STUDIO DI GEOLOGIA

Dott. Geol. MATTIA BERTANI
Ordine dei Geologi del Piemonte n.588 Sezione A
Casale Tabuloni, 32 – 28021 Borgomanero (No)
tel. 0322 843722 – fax. 0322 060155 – cell. 349 1884498
e-mail: mattia.bertani@atdot.it
P.I. 01922860034
www.studiobertani.it

REGIONE PIEMONTE

PROVINCIA DI NOVARA

COMUNE DI BORGO TICINO

Committente:	Spett.le MEDIO NOVARESE AMBIENTE S.p.A. *Via Matteotti, 51 – 28021 Borgomanero (No)*
Progetto:	Nuova costruzione di ricovero automezzi presso la piattaforma ecologica di Via Castelletto Ticino
Elaborato:	RELAZIONE GEOTECNICA SULLE INDAGINI: CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA D.M. 14 gennaio 2008 (rif. 6.2.2) – N.T.A. P.R.G.C.

Commessa rif.: 584-16		**File:** 584-16_borgoticino_medionovarese_indagini.pdf
Rev.	**Data emissione**	**Note**
00	Aprile 2016	Relazione geotecnica sulle indagini

Il tecnico:

Dott. Geol. Mattia BERTANI

La proprietà dei lavori originali è riservata al Professionista che li ha redatti (art.9 D.M. 18.11.71 e s.m.i.).
E' vietata ogni riproduzione totale o parziale della presente documentazione senza autorizzazione scritta dell'Autore.

Indice

Premessa....2
1.UBICAZIONE AREA DI INTERVENTO....3
2.DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO....3
3.PROBLEMI GEOTECNICI....3
4.DESCRIZIONE DELLE INDAGINI E DELLE PROVE GEOTECNICHE....3
4.1.Prove penetrometriche dinamiche....4
4.1.1.Strumentazione utilizzata....4
4.1.2.Dati misurati e loro elaborazione....5
5.CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA DEL SITO....7
5.1.Descrizione del modello geotecnico del sottosuolo....7
5.2.Attribuzione parametri geotecnici fondamentali....8
5.2.1.Peso di volume....8
5.2.2.Densità relativa....8
5.2.3.Resistenza al taglio....9
5.2.4.Modulo elastico....9
5.3.Attribuzione valori caratteristici dei parametri geotecnici....10
5.3.1.Metodologia ed assunzioni....10
5.3.2.Calcolo....11
5.3.3.Risultati....12
6.CONSIDERAZIONI GEOTECNICHE SUGLI INTERVENTI IN PROGETTO, PRESCRIZIONI ED INCERTEZZE DEL MODELLO....12
6.1.Calcolo preliminare della capacità portante dei terreni....12
6.1.1.Metodologia di calcolo....13
6.1.2.Assunzioni....14
6.1.3.Risultati ottenuti....14
6.2.Calcolo preliminare dei cedimenti attesi....15
6.2.1.Metodologia di calcolo....15
6.2.2.Assunzioni....16
6.2.3.Risultati ottenuti....16
Conclusioni....17

TAVOLE:
- Tavola 1: Ubicazione indagini geognostiche – scala 1:500;
- Tavola 2: Sezioni geotecniche – scala 1:250.

ALLEGATI:
- Allegato 1: Elaborati prove penetrometriche dinamiche;
- Allegato 2: Elaborati calcolo preliminare su capacità portante e cedimenti.

Premessa

Il presente studio ha la finalità di effettuare la caratterizzazione e la modellazione geotecnica dell'area situata nei pressi della piattaforma ecologica di Medio Novarese Ambiente S.p.A. di Borgo Ticino (No), in Via Castelletto Ticino, dove sono in progetto nuovi interventi edilizi comprendenti la realizzazione di una costruzione di circa 2.250 m^2 per il ricovero automezzi.

L'indagine è stata effettuata ai sensi delle *Norme Tecniche per le Costruzioni* (NTC) emanate con D.M. 14.01.2008 e della loro Circolare esplicativa n. 617 del 02.02.2009, e delle Norme Tecniche di Attuazione del vigente studio geologico-tecnico di Piano Regolatore Comunale, che rimandano espressamente al 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 e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione"* ed alla sua Circolare esplicativa n. 30487 del 24.09.1988.

I risultati ottenuti vengono riportati nella presente relazione tecnica, che analizza le caratteristiche fisiche e meccaniche dei terreni che costituiscono il volume geotecnico significativo sollecitato dalla realizzazione delle nuove strutture, ed in particolare:

- descrive gli interventi in progetto, i problemi geotecnici e le scelte tipologiche;
- descrive ed interpreta i risultati delle indagini condotte in sito;
- elabora un modello geotecnico del sottosuolo con la caratterizzazione delle unità geotecniche presenti e l'attribuzione dei relativi parametri fondamentali;
- effettua importanti considerazioni geotecniche sugli interventi in progetto ed un calcolo preliminare sulla capacità portante dei terreni e sui cedimenti attesi.

Per la redazione del presente studio ci si è serviti del modello geologico elaborato nella *Relazione geologica*, a firma dello scrivente, a corredo della documentazione progettuale.

1. UBICAZIONE AREA DI INTERVENTO

L'area di intervento è ubicata nel settore orientale del territorio comunale di Borgo Ticino (No), a circa 150 m di distanza dal Comune di Castelletto Sopra Ticino, immediatamente a Sud del tracciato dell'A26, alle seguenti coordinate geografiche medie (rif. tav. 1 *Relazione geologica*):

- WGS84: lat. 45,697969° long. 8,6184198°;
- ED50: lat. 45,698903° long. 8,619496°.

2. DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

Dalla visione degli elaborati di progetto, redatti dall'arch. Simone Guerini (studio tecnico in Via Caduti per la Libertà n°150 a Castelletto Sopra Ticino), si evince come l'intervento principale sia costituito da una costruzione ad uso ricovero automezzi con dimensioni in pianta di circa 30 m x 75 m.

Le specifiche tecniche dell'opera, così come definite dal Progettista e dalla Committenza, sono riportate nella tabella seguente (tab. 2.1).

Vita Nominale (V_N)	50 anni
Tipo di costruzione	Tipo 2
Classe d'uso (C_U)	Classe II

Tab. 2.1 – Specifiche tecniche dell'opera.

3. PROBLEMI GEOTECNICI

Le problematiche geotecniche strettamente connesse con la realizzazione dei nuovi interventi riguardano principalmente la stabilità dell'insieme opera-terreno in seguito alla messa in posto di fondazioni superficiali.

Le indagini da realizzare, pertanto, hanno avuto la finalità di analizzare:

- le caratteristiche litologiche dei terreni che costituiscono il primo sottosuolo;
- il regime delle pressioni interstiziali;
- le caratteristiche meccaniche dei terreni.

4. DESCRIZIONE DELLE INDAGINI E DELLE PROVE GEOTECNICHE

Le indagini e le prove geotecniche realizzate sono state programmate in funzione della conoscenza pregressa del sito e della tipologia delle strutture in progetto, ed hanno avuto la finalità di caratterizzare i terreni compresi nel loro volume significativo, cioè nella parte di sottosuolo influenzata, direttamente o indirettamente, dalla costruzione delle opere e che influenza le opere stesse.

In particolare, nella giornata del 9 aprile 2016 sono state eseguite n° 8 prove penetrometriche dinamiche, per definire le caratteristiche meccaniche dei terreni, con ubicazione riportata in Tavola 1.

La scelta della tipologia delle indagini eseguite è stata effettuata, di concerto con il Progettista, sulla base dei dati necessari alla progettazione in sicurezza

dell'intervento, ed in funzione della natura dei terreni desunta dai risultati della *Relazione geologica*.

Le indagini sono state eseguite direttamente dallo scrivente, che ne certifica l'esatta esecuzione in quanto abilitato ai sensi dell'art. 41 del D.P.R. 328/01.

4.1. Prove penetrometriche dinamiche

Le *prove penetrometriche* sono indagini indirette che vengono realizzate per la determinazione delle caratteristiche meccaniche dei terreni, mediante la misura della *resistenza alla penetrazione* nel terreno da parte di uno strumento (il *penetrometro*) che viene infisso con mezzi differenti.

In particolare le *prove penetrometriche dinamiche (Dynamic Probing)* vengono eseguite infiggendo verticalmente nel terreno una punta conica posta all'estremità di una batteria di aste, per mezzo di un maglio che cade da un'altezza costante e nota. Durante l'infissione viene misurato il numero di colpi necessari (N_{DP}) per ottenere successivi affondamenti, di lunghezza costante e nota, della punta. Questo tipo di prove fornisce informazioni di tipo continuo, poiché le misure della resistenza alla penetrazione vengono eseguite durante tutta l'infissione, facilitando così la possibilità di correlare i risultati ottenuti.

L'analisi dei risultati delle prove penetrometriche dinamiche fornisce una valutazione qualitativa del grado di addensamento e di consistenza dei terreni attraversati e permette di risalire indirettamente, sulla base di numerose esperienze locali, alla loro natura litologica, ed empiricamente alle loro principali caratteristiche geotecniche.

4.1.1. Strumentazione utilizzata

Esistono diversi tipi di penetrometri dinamici, che differiscono principalmente per la diversa massa del maglio e altezza di caduta, e che possono essere utilizzati in diverse situazioni di cantiere.

Nello specifico è stato utilizzato il *Penetrometro Dinamico TG 63-100* della *Pagani Geotechnical Equipment*. Tale attrezzatura, largamente utilizzata in Italia, può essere definita, con riferimento alla Classificazione ISSMFE (International Society for Soil Mechanics 1988) basata sul peso della massa battente, come *Penetrometro Superpesante* (*DPSH*). Le sue principali specifiche tecniche sono riportate nella tabella seguente (tab. 4.1), e rispettano gli standard europei fissati dagli Eurocodici (rif. DPSH-B EN ISO 22476-2:2005).

peso massa battente	M	63,50 kg
altezza caduta libera	H	0,75 m
diametro punta conica	D	51,00 mm
area base punta conica	A	20,43 cm^2
angolo apertura punta	α	90°
lunghezza delle aste	La	1,00 m
peso aste per metro	Ma	6,31 kg
avanzamento punta	δ	0,20 m
numero colpi per punta	N	N_{20}
energia specifica per colpo	Q	11,66 kg/cm^2

Tab. 4.1 – Specifiche tecniche penetrometro TG 63-100 Pagani.

I risultati ottenuti con il *DPSH TG 63-100 (N_{20})* sono standardizzati e del tutto confrontabili, sulla base anche di numerose esperienze locali, con quelli acquisiti durante una prova Standard Penetration Test (N_{SPT}). In particolare, l'efficienza del penetrometro, misurata in alcuni siti sperimentali dalla società ISMES, ha evidenziato che il rapporto tra N_{SPT} e N_{20}, normalizzato al 60% del rendimento, è il seguente:

$$N_{SPT} = 1{,}5 \div 4\ N_{20}$$

Il rapporto è prossimo a 1,5 per i terreni sabbioso ghiaiosi, ed aumenta con l'aumentare della frazione fine raggiungendo valori superiori a 4 nei terreni argillosi non saturi.

Tale correlazione, di natura sperimentale, viene confermata dal confronto dell'energia teorica specifica per colpo (Q) delle due prove:

$Q_{TG63\text{-}100}$ = 11,66 kg/cm^2 Q_{SPT} = 7,83 kg/cm^2

Infatti il coefficiente teorico di energia βt, dato dal rapporto tra $Q_{TG63\text{-}100}$ e Q_{SPT}, è pari a 1,489 e risulta quindi praticamente identico al valore sperimentale più cautelativo.

4.1.2. Dati misurati e loro elaborazione

I dati di campagna registrati durante le prove sono stati riportati nei diagrammi penetrometrici dell'Allegato 1, dove il numero di colpi misurati (N_{20}) è stato messo in relazione con la profondità di avanzamento.

Poiché i dati derivanti dalle prove penetrometriche sono spesso caratterizzati dalla presenza di picchi dovuti a contingenze locali, i valori misurati sono stati normalizzati scartando manualmente i dati anomali ed applicando sulle serie così ottenute la funzione di smussamento dei picchi (*filtering*) proposta da Crespellani e Loi.

I valori così normalizzati sono stati correlati con gli N_{SPT} utilizzando la correlazione riportata al paragrafo precedente, propria del l'attrezzatura di indagine utilizzata.

I valori di N_{SPT} sono stati poi corretti per un'efficienza standardizzata del 60% (N_{60}), seguendo la seguente equazione di Skempton (1986):

$$N_{60} = N_{SPT} \cdot C_E \cdot C_B \cdot C_R$$

dove

C_E: fattore correttivo per il rapporto di energia (l'efficienza media del penetrometro in uso è stata misurata da Togliani (2002) pari al 73 %);

C_B: fattore correttivo per il diametro del foro;

C_R: fattore correttivo per la lunghezza delle aste.

I valori di N_{60} sono stati infine normalizzati per la pressione litostatica efficace attraverso la seguente equazione:

$$N_{1(60)} = C_N \cdot N_{60}$$

dove C_N è il coefficiente di Liao & Whitman (1986).

Analizzando i valori ottenuti è stato possibile individuare per ogni prova gli strati che assumono omogenea resistenza all'avanzamento delle aste.

P1		
Profondità strato (m da p.c.)	**Stato di addensamento**	**$N_{1(60)}$ medio**
0,0 – 0,8	molto sciolto	4,2
0,8 – 6,0	da mediamente a molto addensato	36,8

Tab. 4.2 – Prova penetrometrica P1.

P2		
Profondità strato (m da p.c.)	**Stato di addensamento**	**$N_{1(60)}$ medio**
0,0 – 0,4	mediamente addensato	27,6
0,4 – 1,0	sciolto	6,7
1,0 – 5,0	da mediamente a molto addensato	36,5

Tab. 4.3 – Prova penetrometrica P2.

P3		
Profondità strato (m da p.c.)	**Stato di addensamento**	**$N_{1(60)}$ medio**
0,0 – 0,4	da mediamente a molto addensato	37,7
0,4 – 1,0	da sciolto a molto sciolto	6,7
1,0 – 5,6	da mediamente a molto addensato	37

Tab. 4.4 – Prova penetrometrica P3.

P4		
Profondità strato (m da p.c.)	**Stato di addensamento**	**$N_{1(60)}$ medio**
0,0 – 1,2	molto sciolto	3,6
1,2 – 5,2	da mediamente a molto addensato	38,5

Tab. 4.5 – Prova penetrometrica P4.

P5		
Profondità strato (m da p.c.)	**Stato di addensamento**	**$N_{1(60)}$ medio**
0,0 – 0,4	da mediamente addensato ad addensato	36,9
0,4 – 1,8	sciolto	7,7
1,8 – 5,4	da mediamente a molto addensato	41,5

Tab. 4.6 – Prova penetrometrica P5.

P6		
Profondità strato (m da p.c.)	**Stato di addensamento**	**$N_{1(60)}$ medio**
0,0 – 0,4	da mediamente a molto addensato	37,7
0,4 – 1,0	da sciolto a molto sciolto	6,7
1,0 – 5,6	da mediamente a molto addensato	39,1

Tab. 4.7 – Prova penetrometrica P6.

P7		
Profondità strato (m da p.c.)	**Stato di addensamento**	**$N_{1(60)}$ medio**
0,0 – 1,6	molto sciolto	2,9
1,6 – 6,0	da mediamente a molto addensato	32,4

Tab. 4.8 – Prova penetrometrica P7.

P8		
Profondità strato (m da p.c.)	**Stato di addensamento**	**$N_{1(60)}$ medio**
0,0 – 0,4	da sciolto ad addensato	25,1
0,4 – 1,2	molto sciolto	4,6
1,2 – 5,0	da mediamente a molto addensato	40

Tab. 4.9 – Prova penetrometrica P8.

Dall'analisi dei risultati ottenuti si evince, a partire dal piano campagna attuale, la presenza dei seguenti orizzonti:

- **Orizzonte R**: terreno di riporto da mediamente addensato a molto addensato, con valori medi di $N_{1(60)}$ abbastanza buoni (25,1-37,7); ha spessore di circa 0,4 m e rappresenta lo strato di terreno messo in opera come sottofondo per l'attuale utilizzo dell'area a parcheggio automezzi;
- **Orizzonte A**: terreni da molto sciolti a sciolti, con valori medi di $N_{1(60)}$ da bassi a molto bassi (2,9-7,7); tale orizzonte si approfondisce fino ad un massimo di circa 1,8 m dal p.c. e rappresenta i terreni naturali di alterazione superficiale;
- **Orizzonte B**: terreni da mediamente a molto addensati, con valori medi di $N_{1(60)}$ buoni (32,4-41,5); tale orizzonte si estende più in profondità almeno fino alla massima quota indagata, di -6,0 m, entro la quale tutte le prove sono andate a rifiuto ($N_{SPT} > 100$).

Durante l'esecuzione delle prove, condotte in seguito a prolungati giorni di tempo atmosferico variabile, non è stata rinvenuta una significativa presenza di acqua.

5. CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA DEL SITO

Il modello geotecnico del sito consiste nella rappresentazione delle condizioni stratigrafiche, del regime delle pressioni interstiziali e della caratterizzazione fisico meccanica dei terreni e delle rocce comprese nel volume significativo.

5.1. Descrizione del modello geotecnico del sottosuolo

Correlando i risultati delle prove effettuate è stato elaborato un modello geotecnico del primo sottosuolo dell'area dove verrà realizzato il nuovo intervento edilizio, rappresentato graficamente dalle sezioni di Tavola 2.

A partire dal piano campagna si rilevano le seguenti unità:

- **Unità geotecnica R**: terreno di riporto, costituito da ghiaie e sabbie riolitiche, eterogenee, da mediamente addensate a molto addensate, con spessore di circa 0,4 m, messo in opera come sottofondo per l'attuale utilizzo dell'area a parcheggio automezzi;
- **Unità geotecnica A**: livello superficiale naturale di alterazione, costituito da sabbie limose debolmente ghiaiose, da molto sciolte a sciolte, che si approfondiscono fino alla quota massima di circa 1,8 m;
- **Unità geotecnica B**: ghiaie e ciottoli con sabbia limosa, da mediamente addensate a molto addensate, che si approfondiscono almeno fino alla massima quota indagata, di -6,0 m, entro la quale tutte le prove sono andate a rifiuto.

Come riportato nelle considerazioni idrogeologiche contenute nella *Relazione geologica*, la falda superficiale ha valori di soggiacenza medi di circa 10-15 m dal p.c. attuale, con significative oscillazioni stagionali ed annuali del suo livello, anche

se non è possibile escludere a priori la presenza di falde sospese a carattere locale.

5.2. Attribuzione parametri geotecnici fondamentali

Alle unità geotecniche individuate nel paragrafo precedente, ad eccezione dell'unità geotecnica R rappresentata dallo strato superficiale di riporto, sono stati assegnati i valori medi dei parametri geotecnici fondamentali riportati nelle tabelle seguenti in termini di tensioni efficaci.

Unità geotecnica A			
N_{DP} medio		N_{SPT} = 2,5-6,8; N_{60} = 1,9-5,1; $N_{1(60)}$ = 2,9-7,7	
Peso di volume		γ_d = 15-16 kN/m^3; γ_{sat} = 17-18 kN/m^3	
Densità Relativa		D_R	22-36 %
Angolo di resistenza al taglio	di picco	φ'	25-27°
	a volume costante	φ'_{CV}	22°
Coesione		c'	0 kPa
Modulo elastico (di Young)		E	5,4-6,3 MPa
Coefficiente di Poisson		v	0,33

Tab. 5.1 – Unità geotecnica A.

Unità geotecnica B			
N_{DP} medio		N_{SPT} = 31,2-39,6; N_{60} = 26,3-32,2; $N_{1(60)}$ = 32,4-41,5	
Peso di volume		γ_d = 18 kN/m^3; γ_{sat} = 20 kN/m^3	
Densità Relativa		D_R	74-83 %
Angolo di resistenza al taglio	di picco	φ'	35-36,5°
	a volume costante	φ'_{CV}	32°
Coesione		c'	0 kPa
Modulo elastico (di Young)		E	37,5-46,2 MPa
Coefficiente di Poisson		v	0,31

Tab. 5.2 – Unità geotecnica B.

L'attribuzione è stata eseguita considerando i risultati delle indagini realizzate in sito, elaborati sulla base di esperienze personali condotte in zone limitrofe e in contesti confrontabili, e di numerosi dati esperienziali forniti dalla bibliografia tecnica. Di seguito vengono riportate le correlazioni ed i metodi di calcolo adottati.

5.2.1. Peso di volume

I pesi di volume secco (γ_d) e saturo (γ_{sat}) sono stati ricavati da valori di letteratura riferiti alla presunta litologia dei terreni ed alle loro condizioni di saturazione (Bruschi 1980, Bowles 1982 e Lancellotta 1993), e con l'esperienza maturata in contesti analoghi situati in zone limitrofe.

5.2.2. Densità relativa

I valori di densità relativa sono stati ottenuti dalla correlazione di Terzaghi e Peck (1967), rivista da Skempton (1986):

$$D_R = 100\sqrt{\frac{N_{1(60)}}{60}}$$

5.2.3. Resistenza al taglio

La capacità di un materiale granulare ad opporsi alla deformazione è nota come resistenza al taglio. Viene espressa comunemente dall'equazione di Coulomb (1973)

$$\tau = c + (\sigma - u) \cdot \tan \varphi$$

che lega la resistenza al taglio τ disponibile lungo una superficie di scorrimento al valore della tensione normale σ agente sul piano medesimo (al netto dell'eventuale spinta idrostatica u), ed al valore assunto da due parametri caratteristici del terreno stesso per un dato grado di addensamento: la coesione c e l'angolo di resistenza al taglio φ.

L'elevata componente sabbiosa dei depositi presenti permette di eseguire le analisi in termini di tensioni efficaci (φ' e c'), trascurando cautelativamente la componente coesiva ($c' = 0$).

I valori dell'angolo di resistenza al taglio di picco φ' sono stati ottenuti utilizzando la correlazione di Peck-Hanson & Thornburn (1974) valida per sabbie in genere e per qualunque profondità:

$$\varphi' = 21{,}2 + 2{,}7\sqrt{N_{60}}$$

I valori dell'angolo di resistenza al taglio a volume costante φ'_{CV}, dipendenti principalmente dalla componente mineralogica del deposito, sono stati ottenuti dalla relazione di Bolton (1986), confrontata con valori di letteratura riferiti a depositi con caratteristiche ed origine analoghe (Lancellotta 2004, Bruschi 2010):

$$\varphi' = \varphi'_{CV} + 0{,}8\psi$$

dove ψ è l'angolo di dilatanza, funzione dello stato di deformazione e della indice di dilatanza I_R

$$\psi = 3{,}75 \div 6{,}25 I_R$$

$$I_R = D_R \left[Q - LN\left(\frac{100\sigma'_f}{p_a} \right) \right] - R$$

R: variabile intrinseca del terreno;

p_a: pressione di riferimento, pari a 100 kPa;

σ'_f: tensione efficace media alla resistenza di picco.

5.2.4. Modulo elastico

Il modulo elastico (di Young) è stato ricavato, in assenza di prove di laboratorio, mediante le seguenti correlazioni empiriche con il valore degli N_{SPT} comunemente usate in letteratura, in funzione della litologia dei depositi.

Per l'unità geotecnica A è stata utilizzata la correlazione di Bowles (1991), valida per sabbie argillose:

$$E' = 320\left(N_{SPT} + 15\right)$$

Per l'unità geotecnica B è stata considerata la media aritmetica ottenuta dalle seguenti correlazioni:

- correlazione di Bowles (1991), valida per sabbie ghiaiose e ghiaie:

$$E' = 1200\left(N_{SPT} + 6\right)$$

- correlazione AASHTO (1996), valida per ghiaie sabbiose:

$$E' = 1{,}2\, N_{SPT}$$

5.3. Attribuzione valori caratteristici dei parametri geotecnici

Nel presente paragrafo vengono determinati i valori caratteristici dei parametri geotecnici fondamentali dei terreni di fondazione, da utilizzare per le verifiche di sicurezza agli stati limite.

Con il termine *"valore caratteristico"* si intende *"una stima ragionata e cautelativa del valore medio del parametro nello stato limite considerato"* (par. 6.2.2 NTC). Una stima corretta, secondo l'Eurocodice 7, è rappresentata dal *"valore medio con una probabilità del 95% che il valore medio che governa l'insorgere di uno stato limite nel suolo sia più favorevole del valore caratteristico"*; questo valore corrisponde al 5° percentile del valore medio del parametro geotecnico.

5.3.1. Metodologia ed assunzioni

Per la determinazione dei valori caratteristici si è eseguita un'elaborazione statistica dei dati raccolti in sito durante la campagna di indagine, assumendo che la singola unità geotecnica sia assimilabile ad uno strato omogeneo da un punto di vista geomeccanico, dove i valori dei parametri geotecnici presentano fluttuazioni stocastiche attorno ad un valore medio o ad un trend.

Il valore caratteristico del parametro geotecnico considerato (X_k) è stato determinato, come suggerito nel Quaderno 2 delle Linee Guida NTC 08-Gruppo Interregionale Ordine dei Geologi, mediante la seguente espressione (Frank et al., 2004):

$$X_k = X_{mean}(1 - K \cdot s)$$

in cui:

X_{mean} è il valore medio aritmetico relativo ad una serie *n* di valori ottenuti da indagini eseguite sul volume di terreno interessato;

K è la variabile dipendente dalla legge di distribuzione di Student e dalla probabilità di non superamento adottata;

s è il coefficiente di variazione *COV*, dato dal rapporto tra la deviazione standard della distribuzione e X_{mean} .

Per strati di terreno dove il parametro geotecnico considerato non mostra una significativa e sistematica variabilità in direzione orizzontale o con la profondità, senza la presenza di significative zone di terreno con proprietà più scadenti (coefficiente di variazione *COV* < 10% per φ' e *COV* < 30-40% per E), è possibile riferirsi ad una stima cautelativa del valore medio della popolazione statistica, utilizzando nell'espressione il valore di K ottenuto da:

$$K_{n,mean} = t_{n-1}^{0,95}\sqrt{1/n}$$

In questo modo si assume che il volume della zona di rottura generato dall'applicazione del carico di progetto sia maggiore della scala delle fluttuazioni stocastiche, o che comunque le strutture di fondazione possiedano una rigidità tale da consentire una compensazione delle oscillazioni (compensazione delle resistenze).

Al contrario, nel caso in cui il parametro geotecnico considerato mostra una significativa variabilità, o comunque il volume di terreno interessato dallo stato limite è piccolo, occorre riferirsi ai valori minimi, ottenuti utilizzando nell'espressione il valore di *K* ottenuto da:

$$K_{n,low} = t_{n-1}^{0,95}\sqrt{(1/n)+1}$$

In questo modo si assume che il volume della zona di rottura generato dall'applicazione del carico di progetto sia minore della scala delle fluttuazioni stocastiche (resistenze non compensate).

Per l'attribuzione dei valori caratteristici di φ'_{CV} è stato invece adottato l'approccio Bayesiano proposto da Cherubini e Orr (1999), basato sulla seguente equazione:

$$X_k = X_{mean}(1 - COV/2)$$

Per i valori caratteristici del peso di volume, essendo una grandezza caratterizzata da piccoli coefficienti di variazione, si sono considerati frattili al 50%, pari ai valori mediani più cautelativi.

5.3.2. Calcolo

Di seguito vengono riportati i calcoli condotti per le diverse unità.

DETERMINAZIONE VALORI CARATTERISTICI PARAMETRI GEOTECNICI UNITA' GEOTECNICA A					
Prova	**Profondità [m]**		**φ' [°]**	**tg φ' [°]**	**E [MPa]**
	da	**a**			
P1	0,0	0,8	25,7	0,48	5,6
P2	0,4	1,0	26,9	0,51	6,1
P3	0,4	1,0	26,9	0,51	6,1
P4	0,0	1,2	25,4	0,47	5,5
P5	0,4	1,8	27,3	0,52	6,3
P6	0,4	1,0	26,9	0,51	6,1
P7	0,0	1,6	24,9	0,46	5,4
P8	0,4	1,2	26,0	0,49	5,7
		NUMERO DATI	8	8	8
		VALORE MASSIMO	27,3	0,52	6,30
		VALORE MINIMO	24,9	0,46	5,40
		MEDIA	26,3	0,49	5,85
		MEDIANA	26,5	0,50	5,90
		DEVIAZIONE STANDARD	0,87	0,02	0,34
		COEFFICIENTE DI VARIAZIONE COV%	3,31	3,81	5,78
		Kmean	0,66	0,66	0,66
		Klow	1,98	1,98	1,98
		Kscelto	0,66	0,66	0,66
		VALORE CARATTERISTICO	25,7	0,48	5,63

DETERMINAZIONE VALORI CARATTERISTICI PARAMETRI GEOTECNICI UNITA' GEOTECNICA B					
Prova	**Profondità [m]**		**φ' [°]**	**tg φ' [°]**	**E [MPa]**
	da	**a**			
P1	0,8	6,0	35,8	0,72	38,6
P2	1,0	5,0	35,3	0,71	37,9
P3	1,0	5,6	35,5	0,71	38,6
P4	1,2	5,2	35,6	0,72	38,6
P5	1,8	5,4	36,5	0,74	40,8
P6	1,0	5,6	36,0	0,73	39,5
P7	1,6	6,0	35,0	0,7	37,5
P8	1,2	5,0	35,9	0,72	39,3
		NUMERO DATI	8	8	8
		VALORE MASSIMO	36,5	0,74	40,80
		VALORE MINIMO	35,0	0,70	37,50
		MEDIA	35,7	0,72	38,85
		MEDIANA	35,7	0,72	38,60
		DEVIAZIONE STANDARD	0,46	0,01	1,02
		COEFFICIENTE DI VARIAZIONE COV%	1,29	1,70	2,64
		Kmean	0,66	0,66	0,66
		Klow	1,98	1,98	1,98
		Kscelto	0,66	0,66	0,66
		VALORE CARATTERISTICO	35,4	0,71	38,17

5.3.3. Risultati

Nella tabella seguente (tab. 5.3) sono riportati i valori caratteristici dei parametri geotecnici delle unità individuate.

Unità geotecnica	φ'_k	$\varphi'_{CV,k}$	E_k	$\gamma_{d,k}$	$\gamma_{SAT,k}$
A	25°	21°	5,63 MPa	15 kN/m^3	17 kN/m^3
B	35°	31°	38,17 MPa	18 kN/m^3	20 kN/m^3

Tab. 5.3 – Valori caratteristici dei parametri geotecnici delle unità geotecniche individuate.

6. CONSIDERAZIONI GEOTECNICHE SUGLI INTERVENTI IN PROGETTO, PRESCRIZIONI ED INCERTEZZE DEL MODELLO

L'analisi geotecnica condotta ha evidenziato una situazione stratigrafica abbastanza omogenea, con il susseguirsi, a partire dal piano campagna, delle seguenti unità:

- unità geotecnica A: copertura naturale di alterazione dei depositi fluvioglaciali, con caratteristiche geotecniche scadenti ed inadatte a sopportare carichi;
- unità geotecnica B: substrato naturale ghiaioso-ciottoloso, con buone caratteristiche geotecniche.

In corrispondenza di gran parte dell'area, se si esclude l'estrema porzione ad Est a contatto con i campi coltivati limitrofi, i primi 40 cm dell'unità geotecnica A sono stati sostituiti artificialmente con materiale di riporto da mediamente a molto addensato.

L'incertezza del modello geotecnico del sito dipende principalmente dal carattere indiretto e puntuale delle indagini condotte, e pertanto la sua esattezza dovrà essere verificata in fase esecutiva.

Le nuove opere fondazionali dovranno necessariamente approfondirsi per superare i depositi dell'unità geotecnica A scarsamente addensati, ed impostarsi nei sottostanti depositi dell'unità geotecnica B, il cui tetto è stato rilevato ad una profondità variabile da 0,8 m ad 1,8 m massimo dal p.c. attuale.

Con questa assunzione è stato condotto in prima analisi un calcolo agli stati limite, adottando il metodo semiprobabilistico basato sull'impiego dei coefficienti parziali di sicurezza, così come normato dalle NTC (par. 2.3), ipotizzando plinti quadrati con dimensioni di 1,5 m – 2,0 m – 2,5 m, confinati lateralmente per almeno un metro.

Il calcolo ha definito in via preliminare, per le geometrie fondazionali considerate, la capacità portante dei terreni ed i cedimenti indotti, al fine di fornire utili indicazioni allo Strutturista per eseguire un pre-dimensionamento fondazionale ed una stima dei costi di esecuzione degli interventi. Le verifiche geotecniche di sicurezza previste dalle NTC, invece, dovranno essere redatte contestualmente al dimensionamento strutturale, in funzione delle caratteristiche strutturali e di carico delle nuove opere.

6.1. Calcolo preliminare della capacità portante dei terreni

Le verifiche nei confronti degli SLU statici consistono nel determinare il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico Rd:

$$Rd = \frac{1}{\gamma_R} R\left[\gamma_F F_k; \frac{X_K}{\gamma_M}; a_d\right]$$

dove:

- γ_R è un coefficiente di sicurezza che opera direttamente sulla resistenza del sistema;
- $\gamma_F F_K$ sono le azioni di progetto;
- $\frac{X_K}{\gamma_M}$ sono i parametri geotecnici di progetto;
- a_d rappresenta la geometria del progetto.

Il valore ottenuto deve poi essere confrontato con il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione Ed, affinché venga rispettata la condizione:

Rd ≥ Ed

6.1.1. Metodologia di calcolo

Il calcolo di Rd è stato effettuato in modo analitico, con riferimento ai valori caratteristici dei parametri geotecnici dei terreni di fondazione determinati al par. 5.3.3, utilizzando la combinazione 2 dell'Approccio 1 (SLU GEO A2+M2+R2), la più penalizzante da un punto di vista di dimensionamento geotecnico, con riferimento ai coefficienti di sicurezza riportati nelle tabelle seguenti tratte dalle NTC.

Tabella 6.2.II – *Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno*

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	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	γ_γ	1,0	1,0

Tabella 6.4.I - *Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.*

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	γ_R = 1.0	γ_R = 1.8	γ_R = 2.3
Scorrimento	γ_R = 1.0	γ_R = 1.1	γ_R = 1.1

La capacità portante limite è stata determinata utilizzando la formula generale di Brinch - Hansen (1970), che ipotizza un modello di comportamento del terreno rigido-plastico, e costituisce un'estensione dell'equazione di Buisman (1935) e Terzaghi (1943), ottenuta dalla sovrapposizione di soluzioni relative a casi particolari.

Tale formula esprime il carico limite del terreno (q_{LIM}) come la somma di tre fattori:

- il contributo delle forze di attrito dovute al peso proprio del terreno interno alla superficie di scorrimento;
- il contributo delle forze di coesione agenti lungo la superficie di rottura;
- l'effetto stabilizzante del sovraccarico agente ai lati della fondazione.

La sua forma è la seguente:

$$q_{LIM} = \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma \zeta_{\gamma r}\zeta_{\gamma s}\zeta_{\gamma d}\zeta_{\gamma i}\zeta_{\gamma t}\zeta_{\gamma g} + c' N_c \zeta_{cr}\zeta_{cs}\zeta_{cd}\zeta_{ci}\zeta_{ct}\zeta_{cg} + q' N_q \zeta_{qr}\zeta_{qs}\zeta_{qd}\zeta_{qi}\zeta_{qt}\zeta_{qg}$$

dove:

- B : larghezza della fondazione;
- γ : peso di volume del terreno;
- c' : coesione del terreno;

- q' : tensione efficace nel terreno alla profondità di imposta;
- Nγ Nc Nq : fattori di capacità portante, dipendenti dall'angolo di resistenza al taglio;
- ζγr ζcr ζqr : fattori dipendenti dalla rigidezza del terreno;
- ζγs ζcs ζqs : fattori di forma della fondazione;
- ζγd ζcd ζqd : fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa;
- ζγi ζci ζqi : fattori dipendenti dall'inclinazione del carico;
- ζγt ζct ζqt : fattori dipendenti dall'inclinazione della base della fondazione;
- ζγg ζcg ζqg : fattori correttivi dipendenti dall'inclinazione del piano campagna.

In seguito numerosi Autori hanno proposto diverse soluzioni per il calcolo dei fattori presenti nella formula generale. Le equazioni utilizzate nel calcolo sono riportate negli elaborati dell'Allegato 2.

In assenza di adeguati input strutturali non è stato possibile eseguire in questa fase il calcolo in condizioni dinamiche, anche se, per esperienza, si sottolinea il fatto che, visto il grado di pericolosità sismica molto basso del sito unitamente ai risultati dell'analisi di risposta locale, le verifiche dinamiche presumibilmente darebbero luogo a configurazioni di calcolo meno critiche e penalizzanti rispetto alle verifiche statiche.

6.1.2. Assunzioni

Nei calcoli sono state assunte le seguenti ipotesi:

- poiché i terreni di fondazione sono di natura prevalentemente non coesiva, si è assunto che le sovrappressioni interstiziali generate dai carichi si dissipino contemporaneamente alla loro applicazione o in un breve lasso di tempo, e pertanto le verifiche sono state eseguite in condizioni drenate, in termini di tensioni efficaci;
- in assenza di specifici dati strutturali, i carichi sono stati assunti come verticali e centrati, ed a questo proposito si sottolinea il fatto che carichi eccentrici e/o inclinati possono dare luogo a configurazioni di carico anche sensibilmente più penalizzanti;
- i plinti sono stati considerati come fondazioni isolate, con superficie scabra, confinati lateralmente per almeno 1,0 m con materiale granulare naturale adeguatamente costipato, con peso di volume di almeno 14 kN/m^3;
- cautelativamente non sono stati considerati i fattori correttivi dipendenti dalla forma della fondazione e dalla profondità del piano di posa;
- è stato assunto il seguente fattore di riduzione di B, suggerito da Bowles (1991) per fondazioni larghe:

$$r_\gamma = 1 - 0{,}25 \log\left(\frac{B}{2}\right)$$

- in accordo con quanto riportato al punto C.6.2.2 della Circolare applicativa alle NTC, nelle verifiche al collasso per carico limite è stato utilizzato il valore caratteristico dell'angolo di resistenza al taglio di picco (φ').

6.1.3. Risultati ottenuti

Nella tabella seguente sono riportati i valori calcolati. In Allegato 2 è possibile visionare la verifica analitica completa.

Fondazione	Capacità portante limite SLU GEO Rd
Plinto quadrato B = 1,5 m	238 kPa
Plinto quadrato B = 2,0 m	273 kPa
Plinto quadrato B = 2,5 m	305 kPa

Tab. 6.1 – Capacità portante limite per diverse tipologie fondazionali.

6.2. Calcolo preliminare dei cedimenti attesi

Le verifiche nei confronti degli SLE consistono nel determinare i valori dei cedimenti attesi (Sd), che devono poi essere confrontati con il valore di soglia ammissibile (Sc) fissato dal Progettista per garantire l'esercizio della struttura per tutta la sua Vita Nominale, affinché venga rispettata la condizione:

$$Ed \leq Cd$$

dove Cd è il carico che causerà verosimilmente un cedimento Sd corrispondente alla soglia massima tollerabile (Sc).

6.2.1. Metodologia di calcolo

Per la stima dell'entità dei cedimenti "*immediati*", cioè quelli che si sviluppano per deformazioni di natura elasto-plastica non appena il sovraccarico viene applicato o comunque in un breve lasso di tempo, e dei cedimenti secondari, dovuti a fenomeni di natura viscosa, è stato utilizzato il metodo statistico di Burland e Burbidge (1984), che esprime i cedimenti (Sd) tramite l'espressione:

$$S_d = f_S f_H f_T [\sigma'_{vo} B^{0,7} I_C / 3 + (q' - \sigma'_{vo}) B^{0,7} I_C]$$

nella quale:

- q' : pressione efficace;
- σ'_{vo} : tensione verticale efficace agente alla quota di imposta della fondazione;
- B: larghezza della fondazione;
- I_C : indice di compressibilità, legato statisticamente ai valori di N_{SPT} all'interno di una profondità significativa (zi) dipendente dalla larghezza della fondazione;
- f_S f_H f_T : fattori correttivi dipendenti dalla forma, dallo spessore dello strato compressibile e dalla componente viscosa dei cedimenti.

Questo metodo suggerisce di calcolare l'indice di compressibilità I_C tramite una equazione in cui compare al denominatore la media dei valori N_{SPT} all'interno di una profondità significativa (N_{AV}).

Il metodo di Burland e Burbidge risulta attualmente il più attendibile presente nella letteratura geotecnica per il calcolo dei cedimenti partendo dai risultati delle prove penetrometriche dinamiche, pur con una probabilità intrinseca di superamento del 50%. Per il calcolo dei coefficienti sopra enunciati sono state utilizzate le equazioni riportate in Lancellotta (2004).

Per una verifica dei risultati ottenuti con il metodo di Burland e Burbidge, i *cedimenti immediati* sono stati quantificati anche utilizzando la teoria dell'elasticità (Timoshenko e Goodier 1951) assumendo un modello di comportamento del terreno di tipo elastico-lineare, con l'adozione della seguente formula:

$$\Delta H = q' B' \frac{1-\nu^2}{E_S} I_S I_F$$

dove:

- B' : minima dimensione laterale dell'area reagente della base;
- I_F : coefficiente di influenza che deriva dalle equazioni di Fox (1948), che stabiliscono che il cedimento venga ridotto quando ci si pone ad una certa profondità del terreno, in dipendenza del valore di ν e del rapporto L/B;
- I_S : coefficiente di influenza che deriva dalle equazioni di Steinbrenner (1934).

Per il calcolo dei relativi coefficienti, sono state utilizzate le equazioni riportate in Bowles (1991).

6.2.2. Assunzioni

Nei calcoli sono state assunte le seguenti ipotesi:

- dall'analisi dei risultati delle prove DPSH condotte in sito, si è deciso cautelativamente di utilizzare un valore di $N_{SPT,k}$ di 30;
- nel metodo di Timoshenko e Goodier si è considerata una profondità di influenza pari a cinque volte la larghezza della fondazione, come suggerito dagli Autori.

6.2.3. Risultati ottenuti

Nella tabella seguente sono riportati i valori calcolati, relativi ad una pressione di progetto pari alla massima calcolata al par. 6.1.3. In Allegato 2 è possibile visionare la verifica analitica completa.

Larghezza plinto	Pressione di progetto	Burland&Burbidge		Timoshenko&Goodier
		Cedimenti immediati	Cedimenti imm. + viscosi dopo 50 anni	Cedimenti immediati
B = 1,5 m	238 kPa	4,4 mm	6,8 mm	5,8 mm
B = 2,0 m	273 kPa	6,2 mm	9,6 mm	9,5 mm
B = 2,5 m	305 kPa	8,2 mm	12,6 mm	14,0 mm

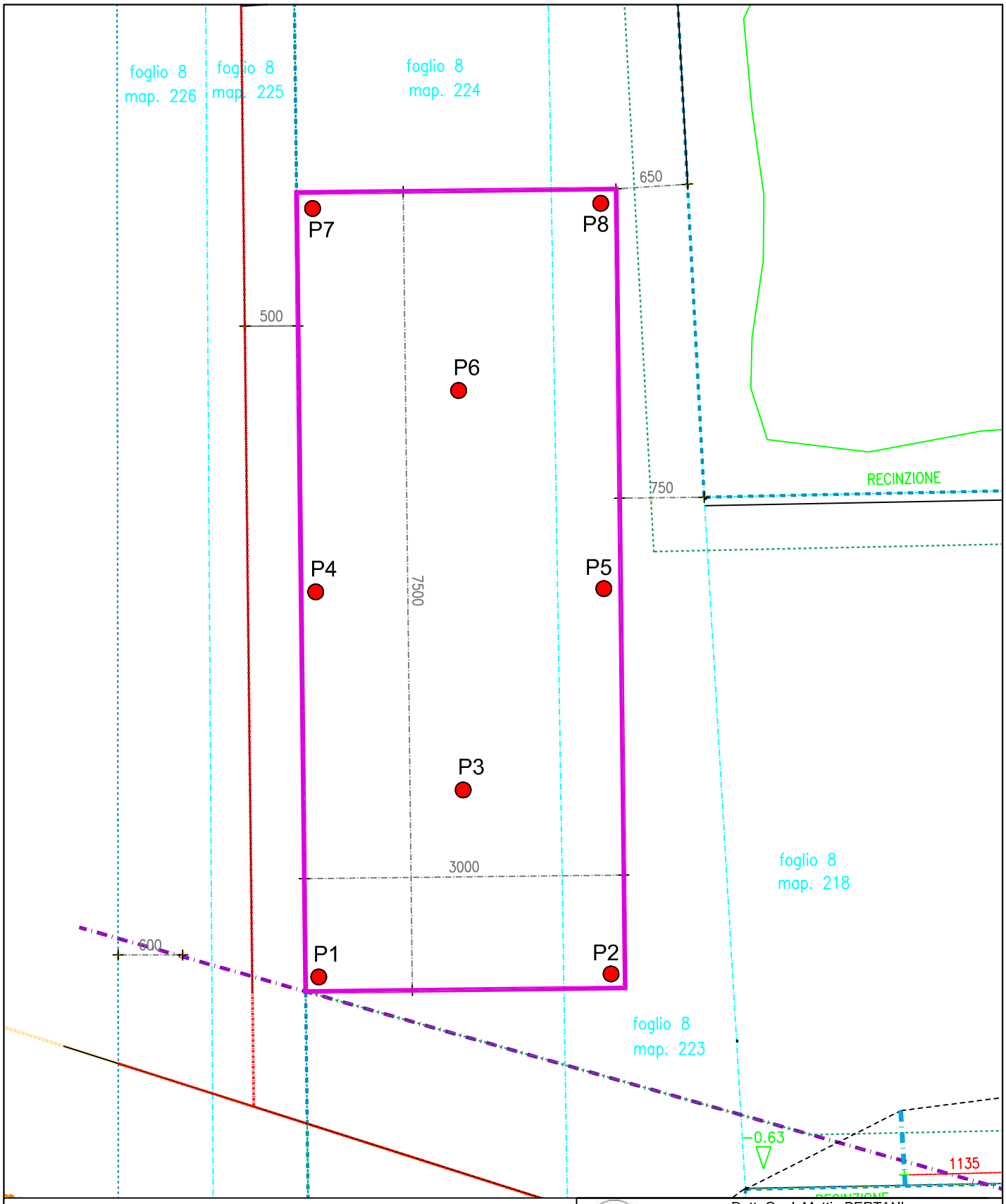
Tab. 6.2 – Cedimenti attesi per diverse tipologie fondazionali.

Conclusioni

L'indagine geotecnica condotta ha evidenziato i seguenti aspetti:

- per la caratterizzazione dei terreni che costituiscono il volume significativo delle nuove strutture in progetto sono state eseguite n°8 prove penetrometriche dinamiche, con ubicazione riportata in tav. 1, spinte fino alla profondità massima di 6,0 m dal p.c., entro la quale sono andate tutte a rifiuto;
- dall'analisi comparativa dei risultati ottenuti dalla realizzazione delle prove si evince come il sottosuolo esibisca in linea di massima una discreta omogeneità laterale, almeno in corrispondenza delle verticali indagate, e pertanto tutti i dati misurati sono stati utilizzati per l'elaborazione del modello geotecnico;
- il modello geotecnico elaborato è descritto in dettaglio al par. 5.1 e rappresentato graficamente dalle sezioni di tav. 2, e vede la suddivisione del sottosuolo in n°2 unità geotecniche omogenee che si susseguono con la profondità sotto lo strato di riporto superficiale;
- alle unità geotecniche individuate sono stati attribuiti i valori medi dei parametri geotecnici fondamentali, riportati nelle tabb. 5.1 e 5.2, ed i relativi valori caratteristici da utilizzare nelle verifiche agli Stati Limite, riportati in tab. 5.3;
- l'incertezza del modello geotecnico del sito dipende principalmente dal carattere puntuale ed indiretto delle indagini condotte, e pertanto l'esattezza dei parametri geotecnici attribuiti e l'assenza di lenti scadenti che possono costituire zone di locale debolezza dovranno essere verificate in fase esecutiva;
- le nuove opere fondazionali dovranno necessariamente approfondirsi per superare i depositi dell'unità geotecnica A scarsamente addensati, ed impostarsi nei sottostanti depositi dell'unità geotecnica B, il cui tetto è stato rilevato ad una profondità variabile da 0,8 m ad 1,8 m massimo dal p.c. attuale;
- al cap. 6 è stato eseguito un calcolo preliminare su capacità portante dei terreni e sui cedimenti attesi, ipotizzando fondazioni a plinto quadrato con lato di 1,5 m, 2,0 m e 2,5 m;
- in fase esecutiva si ricorda che, ai sensi della normativa vigente (D.Lgs. 81/08), per altezze superiori a 1,5 m con permanenza di operai è necessario provvedere al sostenimento delle pareti;
- le verifiche geotecniche di sicurezza dovranno essere redatte contestualmente al dimensionamento strutturale, sulla base delle risultanze del presente elaborato ed in funzione delle caratteristiche strutturali e di carico delle opere.

Il presente studio a carattere generale dovrà essere verificato in fase esecutiva. Pertanto se durante l'esecuzione dell'opera si dovessero rinvenire condizioni geotecniche difformi da quanto previsto in queste relazioni sarà opportuno rivedere le seguenti conclusioni e contattare il consulente geologo.



Nuova costruzione

P1 Ubicazione prova penetrometrica superpesante DPSH

N

Planimetria: Arch. Simone Guerini
Via Caduti per la Libertà, 150
28053 Castelletto Ticino (No)

Dott. Geol. Mattia BERTANI
Ordine dei Geologi del Piemonte n.588
Casale Tabuloni, 32 - 28021 Borgomanero (No)
tel. 0322 843722 - fax. 0322 060155 - cell. 349 1884498
www.studiobertani.it - e-mail: mattia.bertani@atdot.it

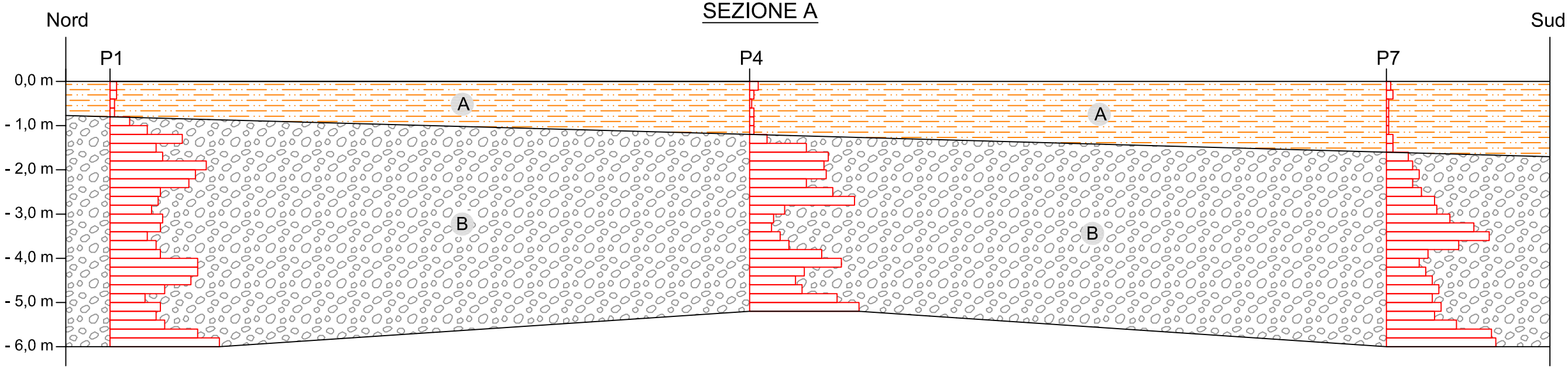
Località: Via Castelletto Ticino
Comune di Borgo Ticino (No)

Titolo: Ubicazione indagini geognostiche

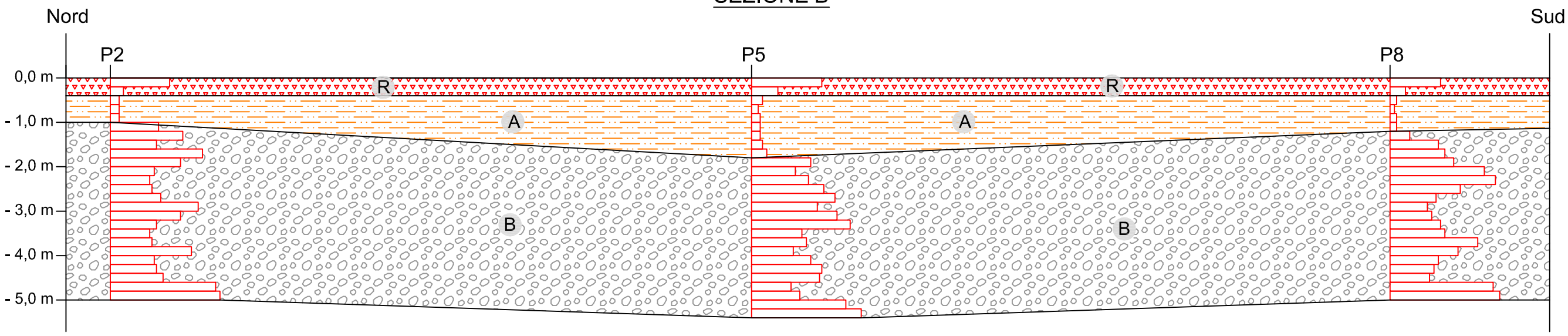
N. Tavola: 1

Commessa:	File:			
rif: 584-16	584-16_borgoticino_medionovarese_indagini_tav1.pdf			
Rev:	Data emissione:		Foglio:	Scala:
00	Aprile 2016		A4	1:500

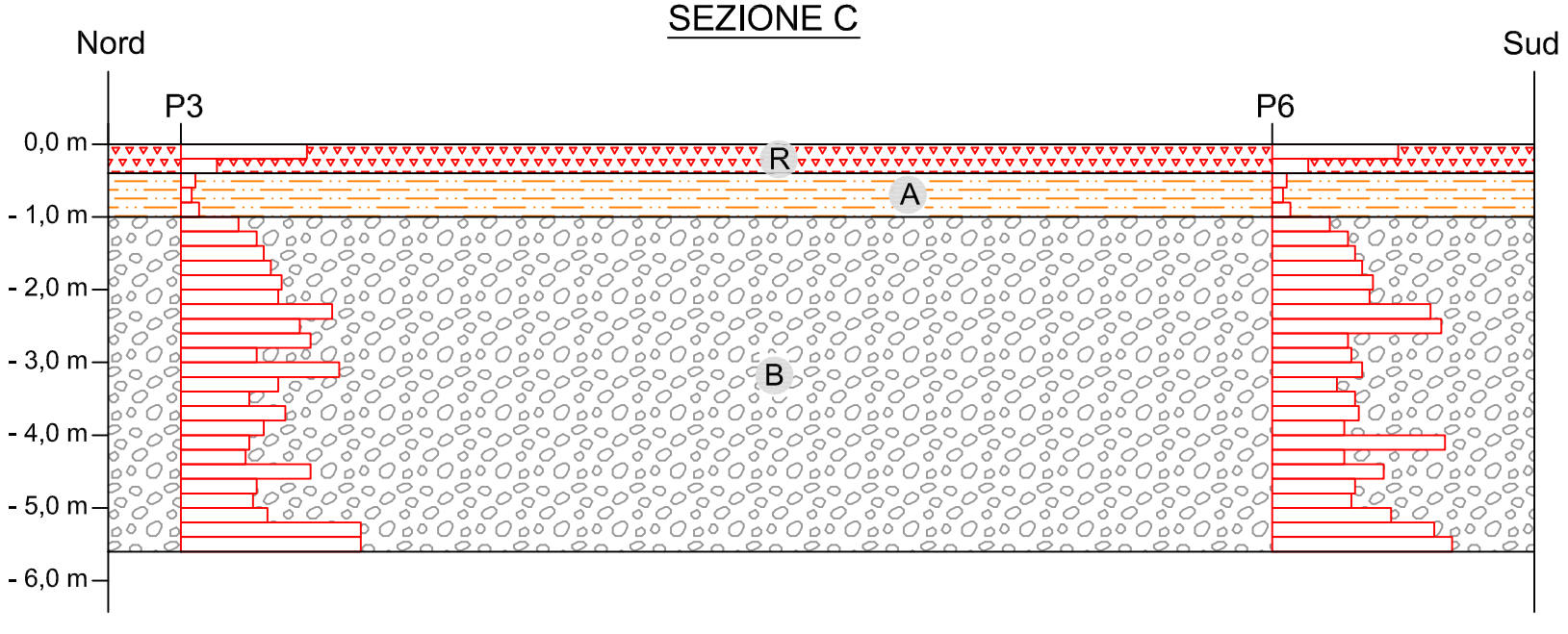
SEZIONE A



SEZIONE B



SEZIONE C



UNITA' GEOTECNICHE

R Terreno di riporto, costituito da ghiaie e sabbie riolitiche, eterogenee, da mediamente addensate a molto addensate (N1(60) medio = 25,1-37,7)

A Livello superficiale naturale di alterazione, costituito da sabbie limose debolmente ghiaiose, da molto sciolte a sciolte (N1(60) medio = 2,9-7,7)

B Ghiaie e ciottoli con sabbia, da mediamente addensate a molto addensate (N1(60) medio = 32,4-41,5)

Limite unità geotecnica

P1

Diagramma prova penetrometrica dinamica

Dott. Geol. Mattia BERTANI
Ordine dei Geologi del Piemonte n.588
Casale Tabuloni, 32 - 28021 Borgomanero (No)
tel. 0322 843722 - fax. 0322 060155 - cell. 349 1884498
www.studiobertani.it - e-mail: mattia.bertani@atdot.it

Località: Via Castelletto Ticino
Comune di Borgo Ticino (No)

Titolo: Sezioni geotecniche

N. Tavola: 2

Commessa: rif: 584-16

File: 584-16_borgoticino_medionovarese_IndagIni_tav2.pdf

Rev: 00

Data emissione: Aprile 2016

Foglio: A3

Scala: 1:250

E' vietata ogni riproduzione totale o parziale della presente documentazione senza autorizzazione scritta dell'Autore

Tavola realizzata con AUTOCAD LT® 2012

Medio Novarese Ambiente
Via Matteotti, 51
28021 Borgomanero (No)

Nuova costruzione di ricovero automezzi
presso la piattaforma ecologica
di Via Castelletto Ticino, a Borgo Ticino (No)

RELAZIONE GEOTECNICA SULLE INDAGINI

ALLEGATO	1
Elaborati prove penetrometriche dinamiche	

Rif. 584-16

Dott. Geol. Mattia BERTANI
Casale Tabuloni, 32
28021 Borgomanero (No)
tel. 0322 843722 – fax. 0322 060155
www.studiobertani.it

STUDIO DI GEOLOGIA
DOTT. GEOL. MATTIA BERTANI
Casale Tabuloni n°32 - 28021 Borgomanero (No)
tel. 0322 843722 - fax. 0322 060154 - www.studiobertani.it

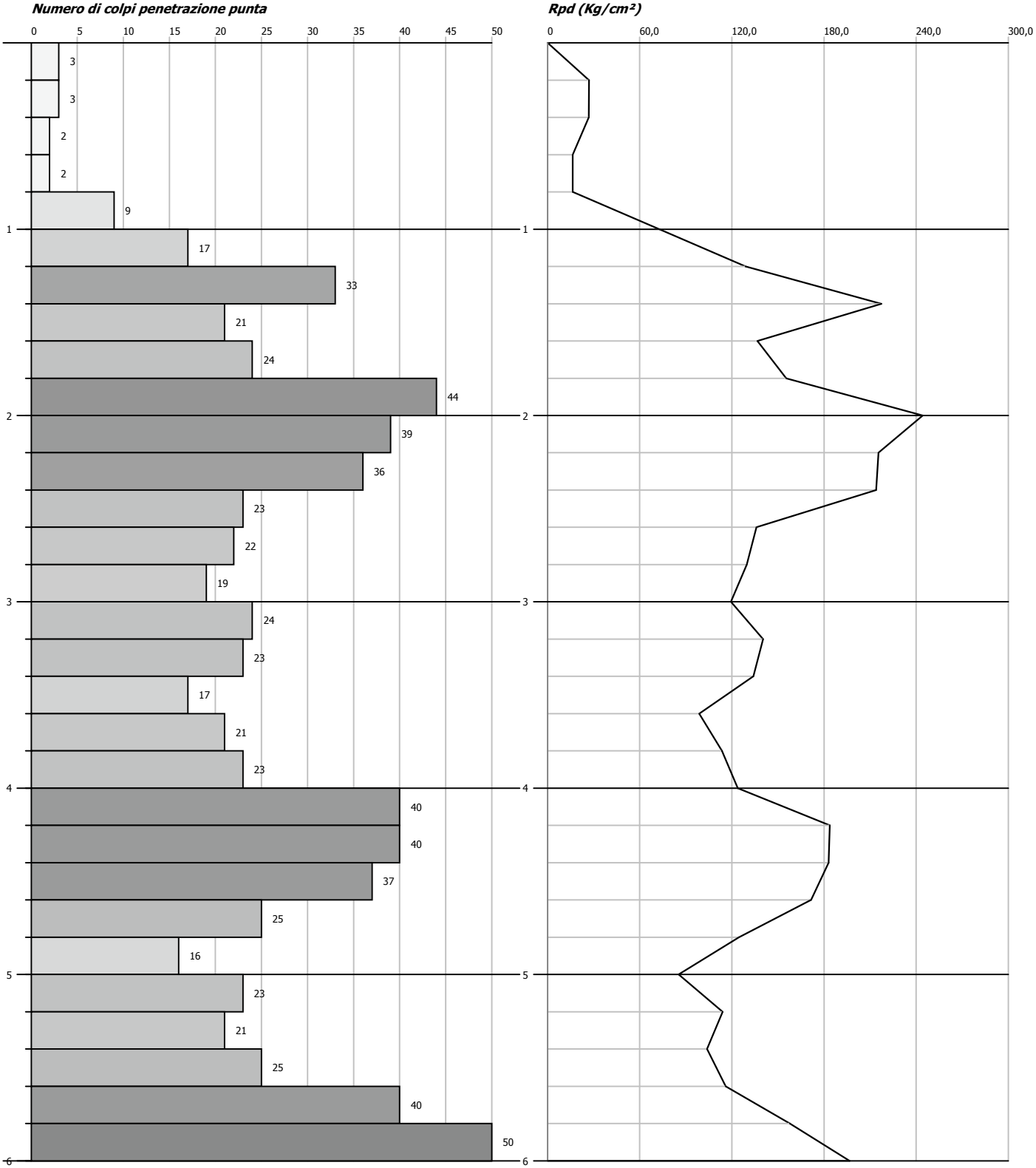
La prova è stata eseguita direttamente dal Dott. Geol. Mattia Bertani. che ne certifica l'esatta esecuzione in quanto abilitato ai sensi dell'art. 41 del D.P.R. 328/01

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA P1
Strumento utilizzato... DPSH TG 63-200 PAGANI

Committente: Medio Novarese Ambiente S.p.A.
Cantiere: Via Castelletto Ticino
Località: Borgo Ticino (No)

Data: 09/04/2016

Scala 1:30



STUDIO DI GEOLOGIA
DOTT. GEOL. MATTIA BERTANI
Casale Tabuloni n°32 - 28021 Borgomanero (No)
tel. 0322 843722 - fax. 0322 060154 - www.studiobertani.it

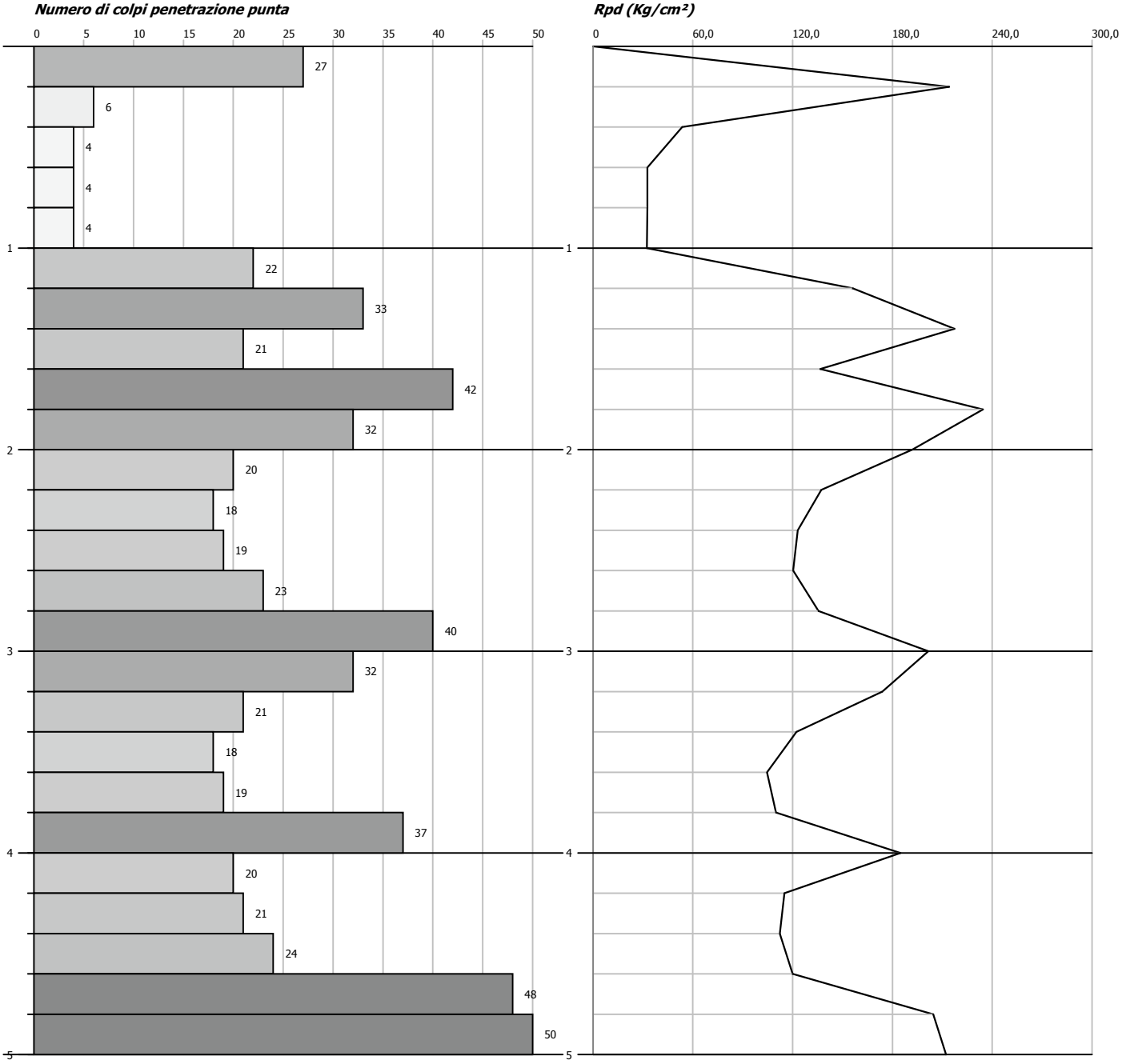
La prova è stata eseguita direttamente dal Dott. Geol. Mattia Bertani. che ne certifica l'esatta esecuzione in quanto abilitato ai sensi dell'art. 41 del D.P.R. 328/01

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA P2
Strumento utilizzato... DPSH TG 63-200 PAGANI

Committente: Medio Novarese Ambiente S.p.A.
Cantiere: Via Castelletto Ticino
Località: Borgo Ticino (No)

Data: 09/04/2016

Scala 1:30



STUDIO DI GEOLOGIA
DOTT. GEOL. MATTIA BERTANI
Casale Tabuloni n°32 - 28021 Borgomanero (No)
tel. 0322 843722 - fax. 0322 060154 - www.studiobertani.it

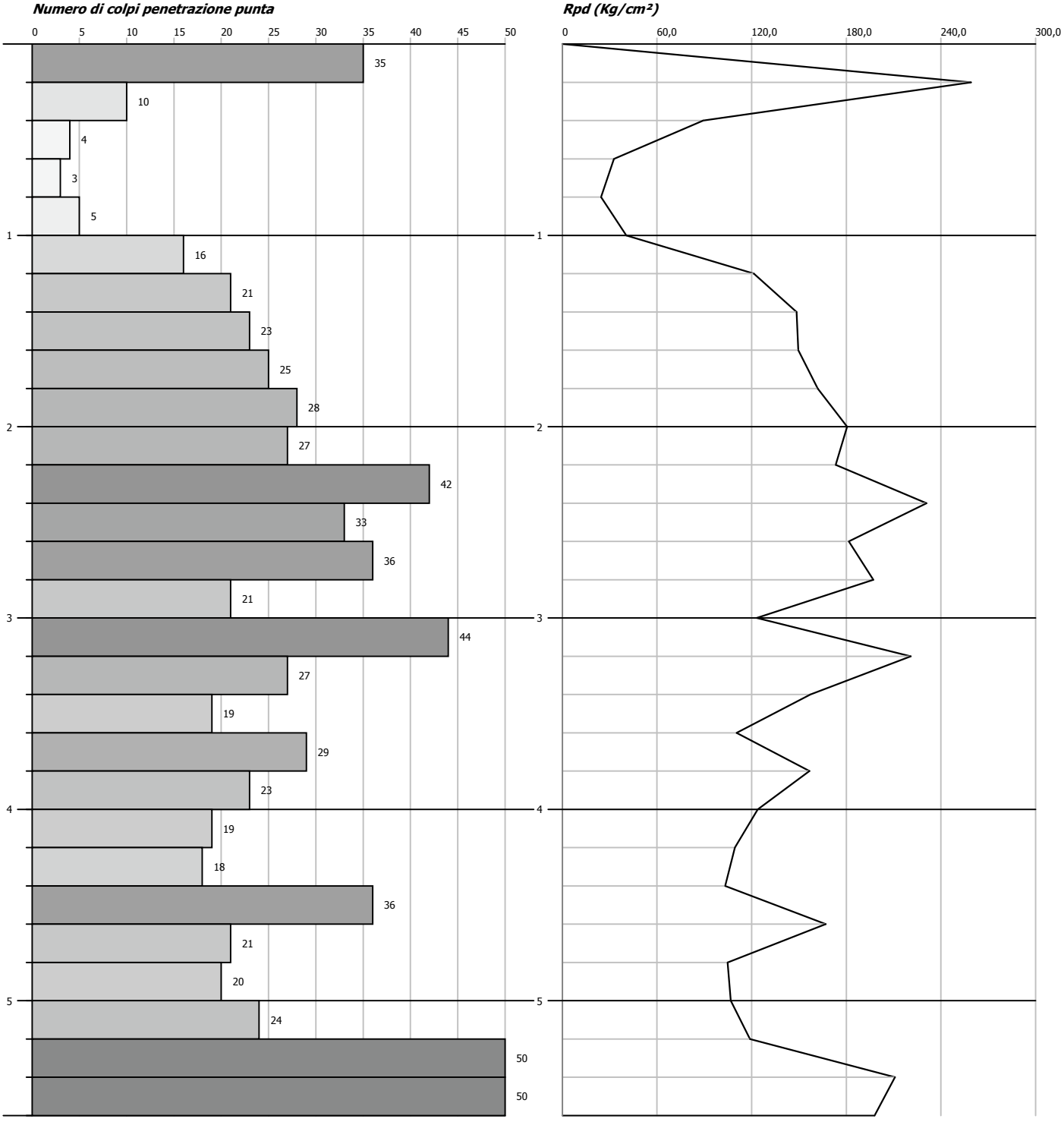
La prova è stata eseguita direttamente dal Dott. Geol. Mattia Bertani. che ne certifica l'esatta esecuzione in quanto abilitato ai sensi dell'art. 41 del D.P.R. 328/01

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA P3
Strumento utilizzato... DPSH TG 63-200 PAGANI

Committente: Medio Novarese Ambiente S.p.A.
Cantiere: Via Castelletto Ticino
Località: Borgo Ticino (No)

Data: 09/04/2016

Scala 1:30



STUDIO DI GEOLOGIA
DOTT. GEOL. MATTIA BERTANI
Casale Tabuloni n°32 - 28021 Borgomanero (No)
tel. 0322 843722 - fax. 0322 060154 - www.studiobertani.it

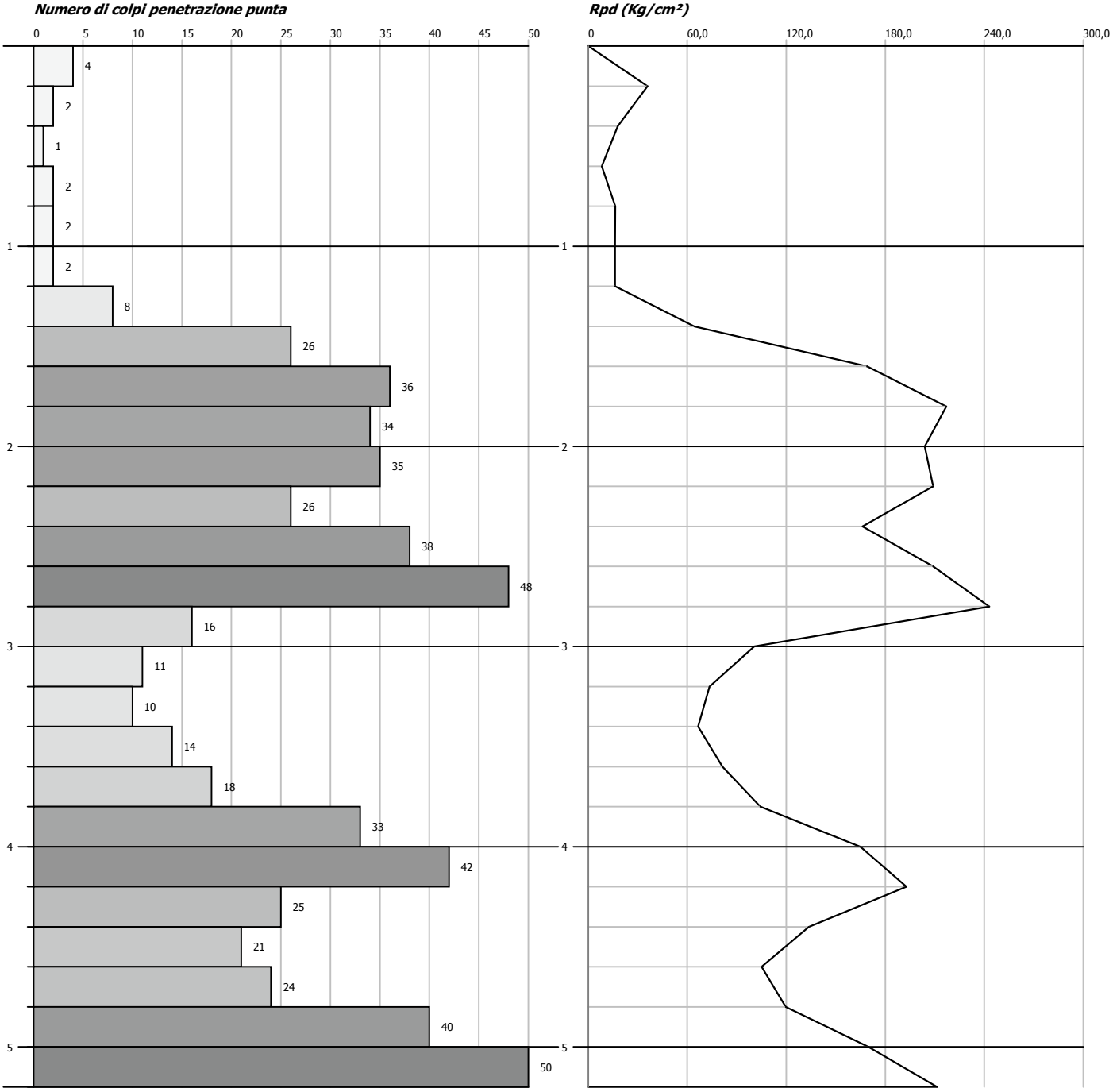
La prova è stata eseguita direttamente dal Dott. Geol. Mattia Bertani. che ne certifica l'esatta esecuzione in quanto abilitato ai sensi dell'art. 41 del D.P.R. 328/01

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA P4
Strumento utilizzato... DPSH TG 63-200 PAGANI

Committente: Medio Novarese Ambiente S.p.A.
Cantiere: Via Castelletto Ticino
Località: Borgo Ticino (No)

Data: 09/04/2016

Scala 1:30



STUDIO DI GEOLOGIA
DOTT. GEOL. MATTIA BERTANI
Casale Tabuloni n°32 - 28021 Borgomanero (No)
tel. 0322 843722 - fax. 0322 060154 - www.studiobertani.it

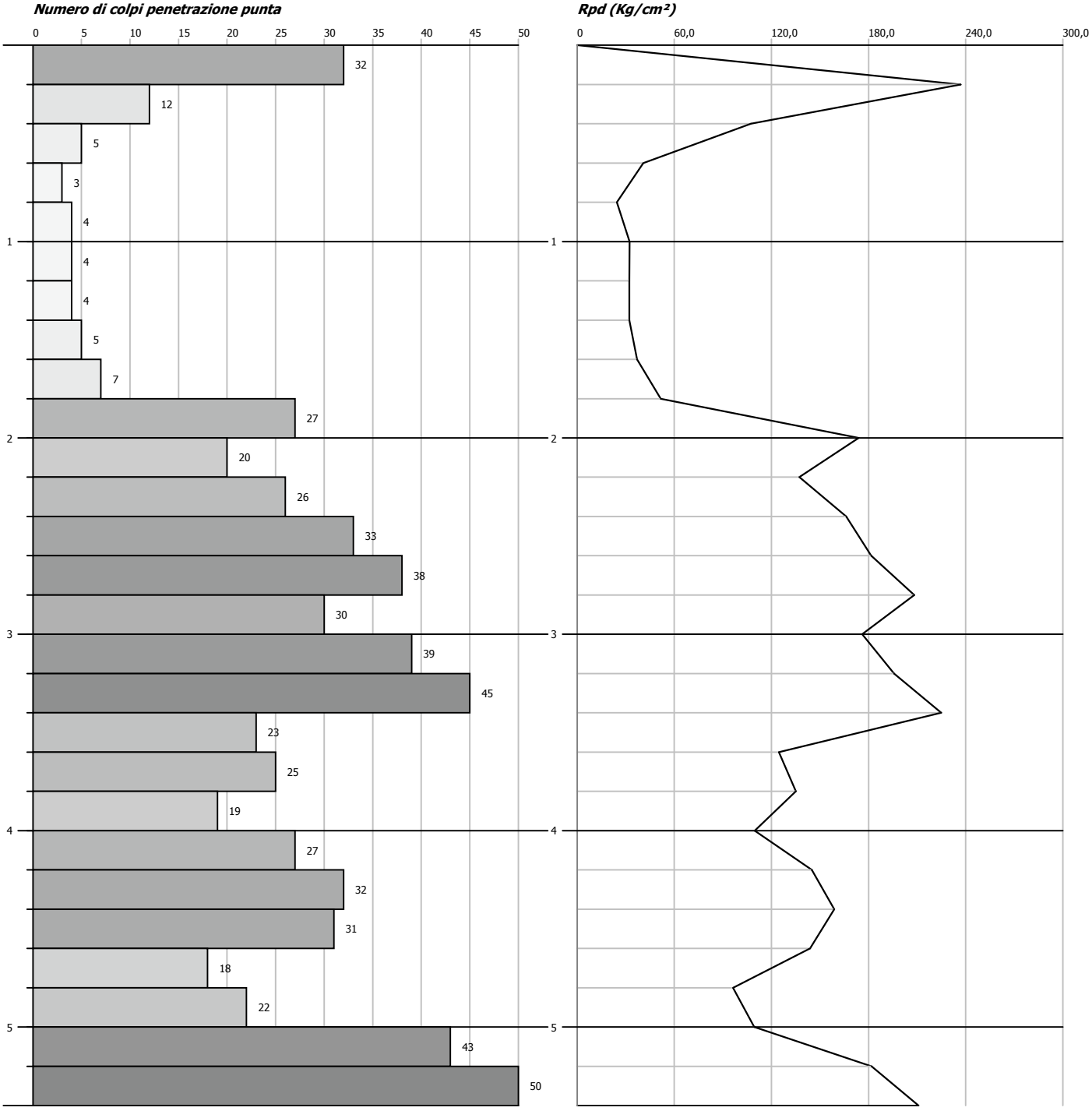
La prova è stata eseguita direttamente dal Dott. Geol. Mattia Bertani. che ne certifica l'esatta esecuzione in quanto abilitato ai sensi dell'art. 41 del D.P.R. 328/01

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA P5
Strumento utilizzato... DPSH TG 63-200 PAGANI

Committente: Medio Novarese Ambiente S.p.A.
Cantiere: Via Castelletto Ticino
Località: Borgo Ticino (No)

Data: 09/04/2016

Scala 1:30



STUDIO DI GEOLOGIA
DOTT. GEOL. MATTIA BERTANI
Casale Tabuloni n°32 - 28021 Borgomanero (No)
tel. 0322 843722 - fax. 0322 060154 - www.studiobertani.it

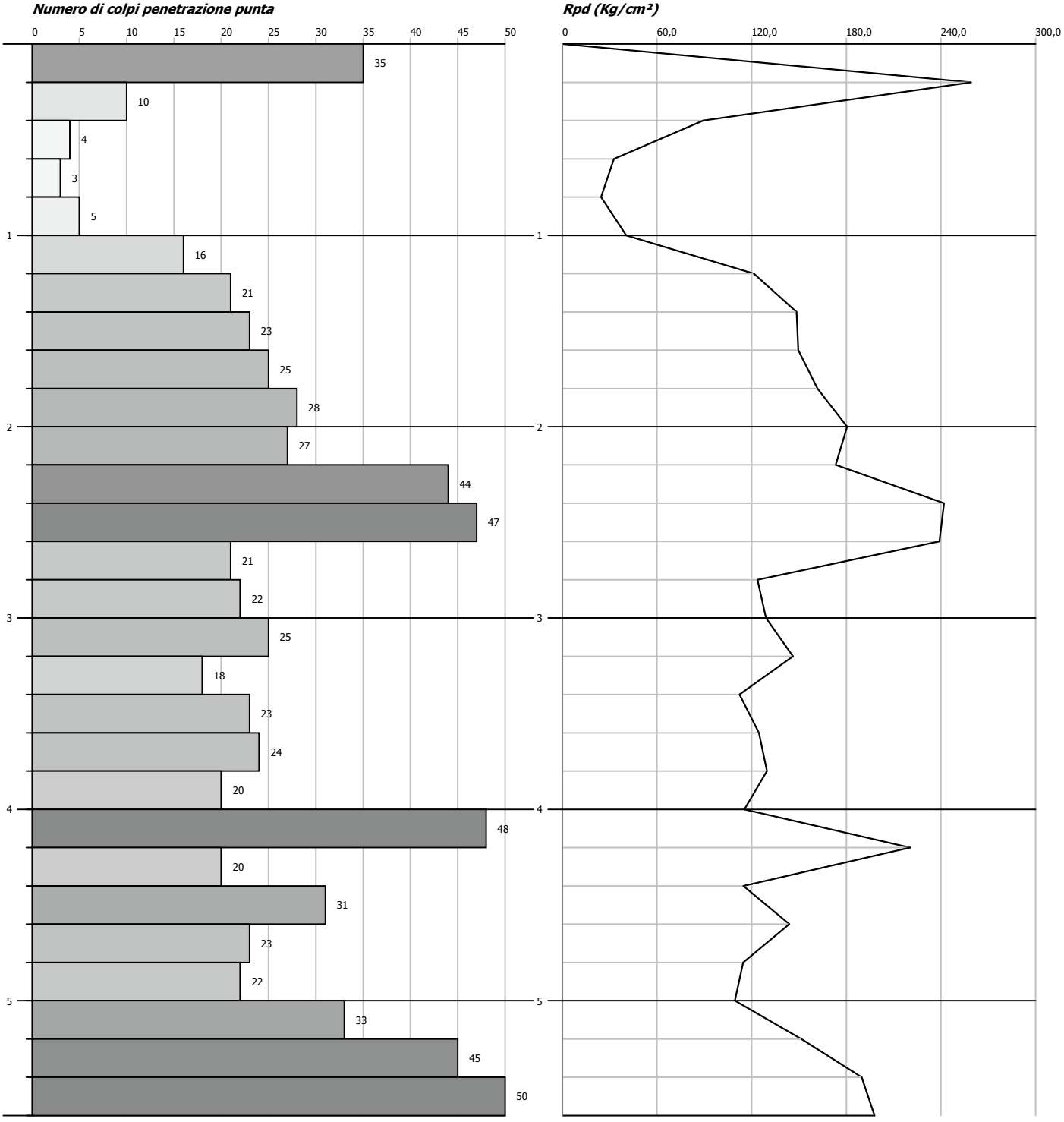
La prova è stata eseguita direttamente dal Dott. Geol. Mattia Bertani. che ne certifica l'esatta esecuzione in quanto abilitato ai sensi dell'art. 41 del D.P.R. 328/01

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA P6
Strumento utilizzato... DPSH TG 63-200 PAGANI

Committente: Medio Novarese Ambiente S.p.A.
Cantiere: Via Castelletto Ticino
Località: Borgo Ticino (No)

Data: 09/04/2016

Scala 1:30



STUDIO DI GEOLOGIA
DOTT. GEOL. MATTIA BERTANI
Casale Tabuloni n°32 - 28021 Borgomanero (No)
tel. 0322 843722 - fax. 0322 060154 - www.studiobertani.it

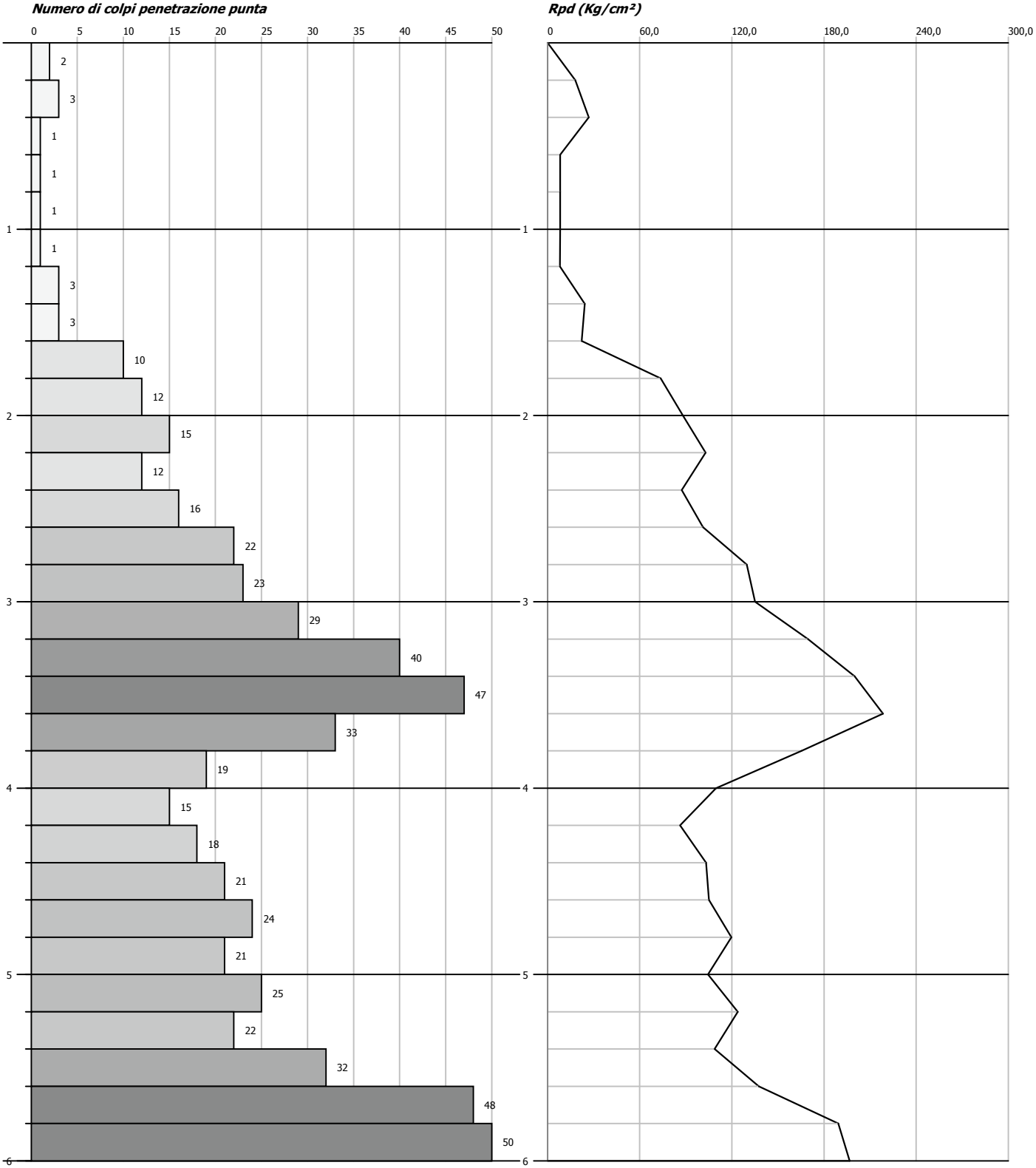
La prova è stata eseguita direttamente dal Dott. Geol. Mattia Bertani. che ne certifica l'esatta esecuzione in quanto abilitato ai sensi dell'art. 41 del D.P.R. 328/01

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA P7
Strumento utilizzato... DPSH TG 63-200 PAGANI

Committente: Medio Novarese Ambiente S.p.A.
Cantiere: Via Castelletto Ticino
Località: Borgo Ticino (No)

Data: 09/04/2016

Scala 1:30



STUDIO DI GEOLOGIA
DOTT. GEOL. MATTIA BERTANI
Casale Tabuloni n°32 - 28021 Borgomanero (No)
tel. 0322 843722 - fax. 0322 060154 - www.studiobertani.it

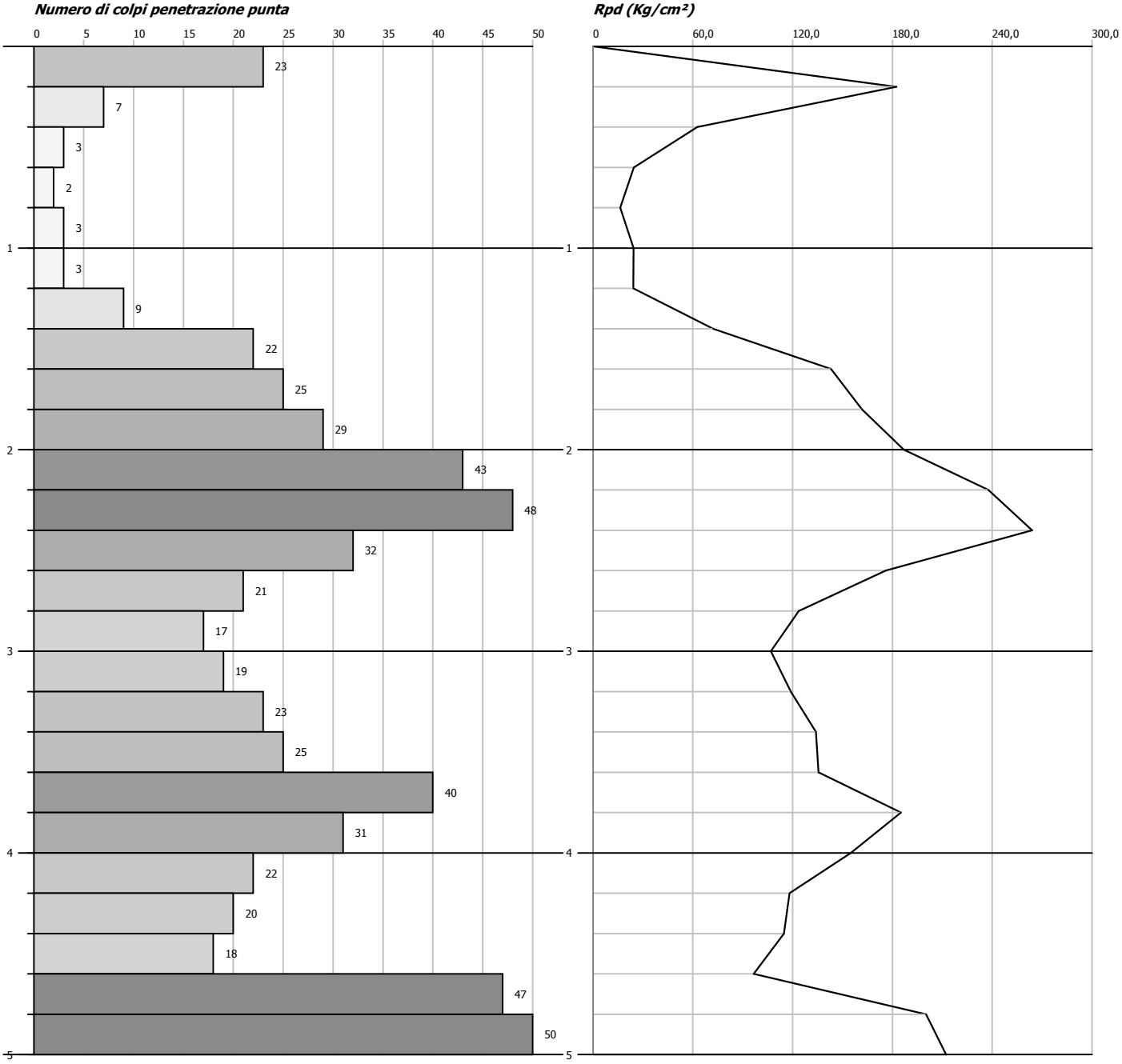
La prova è stata eseguita direttamente dal Dott. Geol. Mattia Bertani. che ne certifica l'esatta esecuzione in quanto abilitato ai sensi dell'art. 41 del D.P.R. 328/01

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA P8
Strumento utilizzato... DPSH TG 63-200 PAGANI

Committente: Medio Novarese Ambiente S.p.A.
Cantiere: Via Castelletto Ticino
Località: Borgo Ticino (No)

Data: 09/04/2016

Scala 1:30



RIASSUNTO RISULTATI PROVE PENETROMETRICHE

VALORI N20 MISURATI																
Profondità (m da p.c.)	P1	MEDIA	P2	MEDIA	P3	MEDIA	P4	MEDIA	P5	MEDIA	P6	MEDIA	P7	MEDIA	P8	MEDIA
0,2	3	2,5	27	16,5	35	22,5	4	2,2	32	22	35	22,5	2	1,7	23	15
0,4	3		6		10		2		12		10		3		7	
0,6	2		4	4	4	4	1		5	4,6	4	4	1		3	2,8
0,8	2		4		3		2		3		3		1		2	
1	9	23,4	4		5		2		4		5		1		3	
1,2	17		22	22,9	16	23,6	2		4		16	25	1		3	23,8
1,4	33		33		21		8	24,2	4		21		3		9	
1,6	21		21		23		26		5		23		3		22	
1,8	24		42		25		36		7		25		10	21	25	
2	44		32		28		34		27	26,6	28		12		29	
2,2	39		20		27		35		20		27		15		43	
2,4	36		18		42		26		26		44		12		48	
2,6	23		19		33		38		33		47		16		32	
2,8	22		23		36		48		38		21		22		21	
3	19		40		21		16		30		22		23		17	
3,2	24		32		44		11		39		25		29		19	
3,4	23		21		27		10		45		18		40		23	
3,6	17		18		19		14		23		23		47		25	
3,8	21		19		29		18		25		24		33		40	
4	23		37		23		33		19		20		19		31	
4,2	40		20		19		42		27		48		15		22	
4,4	40		21		18		25		32		20		18		20	
4,6	37		24		36		21		31		31		21		18	
4,8	25		48		21		24		18		23		24		47	
5	16		rif		20		40		22		22		21		rif	
5,2	23				24		rif		43		33		25			
5,4	21				50				rif		45		22			
5,6	25				rif						rif		32			
5,8	40												48			
6	rif												rif			

N20	stato di addensamento
N20 ≤ 3	molto sciolto
3 < N20 ≤ 7	sciolto
7 < N20 ≤ 20	med. addensato
20 < N20 ≤ 34	addensato
N20 > 34	molto addensato
N20 > 67	rifiuto

DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA

Foto 1: realizzazione prova DPSH P1

Foto 2: realizzazione prova DPSH P2

Foto 3: realizzazione prova DPSH P3

Foto 4: realizzazione prova DPSH P4

Foto 5: realizzazione prova DPSH P5

Foto 6: realizzazione prova DPSH P6

Foto 7: realizzazione prova DPSH P7

Foto 8: realizzazione prova DPSH P8

Foto 9: particolare infissione aste

Foto 10: particolare maglio da 63,50 kg

Foto 11: particolare punta conica 90°

Foto 12: riempimento in posto

Medio Novarese Ambiente
Via Matteotti, 51
28021 Borgomanero (No)

Nuova costruzione di ricovero automezzi
presso la piattaforma ecologica
di Via Castelletto Ticino, a Borgo Ticino (No)

RELAZIONE GEOTECNICA SULLE INDAGINI

ALLEGATO	2
Elaborati calcolo preliminare su capacità portante e cedimenti	

Rif. 584-16

Dott. Geol. Mattia BERTANI
Casale Tabuloni, 32
28021 Borgomanero (No)
tel. 0322 843722 – fax. 0322 060155
www.studiobertani.it

CALCOLO CAPACITÀ PORTANTE PER FONDAZIONI SUPERFICIALI

Analisi in condizioni drenate in termini di tensioni efficaci

SLU GEO (metodo semiprobabilistico agli stati limite) — *Committente:* Medio Novarese Ambiente S.p.A.

DA1-C2 (A2+M2+R2) [rif. normativi DM 14.01.08 e Circolare esplicativa 02.02.2009 n.617] — *Cantiere:* Via Castelletto, Borgo Ticino (No)

DATI ***PLINTO 1,5 m***

Caratteristiche della fondazione

B	1,50	[m]	larghezza	**B_R**	1,50	[m]	
L	1,50	[m]	lunghezza	**L_R**	1,50	[m]	
D_f	1,00	[m]	profondità di incastro efficace	**A_f**	2,25	[m²]	
α	0	[gradi]	inclinazione del piano fondazionale	**rγ**	1,00	coeff. di Bowles	
ω	0	[gradi]	inclinazione del pendio	fondazione	scabra		

Carichi di progetto

N_d	0,00	[kN]	carico verticale di progetto agente sulla fondazione (da 2.5.1)			
H_d	0,00	[kN]	componente orizzontale del carico di progetto trasmesso dalla fondazione			
$M_{x,d}$	0,00	[kN*m]	momento rispetto all'asse x	**e_x**	0,00	[m]
$M_{y,d}$	0,00	[kN*m]	momento rispetto all'asse y	**e_y**	0,00	[m]

q'	14,00	[kPa]	tensione verticale del terreno alla profondità di imposta	**q'(D=B/2)**	40,50	[kPa]

Caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione

Valori caratteristici

ϕ'_k	35,0	[gradi]	angolo di resist. al taglio	**E_k**	38.170	[kPa]	modulo elastico
$\phi'_{cv,k}$	31,0	[gradi]	angolo di resist. al taglio a volume costante	**υ_k**	0,31	[ad]	coefficiente di Poisson
γ_k	18,0	[kN/m³]	peso di volume del terreno di fondazione	**G_k**	14.569	[kPa]	modulo di taglio
c'_k	0,0	[kPa]	coesione				

Coefficienti parziali (tab.6.2.II)

$\gamma_{\phi'}$	1,25
$\gamma_{\phi'cv}$	1,25
γ_γ	1,0
$\gamma_{c'}$	1,25

Valori di progetto

ϕ'_d	29,3	[gradi]	angolo di resistenza al taglio
$\phi'_{cv,d}$	25,7	[gradi]	angolo di resistenza al taglio a volume costante
γ_d	18,0	[kN/m³]	peso di volume del terreno di fondazione
c'_d	0,0	[kPa]	coesione

Falda: terreni non saturi

CALCOLO CARICO LIMITE

Formula generale di Brinch-Hansen (1970)

$$q_{LIM} = c' N_c \zeta_{cr} \zeta_{cs} \zeta_{cd} \zeta_{ci} \zeta_{ct} \zeta_{cg} + q' N_q \zeta_{qr} \zeta_{qs} \zeta_{qd} \zeta_{qi} \zeta_{qt} \zeta_{qg} + 1/2\ \gamma' B_R N_\gamma \zeta_{\gamma r} \zeta_{\gamma s} \zeta_{\gamma d} \zeta_{\gamma i} \zeta_{\gamma t} \zeta_{\gamma g} r_\gamma$$

Calcolo dei fattori di capacità portante (Nc e Nq: Prandtl 1921 e Reisner 1924; Nγ: Davis e Booker 1971):

Nc 28,42 **Nq** 16,92 **Nγ** 14,18

Calcolo dei fattori correttivi dipendenti dalla rigidezza del terreno (Vesic 1973):

Ir 642,17 **Ir critico** 64,72 Rottura per taglio generale

ζcr 1,00 **ζqr** 1,00 **ζγr** 1,00

Calcolo dei fattori correttivi dipendenti dalla forma della fondazione (Vesic 1973):

kp 2,91 resistenza passiva **ka** 0,34 resistenza attiva

ζcs 1,60 *1,00* **ζqs** 1,56 *1,00* **ζγs** 0,60 *1,00*

Calcolo dei fattori correttivi dipendenti dalla profondità del piano di posa (Vesic 1973):

ζcd 1,21 *1,00* **ζqd** 1,20 *1,00* **ζγd** 1,00 *1,00*

Calcolo dei fattori correttivi dipendenti dall'inclinazione del carico (Vesic 1973):

n 1,50 **c_a** 0,00 [kPa] aderenza base

ζci 1,00 *1,00* **ζqi** 1,00 *1,00* **ζγi** 1,00 *1,00*

Calcolo dei fattori correttivi dipendenti dall'inclinazione della base della fondazione (Vesic 1973 ed Eurocodice 1974):

ζct 1,00 *1,00* **ζqt** 1,00 *1,00* **ζγt** 1,00 *1,00*

Calcolo dei fattori correttivi dipendenti dall'inclinazione del piano campagna (Vesic 1973):

ζcg 1,00 *1,00* **ζqg** 1,00 *1,00* **ζγg** 1,00 *1,00*

q'_{LIM}	428,34	[kPa]

CONDIZIONI DI VERIFICA AGLI SLU: $R_d \geq E_d$

Coefficienti parziali γ_R (tab.6.4.I)

Collasso per carico limite	**γ_R**	1,8
Collasso per scorrimento del piano di posa	**γ_R**	1,1

CALCOLO CAPACITÀ PORTANTE (Rd) per DA1-C2 (SLU GEO)

Collasso per carico limite

q_R	238	[kPa]

CALCOLO CAPACITÀ PORTANTE PER FONDAZIONI SUPERFICIALI

Analisi in condizioni drenate in termini di tensioni efficaci

SLU GEO (metodo semiprobabilistico agli stati limite) — *Committente:* Medio Novarese Ambiente S.p.A.

DA1-C2 (A2+M2+R2) [rif. normativi DM 14.01.08 e Circolare esplicativa 02.02.2009 n.617] — *Cantiere:* Via Castelletto, Borgo Ticino (No)

DATI — ***PLINTO 2,0 m***

Caratteristiche della fondazione

B	2,00	[m]	larghezza	**B_R**	2,00	[m]	
L	2,00	[m]	lunghezza	**L_R**	2,00	[m]	
D_f	1,00	[m]	profondità di incastro efficace	**A_f**	4,00	[m²]	
α	0	[gradi]	inclinazione del piano fondazionale	**rγ**	1,00	coeff. di Bowles	
ω	0	[gradi]	inclinazione del pendio	fondazione	scabra		

Carichi di progetto

N_d	0,00	[kN]	carico verticale di progetto agente sulla fondazione (da 2.5.1)			
H_d	0,00	[kN]	componente orizzontale del carico di progetto trasmesso dalla fondazione			
$M_{x,d}$	0,00	[kN*m]	momento rispetto all'asse x	**e_x**	0,00	[m]
$M_{y,d}$	0,00	[kN*m]	momento rispetto all'asse y	**e_y**	0,00	[m]

q'	14,00	[kPa]	tensione verticale del terreno alla profondità di imposta	**q'(D=B/2)**	45,00	[kPa]

Caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione

Valori caratteristici

ϕ'_k	35,0	[gradi]	angolo di resist. al taglio	**E_k**	38.170	[kPa]	modulo elastico
$\phi'_{cv,k}$	31,0	[gradi]	angolo di resist. al taglio a volume costante	**υ_k**	0,31	[ad]	coefficiente di Poisson
γ_k	18,0	[kN/m³]	peso di volume del terreno di fondazione	**G_k**	14.569	[kPa]	modulo di taglio
c'_k	0,0	[kPa]	coesione				

Coefficienti parziali (tab.6.2.II)

$\gamma_{\phi'}$	1,25
$\gamma_{\phi'cv}$	1,25
γ_γ	1,0
$\gamma_{c'}$	1,25

Valori di progetto

ϕ'_d	29,3	[gradi]	angolo di resistenza al taglio
$\phi'_{cv,d}$	25,7	[gradi]	angolo di resistenza al taglio a volume costante
γ_d	18,0	[kN/m³]	peso di volume del terreno di fondazione
c'_d	0,0	[kPa]	coesione

Falda: terreni non saturi

CALCOLO CARICO LIMITE

Formula generale di Brinch-Hansen (1970)

$$qLIM = c' Nc \zeta cr \zeta cs \zeta cd \zeta ci \zeta ct \zeta cg + q' Nq \zeta qr \zeta qs \zeta qd \zeta qi \zeta qt \zeta qg + 1/2\ \gamma' B_R Ng \zeta\gamma r \zeta\gamma s \zeta\gamma d \zeta\gamma i \zeta\gamma t \zeta\gamma g r\gamma$$

Calcolo dei fattori di capacità portante (Nc e Nq: Prandtl 1921 e Reisner 1924; Nγ: Davis e Booker 1971):

Nc 28,42 — **Nq** 16,92 — **Nγ** 14,18

Calcolo dei fattori correttivi dipendenti dalla rigidezza del terreno (Vesic 1973):

Ir 577,95 — **Ir critico** 64,72 — Rottura per taglio generale

ζcr 1,00 — **ζqr** 1,00 — **ζγr** 1,00

Calcolo dei fattori correttivi dipendenti dalla forma della fondazione (Vesic 1973):

kp 2,91 resistenza passiva — **ka** 0,34 resistenza attiva

ζcs 1,60 *1,00* — **ζqs** 1,56 *1,00* — **ζγs** 0,60 *1,00*

Calcolo dei fattori correttivi dipendenti dalla profondità del piano di posa (Vesic 1973):

ζcd 1,16 *1,00* — **ζqd** 1,15 *1,00* — **ζγd** 1,00 *1,00*

Calcolo dei fattori correttivi dipendenti dall'inclinazione del carico (Vesic 1973):

n 1,50 — **c_a** 0,00 [kPa] aderenza base

ζci 1,00 *1,00* — **ζqi** 1,00 *1,00* — **ζγi** 1,00 *1,00*

Calcolo dei fattori correttivi dipendenti dall'inclinazione della base della fondazione (Vesic 1973 ed Eurocodice 1974):

ζct 1,00 *1,00* — **ζqt** 1,00 *1,00* — **ζγt** 1,00 *1,00*

Calcolo dei fattori correttivi dipendenti dall'inclinazione del piano campagna (Vesic 1973):

ζcg 1,00 *1,00* — **ζqg** 1,00 *1,00* — **ζγg** 1,00 *1,00*

q'_{LIM}	492,15	[kPa]

CONDIZIONI DI VERIFICA AGLI SLU: **$R_d \geq E_d$**

Coefficienti parziali γ_R (tab.6.4.I)

Collasso per carico limite	**γ_R**	1,8
Collasso per scorrimento del piano di posa	**γ_R**	1,1

CALCOLO CAPACITÀ PORTANTE (Rd) per DA1-C2 (SLU GEO)

Collasso per carico limite

q_R	273	[kPa]

CALCOLO CAPACITÀ PORTANTE PER FONDAZIONI SUPERFICIALI

Analisi in condizioni drenate in termini di tensioni efficaci

SLU GEO (metodo semiprobabilistico agli stati limite) — *Committente:* Medio Novarese Ambiente S.p.A.

DA1-C2 (A2+M2+R2) [rif. normativi DM 14.01.08 e Circolare esplicativa 02.02.2009 n.617] — *Cantiere:* Via Castelletto, Borgo Ticino (No)

DATI ***PLINTO 2,5 m***

Caratteristiche della fondazione

B	2,50	[m]	larghezza	**B_R**	2,50	[m]	
L	2,50	[m]	lunghezza	**L_R**	2,50	[m]	
D_f	1,00	[m]	profondità di incastro efficace	**A_f**	6,25	[m²]	
α	0	[gradi]	inclinazione del piano fondazionale	**rγ**	0,98	coeff. di Bowles	
ω	0	[gradi]	inclinazione del pendio	fondazione	scabra		

Carichi di progetto

N_d	0,00	[kN]	carico verticale di progetto agente sulla fondazione (da 2.5.1)			
H_d	0,00	[kN]	componente orizzontale del carico di progetto trasmesso dalla fondazione			
$M_{x,d}$	0,00	[kN*m]	momento rispetto all'asse x	**e_x**	0,00	[m]
$M_{y,d}$	0,00	[kN*m]	momento rispetto all'asse y	**e_y**	0,00	[m]

q'	14,00	[kPa]	tensione verticale del terreno alla profondità di imposta	**q'(D=B/2)**	49,50	[kPa]

Caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione

Valori caratteristici

ϕ'_k	35,0	[gradi]	angolo di resist. al taglio	**E_k**	38.170	[kPa]	modulo elastico
$\phi'_{cv,k}$	31,0	[gradi]	angolo di resist. al taglio a volume costante	**υ_k**	0,31	[ad]	coefficiente di Poisson
γ_k	18,0	[kN/m³]	peso di volume del terreno di fondazione	**G_k**	14.569	[kPa]	modulo di taglio
c'_k	0,0	[kPa]	coesione				

Coefficienti parziali (tab.6.2.II) — Valori di progetto

$\gamma_{\phi'}$	1,25	**ϕ'_d**	29,3	[gradi]	angolo di resistenza al taglio
$\gamma_{\phi'cv}$	1,25	**$\phi'_{cv,d}$**	25,7	[gradi]	angolo di resistenza al taglio a volume costante
γ_γ	1,0	**γ_d**	18,0	[kN/m³]	peso di volume del terreno di fondazione
$\gamma_{c'}$	1,25	**c'_d**	0,0	[kPa]	coesione

Falda: terreni non saturi

CALCOLO CARICO LIMITE

Formula generale di Brinch-Hansen (1970)

$$q_{LIM} = c' N_c \zeta_{cr} \zeta_{cs} \zeta_{cd} \zeta_{ci} \zeta_{ct} \zeta_{cg} + q' N_q \zeta_{qr} \zeta_{qs} \zeta_{qd} \zeta_{qi} \zeta_{qt} \zeta_{qg} + 1/2\ \gamma' B_R N_\gamma \zeta_{\gamma r} \zeta_{\gamma s} \zeta_{\gamma d} \zeta_{\gamma i} \zeta_{\gamma t} \zeta_{\gamma g} r_\gamma$$

Calcolo dei fattori di capacità portante (Nc e Nq: Prandtl 1921 e Reisner 1924; Nγ: Davis e Booker 1971):

Nc 28,42 **Nq** 16,92 **Nγ** 14,18

Calcolo dei fattori correttivi dipendenti dalla rigidezza del terreno (Vesic 1973):

Ir 525,41 **Ir critico** 64,72 Rottura per taglio generale

ζcr 1,00 **ζqr** 1,00 **ζγr** 1,00

Calcolo dei fattori correttivi dipendenti dalla forma della fondazione (Vesic 1973):

kp 2,91 resistenza passiva **ka** 0,34 resistenza attiva

ζcs 1,60 *1,00* **ζqs** 1,56 *1,00* **ζγs** 0,60 *1,00*

Calcolo dei fattori correttivi dipendenti dalla profondità del piano di posa (Vesic 1973):

ζcd 1,12 *1,00* **ζqd** 1,12 *1,00* **ζγd** 1,00 *1,00*

Calcolo dei fattori correttivi dipendenti dall'inclinazione del carico (Vesic 1973):

n 1,50 **c_a** 0,00 [kPa] aderenza base

ζci 1,00 *1,00* **ζqi** 1,00 *1,00* **ζγi** 1,00 *1,00*

Calcolo dei fattori correttivi dipendenti dall'inclinazione della base della fondazione (Vesic 1973 ed Eurocodice 1974):

ζct 1,00 *1,00* **ζqt** 1,00 *1,00* **ζγt** 1,00 *1,00*

Calcolo dei fattori correttivi dipendenti dall'inclinazione del piano campagna (Vesic 1973):

ζcg 1,00 *1,00* **ζqg** 1,00 *1,00* **ζγg** 1,00 *1,00*

q'_{LIM}	548,24	[kPa]

CONDIZIONI DI VERIFICA AGLI SLU: $R_d \geq E_d$

Coefficienti parziali γ_R (tab.6.4.I)

Collasso per carico limite	**γ_R**	1,8
Collasso per scorrimento del piano di posa	**γ_R**	1,1

CALCOLO CAPACITÀ PORTANTE (Rd) per DA1-C2 (SLU GEO)

Collasso per carico limite

q_R	305	[kPa]

CALCOLO CEDIMENTI PER FONDAZIONI SUPERFICIALI

Calcolo dei cedimenti attesi

SLE STATICI

[rif. normativi DM 14.01.08 e Circolare esplicativa 02.02.2009 n.617]

Committente: Medio Novarese Ambiente S.p.A.

Cantiere: Via Castelletto, Borgo Ticino (No)

DATI ***PLINTO 1,5 m***

Caratteristiche della fondazione

B	1,50	[m]	larghezza
L	1,50	[m]	lunghezza
D	1,00	[m]	profondità

Carichi di progetto Ed

N_d	535,50	[kN]	carichi per cedimenti immediati (da 2.5.3)

Pressione efficace lorda di progetto

q'	238,00	[kPa]	per cedimenti immediati

Caratteristiche geotecniche del litotipo di fondazione

σ'_{vo}	15,00	[kPa]	tensione verticale efficace agente alla quota di imposta
z_i	1,33	[m]	spessore della zona di influenza
N_{AV}	30	[colpi/30cm]	media dei valori N_{SPT} all'interno di z_i
H	1,33	[m]	spessore dello strato compressibile

CALCOLO CEDIMENTI

Metodo di Burland&Burbidge (1984) *– come illustrato in Lancellotta (1993)*

Sd = $f_S\, f_H\, f_T\, [(\, q' - 2/3\, \sigma'_{vo}\,)\, B^{0,7}\, I_C\,]$

Calcolo dell'indice di compressibilità:

I_C 0,015

Calcolo del fattore di forma:

f_S 1,000

Calcolo dei fattori correttivi relativi alla componente viscosa dei cedimenti:

$f_{t\ statici}$ 1,544

$f_{t\ dinamici}$ 2,677

V_N	50	anni

Calcolo del fattore correttivo relativo allo spessore dello strato compressibile:

f_H 1,000

CONDIZIONI DI VERIFICA AGLI SLE: **Sd ≤ Sc**

CEDIMENTI CALCOLATI (Sd):

Cedimenti immediati	**Sd**	4,4	[mm]
Cedimenti imm. + viscosi per carichi statici	**Sd**	6,8	[mm]

N.B. I cedimenti calcolati hanno il significato di valore medio, con cedimento massimo atteso statisticamente pari a 1,5 il valore medio.

CALCOLO CEDIMENTI PER FONDAZIONI SUPERFICIALI

Calcolo dei cedimenti attesi

SLE STATICI

[rif. normativi DM 14.01.08 e Circolare esplicativa 02.02.2009 n.617]

Committente: Medio Novarese Ambiente S.p.A.

Cantiere: Via Castelletto, Borgo Ticino (No)

DATI ***PLINTO 2,0 m***

Caratteristiche della fondazione

B	2,00	[m]	larghezza
L	2,00	[m]	lunghezza
D	1,00	[m]	profondità

Carichi di progetto Ed

N_d	1.092,00	[kN]	carichi per cedimenti immediati (da 2.5.3)

Pressione efficace lorda di progetto

q'	273,00	[kPa]	per cedimenti immediati

Caratteristiche geotecniche del litotipo di fondazione

σ'_{vo}	15,00	[kPa]	tensione verticale efficace agente alla quota di imposta
z_i	1,62	[m]	spessore della zona di influenza
N_{AV}	30	[colpi/30cm]	media dei valori N_{SPT} all'interno di z_i
H	1,62	[m]	spessore dello strato compressibile

CALCOLO CEDIMENTI

Metodo di Burland&Burbidge (1984) *– come illustrato in Lancellotta (1993)*

Sd = $f_S\, f_H\, f_T\, [(\, q' - 2/3\, \sigma'_{vo}\,)\, B^{0,7}\, I_C\,]$

Calcolo dell'indice di compressibilità:

I_C 0,015

Calcolo del fattore di forma:

f_S 1,000

Calcolo dei fattori correttivi relativi alla componente viscosa dei cedimenti:

$f_{t\ statici}$ 1,544

$f_{t\ dinamici}$ 2,677

V_N	50	anni

Calcolo del fattore correttivo relativo allo spessore dello strato compressibile:

f_H 1,000

CONDIZIONI DI VERIFICA AGLI SLE: **Sd ≤ Sc**

CEDIMENTI CALCOLATI (Sd):

Cedimenti immediati	**Sd**	6,2	[mm]
Cedimenti imm. + viscosi per carichi statici	**Sd**	9,6	[mm]

N.B. I cedimenti calcolati hanno il significato di valore medio, con cedimento massimo atteso statisticamente pari a 1,5 il valore medio.

CALCOLO CEDIMENTI PER FONDAZIONI SUPERFICIALI

Calcolo dei cedimenti attesi

SLE STATICI

[rif. normativi DM 14.01.08 e Circolare esplicativa 02.02.2009 n.617]

Committente: Medio Novarese Ambiente S.p.A.

Cantiere: Via Castelletto, Borgo Ticino (No)

DATI ***PLINTO 2,5 m***

Caratteristiche della fondazione

B	2,50	[m]	larghezza
L	2,50	[m]	lunghezza
D	1,00	[m]	profondità

Carichi di progetto Ed

N_d	1.906,25	[kN]	carichi per cedimenti immediati (da 2.5.3)

Pressione efficace lorda di progetto

q'	305,00	[kPa]	per cedimenti immediati

Caratteristiche geotecniche del litotipo di fondazione

σ'_{vo}	15,00	[kPa]	tensione verticale efficace agente alla quota di imposta
z_i	1,90	[m]	spessore della zona di influenza
N_{AV}	30	[colpi/30cm]	media dei valori N_{SPT} all'interno di z_i
H	1,90	[m]	spessore dello strato compressibile

CALCOLO CEDIMENTI

Metodo di Burland&Burbidge (1984) *– come illustrato in Lancellotta (1993)*

Sd = $f_S\, f_H\, f_T\, [(\, q' - 2/3\, \sigma'_{vo}\,)\, B^{0,7}\, I_C\,]$

Calcolo dell'indice di compressibilità:

I_C 0,015

Calcolo del fattore di forma:

f_S 1,000

Calcolo dei fattori correttivi relativi alla componente viscosa dei cedimenti:

$f_{t\ statici}$ 1,544

$f_{t\ dinamici}$ 2,677

V_N	50	anni

Calcolo del fattore correttivo relativo allo spessore dello strato compressibile:

f_H 1,000

CONDIZIONI DI VERIFICA AGLI SLE: **Sd ≤ Sc**

CEDIMENTI CALCOLATI (Sd):

Cedimenti immediati	**Sd**	8,2	[mm]
Cedimenti imm. + viscosi per carichi statici	**Sd**	12,6	[mm]

N.B. I cedimenti calcolati hanno il significato di valore medio, con cedimento massimo atteso statisticamente pari a 1,5 il valore medio.

CALCOLO CEDIMENTI PER FONDAZIONI SUPERFICIALI

Calcolo dei cedimenti attesi

SLE STATICI

[rif. normativi DM 14.01.08 e Circolare esplicativa 02.02.2009 n.617]

Committente: Medio Novarese Ambiente S.p.A.

Cantiere: Via Castelletto, Borgo Ticino (No)

DATI ***PLINTO 1,5 m***

Caratteristiche della fondazione.

B	1,50	[m]	larghezza
L	1,50	[m]	lunghezza
D	1,00	[m]	profondità

Carico di progetto Ed

N_d	535,50	[kN]	carico per cedimenti immediati (da 2.5.3)

Pressione di progetto

q'	238,00	[kPa]	pressione efficace lorda di progetto
σ'_{vo}	15,00	[kPa]	tensione verticale efficace alla quota di imposta
q_o	223,00	[kPa]	pressione netta di contatto trasmessa dalla fondazione

Caratteristiche geotecniche del litotipo di fondazione

E_k	38.170	[kPa]	modulo di elasticità (media pesata)
μ	0,31	[ad]	coefficiente di Poisson
H	7,50	[m]	profondità di influenza cedimenti

CALCOLO CEDIMENTI

Metodo basato sulla teoria dell'elasticità di Timoshenko e Goodier (1951) *– come illustrato in Bowles (1991)*

Fondazione flessibile posta sulla superficie di uno semispazio elastico

$$\Delta H = q_0 B' (1 - \mu^2) I_S I_F / E_S$$

dove: DH : cedimento dello spigolo di una fondazione rettangolare

$I_S = [I_1 + (1 - 2 \mu) I_2 / (1 - \mu)] I_F$

I_F : coefficiente di influenza che deriva dalle equazioni di Fox (1948)

I_1 e I_2 : coefficienti di influenza che derivano dalle equazioni di Steinbrenner (1934)

L/B	1,00
D/B	0,67
I_F	0,72

	centro	spigolo	fondazione
B'	0,75	1,50	
L'	0,75	1,50	
M	1,00	1,00	
N	10,00	5,00	
I_1	0,498	0,437	
I_2	0,016	0,031	
I_S	0,507	0,454	
DH	0,001	0,003	[m]

CONDIZIONI DI VERIFICA AGLI SLE: **Sd ≤ Sc**

CEDIMENTI CALCOLATI (Sd):

Cedimenti immediati al centro

Sd	5,8	[mm]

CALCOLO CEDIMENTI PER FONDAZIONI SUPERFICIALI

Calcolo dei cedimenti attesi

SLE STATICI

[rif. normativi DM 14.01.08 e Circolare esplicativa 02.02.2009 n.617]

Committente: Medio Novarese Ambiente S.p.A.

Cantiere: Via Castelletto, Borgo Ticino (No)

DATI ***PLINTO 2,0 m***

Caratteristiche della fondazione.

B	2,00	[m]	larghezza
L	2,00	[m]	lunghezza
D	1,00	[m]	profondità

Carico di progetto Ed

N_d	1.092,00	[kN]	carico per cedimenti immediati (da 2.5.3)

Pressione di progetto

q'	273,00	[kPa]	pressione efficace lorda di progetto
σ'_{vo}	15,00	[kPa]	tensione verticale efficace alla quota di imposta
q_o	258,00	[kPa]	pressione netta di contatto trasmessa dalla fondazione

Caratteristiche geotecniche del litotipo di fondazione

E_k	38.170	[kPa]	modulo di elasticità (media pesata)
μ	0,31	[ad]	coefficiente di Poisson
H	10,00	[m]	profondità di influenza cedimenti

CALCOLO CEDIMENTI

Metodo basato sulla teoria dell'elasticità di Timoshenko e Goodier (1951) *– come illustrato in Bowles (1991)*

Fondazione flessibile posta sulla superficie di uno semispazio elastico

$$\Delta H = q_0 B' (1 - \mu^2) I_S I_F / E_S$$

dove: DH : cedimento dello spigolo di una fondazione rettangolare

$I_S = [I_1 + (1 - 2 \mu) I_2 / (1 - \mu)] I_F$

I_F : coefficiente di influenza che deriva dalle equazioni di Fox (1948)

I_1 e I_2 : coefficienti di influenza che derivano dalle equazioni di Steinbrenner (1934)

L/B	1,00
D/B	0,50
I_F	0,77

	centro	spigolo	fondazione
B'	1,00	2,00	
L'	1,00	2,00	
M	1,00	1,00	
N	10,00	5,00	
I_1	0,498	0,437	
I_2	0,016	0,031	
I_S	0,507	0,454	
DH	0,002	0,004	[m]

CONDIZIONI DI VERIFICA AGLI SLE: **Sd ≤ Sc**

CEDIMENTI CALCOLATI (Sd):

Cedimenti immediati al centro

Sd	9,5	[mm]

CALCOLO CEDIMENTI PER FONDAZIONI SUPERFICIALI

Calcolo dei cedimenti attesi

SLE STATICI

[rif. normativi DM 14.01.08 e Circolare esplicativa 02.02.2009 n.617]

Committente: Medio Novarese Ambiente S.p.A.

Cantiere: Via Castelletto, Borgo Ticino (No)

DATI ***PLINTO 2,5 m***

Caratteristiche della fondazione.

B	2,50	[m]	larghezza
L	2,50	[m]	lunghezza
D	1,00	[m]	profondità

Carico di progetto Ed

N_d	1.906,25	[kN]	carico per cedimenti immediati (da 2.5.3)

Pressione di progetto

q'	305,00	[kPa]	pressione efficace lorda di progetto
σ'_{vo}	15,00	[kPa]	tensione verticale efficace alla quota di imposta
q_o	290,00	[kPa]	pressione netta di contatto trasmessa dalla fondazione

Caratteristiche geotecniche del litotipo di fondazione

E_k	38.170	[kPa]	modulo di elasticità (media pesata)
μ	0,31	[ad]	coefficiente di Poisson
H	12,50	[m]	profondità di influenza cedimenti

CALCOLO CEDIMENTI

Metodo basato sulla teoria dell'elasticità di Timoshenko e Goodier (1951) *– come illustrato in Bowles (1991)*

Fondazione flessibile posta sulla superficie di uno semispazio elastico

$$\Delta H = q_0 B' (1 - \mu^2) I_S I_F / E_S$$

dove: DH : cedimento dello spigolo di una fondazione rettangolare

$I_S = [I_1 + (1 - 2 \mu) I_2 / (1 - \mu)] I_F$

I_F : coefficiente di influenza che deriva dalle equazioni di Fox (1948)

I_1 e I_2 : coefficienti di influenza che derivano dalle equazioni di Steinbrenner (1934)

L/B	1,00
D/B	0,40
I_F	0,81

	centro	spigolo	fondazione
B'	1,25	2,50	
L'	1,25	2,50	
M	1,00	1,00	
N	10,00	5,00	
I_1	0,498	0,437	
I_2	0,016	0,031	
I_S	0,507	0,454	
DH	0,004	0,006	[m]

CONDIZIONI DI VERIFICA AGLI SLE: **Sd ≤ Sc**

CEDIMENTI CALCOLATI (Sd):

Cedimenti immediati al centro **Sd** 14,0 [mm]