	0	0	0	0	0	0	1	0	1	6	9	0
ALVb	0	0	2	0	6	1	0	1	0	1	0	4	0
ALVc	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SGIa	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	4	0
SGIb	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0

Le unità ba1, bc1, bn1, MDL1 sono generalmente costituite da terreni A1-a, A1-b, A2-4, quindi sono materiali riutilizzabili tal quali.

Le unità ba2, bc2, bn2, MDL2 sono un po' più variabili granulometricamente ed in base al contenuto di fine passano da classe A2-4 a

Le unità ba3, bc3, bn3, MDL3, TGC3 sono generalmente costituite da terreni A6, A7-6, A7-5, in sub-ordine A4 e quindi il materiale non è riutilizzabile tal quale, se non previo trattamento (ad es. a calce).

Per le formazioni di base prevalentemente pelitiche (unità ALVa, SGIa) prevale la classe A7-6, A7-5, in sub-ordine A4 e quindi il materiale non è riutilizzabile tal quale.

Per le formazioni di base in cui si alternano marne e calcari (unità ALVb) predomina la classe A2-6 e A7-6 ed in sub-ordine va da A2-4, A2-7, A4, A6.

Sull'unità SGIb si ha un solo campione: A4.

Sull'unità ALVc si ha classe A1-a, A2-4, quindi previa frantumazione il materiale è riutilizzabile.

Unità ba1
Depositi alluvionali attuali e recenti: ghiaia sabbiosa

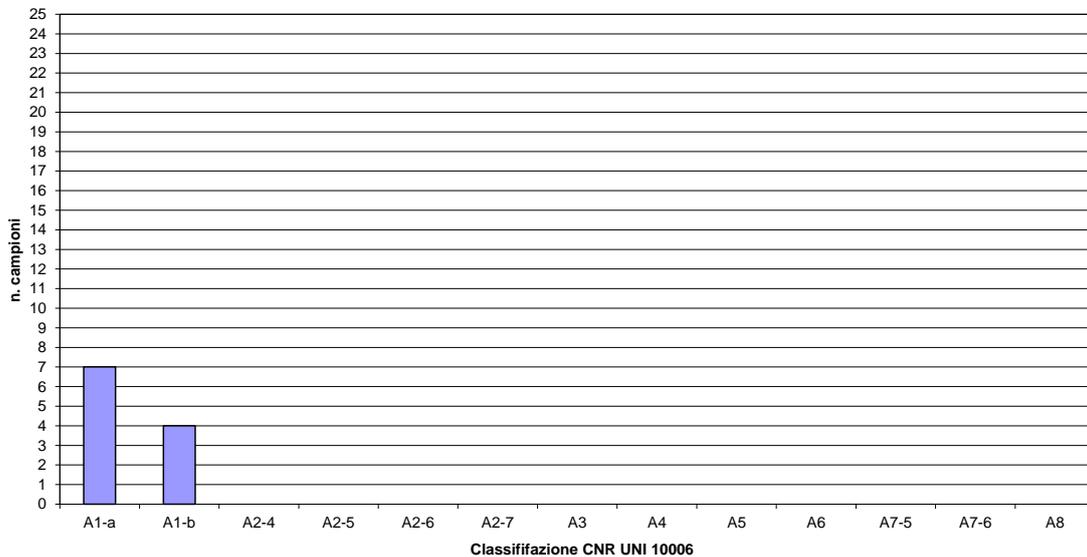


Fig. 109 – Classificazione campioni terreno unità ba1 – ghiaia sabbiosa

Unità ba2
Depositi alluvionali attuali e recenti: sabbia, sabbia limosa

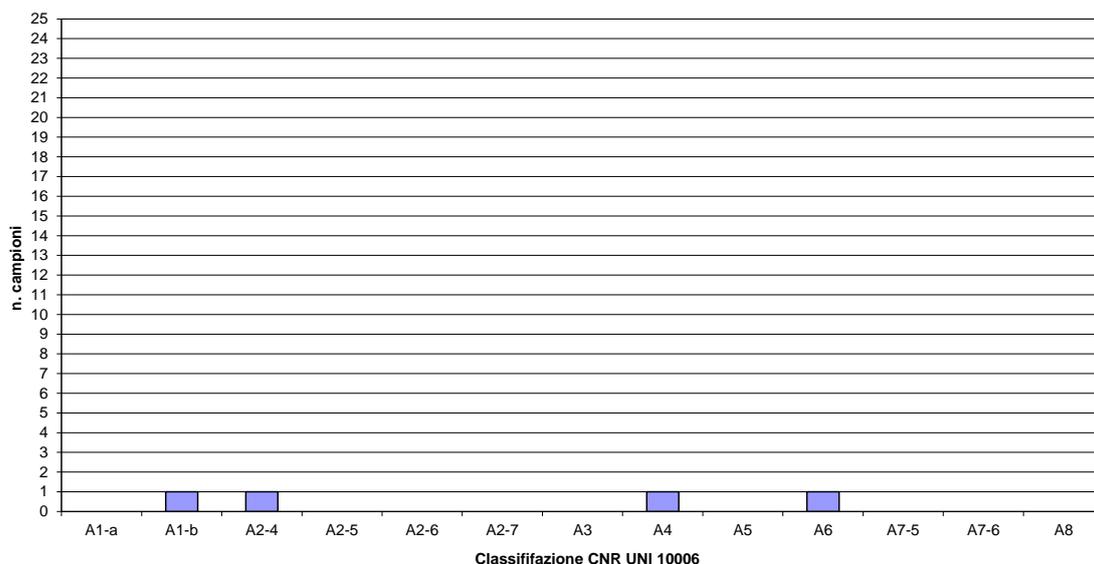


Fig. 110 – Classificazione campioni terreno unità ba2 – sabbia

Unità ba3
Depositi alluvionali attuali e recenti: argilla limosa

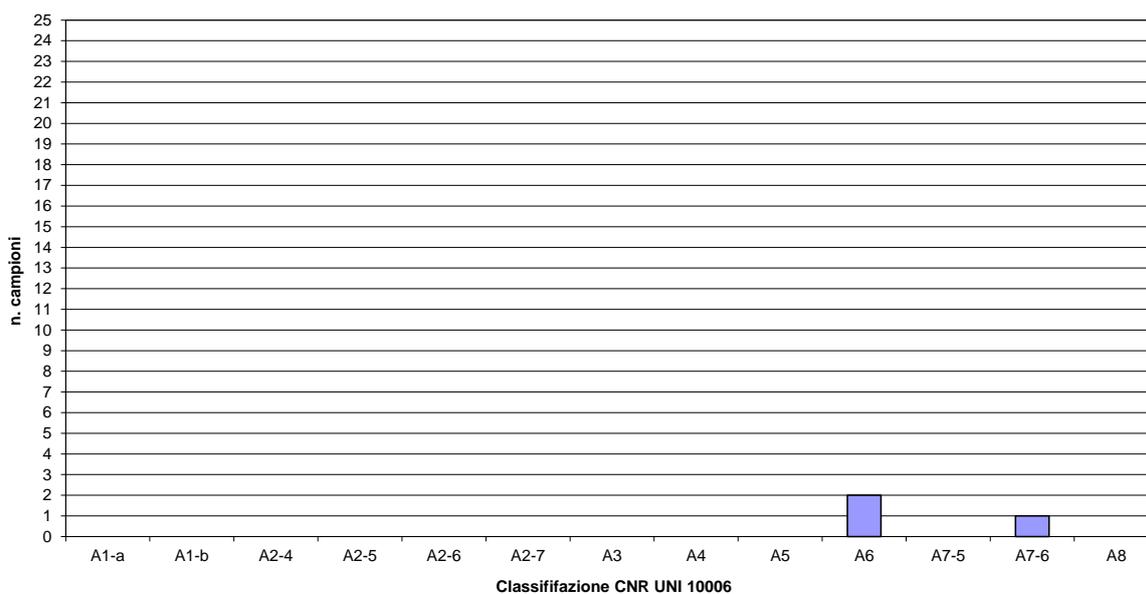


Fig. 111 – Classificazione campioni terreno unità ba3 –argilla limosa

Unità bc1
Depositi alluvionali antichi: ghiaia sabbiosa

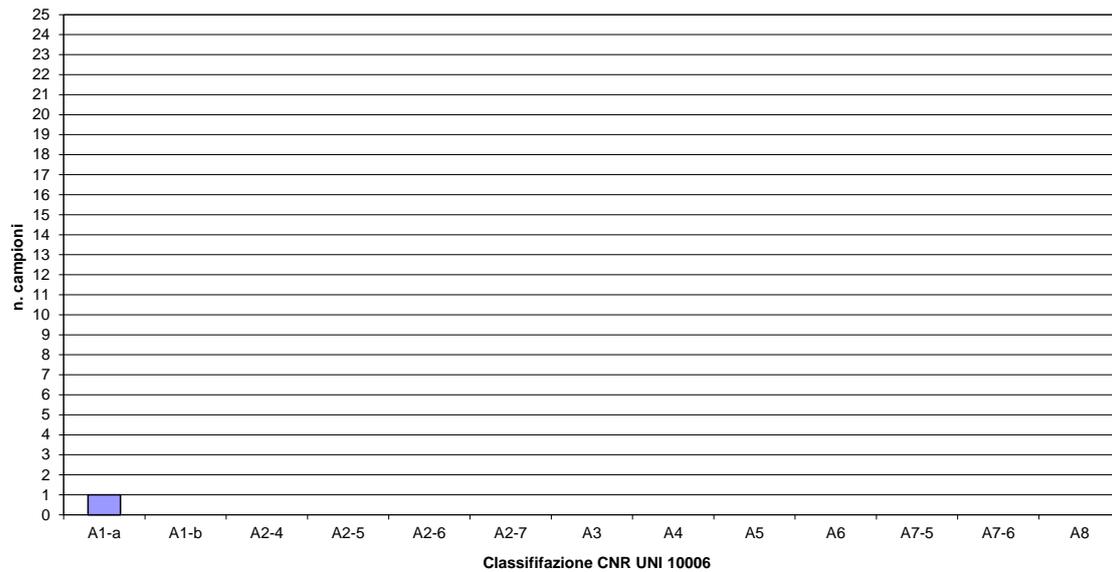


Fig. 112 – Classificazione campioni terreno unità bc1 –ghiaia sabbiosa

Unità bc2
Depositi alluvionali antichi: sabbia, sabbia limosa

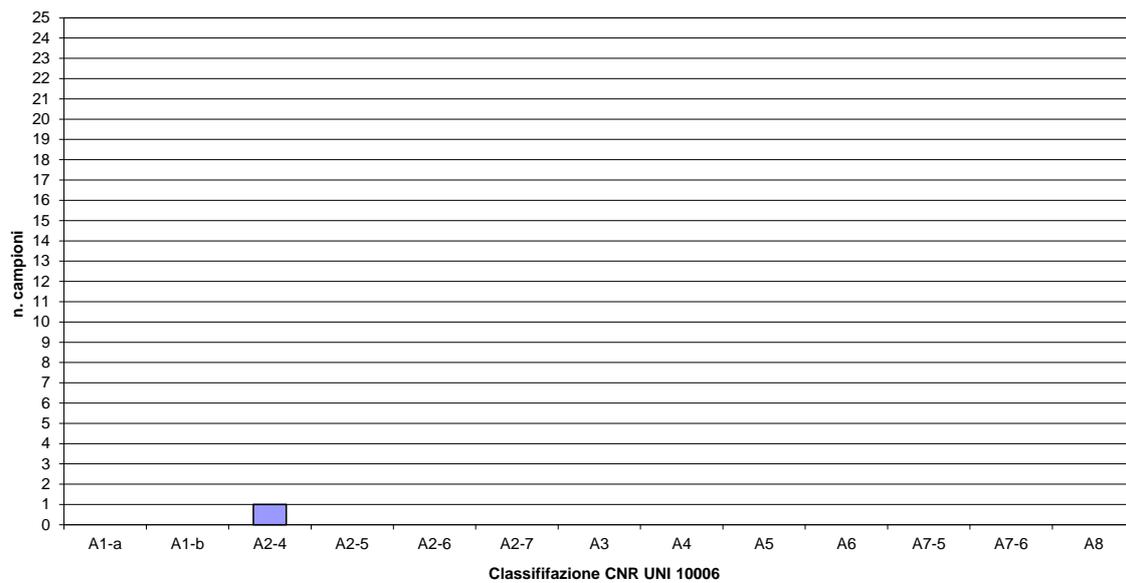


Fig. 113 – Classificazione campioni terreno unità bc2 –sabbia

Unità bc3
Depositi alluvionali antichi: argilla limosa

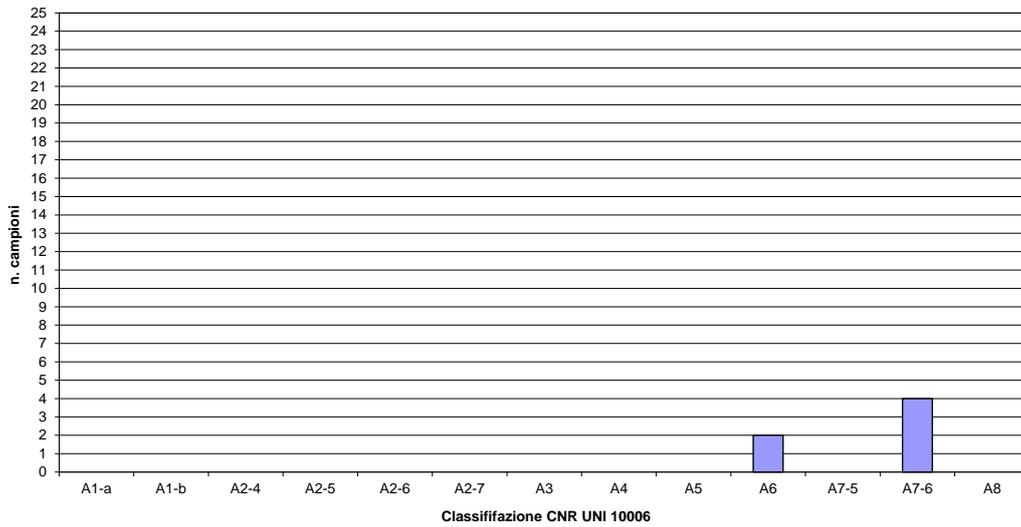


Fig. 114 – Classificazione campioni terreno unità bc3 –argilla limosa

Unità bn1
Depositi alluvionali terrazzati - ghiaia sabbiosa

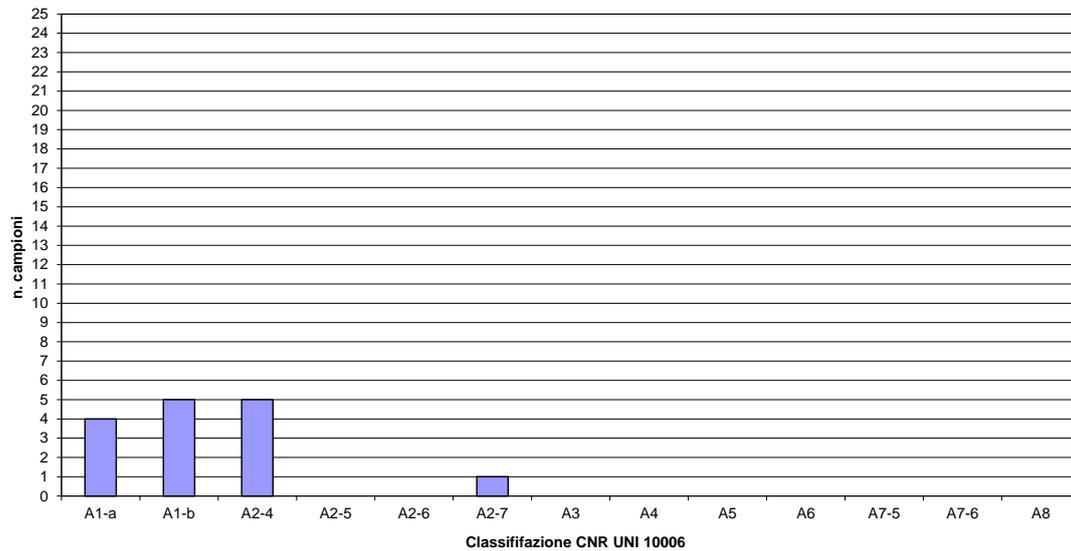


Fig. 115 – Classificazione campioni terreno unità bn1 –ghiaia sabbiosa

Unità bn2
Depositi alluvionali terrazzati - sabbia, sabbia limosa

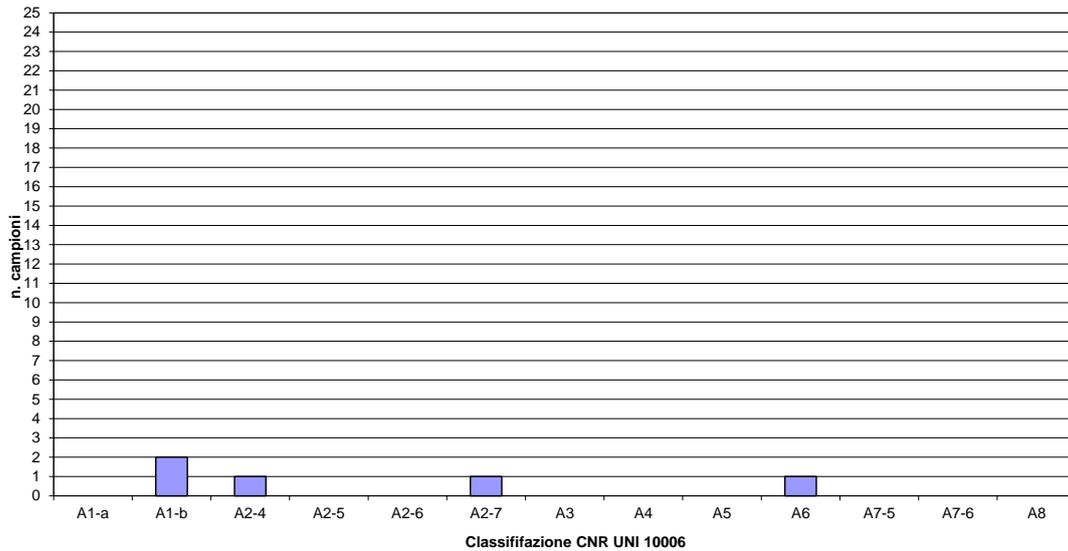


Fig. 116 – Classificazione campioni terreno unità bn2 –sabbia

Unità bn3
Depositi alluvionali terrazzati: argilla, argilla limosa

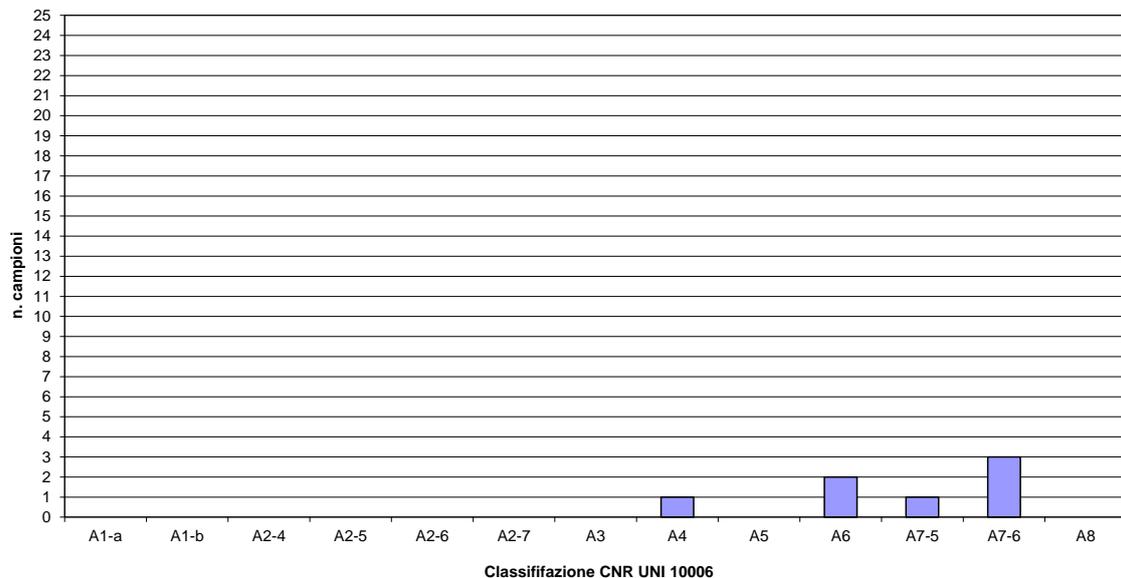


Fig. 117 – Classificazione campioni terreno unità bn3 –argilla limosa

MDL1
Unità di Maddaloni : ghiaia sabbiosa

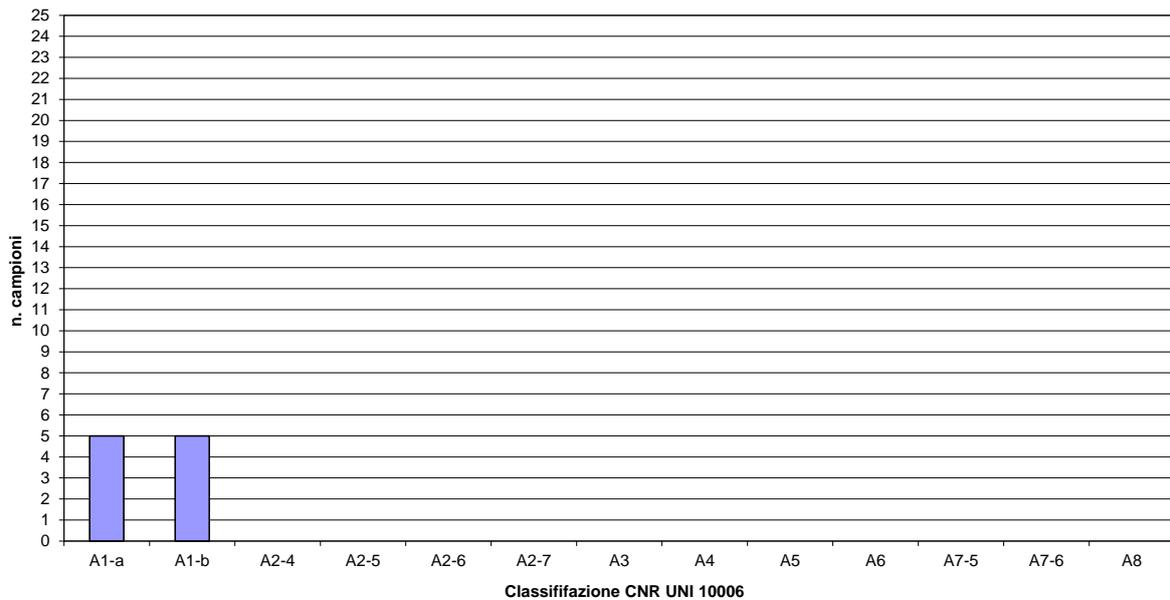


Fig. 118 – Classificazione campioni terreno unità MDL1 –ghiaia sabbiosa

MDL2
Unità di Maddaloni: sabbia, sabbia limosa

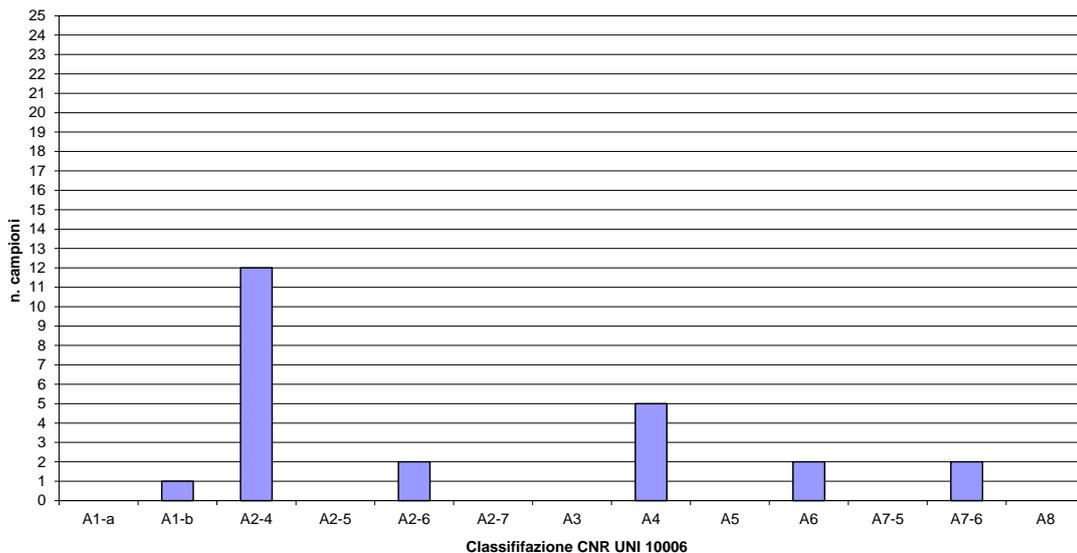


Fig. 119 – Classificazione campioni terreno unità MDL2 –sabbia

MDL3
Unità di Maddaloni: argilla limosa

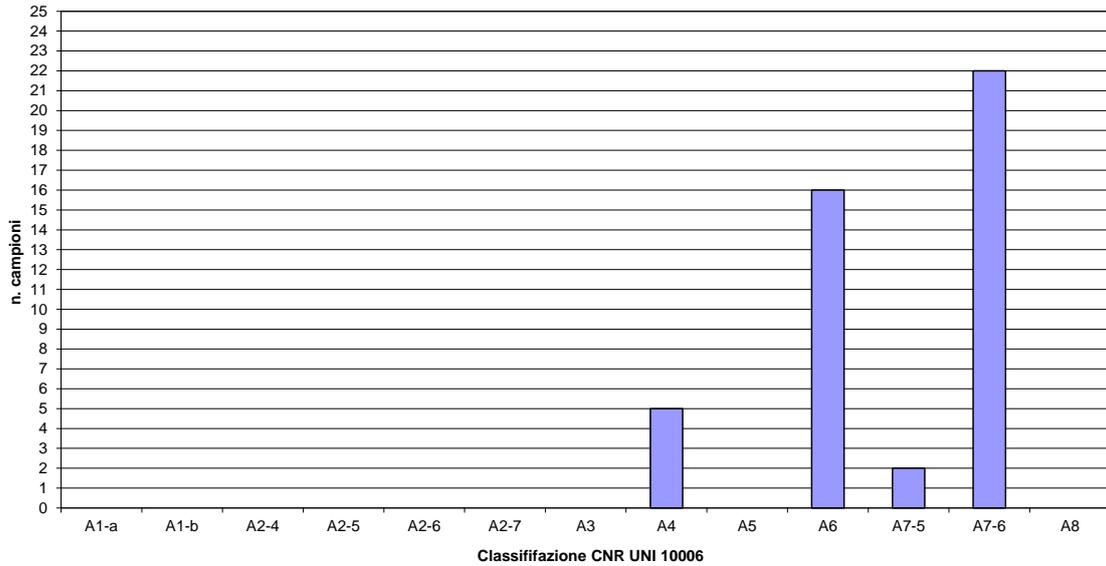


Fig. 120 – Classificazione campioni terreno unità MDL3 –argilla limosa

TGC2
Tufo grigio campano: cenere sabbiosa, sabbioso-limosa

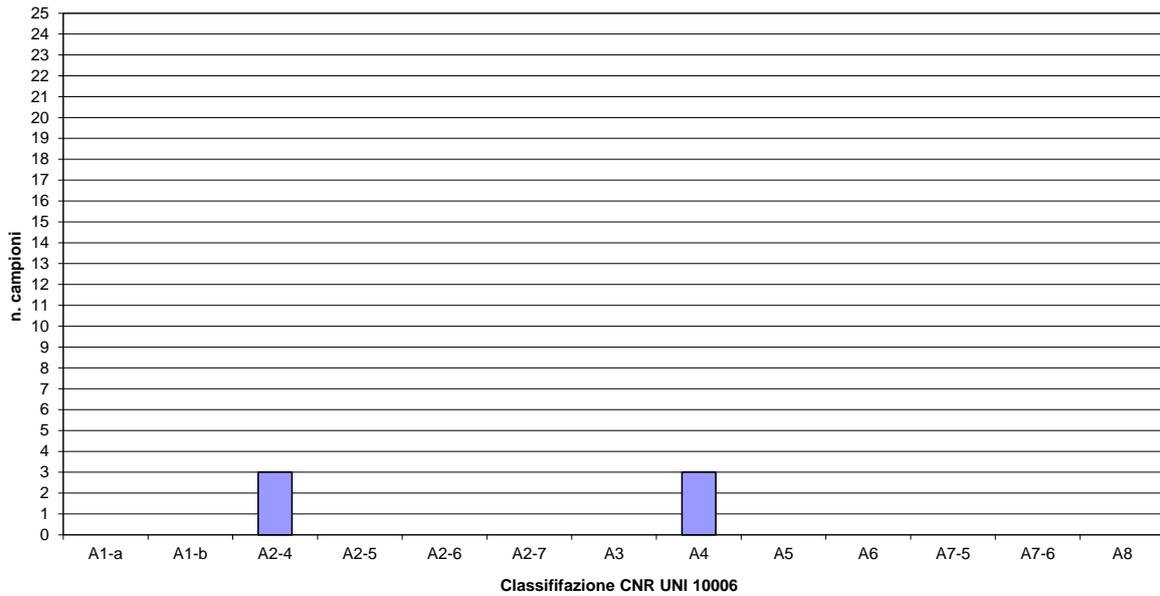


Fig. 121 – Classificazione campioni terreno unità TGC2 –cenere sabbiosa

TGC3
Tufo grigio campano: argilla limosa

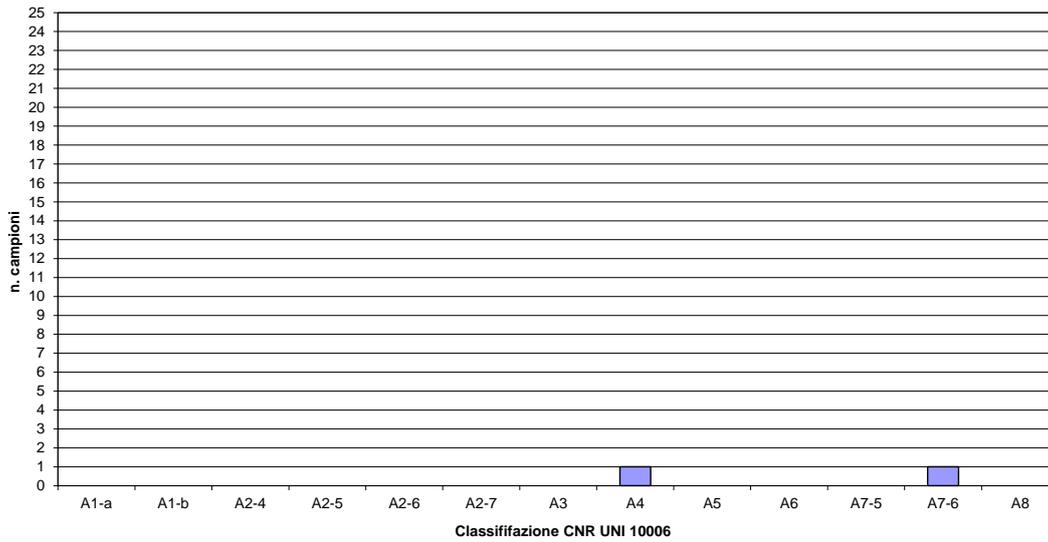


Fig. 122 – Classificazione campioni terreno unità TGC3 –argilla limosa

ALVa
Argille varicolori: argille limose marnose

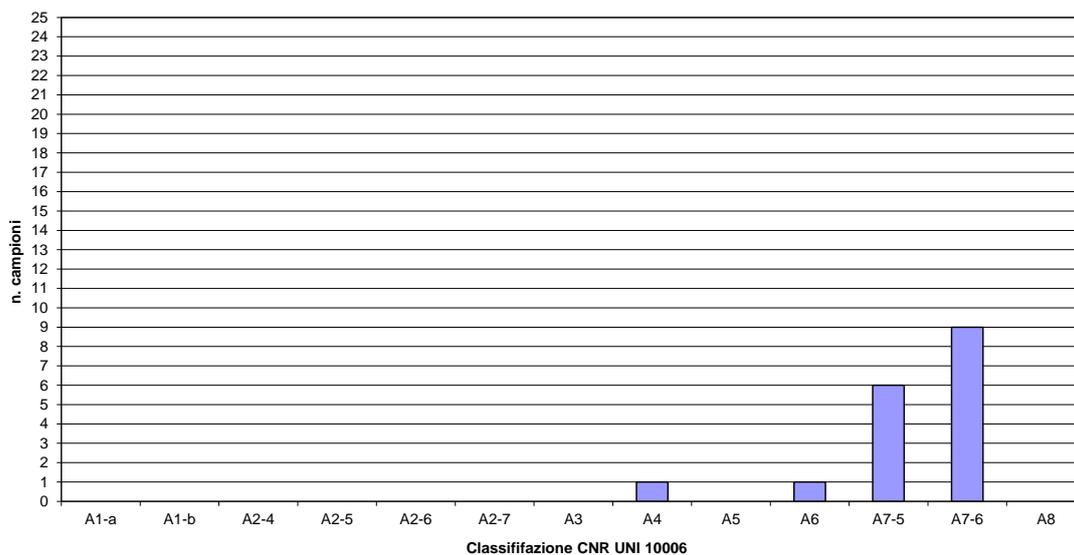


Fig. 123 – Classificazione campioni terreno unità ALVa –argilla limosa marnosa

ALVb
Argille varicolori: argille limose marnose con calcari

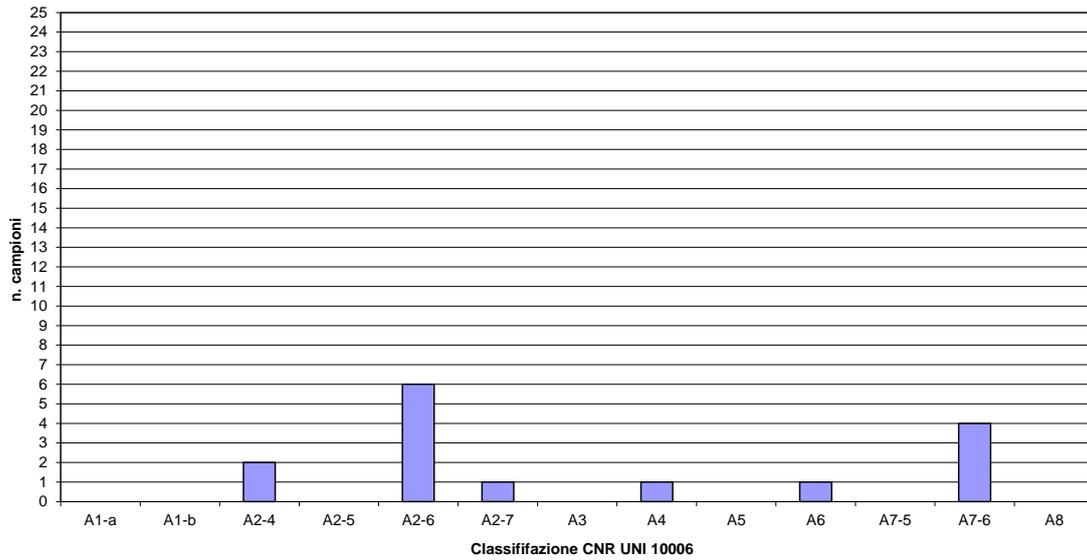


Fig. 124 – Classificazione campioni terreno unità ALVb–argilla limosa marnosa con calcari

ALVc
Argille varicolori: Calcare

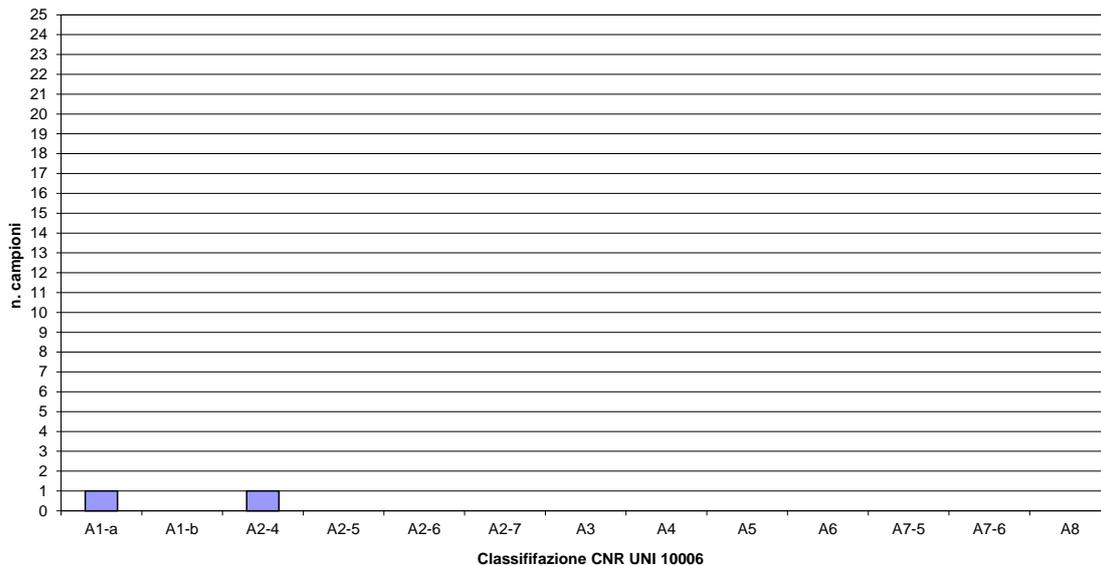


Fig. 125 – Classificazione campioni terreno unità ALVc– calcari

SGIa

Formazione di San Giorgio: argille limose marnose con livelli di calcari

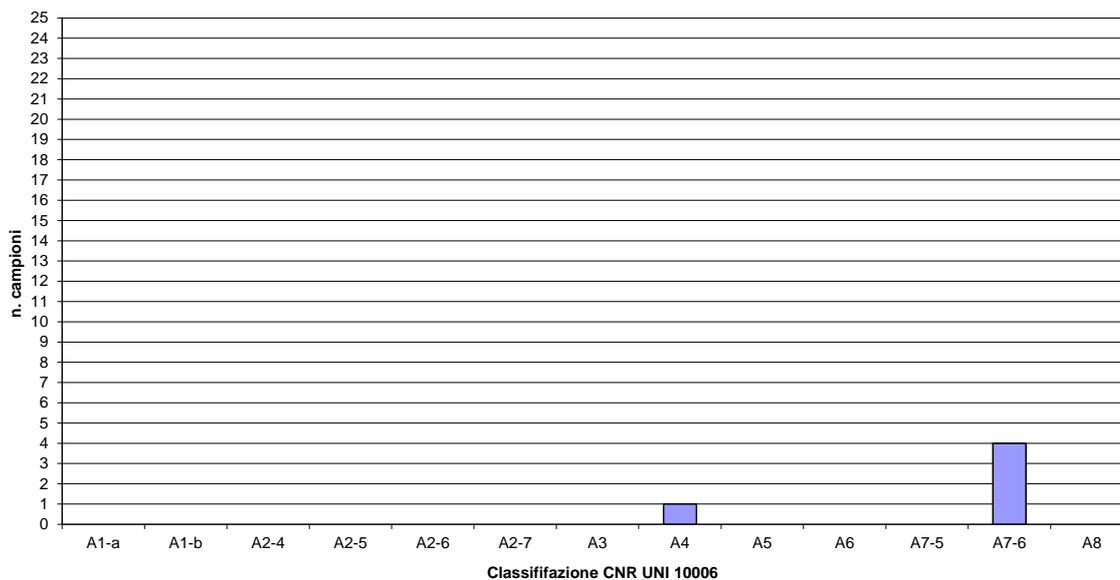


Fig. 126 – Classificazione campioni terreno unità SGIa-argille limose marnose

SGIb

Formazione di San Giorgio: arenarie quarzoso feldspatiche

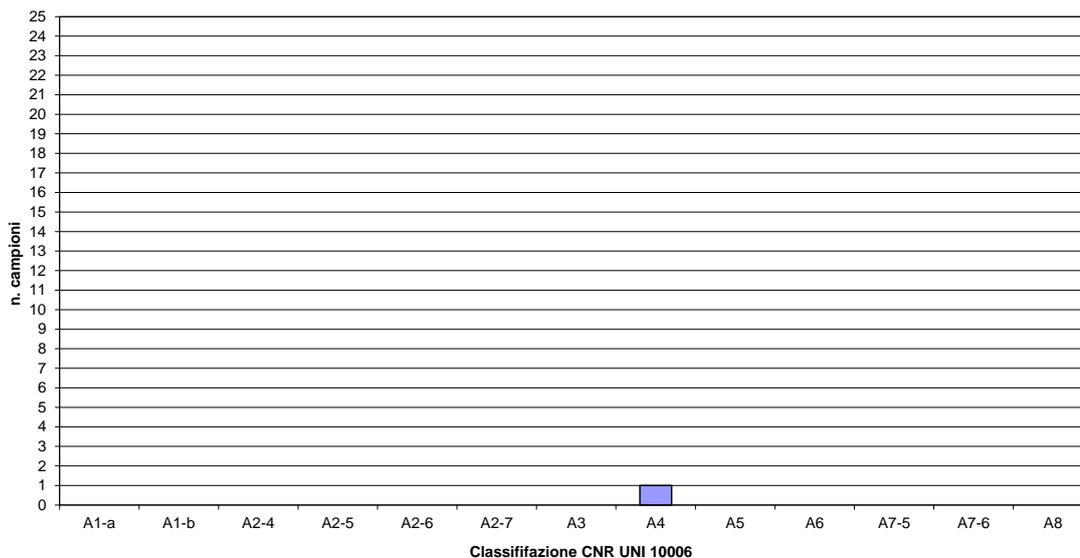


Fig. 127 – Classificazione campioni terreno unità SGIb-arenarie