



**RINA**

ISO 9001 - ISO 14001  
OHSAS 18001 - SA 8000  
BEST Certified Integrated Systems

Società per Azioni Autostrada Brescia Verona Vicenza Padova

Via Flavio Gioia 71 37135 Verona

tel. 0458272222 Fax 0458200051 Casella Postale 460M www.autobspd.it

AREA COSTRUZIONI AUTOSTRADALI



# AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD

## PROGETTO PRELIMINARE

CUP G19J1 00001 40005

COMMESSA 25 2005

### COMMITTENTE



S.p.A. AUTOSTRADA BRESCIA VERONA VICENZA PADOVA

Area Costruzioni Autostradali

CAPO COMMESSA  
PER LA PROGETTAZIONE  
Dott. Ing. Sergio Mutti

### PROGETTISTA

www.raetia.it

**CONSORZIO RAETIA**

CAPO PROGETTO:  
Dott. Ing. Massimo Raccosta

RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE TRA LE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:  
Dott. Ing. Massimo Raccosta

RESPONSABILE DEL COORDINAMENTO:  
Dott. Ing. Andrea Renso

### ELABORATO

**STUDI ED INDAGINI DEL TRACCIATO SCELTO**

Geotecnica e geomeccanica

Relazione geotecnica

Progressivo

Rev.

05 08 01 001 A0

Rev.	Data	Descrizione	Redazione	Controllo	Approvazione	SCALA --
00	Agosto 2011	Prima Emissione	HYDROSTUDIO	Ing. Gatti	Ing. Andrea Ziffer	NOME FILE 2505_050801001_0101_OPP_A0.doc
						CN 2505 ELAB. 050801001
						Fg 0101 LIV. 0PP REV. A0

**AUTOSTRADA A31 TRENTO - ROVIGO  
TRONCO TRENTO - VALDASTICO - PIOVENE ROCCHETTE**

*Committente:*



*Progettazione:*

CONSORZIO RAETIA



**PROGETTO PRELIMINARE**

---

RELAZIONE GEOTECNICA

INDICE

<b>1</b>	<b>INTRODUZIONE</b>	<b>4</b>
<b>2</b>	<b>NORMATIVA DI RIFERIMENTO</b>	<b>4</b>
<b>3</b>	<b>DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO</b>	<b>5</b>
<b>4</b>	<b>INQUADRAMENTO GEOLOGICO</b>	<b>7</b>
<b>5</b>	<b>INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO E PROFILO PIEZOMETRICO</b>	<b>9</b>
<b>6</b>	<b>INDAGINI GEOGNOSTICHE SVOLTE LUNGO IL TRACCIATO</b>	<b>11</b>
<b>7</b>	<b>CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA GENERALE</b>	<b>13</b>
	<b>7.1 UNITA' "A": ARGILLE LIMOSE E LIMI SABBIOSI</b>	<b>14</b>
	<b>7.2 UNITA' "B": GHIAIE DEBOLMENTE SABBIOSE E SABBIE</b>	<b>14</b>
	<b>7.3 UNITA' "C": GHIAIE E SABBIE IN MATRICE LIMOSA</b>	<b>14</b>
<b>8</b>	<b>CRITERI DI CARATTERIZZAZIONE DEI TERRENI</b>	<b>15</b>
	<b>8.1 Prova penetrometrica dinamica SPT (Standard Penetration Test)</b>	<b>15</b>
	8.1.1 <i>Densità relativa</i>	18
	8.1.2 <i>Angolo di resistenza al taglio</i>	22
	8.1.3 <i>Modulo elastico</i>	26
	<b>8.2 Prova di permeabilità tipo Lefranc</b>	<b>30</b>
	<b>8.1 Prove di laboratorio</b>	<b>33</b>
<b>9</b>	<b>PARAMETRI GEOTECNICI DI RIFERIMENTO (VALORI CARATTERISTICI)</b>	<b>36</b>
	<b>9.1 Caratteristiche Fisiche</b>	<b>36</b>
	9.1.1 <i>Granulometria</i>	36
	9.1.2 <i>Peso di volume</i>	36
	9.1.3 <i>Limiti ed indici di consistenza</i>	37
	<b>9.2 Parametri di resistenza</b>	<b>37</b>
	9.2.1 <i>Angolo d'attrito interno efficace (<math>\phi'</math>)</i>	37
	9.2.1 <i>Coesione efficace (<math>c'</math>)</i>	38
	<b>9.1 Parametri di deformabilità</b>	<b>38</b>
	9.1.1 <i>Modulo elastico (<math>E</math>)</i>	38
	<b>9.2 Sintesi dei parametri di riferimento (valori caratteristici)</b>	<b>38</b>
<b>10</b>	<b>OPERE GEOTECNICHE</b>	<b>39</b>
	<b>10.1 Tracciato in rilevato</b>	<b>39</b>
	<b>10.2 Tracciato in trincea</b>	<b>41</b>
	<b>10.1 Viadotti</b>	<b>41</b>

**11 CONCLUSIONI**

**42**

## 1 INTRODUZIONE

Nella precedente fase di progettazione (Progetto Preliminare – scelta del tracciato) sono stati individuati 6 diversi tracciati che da Piovene Rocchette, termine attuale dell'Autostrada A31 Valdastico, con direzione Nord Ovest si dirigono verso la Val d'Adige innestandosi in punti diversi dell'Autostrada A22 del Brennero. Tra i sei tracciati individuati è stato scelto il tracciato T4, che si innesta con la Val d'Adige all'altezza di Besenello.

Data la natura prevalentemente montuosa del territorio attraversato, il tracciato vede un significativo sviluppo delle tratte in galleria. Ben più modeste, e confinate entro o al limite della piane alluvionali, sono le parti in sede naturale (rilevati o trincee) mentre ponti e viadotti permettono l'attraversamento dei corsi d'acqua principali e secondari.

## 2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

la redazione della presente relazione e degli elaborati tecnici allegati sono state effettuate nel rispetto della Normativa in vigore e di alcune Raccomandazioni.

I principali riferimenti normativi sono i seguenti:

- L. 5/11/1971 n. 1086 : “Norme per la disciplina delle opere in cemento armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”;
- D.M. 11/03/1988: “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”;
- Circ. Min. 24/9/1988 n. 30483: “Norme tecniche per terreni e fondazioni: istruzioni applicative del D.M. 11/3/1988”;
- D.M. 9/01/1996: “Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche”;
- Circ. Min. 15/10/1996 n. 252: “Istruzioni relative alle Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche”;
- D.M. 16/01/1996: “Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e dei sovraccarichi”;
- Circ. Min 4/07/1996 n. 156 STC: “Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche relative ai criteri per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e dei sovraccarichi”;
- Ordinanza 08/05/2003 n.3274: “Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici”;

- Ordinanza 08/05/2003 n.3274: “Norme tecniche per il progetto sismico di opere di fondazione e di sostegno dei terreni”;
- D.M. 14/09/2005 “Norme Tecniche per le Costruzioni” (pubblicato sulla G.U. n.222 del 23 settembre 2005);
- D.M. 14/01/2008 “Norme Tecniche per le Costruzioni” (pubblicato sulla G.U. n.29 –Suppl. Ordinario n.30 – del 4 febbraio 2008);
- EC2\_UNI-ENV-1992 : “Progettazione Strutture in c.a.”;
- EC3\_UNI-ENV-1993 : “Progettazione delle strutture in acciaio”;
- EC7\_UNI-ENV-1997 : “Progettazione geotecnica”;
- EC8\_UNI-ENV-1998 : “Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture”;
- Raccomandazioni AICAP (Maggio 1993): “Ancoraggi nei terreni e nelle rocce”;
- Associazione Geotecnica Italiana “Aspetti geotecnica della progettazione in zona sismica – Linee guida” Patron Editore, Bologna, Ed. provvisoria marzo 2005;
- ISO 23469 “Bases for design of structures — Seismic actions for designing geotechnical works” First edition 2005-11-15.
- Circ. Regione Veneto 30.01.1990 n°2: Osservanza della normativa vigente sull'uso del sottosuolo ai fini edificatori e, in particolare, dell'obbligo, nei casi previsti, della Relazione geologica e della Relazione geotecnica.
- Circ. Regione Veneto 05.04.2000 n°9: Indirizzi in materia di prescrizioni tecniche da osservare per la realizzazione di opere pubbliche e private. Obblighi derivanti dalla Legge 2 Febbraio 1974, n. 64 e dal D.M. 11 Marzo 1988.

### 3 DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

Il lavoro ha preso avvio dallo studio della corposa documentazione allegata al progetto a base di gara. Esso a sua volta comprendeva numerosi documenti e progetti fra cui si cita in particolare:

#### **PROGETTO DEFINITIVO E SIA (1995)**

##### IV TEC. RELAZIONI TECNICHE

- Relazione geologica;
- Relazione geotecnica;
- Relazione opere in sotterraneo;
- Indagini geognostiche e prove di laboratorio;

##### QPT. QUADRO DI RIFERIMENTO PROGETTUALE

- Sistema geologico, scala 1.30.000;
- Tracciato A. Profilo geologico scala 1:25.000/25.000;

- Tracciato B. Profilo geologico scala 1:25.000/25.000;
- Tracciato C. Profilo geologico scala 1:25.000/25.000;
- Tracciato D. Profilo geologico scala 1:25.000/25.000;
- Tracciato E. Profilo geologico scala 1:25.000/25.000;
- Tracciato A1. Profilo geologico scala 1:25.000/25.000;

#### QAM. QUADRO DI RIFERIMENTO AMBIENTALE

- Sistema geomorfologico scala 1:30.000;

#### SUOLO E SOTTOSUOLO

- Risultati indagini geognostiche;
- Ubicazione indagini geognostiche scala 1:10.000
- Relazione geologica;
- Carta geologica scala 1:10.000 tav 1-2-3;
- Relazione geomorfologica;
- Carta geomorfologica scala 1:10.000 tav 1-2-3;
- Profilo geologico scala 1:25.000/25.000;
- Relazione idrogeologica della galleria di valico;
- Bacini idrografici, fenomeni carsici e sorgenti controllate; scala 1:5.000;
- Profili idrologici longitudinali e trasversali;
- Relazione idrogeologica;
- Carta idrologica e idrogeologica scala 1:10.000 tav1-2.

#### ELABORATI GRAFICI

#### TAVOLE GEOLOGICHE

- Planimetria geologica scala 1:10.000 tav1-2-3;
- Profilo geologico scala 1:10.000/10.000

#### GALLERIE

- Profilo geologico e geotecnico scala 1:10.000 tav 1-2-3-4-5

### **PROGETTO PRELIMINARE (2005)**

#### RELAZIONI

- Relazione generale;
- Relazione geologica;
- Relazione geotecnica;

#### INDAGINI

- Indagini geognostiche;
- Prove geotecniche di laboratorio;
- Elaborazione rilievi strutturali;

#### TAVOLE GEOLOGICHE

- Planimetria geologica scala 1:10.000 tav 1-2-3;
- Profilo geologico scala 1:10.000/10.000;

### PROGETTO DEFINITIVO PIOVENE ROCCHETTE – SP 350 IN LOCALITÀ SCHIRI (2005)

#### STUDI ED INDAGINI

- Indagini geognostiche;
- Relazione geologica, geomorfologica ed idrogeologica;
- Carta geologica scala 1:5.000;
- Carta idrogeologica scala 1:5.000;
- Carta geomorfologica scala 1:5.000;
- Profilo geologico scala 1:5.000/500
- Relazione geotecnica;
- Profilo geotecnico scala 1:5.000/500;

## 4 INQUADRAMENTO GEOLOGICO

Di seguito verrà esposta una breve e schematica descrizione geologica e litologica dei depositi sciolti quaternari presenti lungo il tracciato in esame. Si riportano anche i riferimenti della legenda della carta geologica.

**Detrito di versante (1):** depositi formati dall'accumulo, principalmente per gravità, di prodotti legati all'alterazione e disgregazione fisica delle formazioni litoidi e non. La granulometria e la composizione dei depositi riflettono la natura e le caratteristiche delle formazioni pre-quaternarie e superficiali da cui derivano. Per lo più di debole spessore (qualche metro) e scarsa continuità laterale. Si tratta di depositi grossolani, costituiti da ciottoli e blocchi, anche di grandi dimensioni (qualche metro cubo), a spigoli vivi; talora contengono scarsa matrice limosa interstiziale. Sono depositi in genere sciolti, non cementati, non alterati.

**Depositi legati all'attività di conoidi torrentizi e da "debris-flow" (2):** dove i rii ed i torrenti minori confluiscono nelle valli principali, prendono sviluppo conoidi di tipo misto, legati all'attività torrentizia ed a processi di trasporto in massa, del tipo "debris-flow". Spesso tali depositi sono



stati incisi dai corsi d'acqua che li hanno costruiti o erosi e rimodellati dalle divagazioni del torrente principale. Si tratta di corpi sedimentari formati da ghiaie eterometriche, sovente molto grossolane, anche con piccoli blocchi, con contenuti variabili di matrice limoso-argillosa interstiziale. Grossolanamente stratificati, localmente massivi, risultano talora anche ben cementati. Alcuni di questi conoidi sono attivamente alimentati come è testimoniato da fenomeni di alluvionamento avvenuti in epoca recente o dallo scarso sviluppo della copertura vegetale.

**Alluvioni attuali e recenti (3):** si tratta di depositi legati alla dinamica fluviale attuale e recente e costituiti dai materiali trasportati dai torrenti ed accumulati nel loro alveo. Sono formati prevalentemente da ghiaie e ciottoli, talora associati a piccoli massi, localmente, specialmente nelle zone di golena, sono presenti sabbie. Le ghiaie ed i ciottoli mostrano un grado di arrotondamento medio e medio-elevato. Dal punto di vista della composizione litologica prevalgono nettamente i litotipi provenienti dalle formazioni della Dolomia Principale e dei Calcari Grigi. Del tutto subordinati sono invece i porfidi, i graniti, le filladi, gli gneiss, il quarzo, i quali derivano dallo smantellamento di coltri alluvionali più antiche, di depositi glaciali o fluvioglaciali. Nel complesso si tratta di depositi prevalentemente ghiaiosi, anche molto grossolani, con scarse lenti formate da ghiaie fini o sabbie, sciolti, poco o nulla alterati, con suoli incipienti, poco evoluti. Lo spessore è generalmente di alcuni m, localmente può giungere ai 10-20 m.

**Depositi fluvioglaciali ed alluvionali terrazzati (4):** Tali depositi sono formati da ghiaie, anche molto grossolane, con massi che possono raggiungere il metro cubo. Troviamo inoltre ghiaie medio-fini, sabbiose, mentre le sabbie vengono ad essere limitate a qualche livello lenticolare. Il grado di arrotondamento dei clasti è generalmente medio-elevato. Si tratta di depositi generalmente a stratificazione orizzontale, talora grossolana, composti prevalentemente da dolomie, calcari dolomitici, porfiriti e subordinatamente da porfidi e da altri litotipi. La cementazione è ben sviluppata in genere solo in alcuni settori. In generale essa può interessare i depositi affioranti su scarpate da lungo tempo esposte, ed in tal caso ha per lo più carattere superficiale (alcuni metri), oppure dà luogo a livelli piuttosto continui lateralmente, soprattutto in corrispondenza di orizzonti originariamente molto permeabili.

**Depositi glaciali (5):** sono formati da accumuli di materiali sciolti con elementi di dimensioni estremamente variabili (fino ad arrivare al masso delle dimensioni di un metro cubo circa), immersi in abbondante matrice di natura limoso - sabbiosa - argillosa. In corrispondenza dell'apparato morenico frontale spintosi in età Pleistocenica fino a valle si possono osservare depositi formati da ghiaie a supporto di matrice argilloso - limosa, sedimenti fini sabbioso-limosi, talora laminati, sovente associati a livelli formati da ghiaie pulite, spesso cementate. Si possono talora

rilevare depositi glaciali di fondo (“morena di fondo”), ghiaie sabbioso – limose - argillose (ghiaie: 30-35%) e limi sabbiosi con ciottoli (ghiaie: 10-15%).

I depositi sopra descritti sono associati o intercalati a depositi formati da limi argillosi laminati (depositi lacustri e glaciolacustri) oppure da sabbie massive o stratificate, contenenti livelli o lenti di ghiaie medie e fini (depositi di contatto glaciale).

**Accumuli gravitativi antichi “Paleofrane” (6):** si tratta di depositi formati esclusivamente da litotipi provenienti dalla formazione della Dolomia Principale. Sono depositi pleistocenici, massivi, costituiti da blocchi a spigoli vivi, eterometrici, anche con il volume di varie decine di metri cubi, generalmente a contatto reciproco. Localmente, negli interstizi tra i clasti, è presente, talora in modo abbondante, una matrice limosa di colore bruno-giallastro o bruno-grigiastro. Si tratta dunque di paleofrane avvenute in epoca precedente all’ultimo episodio di espansione glaciale nell’area e quindi in un contesto morfoclimatico ben diverso dall’attuale.

Una notazione va infine fatta per i **“Depositati lacustri e glaciolacustri”** che pur non interferendo direttamente con lo sviluppo superficiale del tracciato interesseranno l’aspetto fondazionale in particolare del viadotto Velo. Infatti, il sondaggio compiuto nel 2007 ha evidenziato la presenza di tali materiali a partire dalla profondità di -7.40 m da p.c.

Estesi per oltre un chilometro e mezzo al di sotto di depositi alluvionali recenti, sono formati da limi ed argille laminate di colore grigio o bruno-giallastro, con livelli o lenti sabbiose, talora contenenti clasti ghiaiosi o qualche ciottolo sparsi. Questi litotipi si associano localmente a depositi formati da limi e argille sabbiose, massive o laminate contenenti percentuali di ghiaie fini e medie fino a circa il 20-30%. Essi presentano spessori notevoli (decine e decine di m), ma molto variabili lateralmente, dove sono interstratificati con sabbie, sabbie ghiaiose, ghiaie riferibili ad un ambiente di tipo fluviale e/o deltizio

## 5 INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO E PROFILO PIEZOMETRICO

Il fondo valle del fiume Adige e del torrente Astico si colloca a quote variabili intorno a 200 m s.l.m.m., mentre il complesso montuoso compreso tra le due valli e nella zona settentrionale rapidamente si alza fino a quote comprese tra 1500 e 2000 m s.l.m.m.

La forma morfologica del rilievo mostra ampie zone di altopiano intorno alla quota 1000, aspetto importante per il modello idrogeologico che interessa le aree di progetto.

Per la documentazione di riferimento utilizzata nello studio idrogeologico, risalente dal 1995 fino ai giorni nostri, si rimanda in dettaglio alla *Relazione Idrogeologica*.

Nel corso delle indagini eseguite per questa fase progettuale sono stati inoltre eseguiti controlli in campo in relazione alle sorgenti e verificando l'esistenza di una soddisfacente corrispondenza con le fonti regionali.

Lo studio idrogeologico ha portato alla definizione dell'assetto morfologico del territorio, costituito da altopiani che fungono da ricettori delle acque meteoriche. La formazione geologica superficiale, che fa da "cappello" a questi altopiani, è costituita da formazioni calcaree che sono permeabili e presentano inghiottitoi di tipo carsico, costituendo così la zona di accumulo dell'acqua. Questa formazione poggia sulla Dolomia Principale, di minore permeabilità e che quindi assorbe meno acqua di quella immagazzinata nella parte superiore. In questo modo la quantità eccedente filtra lungo il perimetro e dà luogo ad un abbondante ed esteso complesso di sorgenti. Il livello a base di tutto il sistema è ovviamente costituito dai fondi valle.

In questo sistema gli elementi che mettono maggiormente in comunicazione le due formazioni geologiche da un punto di vista idraulico sono le discontinuità tettoniche, costituite da faglie principalmente, che con la loro maggiore permeabilità possono costituire drenaggi, se attivate, di ampie zone.

Con riferimento all'assetto geologico dell'area ed alla distribuzione delle sorgenti, è stato possibile ricostruire l'andamento della superficie piezometrica, che è riportato sugli elaborati di progetto.

Questa superficie indica la linea di carico piezometrico più o meno costante durante tutto l'anno in equilibrio con il regime delle sorgenti presenti lungo ogni singolo tracciato. Ad essa si potrà fare riferimento per valutare l'entità delle pressioni idrostatiche lungo il tracciato.

Negli elaborati grafici (profili idrogeologici, profili geologici e profili geotecnici-geomeccanici) è stato riportato il profilo piezometrico ricavato sulla base delle evidenze sopraindicate.

Per quanto riguarda l'interferenza delle opere in sotterraneo con l'assetto idrogeologico bisognerà adottare rivestimenti impermeabili alle basse coperture, per impedire ripercussioni alla superficie di un possibile abbassamento piezometrico. Alle alte coperture, interessando le opere ammassi rocciosi di bassa permeabilità, le portate emunte dalle gallerie non sono rilevanti in relazione al bilancio idrologico della zona né producono effetti in superficie. In questo caso diventa importante considerare le pressioni idrostatiche trasmesse ai rivestimenti, che possono essere molto elevate. Pertanto si dovrà agire in modo da drenare i rivestimenti quanto necessario a mantenere le pressioni dell'acqua nei limiti di sicurezza per la stabilità della struttura.

Le faglie, costituendo un'importante via preferenziale all'acqua con possibili ed estese ripercussioni in superficie, dovranno essere impermeabilizzate preventivamente all'avanzamento, agendo dal fronte medesimo delle gallerie.

## 6 INDAGINI GEOGNOSTICHE SVOLTE LUNGO IL TRACCIATO

Come accennato in premessa, le parametrizzazioni geotecniche dei terreni interessati dal tracciato in progetto, si basano sui dati ottenuti durante le campagne geognostiche svolte nelle precedenti fasi di studio, e risalgono al 1973, al 1995 e al 2005, anno in cui è stata compiuta un'indagine integrativa.

### Campagna geognostica anno 1973

SONDAGGIO	S1A	S2A	S3A	S4A	S6A
CAROTAGGIO (m)	15	15	25	25	15
UBICAZIONE (progr. km)	6+184.2	6+060.4	6+026.9	5+974.5	5+839.3
SPT (n°)	6	7	8	9	8
LEFRANC	0	0	0	0	0
CAMP. INDISTURB. (n°)	2	0	0	0	0
CAMP. RIMANEGGIATO (n°)	14	9	11	12	13

### Campagna geognostica anno 1995

SONDAGGIO	S1	S2	S3	S4	S5	S7	EXCPT2	EXCPT3	EXCPT4
CAROTAGGIO (m)	15	35	35	30	15	35	40	15	35
UBICAZIONE (progr. km)	3+570.6	3+250.0	2+982.1	1+326.0	0+886.7	0+000.0	5+961.5	4+916.8	4+114.
SPT (n°)	4	8	10	8	1	9	13	5	9
LEFRANC	0	0	0	0	0	0	1	0	0
CAMP. INDISTURB. (n°)	0	0	0	0	4	3	0	0	0
CAMP. RIMANEGGIATO (n°)	4	13	10	9	1	8	13	5	10

### Campagna geognostica integrativa anno 2005

SONDAGGIO	SD2P	SD3P	SD4P	SD5
-----------	------	------	------	-----

AUTOSTRADA A31 TRENTO - ROVIGO  
TRONCO TRENTO - VALDASTICO - PIOVENE ROCCHETTE

SONDAGGIO	SD2P	SD3P	SD4P	SD5
CAROTAGGIO (m)	25	20	20	40
UBICAZIONE (progr. km)	3+749.7	4+279.1	5+016.6	6+050.0
SPT (n°)	7	6	7	9
LEFRANC	3	3	3	3
CAMP. INDISTURB. (n°)	0	0	0	0
CAMP. RIMANEGGIATO (n°)	5	6	5	9

A tali studi, nel Gennaio 2007, si è aggiunta l'esecuzione di un ulteriore sondaggio, denominato S1\_07, spinto sino alla profondità di -50.0 m da p.c, e realizzato ai fine di fornire una base geotecnica alla progettazione del viadotto Velo.

**Campagna geognostica anno 2007**

SONDAGGIO	S1_07
CAROTAGGIO (m)	50
UBICAZIONE (progr. km)	0+305.9
SPT (n°)	6
LEFRANC	0
CAMP. INDISTURB. (n°)	4
CAMP. RIMANEGGIATO (n°)	7

Per il presente Progetto Preliminare, sono state eseguite nel periodo giugno – luglio 2011 n° 19 stendimenti sismici a rifrazione, ubicati principalmente in corrispondenza degli imbocchi delle gallerie, interpretati poi con la tecnologia della tomografia sismica. Tali indagini hanno permesso di individuare la profondità del passaggio tra la coltre detritica superficiale ed il substrato roccioso.

Le campagne geognostiche si sono articolate attraverso la realizzazione di prove in sito e di laboratorio. I sondaggi a carotaggio continuo, spinti a profondità variabili, hanno consentito di

ricostruire la stratigrafia del sottosuolo attraverso l'osservazione diretta dei materiali rinvenuti. Prove penetrometriche dinamiche in foro del tipo SPT, prove di permeabilità Lefranc e semplici prove in situ con penetrometro e Torvane tascabili hanno quindi permesso una prima parametrizzazione geotecnica ed idrogeologica in situ dei materiali.

## 7 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA GENERALE

La presente parte della relazione geotecnica ha per oggetto la definizione delle caratteristiche fisiche e meccaniche dei terreni interessati, necessaria per la progettazione delle opere in progetto.

In questo capitolo sono stati analizzati i valori di tutte le prove disponibili, essendo l'area molto vasta, ed i terreni eterogenei (con variabilità laterali considerevoli), si sono ottenuti risultati piuttosto dispersi.

I valori delle proprietà geotecniche così calcolati sono da intendersi come valori orientativi; nelle successive fasi progettuali, sulla base di eventuali indagini geognostiche integrative, sarà possibile svolgere analisi geotecniche di dettaglio per ogni singola opera, restringendo l'area di analisi, tenendo così conto delle situazioni specifiche locali.

Sulla base dell'insieme dei dati geotecnici fino ad ora raccolti e schematizzati, è stato possibile suddividere i depositi indagati in **tre unità litostratigrafiche** distinte all'interno delle quali rientrano terreni a parametrizzazione sostanzialmente simili. Esse sono così schematizzate:

<b>Unità "A"</b>	<i>ARGILLE LIMOSE E LIMI SABBIOSI</i>
<b>Formazioni</b>	Depositi lacustri e glaciolacustri

<b>Unità "B"</b>	<i>GHIAIA DEBOLMENTE SABBIOSA E SABBIE: Depositi in prevalenza ghiaiosi grossolani, con scarsi livelli sabbiosi, sciolti.</i>
<b>Formazioni</b>	Alluvioni attuali e recenti Depositi legati all'attività di conoidi torrentizi e da "debris-flow" Detrito di versante

<b>Unità "C"</b>	<i>GHIAIA E SABBIA IN MATRICE LIMOSA: Depositi in prevalenza formati da ghiaie sabbiose e sabbie in abbondante matrice limo – argillo – sabbiosa.</i>
<b>Formazioni</b>	Depositi fluvioglaciali ed alluvionali terrazzati Depositi glaciali Accumuli gravitativi antichi "Paleofrane"

Rimandando alla visione del profilo geotecnico per una puntuale rappresentazione dei dati raccolti ed elaborati, va sottolineato che per quanto riguarda la stratigrafia superficiale *soltanto le unità B e C interessano direttamente il tracciato*

### 7.1 UNITA' "A": ARGILLE LIMOSE E LIMI SABBIOSI

Si tratta di argille limose e limi con livelli o lenti sabbiose, talora contenenti clasti ghiaiosi o qualche ciottolo, molto addensati. Le analisi granulometriche indicano una percentuale di limo di superiore al 50%, sabbia intorno al 40% e per il restante 1 - 3% ghiaia.

### 7.2 UNITA' "B": GHIAIE DEBOLMENTE SABBIOSE E SABBIE

Corrisponde alle "Alluvioni attuali e recenti" presenti nei fondovalle. Si tratta di depositi in prevalenza ghiaiosi grossolani, ciottoli e blocchi con scarsi livelli sabbiosi, sciolti. Le analisi granulometriche riportano ghiaie e ciottoli in percentuale del 40% ÷ 70%, sabbia per circa il 15 – 30% e limo 10% ÷ 20%.

### 7.3 UNITA' "C": GHIAIE E SABBIE IN MATRICE LIMOSA

Corrisponde ai "Depositi fluvioglaciali ed alluvionali terrazzati" e ai "Depositi glaciali" inclusi nella stessa unità per le simili caratteristiche geotecniche. Si tratta di ghiaie sabbiose e sabbie in abbondante matrice limoso-sabbiosa, localmente cementate. Le granulometrie riportano percentuali di ghiaia variabili tra il 40% e il 70%, sabbie fra il 20% e il 30% e limo fra il 10% e il 20%. L'unità interessa in maniera diffusa l'intero tracciato.

Gli strumenti di indagine principali ai fini della caratterizzazione di tali unità, sono risultati essere le prove penetrometriche SPT, i sondaggi e le prove di laboratorio. In particolare, nei terreni presenti, le prove SPT hanno fornito per lo più risultati a rifiuto e quindi sono state considerate ai fini dell'elaborazione soltanto le prove portate a termine secondo le raccomandazioni AGI.

I terreni interessati dal tracciato sono, come visto, di tipo prevalentemente incoerente, caratterizzati da due termini principali: ghiaie e sabbie con matrice limosa. La frazione fine, presente in buona parte (superiore al 50%) nell'unità "A" e in misura minore (10% ÷ 20%) nelle unità "B" e "C", è costituita prevalentemente da limo, mentre l'argilla è presente in percentuale massima del 5%. La componente limosa fornisce una debole plasticità ai depositi (in generale  $IP < 10\%$ ) e, soprattutto in corrispondenza dell'unità "C", unita alla natura calcarea degli elementi granulari, contribuisce alla cementazione degli strati superficiali.

## 8 CRITERI DI CARATTERIZZAZIONE DEI TERRENI

La caratterizzazione dei terreni presenti lungo i tracciati è stata ottenuta mediante l'analisi delle informazioni deducibili da:

- raccolta e analisi delle stratigrafie dei sondaggi eseguiti nelle campagne di indagini geognostiche svolte;
- interpretazione ed analisi delle prove di laboratorio eseguite su campioni di terreno, indisturbato e non, prelevati nei sondaggi a carotaggio continuo;
- confronto dei risultati ottenuti dalla caratterizzazioni di materiali simili in contesti analoghi in aree diverse.

I dati disponibili sono stati suddivisi in funzione dell'unità litostratigrafiche di appartenenza; di seguito si riportano, dopo una sintetica descrizione delle prove e delle modalità interpretative, i grafici dei risultati in funzione della profondità.

Si sottolinea che i valori dei parametri geotecnici trattati nei paragrafi successivi sono da intendersi come valori caratteristici, i valori di progetto, scelti di volta in volta dal progettista delle opere.

### 8.1 Prova penetrometrica dinamica SPT (Standard Penetration Test)

Sono state eseguite numerose prove penetrometriche dinamiche del tipo SPT.

Come noto, l'interpretazione delle prove penetrometriche richiede la normalizzazione dei valori misurati ( $N_{SPT}$ ) in base a:

- rendimento del dispositivo di battitura
- pressione litostatica verticale efficace ( $\sigma'_{vo}$  [ $\text{Kg}/\text{cm}^2$ ])

E' stato assunto un rendimento tipico del  $ER = 60\%$ , che normalizzato al valore del  $60\%$  fornisce:

$$N_{SPT(60)} = N_{SPT} * (ER/60) = 1.00 N_{SPT}$$

La correzione relativa allo sforzo verticale efficace alla profondità di prova è stata eseguita in base alle seguenti relazioni:



$$N'_{SPT(60)} = C_N * N_{SPT(60)}$$

dove:

$$C_N = 1 / \sigma'_{VO}{}^n \quad (n = 0.5 \text{ Liao \& Whitman, 1985}).$$

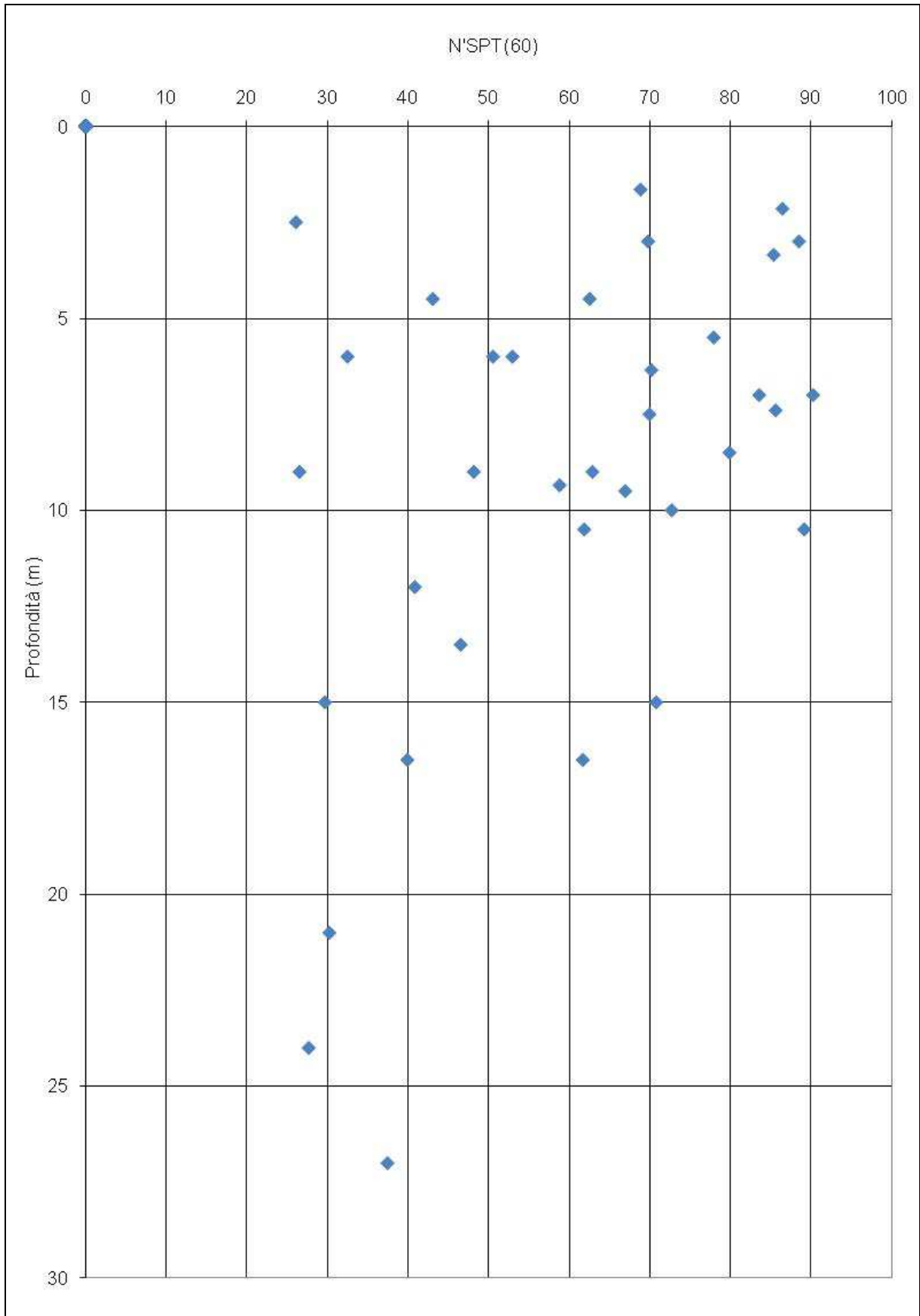
Per il trattamento sistematico dei dati è stato implementato un foglio di calcolo, che partendo da una serie di dati di input (valore misurato  $N_{SPT}$ , profondità della prova, quota della falda, peso di volume del terreno, percentuale di rendimento della macchina), permette di ottenere i valori normalizzati  $N_{SPT(60)}$  e  $N'_{SPT(60)}$ .

Sullo stesso foglio di calcolo i valori normalizzati vengono riportati in un unico diagramma. Questo permette di individuare in una visione di insieme un eventuale trend tipico della resistenza alla penetrazione del terreno, o al contrario significative variazioni della stessa lungo il tracciato.

Successivamente i valori vengono utilizzati per ricavare, tramite le numerose correlazioni empiriche proposte in letteratura e scelte in base alla tipologia di terreno a cui sono riferite, i valori di densità relativa, angolo di attrito e modulo elastico. La maggior parte delle correlazioni passa attraverso la determinazione della densità relativa del materiale per giungere ai parametri geotecnici, mentre altre vi giungono direttamente tramite il valore di SPT.

Si riporta di seguito il grafico della distribuzione verticale dei valori di  $N'_{SPT(60)}$  in funzione della profondità:

AUTOSTRADA A31 TRENTO - ROVIGO  
TRONCO TRENTO - VALDASTICO - PIOVENE ROCCHETTE



### 8.1.1 Densità relativa

La *densità relativa* ( $D_r$ ) viene valutata attraverso correlazioni affidabili solo nel caso di depositi prevalentemente sabbiosi; in presenza di ghiaia, si ottengono valori sovrastimati. In questo caso è consigliato utilizzare il valore più basso fra quelli calcolati con varie correlazioni.

Sono state utilizzate le correlazioni di Skempton (1986), Gibbs & Holtz (1957), Bazaraa (1967) e Schultze & Mezembach (1961).

In virtù della considerazione fatta prima, essendo in presenza come già detto di terreni sabbiosi e ghiaiosi, si ritiene opportuno utilizzare i valori ottenuti con la correlazione di Bazaraa (1967).

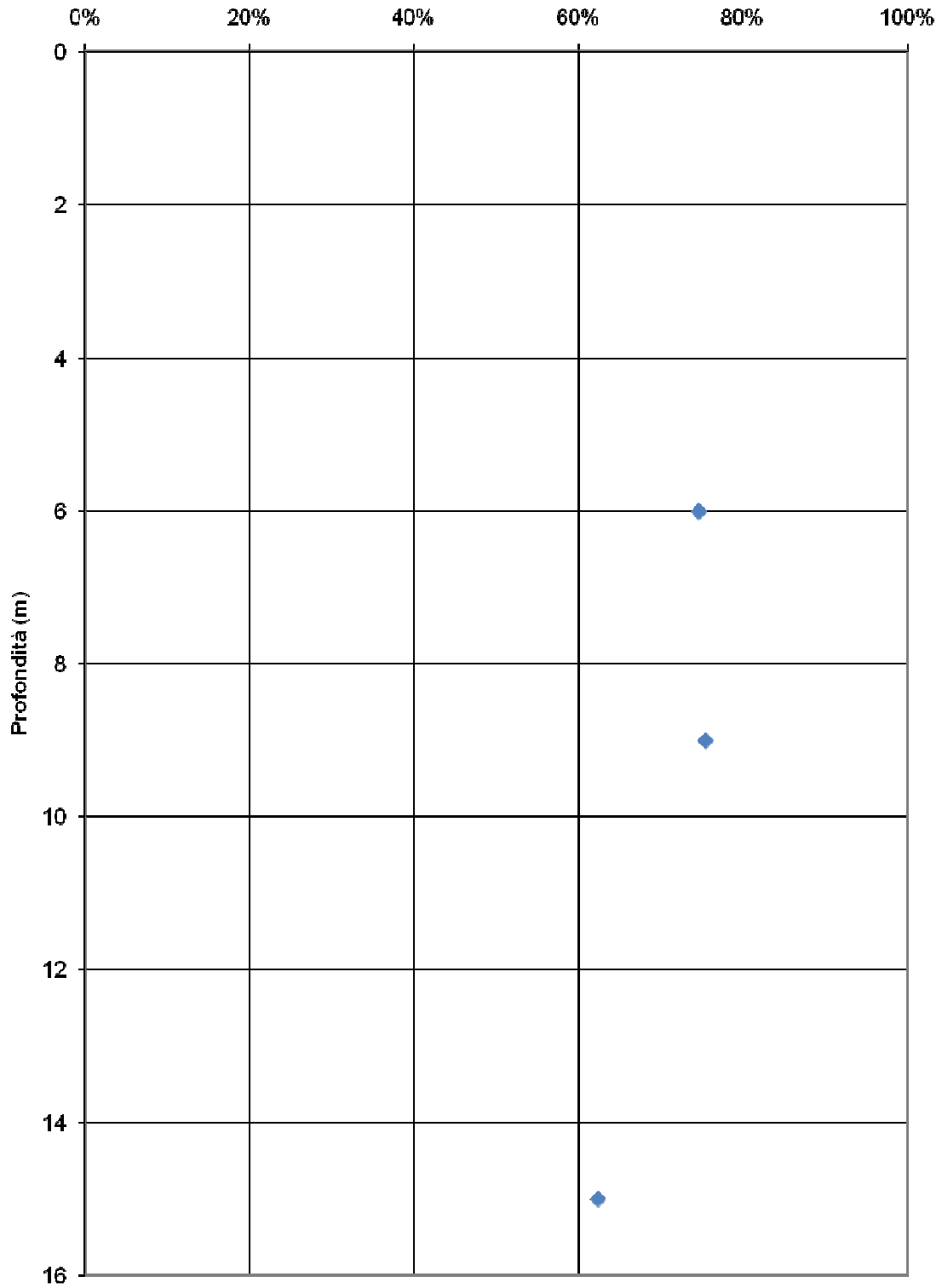
La formula per calcolare la densità relativa varia in funzione della tensione verticale efficace ( $\sigma'_v$ ):

$$\text{per } \sigma'_v \leq 0.732 \text{ Kg/cm}^2 \quad D_r = \sqrt{\frac{N_{spt}}{20 \cdot (1 + 4.1 \cdot \sigma'_v)}}$$

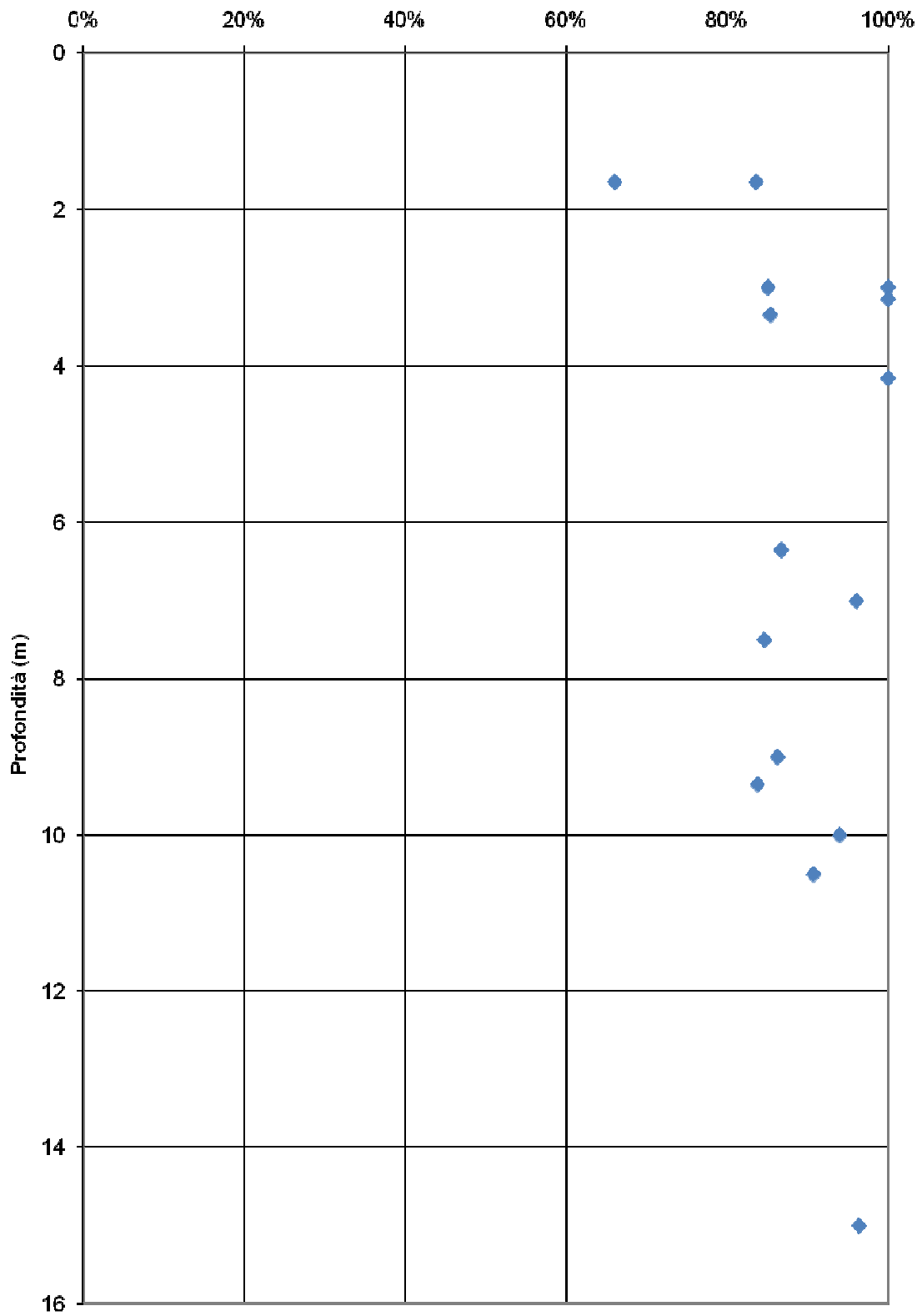
$$\text{per } \sigma'_v > 0.732 \text{ Kg/cm}^2 \quad D_r = \sqrt{\frac{N_{spt}}{20 \cdot (3.24 + 1.024 \cdot \sigma'_v)}}$$

Nelle seguenti grafici sono riportati i valori ottenuti in funzione della profondità per ciascuna unità litostratigrafica.

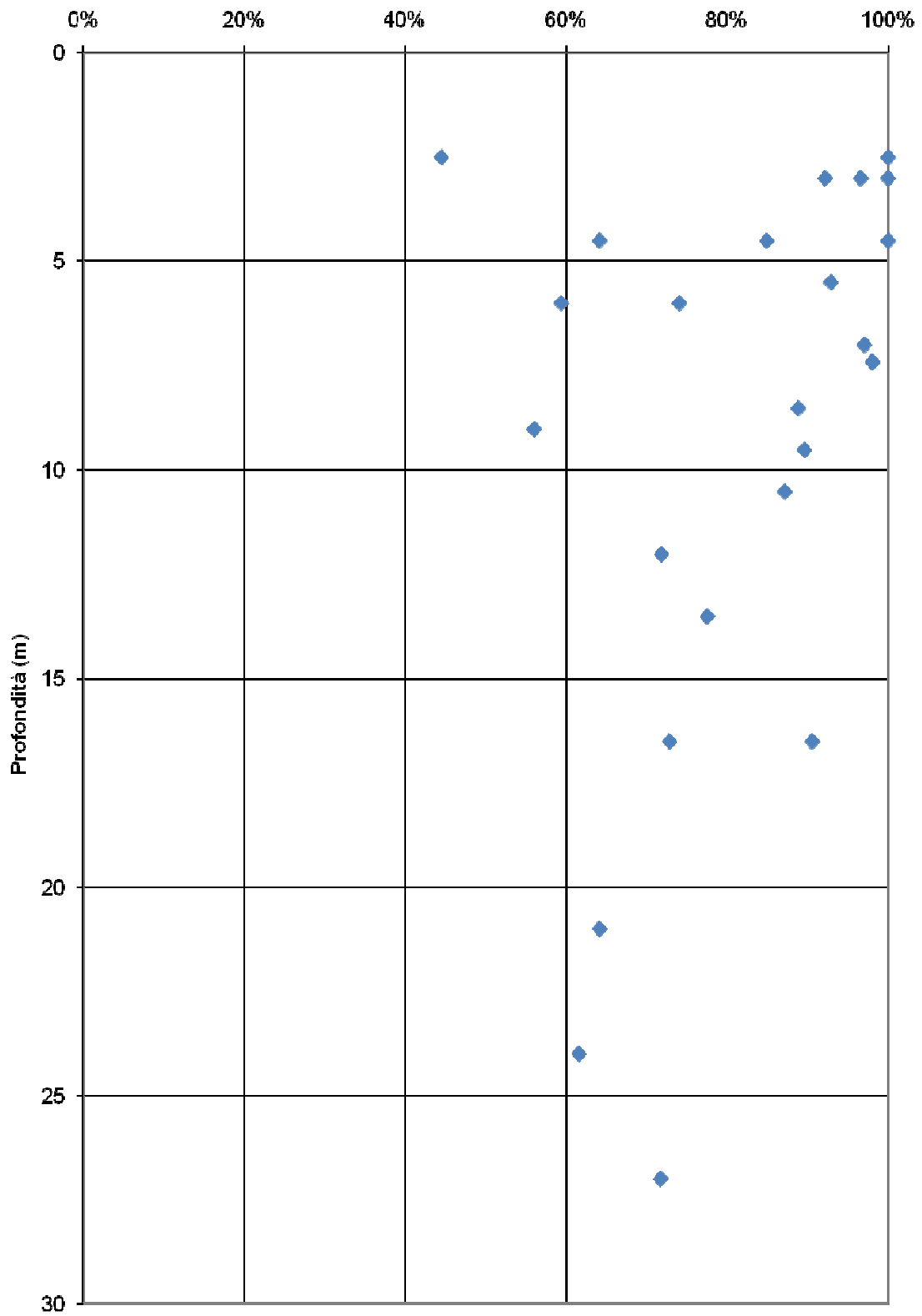
Dr (%) - Bazaraa (1967)  
Unità A



Dr (%) - Bazaraa (1967)  
Unità B



Dr (%) - Bazaraa (1967)  
Unità C



### 8.1.2 Angolo di resistenza al taglio

Vi sono due tipologie di correlazioni, quelle dirette, ovvero che pongono in correlazione diretta il numero  $N_{spt}$  misurato con l'angolo d'attrito interno ( $\phi$ ), e quelle indirette, ovvero il valore dall'angolo d'attrito interno viene ricavato dalla densità relativa a sua volta ricavata come visto dal numero  $N_{spt}$ . Tra le due tipologie è da preferirsi la prima poiché si riduce l'approssimazione dovuta al doppio passaggio delle correlazioni indirette.

Tra le correlazioni note in letteratura, sono state prese in considerazione quella di Schmertmann (indiretta) e quelle di Malcev, Peck Hanson & Thornburn e Shioi & Fukuni – Japanese National Railway (dirette).

#### Schmertmann (1978)

Propone la correlazione riportata nella figura seguente. **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** tra  $D_R$  e  $\phi$  in funzione delle caratteristiche granulometriche del terreno, particolarmente indicata per le sabbie e le ghiaie.

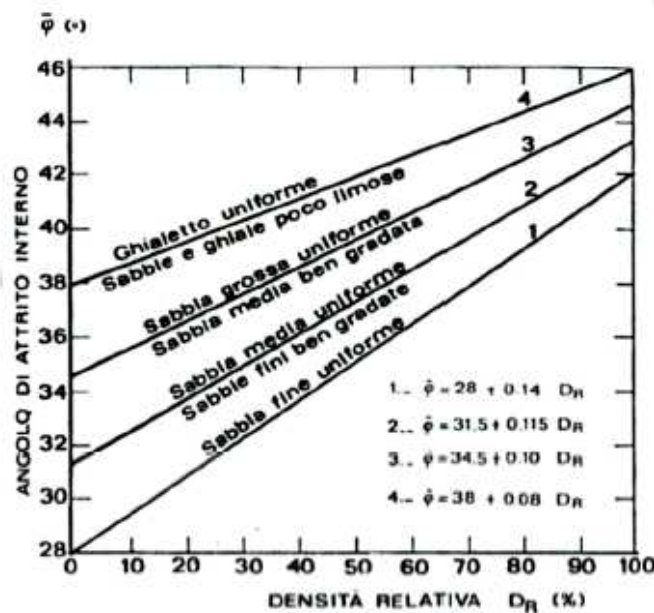


Figura 1: Correlazione tra  $D_R$  e  $\phi$  in funzione della granulometria (SCHMERTMANN, 1978)

In forma analitica secondo le seguenti equazioni:

$$1 - \Phi = 28 + 0,14Dr$$

$$2 - \Phi = 31,5 + 0,10Dr$$

$$3 - \Phi = 34,5 + 0,10Dr$$

$$4 - \Phi = 38 + 0,08Dr$$

In questo caso è stata utilizzata la densità relativa ottenuta con il metodo di Bazaraa.

Peck Hanson & Thornburn (1974)

Questa correlazione è molto utilizzata nei paesi anglosassoni, è valida per tutti i tipi di terreno; il valore dell'angolo di attrito interno viene calcolato direttamente dal valore di  $N_{spt}$  secondo la seguente formula:

$$\Phi (^{\circ}) = 27,2 + 0,28N_{spt}$$

(Malcev 1964)

Angolo di attrito in gradi valido per sabbie in genere (cond. ottimali per prof. > 2 mt. e per valori di angolo di attrito < 38°). Il valore viene calcolato direttamente dal valore di  $N_{spt}$  secondo la seguente formula:

$$\Phi = 20 - 5 \cdot \text{Log}(\sigma'_v) + 3.73 \cdot \text{Log}(N_{spt})$$

$\Phi$  = angolo di resistenza la taglio (°)

$\sigma'_v$  = pressione efficace verticale (Kg/cm<sup>2</sup>)

Shioi & Fukuni (1982) – Japanese National Railway

Questo metodo è valido per sabbie medie – grosse e sabbie ghiaiose, possibilmente per profondità superiori a 8 – 10 m sopra falda e 15 m sotto falda.

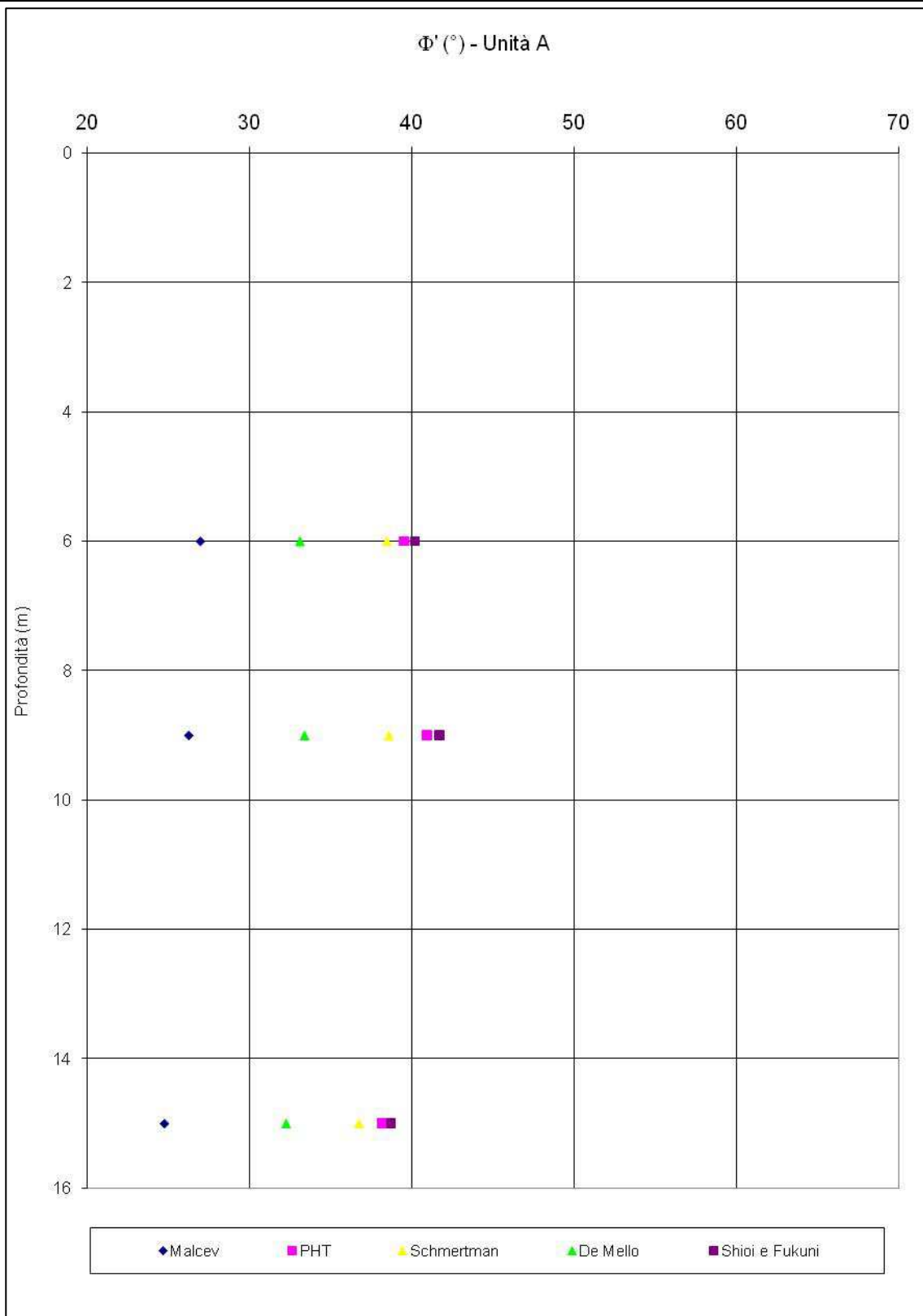
L'angolo d'attrito interno viene calcolato direttamente dal numero di colpi  $N_{spt}$  con la seguente formula:

$$\Phi = 0.3N_{spt} + 27$$

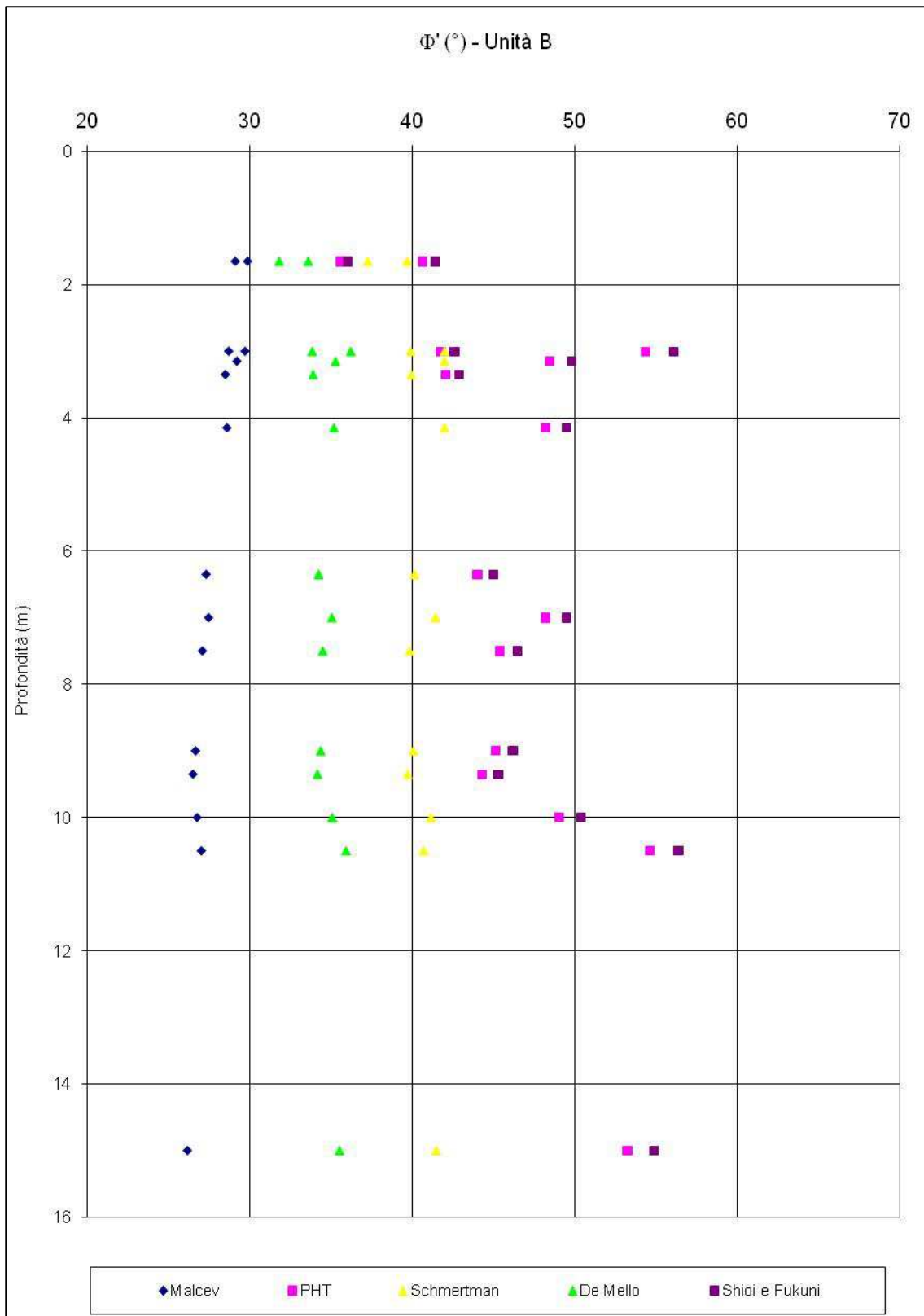
Nelle figure seguenti si riportano i valori dell'angolo d'attrito per ciascuna unità litostratigrafica, calcolati con le relazioni sopra esposte, diagrammati in funzione della profondità:

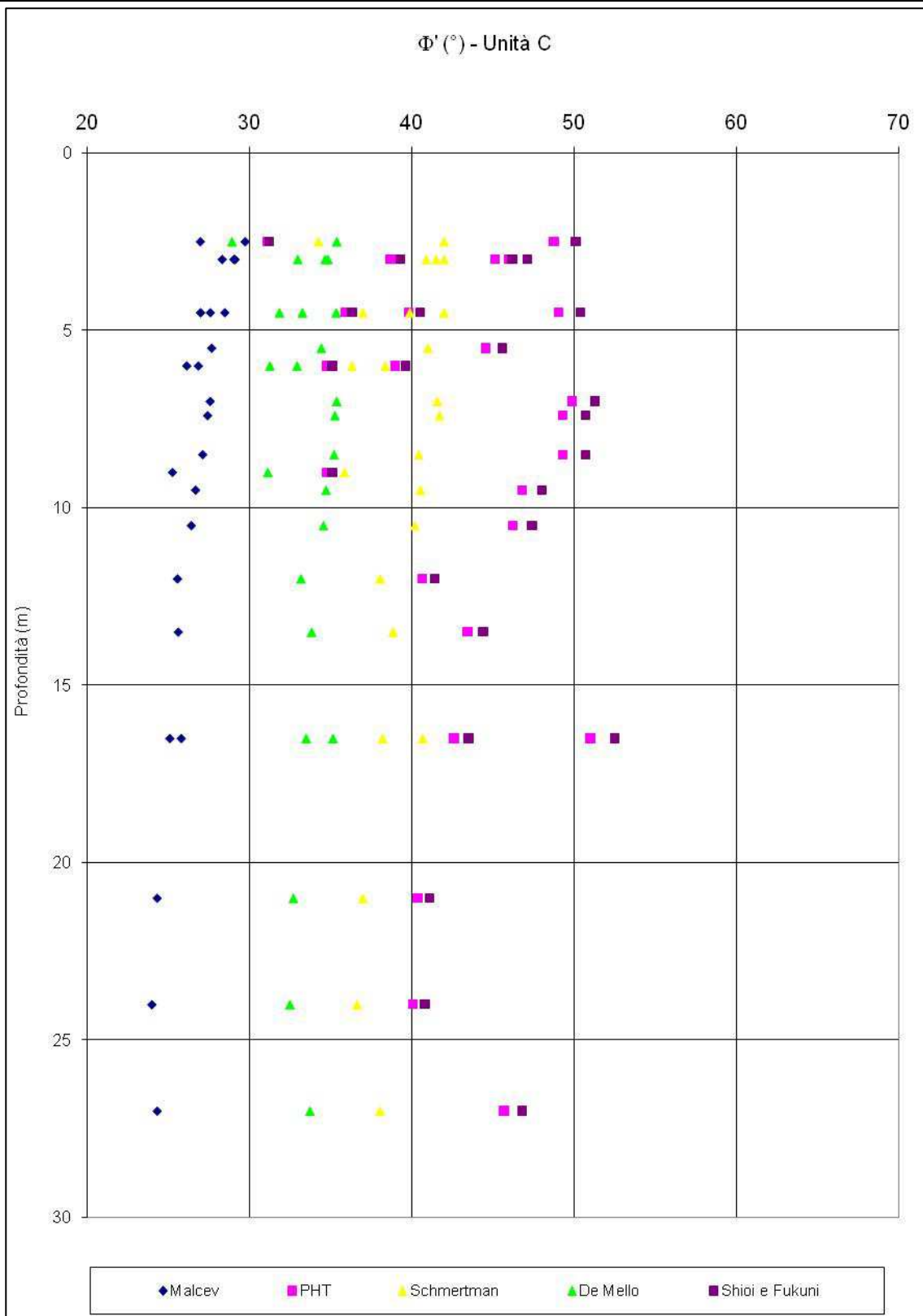


AUTOSTRADA A31 TRENTO - ROVIGO  
TRONCO TRENTO - VALDASTICO - PIOVENE ROCCHETTE



AUTOSTRADA A31 TRENTO - ROVIGO  
TRONCO TRENTO - VALDASTICO - PIOVENE ROCCHETTE





### 8.1.3 Modulo elastico

Anche per il modulo elastico esistono in letteratura numerose correlazioni empiriche in funzione della granulometria o del grado di consolidazione. Tra tutte quelle note in letteratura sono state

utilizzate quelle di D'Appolonia et al. (1970), Jamiolkowski et al. (1988), Straud (1988) e Berardi Lancellotta (1991).

#### D'Appolonia et al. (1970)

Questa correlazione è valida per le sabbie con ghiaia e per le sabbie sovraconsolidate. La correlazione calcola il modulo elastico senza considerare l'influenza della pressione efficace, portando così ad una diminuzione del valore di E con la profondità. Le formule utilizzate sono le seguenti:

Per sabbia e ghiaia NC  $E \text{ (MPa)} = 0,756 \cdot N'spt(60) + 18,75$

Per sabbia SC  $E \text{ (MPa)} = 1,043 \cdot N'spt(60) + 36,79$

#### Jamiolkowski et al. (1988)

Questa correlazione calcola il modulo elastico corrispondente a tensioni dell'ordine del 25% di quelle a rottura, in funzione della densità relativa Dr e di Nspt

Per terreni NC  $E \text{ (MPa)} = (10,5 - 3,5 \cdot Dr) \cdot Nspt$

Per terreni SC  $E \text{ (MPa)} = (52,5 - 35 \cdot Dr) \cdot Nspt$

#### Straud (1988)

Questa correlazione è utilizzata per le sabbie, ghiaie e le argille. Il modulo elastico è calcolato in funzione del valore di Nspt con la seguente formula:

$E \text{ (MPa)} = (0,136 \cdot Nspt - 0,00107 \cdot Nspt^2 + 1,503) \cdot Nspt$

#### Berardi e Lancellotta (1991)

Questa correlazione calcola il modulo elastico a piccole deformazioni  $E_0$  in funzione della densità relativa Dr e della tensione efficace verticale, secondo la seguente formula:

$$E_0 = (100 + 9 \cdot Dr) \cdot 0,1 \sqrt{\sigma'_{vo}}$$

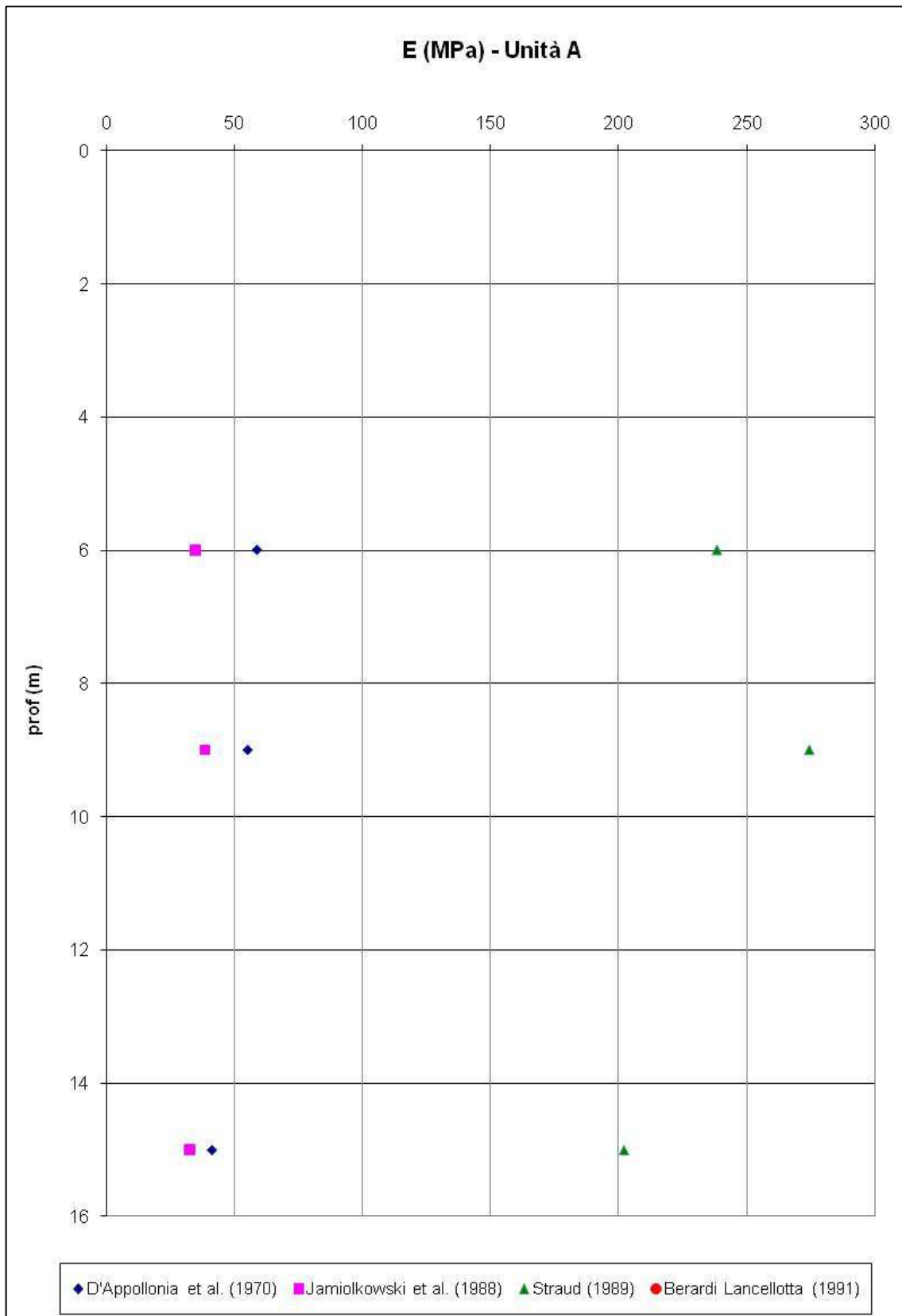
$E_0$  = modulo elastico a piccole deformazioni (MPa)

Con riferimento ai moduli elastici "operativi" si evidenzia che una stima dei moduli elastici "operativi" per l'analisi dei cedimenti (rilevati e fondazioni superficiali) può essere dedotta direttamente dai risultati ottenuti dalla correlazione di Jamiolkowski et al. (1988).

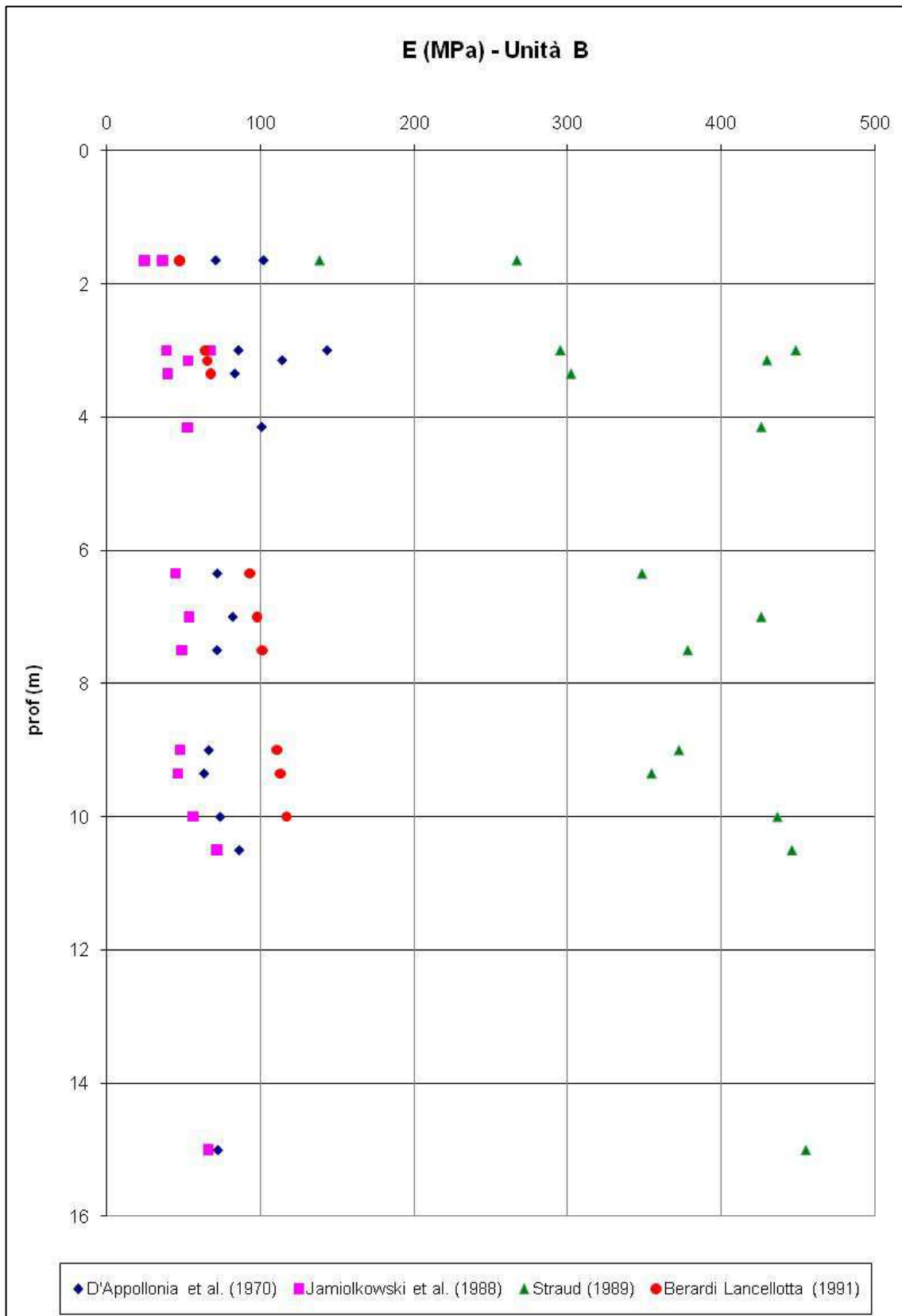
Per quanto riguarda i moduli ottenuti dalla correlazione di Berardi e Lancellotta (1991), questi sono moduli iniziali a basse deformazioni. Con riferimento alle opere autostradali in progetto per le opere di sostegno e profonde si assume come modulo di Young "operativo" un valore pari ad  $1/3 \div 1/5$  di quello iniziale.

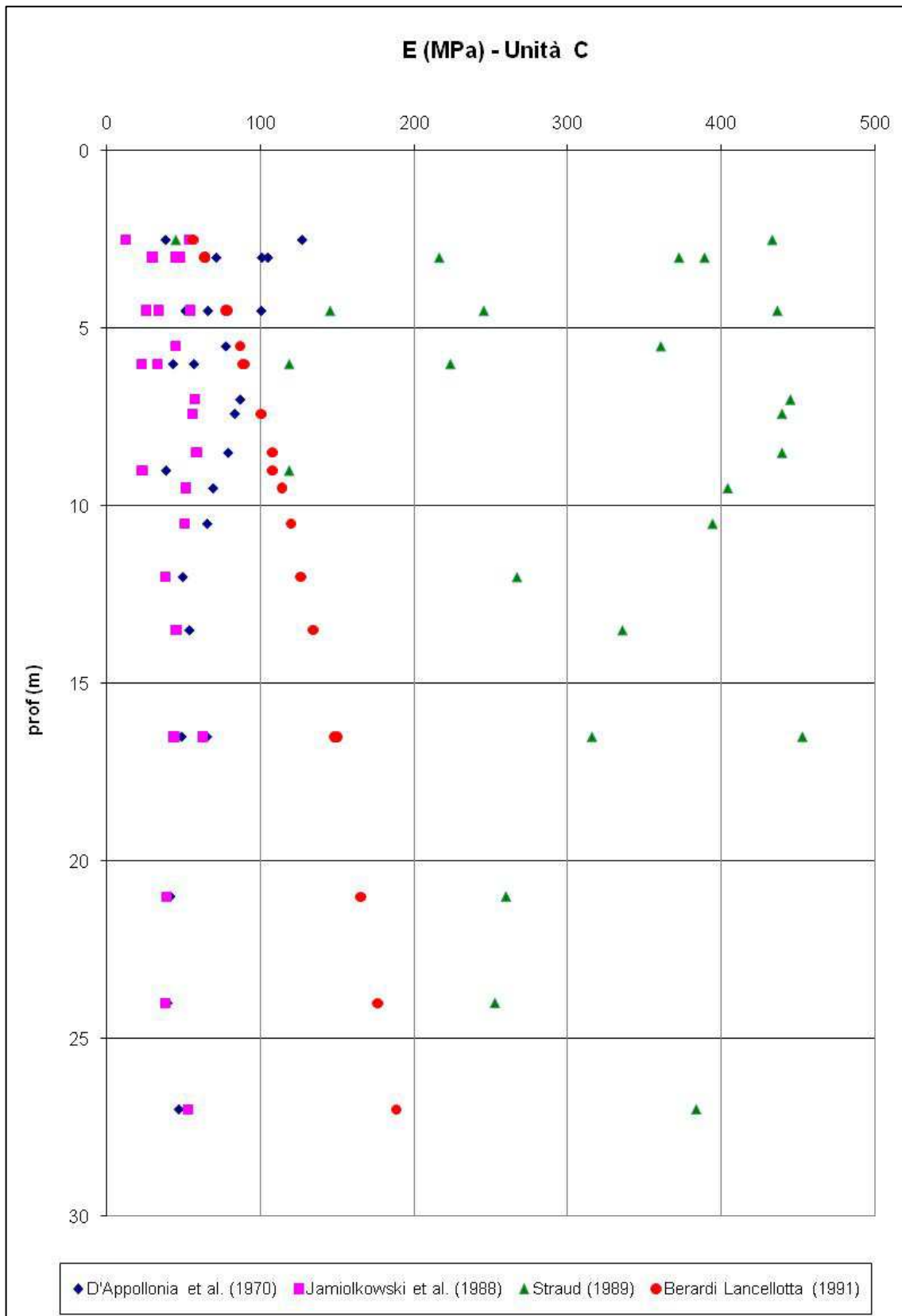
Nelle figure seguenti vengono riportati i valori di modulo elastico per ciascuna unità litostratigrafiche ottenuti con le correlazioni sopra esposte, diagrammati in funzione della profondità:

AUTOSTRADA A31 TRENTO - ROVIGO  
TRONCO TRENTO - VALDASTICO - PIOVENE ROCCHETTE



AUTOSTRADA A31 TRENTO - ROVIGO  
TRONCO TRENTO - VALDASTICO - PIOVENE ROCCHETTE





## 8.2 Prova di permeabilità tipo Lefranc

La permeabilità (o *conducibilità idraulica*) è l'attitudine di un deposito a lasciarsi attraversare dall'acqua per effetto di un gradiente idraulico. La resistenza offerta dal materiale al deflusso dell'acqua viene misurata col *coefficiente di permeabilità*  $k$ , che rappresenta il volume di liquido (in  $m^3$ ) che attraversa con moto laminare nell'unità di tempo (1 secondo) un'unità di sezione ( $1 m^2$ ) ortogonale alla direzione di deflusso, sotto l'effetto di un gradiente idraulico unitario ed alla temperatura di  $20^\circ C$ . Il coefficiente  $k$  viene espresso in  $m/s$  o in  $cm/s$  e presenta dei limiti di variazione estremamente ampi, come risulta anche dalla seguente tabella, passando da valori di  $10^2 cm/s$  per terreni a granulometria grossolana a valori fino a  $10^{-9} cm/s$  per argille omogenee.

$k$ (cm/s)	$10^2$	$10$	$1$	$10^{-1}$	$10^{-2}$	$10^{-3}$	$10^{-4}$	$10^{-5}$	$10^{-6}$	$10^{-7}$	$10^{-8}$	$10^{-9}$
$k$ (m/s)	$1$	$10^{-1}$	$10^{-2}$	$10^{-3}$	$10^{-4}$	$10^{-5}$	$10^{-6}$	$10^{-7}$	$10^{-8}$	$10^{-9}$	$10^{-10}$	$10^{-11}$
Classi di permeabilità	EE	Elevata	Buona	Discreta	Bassa			BB	Impermeabile			
Tipi di terreno	Ghiaie pulite	Sabbie grossolane pulite e miscele di sabbie e ghiaie			Sabbie fini	Miscele di sabbie e limi			Limi argillosi e argille limose fanghi argillosi	Argille omogenee e compatte		
Determinazione diretta di K	Prove dirette in situ mediante pompaggio											
	Infiltrometri - Permeametri a carico costante											
Determinazione indiretta di K	Permeametri a carico variabile											
	Analisi granulometrica (applicabile a sabbie e ghiaie pulite)					Prove di consolidamento						

Tale enorme variabilità è determinata in primo luogo dalla granulometria del materiale e secondariamente dalla porosità e dalla struttura del terreno. Inoltre la marcata eterogeneità dei depositi naturali, soprattutto a grana grossa, determina generalmente un'anisotropia anche nei riguardi della permeabilità, da cui deriva che la permeabilità orizzontale  $k_h$  di un terreno è di norma diversa dalla permeabilità verticale  $k_v$ .

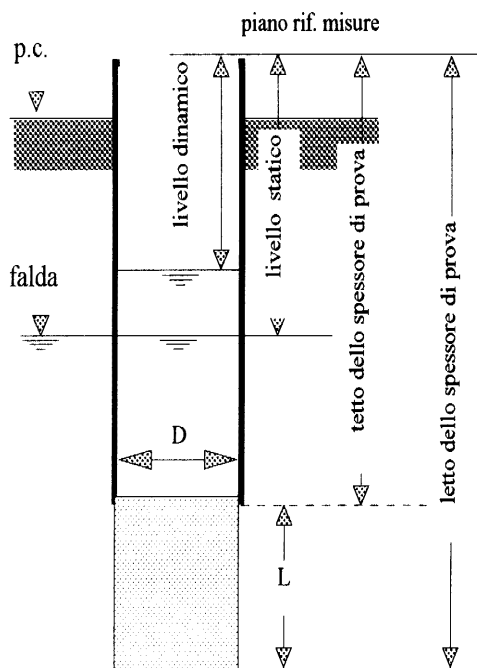
Il coefficiente  $k$  può essere valutato sia attraverso prove in sito che in laboratorio. La misura della permeabilità in laboratorio viene in genere effettuata solo per i terreni a grana fina, sia perché relativamente più omogenei e quindi anche la misura su un piccolo campione può ritenersi significativa, sia perché solo per tali terreni è possibile prelevare campioni indisturbati. Per i depositi a grana media e grossa si preferisce invece far ricorso a misure in sito, in pozzetti o fori di sondaggio.

Le prove tipo "Lefranc" vengono realizzate all'interno di fori di sondaggio, in terreni generalmente al di sotto del livello di falda e, se al di sopra, preventivamente saturati. Si possono eseguire prove *a carico costante*, in cui si misura la portata necessaria per mantenere costante il livello dell'acqua nel foro, o prove *a carico variabile*, che si possono realizzare secondo due modalità, o abbassando il livello d'acqua nel foro di un'altezza nota e misurando la velocità di risalita (*prove di risalita*), oppure riempiendo il foro d'acqua per un'altezza nota e misurando la velocità di abbassamento del livello (*prove di abbassamento*). Attraverso formule specifiche per ciascuna tipologia di prova,



si risale al valore di permeabilità valutato in funzione di un coefficiente di forma che dipende dalla geometria della sezione filtrante e dalle condizioni stratigrafiche.

Per l'esecuzione della prova è necessario che le pareti della perforazione siano rivestite con una tubazione per tutto il tratto non direttamente interessato dalla prova stessa. Nella zona da testare si realizza un tratto di foro scoperto (od eventualmente riempito di materiale drenante per il sostegno delle pareti) di forma cilindrica, avente rapporto  $L/D$  (lunghezza/diametro) tanto maggiore quanto più ci si vuole avvicinare alla misura della permeabilità orizzontale ( $k_h$ ). Si considera determinato il coefficiente  $k_h$  quando si realizza la condizione:  $L/D \geq 1,2$  (Hvorslev, 1951). Quando il rapporto  $L/D$  è compreso fra 0 e 1,2 il coefficiente misurato ( $k_{av}$ ) è intermedio fra  $k_h$  e  $k_v$ :



Per la misura del coefficiente di permeabilità verticale ( $k_v$ ) si richiede invece che il rivestimento venga inserito nel terreno naturale per una profondità ( $L$ ) non inferiore al diametro ( $D$ ) del rivestimento stesso, mantenendo il riempimento di terreno all'interno del tubo ed utilizzando quindi come sezione filtrante solo la base del foro.

La preparazione del tratto di foro dove eseguire la misura è la fase più difficile di questo genere di prove, in quanto il livello di disturbo del terreno nell'area di filtrazione è il fattore che maggiormente influenza la valutazione del coefficiente di permeabilità. Per

questo, in ogni caso, le determinazioni presentano incertezze ed i valori ricavati devono essere accettati cautelativamente considerando un certo margine di approssimazione.

I risultati delle prove Lefranc condotte in fase di perforazione, di seguito schematizzati, riguardano quanto rilevato nel corso della campagna geognostica del 2005. Tali prove hanno interessato unicamente l'unità litostratigrafica C, in assenza di falda freatica (fino alla profondità investigata).

Sondaggio	Prova Lefranc	Profondità (m)	Permeabilità K (m/s)
SD 2P	n°1	15.50 ÷ 16.00	$2.25 \times 10^{-6}$
SD 2P	n°2	19.50 ÷ 20.00	$1.99 \times 10^{-6}$
SD 2P	n°3	24.50 ÷ 25.00	$1.91 \times 10^{-6}$
SD 3P	n° 1	15.00 ÷ 15.50	$6.36 \times 10^{-7}$
SD 3P	n° 2	17.50 ÷ 18.00	$1.69 \times 10^{-6}$
SD 3P	n° 3	19.50 ÷ 20.00	$1.40 \times 10^{-6}$
SD 4P	n° 1	13.50 ÷ 14.00	$4.36 \times 10^{-6}$
SD 4P	n° 2	15.50 ÷ 16.00	$2.35 \times 10^{-6}$
SD 4P	n° 3	19.50 ÷ 20.00	$3.11 \times 10^{-6}$

AUTOSTRADA A31 TRENTO - ROVIGO  
TRONCO TRENTO - VALDASTICO - PIOVENE ROCCHETTE

<b>Sondaggio</b>	<b>Prova Lefranc</b>	<b>Profondità (m)</b>	<b>Permeabilità K (m/s)</b>
SD 5P	n° 1	16.70 ÷ 17.20	$2.14 \times 10^{-6}$
SD 5P	n° 2	21.70 ÷ 22.20	$3.13 \times 10^{-6}$
SD 5P	n° 3	24.70 ÷ 25.20	$5.38 \times 10^{-5}$

### 8.1 Prove di laboratorio

Il prelievo di campioni indisturbati e rimaneggiati per l'esecuzione delle prove di laboratorio ha fornito un quadro più completo e preciso delle caratteristiche di resistenza e deformabilità dei terreni coinvolti. In particolare, tutti i campioni sono stati sottoposti a prove per la determinazione delle caratteristiche fisiche e granulometriche dei materiali, mentre solo quelli indisturbati sono stati qualificati anche sotto l'aspetto meccanico. Per la verifica del comportamento tenso-deformativo dei litotipi indagati sono state eseguite prove di carico a compressione E.L.L. e prove di consolidazione edometrica.

I risultati delle indagini di laboratorio sono tabulati nella Tabella seguente.

AUTOSTRADA A31 TRENTO - ROVIGO  
TRONCO TRENTO - VALDASTICO - PIOVENE ROCCHETTE

PROVE DI LABORATORIO												EDOMETRICA			
FORMAZIONE	UNITA'	N°sond./Campione	γ <sub>nat</sub>	G <sub>s</sub>	W <sub>i</sub>	W <sub>p</sub>	IP	qu-PP	cu-VT	qu-ELL	Granulometria	M <sub>v</sub>	K	C <sub>v</sub>	
Depositi lacustri e glacialacustri	A	S4-2									3% ghiaia, 41% sabbia; 56% limo argilla				
		S4-3			18%	13%	5				1%ghiaia; 39% sabbia; 60% limo argilla				
		S4-4				22%	14%	8							
		S4-6				23%	13%	10							
		S5-A	2,15 g/cm <sup>3</sup>			24%	14%	10	>10		8,98 kg/cm <sup>2</sup>				
		S5-B	2,21 g/cm <sup>3</sup>	2,74 g/cm <sup>3</sup>		26%	16%	10			9,00 kg/cm <sup>2</sup>	2,2x10 <sup>-3</sup> cm <sup>2</sup> /kg (carico 1) 2,2x10 <sup>-3</sup> cm <sup>2</sup> /kg (carico 2)	1,8x10 <sup>-8</sup> cm/s (carico 1) 2,2x10 <sup>-8</sup> cm/s (carico 2)	8,4x10 <sup>-3</sup> cm <sup>2</sup> /s (carico 1) 1,0x10 <sup>-2</sup> cm <sup>2</sup> /s (carico 2)	
		S5 -C	2,23 g/cm <sup>3</sup>			23%	14%	9			10,84 kg/cm <sup>2</sup>				
		S5-D	2,24 g/cm <sup>3</sup>			23%	15%	8			8,68 kg/cm <sup>2</sup>				
Alluvioni attuali e recenti	B	S3-1									42% ghiaia; 33% sabbia; 25% limo argilla				
		S4-1									72% ghiaia; 16% sabbia; 12% limo argilla				
		S5-1										78% ghiaia; 14% sabbia; 8% limo argilla			
		EXCPT2-1										55% ghiaia; 27% sabbia; 18% limo argilla			
		EXCPT2-2										77% ghiaia; 15% sabbia; 8% limo argilla			
Depositi glaciali	C	SD2P-1									73% ghiaia; 18% sabbia; 9% limo argilla				
Depositi glaciali		SD2P-2									65% ghiaia; 21% sabbia; 14% limo argilla				
Depositi glaciali		SD2P-3									67% ghiaia; 20% sabbia; 13% limo argilla				
Depositi glaciali		SD2P-4									65% ghiaia; 23% sabbia; 12% limo argilla				
Depositi glaciali		SD2P-5									83% ghiaia; 7% sabbia; 4% limo argilla				
Deposito fluvioglaciale e alluvionale		SD3P-1									52% ghiaia; 26% sabbia; 15% limo; 7% argilla				
Deposito fluvioglaciale e alluvionale		SD3P-2									63% ghiaia; 20% sabbia; 17% limo argilla				
Deposito fluvioglaciale e alluvionale		SD3P-3									46% ghiaia; 32% sabbia; 17% limo; 5% argilla				
Deposito fluvioglaciale e alluvionale		SD3P-4									70% ghiaia; 17% sabbia; 13% limo argilla				
Deposito fluvioglaciale e alluvionale		SD3P-5									66% ghiaia; 22% sabbia; 12% limo argilla				
Deposito fluvioglaciale e alluvionale		SD3P-6									66% ghiaia; 23% sabbia; 11% limo argilla				
Deposito fluvioglaciale e alluvionale		SD4P-1									64% ghiaia; 22% sabbia; 14% limo argilla				
Deposito fluvioglaciale e alluvionale		SD4P-2									58% ghiaia; 23% sabbia; 14% limo; 5% argilla				
Deposito fluvioglaciale e alluvionale		SD4P-3									74% ghiaia; 18% sabbia; 8% limo argilla				
Deposito fluvioglaciale e alluvionale		SD4P-4									53% ghiaia; 34% sabbia; 13% limo argilla				

AUTOSTRADA A31 TRENTO - ROVIGO  
TRONCO TRENTO - VALDASTICO - PIOVENE ROCCHETTE

PROVE DI LABORATORIO											EDOMETRICA			
FORMAZIONE	UNITA'	N°sond./Campione	ynat	Gs	W <sub>i</sub>	W <sub>p</sub>	IP	qu-PP	cu-VT	qu-ELL	Granulometria	M <sub>v</sub>	K	Cv
Deposito fluvioglaciale e alluvionale		SD4P-5									70% ghiaia; 16% sabbia; 14% limo argilla			
Deposito fluvioglaciale e alluvionale		SD5-1									64%ghiaia; 23% sabbia; 13% limo argilla			
Deposito fluvioglaciale e alluvionale		SD5-2									72% ghiaia; 20% sabbia; 8% limo argilla			
Deposito fluvioglaciale e alluvionale		SD5-3									65% ghiaia; 22% sabbia; 13% limo argilla			
Deposito fluvioglaciale e alluvionale		SD5-4									48% ghiaia; 26% sabbia; 16% limo argilla			
Deposito fluvioglaciale e alluvionale		SD5-5									52% ghiaia; 34% sabbia; 14% limo argilla			
Deposito fluvioglaciale e alluvionale		SD5-6			18%	14%	4				42% ghiaia; 26% sabbia; 23% limo; 9% argilla			
Deposito fluvioglaciale e alluvionale		SD5-7									53% ghiaia; 32% sabbia; 15% limo argilla			
Deposito fluvioglaciale e alluvionale		SD5-8									1% ghiaia; 32% sabbia; 67% limo argilla			
Deposito fluvioglaciale e alluvionale		SD5-9									56% ghiaia; 29% sabbia; 15% limo argilla			
Deposito glaciale		S1-1			23%	14%	9				67% ghiaia; 15% sabbia; 19% limo argilla			
Deposito glaciale		S1-2									37%ghiaia; 39% sabbia; 24% limo argilla			
Deposito fluvioglaciale e alluvionale		S1-4			22%	13%	9				60% ghiaia; 20% sabbia; 20% limo argilla			
Deposito glaciale		S2-1			21%	12%	9				51% ghiaia; 19% sabbia; 30% limo argilla			
Deposito glaciale		S2-3			26%	15%	11							
Deposito glaciale		S2-4			26%	14%	12				40% ghiaia; 15% sabbia; 45% limo argilla			
Deposito fluvioglaciale		S2-6			29%	19%	10							
Deposito glaciale		S2-8			56%	26%	30							
Deposito fluvioglaciale e alluvionale		S2-9			20%	11%	9				60% ghiaia; 38% sabbia; 22% limo argilla			
Deposito fluvioglaciale e alluvionale		S2-12			19%	12%	7				55% ghiaia; 32% sabbia; 23% limo argilla			
Deposito fluvioglaciale e alluvionale		S2-13			71%	40%	31				5% ghiaia; 17% sabbia; 78% limo argilla			
Deposito fluvioglaciale e alluvionale		S3-3									45% ghiaia; 40% sabbia; 15% limo argilla			
Deposito glaciale		S3-4									42% ghiaia; 48% sabbia; 10% limo argilla			
Deposito fluvioglaciale e alluvion		S3-8									44% ghiaia; 36% sabbia; 20% limo argilla			
Deposito glaciale		S3-10									46% ghiaia; 36% sabbia; 18% limo argilla			
Deposito fluvioglaciale e alluvionale		S4-8									67% ghiaia; 20% sabbia; 13% limo argilla			

## 9 PARAMETRI GEOTECNICI DI RIFERIMENTO (VALORI CARATTERISTICI)

Sulla base di tutti i dati e considerazioni descritte nei capitoli precedenti, nei seguenti paragrafi si riassumono i dati analizzati e si forniscono i valori caratteristici di riferimento dei parametri geotecnici, per le tre unità litostratigrafiche individuate.

Le analisi fin qui condotte hanno evidenziato spesso che i dati ottenuti con le diverse correlazioni risultano sovrastimati; per la scelta dei parametri geotecnici di riferimento, si è scelto di operare in modo conservativo e cautelativo, ovvero dare maggior peso alle fasce più basse degli intervalli individuati.

Per quanto riguarda lo strato superficiale di riporto/vegetale è stata fornita una parametrizzazione geotecnica prevalentemente basata sull'esperienza, in quanto non sono state svolte prove specifiche. Inoltre va considerato che per la natura delle opere in progetto, tale livello, qualora presente, viene asportato, proprio a causa delle sue scarse caratteristiche di resistenza e deformabilità.

### 9.1 Caratteristiche Fisiche

#### 9.1.1 Granulometria

Ottenuta esclusivamente dalle analisi granulometriche per setacciatura e sedimentazione eseguite in laboratorio.

Unità	Ghiaia %	Sabbia %	Limo+Argilla %
A	2	40	58
B	65	21	14
C	55	25	20

#### 9.1.2 Peso di volume

Unità	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )
A	20-22
B	19-20*
C	19-20*

\* valore stimato

### 9.1.3 Limiti ed indici di consistenza

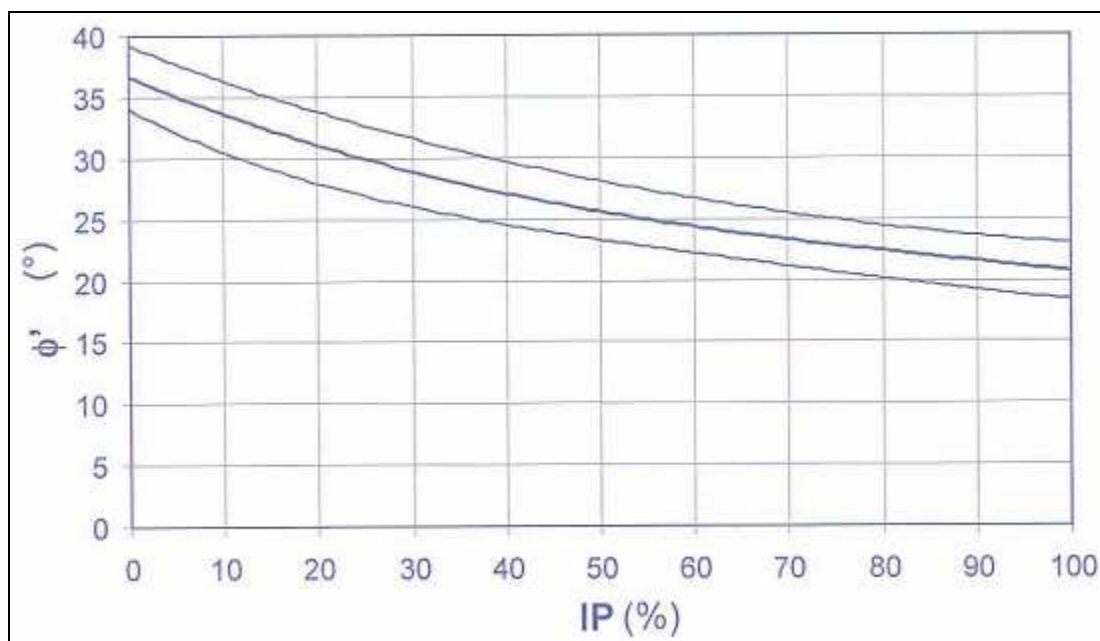
Sono stati ottenuti mediante le prove di laboratorio

Unità	W <sub>L</sub> %	W <sub>P</sub> %	IP %
A	23	14	9
B	n.d.	n.d.	n.d.
C	30	17	13

### 9.2 Parametri di resistenza

#### 9.2.1 Angolo d'attrito interno efficace ( $\phi'$ )

Per la determinazione dell'angolo di attrito interno efficace sono stati utilizzati i dati delle prove SPT E dalla correlazione empirica tra l'indice di plasticità (IP) e l'angolo d'attrito interno efficace, proposta da Jamiolkowski et al. Nel 1979, riportata nella figura seguente.



Unità	Da SPT (°)	Da IP (°)	Riferimento (°)
A	n.d.	n.d.	<b>25</b>
B	35÷40	n.d.	<b>35÷38</b>
C	32÷40	30-33	<b>35÷40</b>

Non sono stati riportati i valori di angolo d'attrito interno ottenuti dalle prove SPT per l'Unità A) poiché non sono affidabili per i terreni coesivi.

### 9.2.1 Coesione efficace ( $c'$ )

Data la natura prevalentemente incoerente (ovvero privi di coesione) dei terreni analizzati, e l'assenza di dati sperimentali per la determinazione di questo parametro, i valori proposti sono da intendersi stimati. Solo per l'unità A sono a disposizione delle prove qu-ELL che hanno determinato il valore di coesione non drenata

Unità	Riferimento (KPa)
A	<b>45 (Cu)</b>
B	<b>0÷5</b>
C	<b>0÷5</b>

### 9.1 Parametri di deformabilità

#### 9.1.1 Modulo elastico ( $E$ )

Per la determinazione di questo parametro, sono stati utilizzati i numerosi dati ottenuti dalle sole prove SPT.

Si sottolinea che i valori di modulo elastico proposti si intendono operativi per le tipologie di terreni interessati e di opere in progetto, ovvero l'intervallo di deformazioni atteso è del tipo a grandi deformazioni ( $> 0.1\%$ ), e non a piccole deformazioni ( $0.01\%$ ).

Unità	Da SPT (MPa)	Riferimento (MPa)
A	30÷50	<b>30</b>
B	50÷110	<b>50÷100</b>
C	40÷110	<b>50÷110</b>

### 9.2 Sintesi dei parametri di riferimento (valori caratteristici)

La parametrizzazione geotecnica adottata per le tre unità risulta quindi la seguente:

Unità	$\gamma_{\square}$ (KN/m <sup>3</sup> )	$c_u$ (Kpa)	$\phi'$ (°)	$c'$ (Kpa)	Dr (%)	E (MPa)
A	20-22	<b>35-45</b>	<b>25</b>			
B	19-20		<b>35-38</b>	<b>0-5</b>	<b>60</b>	<b>50-100</b>
C	19-20		<b>35-40</b>	<b>0-5</b>	<b>90-100</b>	<b>50-110</b>

Le prove di permeabilità misurate all'interno dei depositi hanno evidenziato valori del coefficiente k dell'ordine di  $10^{-6}$  m/s, indice di un grado di permeabilità medio-bassa.

## 10 OPERE GEOTECNICHE

Nel seguito vengono evidenziati alcuni aspetti progettuali geotecnici per opere principalmente in terra.

### 10.1 Tracciato in rilevato

Le caratteristiche di portanza dei sedimenti di fondazione risultano buone, come già evidenziato nel corso della relazione. Quindi previo scotico dello strato vegetale superficiale e compattazione del piano di posa, si potrà impostare direttamente il corpo del rilevato sui terreni in sito che risultano essere di categoria A1, A3 o A2-4.

Nel caso in cui, localmente, si riscontrasse la presenza di terreni non rientranti in tali categorie, dovranno essere eseguite locali bonifiche per sostituzione con materiali dei gruppi A1, A2, A3 idonei per uno spessore di 50 cm previa la stesa di un geocomposito tra il sottofondo stesso ed il futuro rilevato.

Il geocomposito sarà costituito da un tessuto multifilamento in poliestere ad alto modulo accoppiato ad un geotessile nontessuto a filo continuo spunbonded 100% polipropilene agugliato meccanicamente. I due prodotti devono essere accoppiati in modo tale da costituire un unico elemento.

La funzione del geotessile è come noto triplice ed in particolare:

- di evitare la contaminazione del materiale inerte da parte delle particelle fini costituenti il sottofondo;
- di ripartire omogeneamente il carico del rilevato sul sottofondo;
- di svolgere funzione di anticapillare qualora, in condizioni di morbida, la falda interessasse il sottofondo stesso.

Indirettamente l'interposizione del geocomposito svolge poi un ruolo ecologico, infatti grazie alle sue caratteristiche migliorative del rilevato, consente di contenere enormemente le bonifiche per sostituzione con materiale inerte. Ciò limita l'utilizzo di materiali naturali pregiati, limitando quindi l'attività estrattiva.



Lo strato vegetale di copertura, secondo le indagini effettuate, risulta in generale variabile tra 40 e 70 cm. Solo localmente si possono trovare strati di materiale di riporto di alcuni metri in corrispondenza delle zone urbanizzate.

Nel caso di rilevati impostati su pendii naturali (pendenza  $> 1/5$ ), lo scortico avverrà con gradonatura del pendio, con la realizzazione di banche suborizzontali (inclinazione  $< 5^\circ$ ) di larghezza pari a 2.0 m ed altezza variabile, così come definito nella tavola "Sezioni tipologiche" del progetto stradale.

In merito alla stabilità delle scarpate del rilevato stradale, va detto che esse avranno, in generale, una pendenza pari a  $2/3$  e, ove il rilevato risultasse essere di altezza superiore a 5.0 m, si provvederà alla realizzazione di una o più berme intermedie di larghezza pari a 2.0 m in funzione dell'altezza. Si sottolinea altresì che nel caso di rilevati realizzati in corrispondenza di scarpate naturali, verifiche di stabilità condotte secondo il metodo dell'equilibrio limite nella formulazione di Janbu indicano condizioni di stabilità superiori alle condizioni limite di equilibrio ma insufficienti a garantire la sicurezza secondo le normative vigenti. In questi casi infatti il sistema manufatto-terreno, porta alla creazione di scarpate la cui altezza ed inclinazione risultano troppo elevate per garantirne la stabilità.

In questi casi il progetto prevede l'arretramento del ciglio del rilevato e la realizzazione di muri di sostegno in cemento armato o in terra rinforzata.

In muri in terra rinforzata avranno paramento a vista inclinato di  $65^\circ$  rispetto all'orizzontale e saranno costituiti da strati di geogriglie monorientate in HDPE o altro prodotto equivalente, di resistenza opportuna. La resistenza delle geogriglie sarà in funzione delle caratteristiche geometriche del rilevato, delle caratteristiche geomeccaniche del terreno, dei carichi agenti sul rilevato stesso e di eventuali sollecitazioni sismiche. La resistenza massima a trazione, secondo la norma EN ISO 10319, dovrà essere non inferiore ai valori di seguito riportati per le varie classi di altezza:

- da 45 a 60 kN/m per altezze fino a 3,00 m;
- da 45 a 90 kN/m per altezze oltre i 3,00 m fino a 6,00 m;
- da 60 a 120 kN/m per altezze oltre i 6,00 m fino a 9,00 m;
- da 90 a 160 kN/m per altezze oltre i 9,00 m.

In generale lo schema di intervento prevede quanto segue:

Sul fronte esterno del manufatto viene posizionata una rete metallica elettrosaldata (maglia  $15 \times 15$  cm e diametro  $\phi = 6-8$  mm), opportunamente sagomata, con la funzione di cassero guida, a perdere. La geogriglia, oltre ad essere stesa orizzontalmente, deve essere risvoltata attorno alla facciata (tecnica del "wrap around") chiudendo frontalmente il materiale di riempimento. Allo scopo di contenere il terreno vegetale sul fronte esterno, evitandone il dilavamento, è necessaria la posa di un biotessile preseminato, costituito da fibre cellulosiche (100% viscosa). Al fine di garantire l'inerbimento della scarpata è necessario utilizzare in prossimità della facciata almeno 0,30 m di terreno di coltura. La stesura del terreno di riempimento deve avvenire per strati di spessore complessivo non superiore a

0,65 m, stendendo e compattando in duplice tornata per uno spessore di circa 0,30-0,35 m, fino ad una costipazione non inferiore al 95% dello Standard Proctor.

Per le porzioni di rilevato poste a ridosso dei manufatti (spalle dei viadotti, scatolari ecc..) è prevista la realizzazione di un consolidamento a cemento dei terreni al fine di evitare assestamenti e l'eventuale formazione di localizzate variazioni altimetriche longitudinali del tracciato stradale. La stabilizzazione dei terreni, con l'introduzione di una percentuale di cemento, consentirà di evitare gli inconvenienti legati alle difficoltà di compattazione con mezzi meccanici a ridosso dei manufatti precedentemente realizzati.

Per lo schema di intervento si rimanda alle sezioni tipologiche stradali.

### *10.2 Tracciato in trincea*

Le caratteristiche geotecniche dei depositi interessati dalle tratte di tracciato in trincea, sono del tutto compatibili con la pendenza (2/3) con cui si intendono realizzare le scarpate della trincea stessa, fatto salvo la necessità, ove l'altezza di queste superi i 5.0 m, di realizzare una berma intermedia.

Nei casi in cui la realizzazione di tale geometria non fosse possibile o richiedesse sbancamenti di notevole impatto, o altresì si verificasse la presenza, in fase di scavo, di lenti o livelli di terreno di caratteristiche geotecniche scadenti, sarà necessario ricorrere ad opere di sostegno. In fase costruttiva si valuterà infine se vi è la necessità della posa in opera di geostuoie ed idrosemina al fine di favorire l'inerbimento delle scarpate.

In merito alle operazioni di bonifica del sedime stradale si rimanda a quanto esposto nel paragrafo precedente.

### *10.1 Viadotti*

L'indicazione della tipologia di fondazione delle spalle e delle pile dei viadotti, richiede un grado di conoscenza delle caratteristiche geotecniche locali dei terreni al momento non disponibile. Infatti la scelta della tipologia del tipo di fondazione, che può essere diretta superficiale o profonda su pali o pozzi strutturali, dipende del tipo e dalle dimensioni del viadotto, e soprattutto dalle caratteristiche geotecniche locali in termini di stratigrafie puntuali. Nelle successive fasi progettuali, con a disposizione delle indagini geognostiche integrative, sarà prodotto un modello geotecnico di riferimento, sulla base del quale potranno essere progettati i viadotti previsti.

## **11 CONCLUSIONI**

In queste pagine sono state discusse ed individuate le caratteristiche fisiche e meccaniche rappresentative delle unità litostratigrafiche interessate dalle opere in progetto.

Quanto definito si è basato sullo studio di tutto il materiale a disposizione prodotto nelle precedenti fasi di studio del progetto.

Ne è derivata una più accurata ricostruzione litostratigrafica in asse del tracciato, ed un quadro geologico-geotecnico più approfondito.