



COMUNE DI CITTADELLA

PROVINCIA DI PADOVA

**PIANO URBANISTICO ATTUATIVO
ZONA D3/009 "VIA GALILEO GALILEI"**

DITTA: VIVARA S.R.L.

RELAZIONE GEOLOGICA – GEOTECNICA

GESTIONE TERRE DA SCAVO

ALLEGATO F

COMUNE DI CITTADELLA

PROVINCIA DI PADOVA

**PROGETTO PER LA COSTRUZIONE DI UN FABBRICATO AD USO
COMMERCIALE IN VIA GALILEI E NUOVA SISTEMAZIONE VIARIA**

RELAZIONE GEOLOGICA - GEOTECNICA

Il Committente : VIVARA s.r.l.

Il Geologo : Dott.Gabriele Soppelsa



Bassano d.Gr. 24.01.2019

COMUNE DI CITTADELLA

PROVINCIA DI PADOVA

**PROGETTO PER LA COSTRUZIONE DI UN FABBRICATO AD USO
COMMERCIALE IN VIA G.GALILEI E NUOVA SISTEMAZIONE VIARIA**

Il Committente : VIVARA s.r.l.

1 PREMESSA

La presente indagine ha lo scopo di definire i caratteri geologici e geotecnici dell'area interessata dal progetto per la costruzione di un fabbricato ad uso commerciale e nuova sistemazione viaria in via Galileo Galilei a Cittadella per conto della ditta Vivara s.r.l.

Trattandosi di un fabbricato ad uso commerciale con riferimento al paragrafo 2.4. delle N.T.C. si tratta di Opere ordinarie con Vita nominale **Vn ≥ 50 anni** e **Classe d'uso II** quindi con affollamenti normali; il coefficiente d'uso relativo al periodo di riferimento sarà **Cu = Vr / Vn = 1.0**.

La presente relazione sulla base della normativa vigente, è finalizzata alla costruzione del modello geologico e alla successiva elaborazione del modello geotecnico per le necessarie verifiche delle fondazioni.

Il Comune di Cittadella è classificato in base alla nuova zonizzazione sismica dell'Ordinanza n.3274 del 20.03.03 località sismica in zona 3 quindi con accelerazione massima al suolo *ag = 0.15g*.

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Per la stesura della relazione geologica e geotecnica si è fatto riferimento alla seguente normativa vigente :

- D.M. 17.01.2018 – Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M.14.01.08
- Consiglio Superiore Lavori Pubblici: Pericolosità Sismica e Criteri di classificazione sismica del territorio nazionale. Allegato 36 del 27.07.07.

- Eurocodice 8 (1988) : Indicazioni progettuali per la resistenza fisica delle strutture– Parte 5 : Fondazioni, Strutture di contenimento (stesura 2003)
- Eurocodice 7.1 (1997) : Progettazione Geotecnica– Parte I :Regole Gen
- Eurocodice 7.2 (2002) : Progettazione Geotecnica– Parte II : Progettazione assistita da prove di laboratorio (2002) UNI
- Eurocodice 7.3 (2002) : Progettazione Geotecnica– Parte II : Progettazione assistita con prove in sito (2002) UNI
- Leggi Regionali in materia di Pianificazione e Vincolo Idrogeologico
- Ordinanze Autorità di Bacino nazionale, regionale e interregionale.

2 UBICAZIONE E CARATTERI MORFOLOGICI DELL'AREA

L'area oggetto dell'indagine è ubicata nella Carta d'Italia I.G.M. alla tavoletta "Cittadella" F.50-I-N.O ed è situata sul lato ovest di via Galileo Galilei nel settore occidentale dell'abitato di Cittadella come risulta dall'estratto di rilievo aerofotogrammetrico alla scala 1:5.000 di Tav.1; l'area è censita al catasto del Comune al foglio n.29 come dall'estratto di Tav.5.

Dal punto di vista morfologico il territorio è posto alla quota media di 49.2mslm nel settore centrale della conoide alluvionale del f.Brenta sui margini meridionali dell'alta pianura; il territorio è pianeggiante con pendenza a sudest di 0.3%-0.5% secondo l'andamento della conoide.

L'area risulta attualmente ribassata di circa 100cm rispetto alla carreggiata della S.S.47 a est.

Per verificare la classificazione dell'area nell'ambito del P.I. e P.A.T.I., si è fatto riferimento alla Tav.3 "Carta delle Fragilità". Come risulta dall'estratto di Tav.2, l'area è classificata "Terreno Idoneo" per il quale all'art.50 delle NTA si riporta: Buone/ottime caratteristiche geotecniche dei terreni. Profondità falda maggiore di 3mt. Assenti fenomeni di esondazione e rischio idrogeologico.

3 COSTITUZIONE GEOLOGICA DEL SOTTOSUOLO

Il sottosuolo dell'area in esame è costituito dalla potente successione dei materiali alluvionali e fluvioglaciali depositi dal f.Brenta poggianti su un basamento roccioso terziario situato alla profondità di circa 500mt dal p.c.

Con riferimento alla stratigrafia di due pozzi situati a nordest e a sudest riportata in Tavv.7-8 il sottosuolo presenta una copertura argilloso limosa a spessore medio di 1.5mt, seguita da Ghiaie da medie a fini in matrice sabbioso limosa fino a -18mt seguite da Ghiaie con livelli argillosi e limosi fino a -35mt dal p.c. Successivamente sono presenti Ghiaie sabbiose fino a -45mt, seguite da alternanze di Argille e Sabbie fino a -60mt e quindi ancora da Ghiaie sabbiose fino alla profondità di -70mt dal p.c.

4 INDAGINI ESEGUITE

Per verificare le caratteristiche geotecniche e la stratigrafia del sottosuolo, si sono eseguite N.11 Prove Penetrometriche Dinamiche con penetrometro leggero tipo Sunda DI030 con massa da 30Kg. Le prove spinte fino alla profondità massima di 6.0mt dal p.c., sono ubicate come risulta nella planimetria di Tav.6. Nei diagrammi penetrometrici allegati si riportano :

- n = numero di colpi necessari all'avanzamento di 10cm
- Rd = resistenza dinamica alla punta in Kg/cm²
- Qa = carico massimo ammissibile orientativo del terreno in Kg/cm²

5 CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI DI FONDAZIONE

I materiali che costituiscono il sottosuolo dell'area in esame sono dovuti alla sovrapposizione dei depositi alluvionali della conoide del f.Brenta con una successione ghiaioso sabbiosa con spessori superiori a 20mt.

Il sottosuolo presenta variabilità laterale e verticale con una copertura di materiali fini a spessore variabile da 1.1mt a 4.0mt seguita da ghiaie medio

fini con livelli sabbioso limosi. Con riferimento al p.c. attuale la profondità delle ghiaie sabbiose nelle prove effettuate risulta :

Profondità delle Ghiaie limoso sabbiose dal p.c. attuale										
P₁	P₂	P₃	P₄	P₅	P₆	P₇	P₈	P₉	P₁₀	P₁₁
-110cm	-400cm	-280cm	-220cm	-190cm	-270cm	-200cm	-140cm	-130cm	-540cm	-110cm

Si sono individuate tre situazioni distinte relative alle condizioni stratigrafiche normali, alla situazione intermedia nell'area del fabbricato e alle condizioni anomale :

Stratigrafia Tipo n.1

Si tratta delle condizioni stratigrafiche normali analoghe a quelle del territorio limitrofo a ovest di Cittadella. Con riferimento alle prove P1 -P8-P9-P11 il sottosuolo presenta la seguente successione stratigrafica dal p.c. attuale :

- da p.c. attuale a - 0.4mt :

Terreno vegetale argilloso

- da -0.4mt a -1.3mt :

Argilla limosa a consolidazione medio bassa

- resistenza dinamica $R_d = 11 - 22 \text{ Kg/cm}^2$
- coesione non drenata $C_u = 0.4 - 0.8 \text{ Kg/cm}^2$

- da -1.3mt a -2.2mt :

Ghiaia medio fine in matrice limoso sabbiosa

- resistenza dinamica $R_d = 24 - 58 \text{ Kg/cm}^2$
- angolo di attrito $\phi = 31^\circ - 34^\circ$

- da -2.8mt a -4.0mt :

Ghiaie medie in matrice sabbioso limosa, dense con locali livelli più fini

- resistenza dinamica $R_d = 100 - 200 \text{ Kg/cm}^2$
 - angolo di attrito $\phi = 36^\circ - 39^\circ$
-

Stratigrafia Tipo n.2

Si tratta delle condizioni stratigrafiche normali intermedie con anomalia limitata rispetto al territorio limitrofo. Con riferimento alle prove P3 -P4-P5-P6-P7 il sottosuolo presenta la seguente successione stratigrafica tipo dal p.c. attuale nell'area di costruzione del fabbricato :

- * da p.c. attuale a - 0.4mt :

Terreno vegetale argilloso

- * da -0.4mt a -1.4mt :

Argilla limosa a consolidazione medio bassa

- resistenza dinamica $R_d = 9 - 16 \text{ Kg/cm}^2$
- coesione non drenata $C_u = 0.3 - 0.6 \text{ Kg/cm}^2$

- * da -1.4mt a -2.7mt :

Sabbia limosa e Limo sabbioso poco addensati o Materiale di riporto

- resistenza dinamica $R_d = 3 - 10 \text{ Kg/cm}^2$
- angolo di attrito $\phi = 26^\circ - 29^\circ$

- * da -2.7mt a -3.6mt :

Ghiaie medio fini in matrice limoso sabbiosa

- resistenza dinamica $R_d = 32 - 69 \text{ Kg/cm}^2$
- angolo di attrito $\phi = 32^\circ - 35^\circ$

- * da -3.6mt a -4.0mt :

Ghiaie medie in matrice sabbioso limosa, dense con locali livelli più fini

- resistenza dinamica $R_d = 100 - 200 \text{ Kg/cm}^2$
- angolo di attrito $\phi = 36^\circ - 39^\circ$

Stratigrafia Tipo n.3

Si tratta delle condizioni stratigrafiche più anomale rispetto al territorio limitrofo. Con riferimento alle prove P2-P10 il sottosuolo presenta la seguente successione stratigrafica tipo dal p.c. attuale :

* da p.c. attuale a - 0.4mt :

Terreno vegetale argilloso

* da -0.4mt a -1.5mt :

Argilla limosa a consolidazione medio bassa

- resistenza dinamica $R_d = 8 - 13 \text{ Kg/cm}^2$

- coesione non drenata $C_u = 0.3 - 0.5 \text{ Kg/cm}^2$

* da -1.5mt a -4.0mt :

Sabbia limosa e Limo sabbioso poco addensati o Materiale di riporto

- resistenza dinamica $R_d = 3 - 10 \text{ Kg/cm}^2$

- angolo di attrito $\phi = 26^\circ - 29^\circ$

* da -4.0mt a -5.0mt :

Ghiaie medie in matrice sabbioso limosa, dense con locali livelli più fini

- resistenza dinamica $R_d = 44 - 200 \text{ Kg/cm}^2$

- angolo di attrito $\phi = 33^\circ - 39^\circ$

6 CONDIZIONI IDROGEOLOGICHE

L'area in esame è situata 1800mt a nord del limite superiore della fascia delle risorgive; il sottosuolo ghiaioso è sede di una falda acquifera freatica regolata dalle dispersioni del f.Brenta e dagli afflussi meteorici.

In corrispondenza alla fascia delle risorgive l'acquifero indifferenziato ghiaioso presente nell'alta pianura passa progressivamente alla struttura a falde sovrapposte differenziate da livelli impermeabili; le falde in pressione si spingono a sud e la falda freatica viene a giorno drenata dalle risorgive.

Dalla correlazione con alcuni pozzi nella zona di Cittadella, nell'area in esame si verifica una prima differenziazione dell'acquifero a partire dalla profondità di -18mt dal p.c. con la comparsa di livelli argillosi impermeabili.

Nella Tav.3 si riporta un estratto della Carta Idrogeologica del P.A.T. di Cittadella che evidenzia una quota media del livello di 41.2m.s.l.m. e quindi **una profondità media di -8.0mt dal p.c.** con un andamento generale dei deflussi verso sudest con gradiente idraulico medio del 0.12%.

Con riferimento alle misurazioni condotte nel Febbraio 2011, in una fase di morbida dopo un evento di piena dovuto ad un inverno particolarmente piovoso, il livello di falda era posto alla quota media di 43.0mslm quindi alla profondità media di **-620cm dal p.c.**

Le Oscillazioni del livello della falda al pozzo di Cittadella nel periodo 1964-1982 evidenziano nei diagrammi di frequenza il manifestarsi di una fase di piena da Giugno a Ottobre ed una fase di magra da Gennaio a Maggio.

Il comportamento dell'anno 2010-2011 è comunque anomalo con una marcata fase di piena nei mesi di Dicembre e Gennaio; tali condizioni si erano comunque verificate anche nell'anno 2008.

Con riferimento ai rilievi degli ultimi 12 anni, al pozzo Cittadella sono state rilevate le seguenti escursioni della falda :

- Escursione media annua = 2.13mt
- Escursione massima nell'anno = 2.86mt (anno 2008)

Con riferimento al trentennio precedente negli ultimi anni si rileva un significativo incremento delle escursioni della falda, dovuto alla maggiore irregolarità degli apporti meteorici e alla gestione delle acque in Brenta e irrigue. L'oscillazione massima assoluta al pozzo Cittadella è stata di 3.1mt.

Considerata la posizione più a nord dell'area in esame rispetto al pozzo Cittadella con maggiore escursione, nell'area in esame è prevedibile un'escursione media di 3.5mt tra la fase di piena e di magra

Per l'area in esame si possono ipotizzare le seguenti condizioni di magra e di piena del livello di falda :

- **Fase di piena della falda con profondità minima di -600cm da p.c.**
- **Fase di magra della falda presumibilmente a Giugno Luglio con una profondità massima di -950cm da p.c.**

Tali previsioni sono comunque indicative essendo il livello della falda condizionato dagli andamenti meteorici stagionali e dalle portate del Brenta.

Nel fabbricato in progetto non si prevede la realizzazione di piani interrati o seminterrati e quindi le fondazioni non interferiscono con la falda acquifera anche nelle fasi di piena.

Nella Tav.4 si riporta un estratto dello Studio di Compatibilità Idraulica del P.A.T.I. che evidenzia l'assenza di Rischio Idraulico dal f.Brenta o dalle rete di bonifica per l'area interessata dall'intervento.

Riguardo allo smaltimento delle acque meteoriche delle coperture e di dilavamento dei piazzali, il sottosuolo ghiaioso presenta una buona permeabilità dalla profondità media di -2.1mt dal p.c.

Ai sensi dell'art.39 comma 5 del Dgr. N.80 del 27.01.2011 per le coperture e i piazzali non interessati da attività inquinanti il rilascio delle acque meteoriche di dilavamento non è soggetto ad autorizzazione né a rispetto dei limiti di emissione, in quanto non trattasi di scarico.

Nel caso specifico, si prescrive comunque il rispetto della distanza di almeno 1.0mt rispetto alla quota di massima escursione della falda acquifera.

Lo smaltimento negli strati superficiali di sottosuolo è quindi attuabile con **pozzi perdenti o trincee drenanti spinte alla profondità massima di - 5.0mt dal p.c. attuale.**

Le opere disperdenti delle acque meteoriche dovranno essere comunque dimensionate in relazione con le portate massime degli afflussi di piena e in ragione della permeabilità dei materiali ghiaioso sabbiosi del sottosuolo.

7 FONDAZIONI E VERIFICHE GEOTECNICHE

Il sottosuolo dell'area in esame presenta variabilità laterale dovuta a condizioni deposizionali diverse o alla presenza di materiali di riporto.

Nelle condizioni stratigrafiche normali il sottosuolo presenta al di sotto della copertura vegetale a spessore di 0.4mt, un livello di Argille limose a consolidazione medio bassa fino alla profondità media di -1.3mt seguito da Ghiaie medio fini limoso sabbiose passanti da -2.8mt a Ghiaie medie con ciottoli in matrice sabbioso limosa, dense con locali livelli più fini.

Nell'area interessata dal fabbricato al di sotto della copertura vegetale sono presenti Argille limose fino a -1.4mt seguite da Sabbie limose e Limi sabbiosi poco addensati oppure materiale di riporto a bassa resistenza fino alla profondità variabile da -2.0mt a -4.0mt dal p.c. Successivamente sono presenti Ghiaie medio fini limoso sabbiose passanti a Ghiaie medie con ciottoli in matrice sabbioso limosa, dense estese per oltre 10mt dal p.c.

Sulla base delle caratteristiche geotecniche del sottosuolo, per il fabbricato in progetto si potranno adottare **fondazioni a plinti o continue con piano di posa al contatto con le Ghiaie medio fini limoso sabbiose presenti dalla profondità variabile da -1.3mt a -2.7mt dal p.c. attuale. Localmente il substrato ghiaioso potrà essere situato anche ad una profondità di -4.0mt dal p.c. attuale (P2).**

Nella fase esecutiva si dovrà verificare puntualmente per ogni plinto la presenza del substrato ghiaioso al di sotto dei limi sabbiosi sciolti o del riporto riportandosi eventualmente in quota con magrone.

7.1 Verifiche agli Stati Limite Ultimi per i plinti di fondazione (SLU)

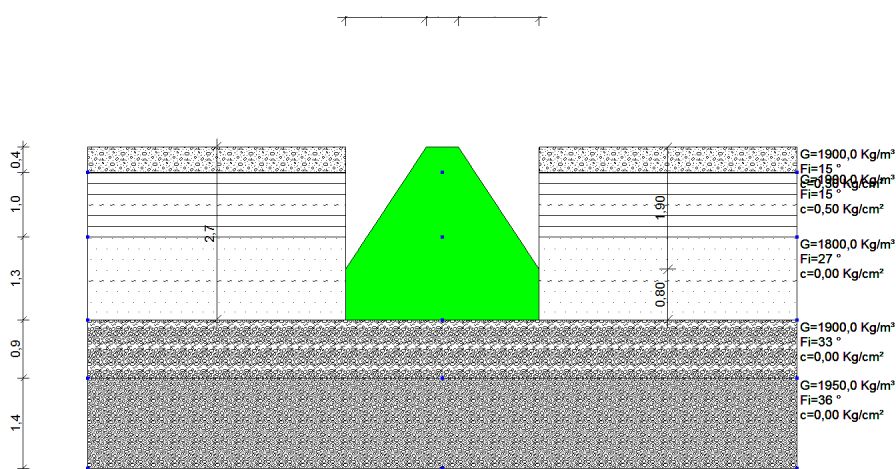
Nelle N.T.C. del D.M.14.01.2008 tutte le verifiche sono effettuate con il metodo degli “Stati Limite” in condizioni statiche e dinamiche. In particolare dovrà essere condotta la verifica allo SLU (limite ultimo prima della rottura) e allo SLE (limite esercizio per deformazione). Le verifiche sono effettuate con “approcci diversi” legate all'amplificazione dei carichi (A) alla riduzione dei parametri geotecnici (M) e alla riduzione delle resistenze (R).

Nelle verifiche è stato definito il Valore caratteristico dei parametri. Trattandosi di un terreno granulare, per le fondazioni si assume il valore dell'angolo di attrito delle ghiaie e sabbie presenti da -2.7mt = $\varnothing_k = 33^\circ$

Si considera la situazione tipo con profondità del piano di posa del plinto di fondazione a -2.7mt dal p.c. al contatto con le Ghiaie limoso sabbiose.

DOTT. GABRIELE SOPPELSA
GEOLOGO

VIA SAN DONATO 20 - 36061 BASSANO DEL GRAPPA - VI
Tel. e Fax : 0424/503855-501412 – soppelsag@tiscali.it



La misura del grado di sicurezza nelle diverse combinazioni si ricava dalla relazione E_d (azione) \leq R_d (resistenza del terreno).

Con riferimento alla situazione del plinto di progetto con dimensioni di 3.0mt x 3.0mt con piano di posa a -2.7mt dal p.c. attuale in allegato si riportano le verifiche agli stati limite secondo i diversi autori (Hansen, Terzaghi, Meyerhof, Brinch-Hansen) che hanno fornito i seguenti risultati :

➤ Approccio 1 - Combinazione 1 (A1 + M1 + R1) (Strutturale)

Il calcolo della Resistenza di progetto del terreno in tale approccio comporta coefficienti unitari sui parametri geotecnici (M1) e sulle resistenti (R1) mentre si amplificano le azioni con coefficienti (A1) maggiori di 1.

In tali condizioni per la fondazione a plinto il carico limite minimo è risultato nella verifica di Terzaghi sarà pari a : **Qlim = 13.1 Kg/cm^q**

La resistenza di progetto con un coefficiente unitario delle resistenze sarà :

$$R_d = Q_{lim} / \gamma_R = 13.1 / 1.0 = 13.1 \text{ Kg/cm}^q$$

In questa verifica il coefficiente delle resistenze sarà $\gamma_R = 1$ mentre per le azioni (A) avremo un coefficiente $\gamma_{G1} = 1.3$ per carichi permanenti $\gamma_{G2} = 1.5$ per i permanenti non strutturali.

Con una pressione di progetto $Q = 2.0 \text{ Kg/cmq}$ è verificata la relazione E_d (azione) $\leq R_d$ (resistenza) con un coefficiente di sicurezza pari a 6.55.

➤ Approccio 1 - Combinazione 2 (A2 + M2 + R2) (Geotecnico)

Il calcolo della Resistenza di progetto del terreno in tale approccio comporta una riduzione dei parametri geotecnici (M2) in quanto abbiano coefficienti $\gamma_{\phi_1} = 1.25$ da cui l'angolo attrito di progetto partendo da $\phi_k = \phi_M = 33^\circ$ sarà : $\phi_d = \tan^{-1} (\tan \phi_k / 1.25) = 27.4^\circ$.

In tali condizioni per la fondazione a plinto il carico limite minimo è risultato nella verifica di Terzaghi pari a : **$Q_{lim} = 6.21 \text{ Kg/cmq}$**

In questa verifica il coefficiente delle resistenze (R2) sarà $\gamma_R = 1.8$ mentre per le azioni (A) avremo un coefficiente $\gamma_{G1} = 1.0$ per carichi permanenti $\gamma_{G2} = 1.3$ per i permanenti non strutturali. La resistenza di progetto divisa per il coefficiente di riduzione delle resistenze nell'approccio A1-2 sarà :

$$R_d = Q_{lim} / \gamma_R = 6.21 / 1.8 = 3.45 \text{ Kg/cmq}$$

Con una pressione di progetto $Q = 2.0 \text{ Kg/cmq}$ è verificata la relazione E_d (azione) $\leq R_d$ (resistenza) con un coefficiente di sicurezza pari a 3.11.

➤ Approccio 2 - Combinazione 1 (A1 + M1 + R3) (GEO)

Il calcolo della Resistenza di progetto del terreno in tale approccio comporta coefficienti unitari sui parametri geotecnici (M1) ma l'introduzione di coefficiente e quindi riduzioni sulle resistenze (R3) con amplificazione delle azioni attraverso i coefficienti (A1) maggiori di 1.

In tali condizioni per la fondazione a plinto il carico limite minimo è risultato nella verifica di Terzaghi sarà pari a : **$Q_{lim} = 13.1 \text{ Kg/cmq}$**

La resistenza di progetto divisa per il coefficiente di riduzione delle resistenze nell'approccio A2-1 sarà :

$$R_d = Q_{lim} / \gamma_R = 13.1 / 2.3 = 5.69 \text{ Kg/cmq}$$

Con una pressione di progetto $Q = 2.0 \text{ Kg/cmq}$ è verificata la relazione E_d (azione) $\leq R_d$ (resistenza) con un coefficiente di sicurezza pari a 6.55.

Le Verifiche agli Stati limite di esercizio sono relative alle deformazioni (Cedimenti) e agli spostamenti e si effettuano con riferimento ai valori caratteristici dei parametri (f_k), quindi $f_k = f_d$. In tali condizioni deve essere verificato che il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione (E_d) sia minore o uguale al valore limite dell'effetto delle azioni (C_d).

Con riferimento ad una pressione normale di progetto pari a $Q = 2.0 \text{ Kg/cm}^2$ sul plinto di $3.0\text{mt} \times 3.0\text{mt}$ con piano di posa a -2.7mt dal p.c. i cedimenti elastici sono risultati pari a : $\Delta H \text{ tot} = 10.2\text{mm}$.

8 INDICAZIONI PER L'ESECUZIONE DELLE OPERE DI URBANIZZAZIONE

Il sottosuolo presenta al di sotto del terreno vegetale a spessore medio di 0.4mt , un livello di Argille limose fino alla profondità media di 1.4mt seguite da Ghiaie medio fini limoso sabbiose passanti localmente a Sabbie limose e Limi sabbiosi poco addensati ed estesi fino ad una profondità variabile da 2.7mt a 4.0mt dal p.c.

Il terreno di sottofondo naturale dovrà essere idoneo a sopportare i carichi trasmessi dalla soprastruttura e dal transito degli automezzi e non dovrà sviluppare cedimenti significativi nel tempo.

In tali condizioni, si dovrà asportare preventivamente il terreno vegetale argilloso compressibile presente su tutta l'area per uno spessore medio di 0.5mt ; il terreno sottostante argilloso limoso passante a limoso sabbioso oppure a ghiaia limosa è idoneo alla posa della soprastruttura stradale, ma dovrà essere preventivamente costipato con rullo compattatore.

Considerata la presenza di materiali argilloso limosi a bassa consolidazione, prima di posare la struttura stradale e dei parcheggi si dovrà stendere un geotessile con caratteristiche idonee per consentire il costipamento dei primi strati di sottofondo evitando l'affondamento nei materiali argillosi.

Considerata la presenza di un sottofondo naturale argilloso compressibile, si prevede la formazione di un rilevato con spessore di almeno 60cm . Il rilevato di sottofondo deve avere un'elevata rigidità, per non subire deformazioni

DOTT.GABRIELE SOPPELSA
GEOLOGO

VIA SAN DONATO 20 -36061 BASSANO DEL GRAPPA - VI
Tel. e Fax : 0424/503855-501412 – soppelsag@tiscali.it

significative dovute al sovraccarico stradale oltre ad una buona capacità drenante; per ottenere una superficie regolare sulla sommità del sottofondo sarà posizionato materiale più fine (stabilizzato).

Sulla base delle condizioni stratigrafiche e morfologiche dell'area, si propone indicativamente la seguente successione della struttura stradale in corrispondenza ai parcheggi in progetto :

3cm	<i>Strato di usura</i> - Conglomerato bituminoso 0-8
7cm	<i>Strato di collegamento</i> (binder) Conglomerato bituminoso 0-12
10cm	<i>Stabilizzato</i> a granulometria fine 0-25
50cm	<i>Strato di Sottofondazione</i> a grana medio grossa
	<i>Terreno di sottofondo naturale</i> – Argille limose

Il rilevato di sottofondo, lo stabilizzato e il manto bituminoso devono essere adeguatamente rullati e costipati con rullo compattatore; le caratteristiche meccaniche del manto e del sottofondo dipendono in misura notevole dalla esecuzione di un buon costipamento. Le caratteristiche del legante bituminoso dovranno essere appropriate e tali da garantire l'integrità della sovrastruttura stradale anche con le temperature del periodo estivo.

Il materiale dello strato di sottofondazione sarà costituito da una Ghiaia medio grossa con elementi inferiori a 7cm di diametro, con percentuale passante a 2mm, inferiore al 40%; la percentuale limoso argillosa (passante al 0.075mm) deve essere inferiore al 15%.

Si tratta di un ghiaione non plastico, con indice di plasticità massimo di 6.

Considerata la granulometria distribuita si consiglia l'utilizzo di ghiaione naturale o di frantumato naturale oppure di riciclato purchè non presenti pezzature superiori alla norma. Il materiale dovrà essere riportato per strati con spessori massimi di 20-25cm e costipato adeguatamente per ogni strato con rullo vibrante che trasmetta un carico dinamico di 300-400Ton.

Per ottenere un buon costipamento il materiale riportato dovrà avere un certo contenuto d'acqua (prossimo all'optimun Proctor), e quindi qualora il materiale risulti asciutto, dovrà essere bagnato artificialmente.

Le caratteristiche geotecniche del rilevato di sottofondo, prima di eseguire la pavimentazione, potranno essere verificate con l'ausilio di prove di carico su piastra; si deve considerare che tali prove interagiscono con uno spessore medio di 80cm di terreno. Secondo la classificazione H.R.B. accolta nelle norme C.N.R.UNI 10006, il modulo di deformazione Md' per il rilevato e gli strati di fondazione deve superare il valore di 500 Kg/cm^2 .

9 PERMEABILITA' DEL SOTTOSUOLO

Dall'esame della stratigrafia definita con le prove penetrometriche, si può definire la seguente successione di permeabilità del sottosuolo :

- Terreno vegetale e Argille limose:

Spessore medio di 1.3mt (non idoneo alla dispersione)

Permeabilità e porosità efficace medio bassa

-- Ghiaia medio fine in matrice limoso sabbiosa

Presente dalla profondità di -1.3mt dal p.c. a -2.2mt dal p.c.

Permeabilità e porosità efficace media

-- Ghiaia grossa con ciottoli in matrice di sabbia grossa poco limosa

Presente dalla profondità di -2.2mt dal p.c. per oltre 10mt dal p.c.

Permeabilità e porosità efficace da buona a ottima

Per definire la permeabilità e la capacità di assorbimento del sottosuolo si è fatto riferimento ad una prova di dispersione effettuata in corrispondenza ad una trincea esplorativa nel settore nordoccidentale dell'abitato di Cittadella..

La prova a carico variabile, dopo la saturazione dei materiali ghiaiosi, è consistita nella immissione rapida di un volume d'acqua di circa 2.0mc, registrando l'assorbimento nel tempo fino allo svuotamento della trincea.

Nella Tav.10 si riporta la curva di svaso che ha consentito la determinazione della permeabilità dei materiali interessati dalla prova di dispersione; il valore determinato è la media tra la componente orizzontale e quella verticale (nei materiali porosi sciolti la permeabilità orizzontale è maggiore di quella verticale). Si rileva complessivamente un'elevata permeabilità dei materiali ghiaiosi dovuta alla granulometria grossolana e alla ridotta matrice limosa. Il valore medio della permeabilità determinata per i materiali ghiaioso sabbiosi presenti da -3.5mt a -4.5mt risulta :

Coefficiente Permeabilità $K_{\text{medio}} = 1.1 \times 10^{-1} \text{ cm/sec} = 1.1 \times 10^{-3} \text{ mt/sec}$

La permeabilità nella porzione di sottosuolo interessata dalla dispersione delle acque meteoriche per i materiali ghiaioso sabbiosi con una frazione limosa stimata inferiore al 5% risulta :

$K_{\text{medio}} = 1.1 \times 10^{-3} \text{ mt/sec} > 10^{-3} \text{ mt/sec}$

In tal modo risultano rispettate le prescrizioni di cui al Dgr.2948/2009 **per i terreni ad elevata capacità di accettazione delle piogge e quindi trattandosi di piccole superfici impermeabilizzate è possibile realizzare sistemi di infiltrazione facilitata in cui convogliare i deflussi in eccesso prodotti dall'impermeabilizzazione.** Con riferimento al Dgr.2948 "Qualora le condizioni del suolo lo consentano e nel caso in cui non sia prevista una canalizzazione e/o scarico delle acque verso un corpo recettore ma i deflussi vengano dispersi sul terreno, non è necessario prevedere dispositivi di invarianza idraulica in quanto si può supporre ragionevolmente che la laminazione delle portate in eccesso avvenga direttamente nel terreno".

10 CARATTERIZZAZIONE SISMICA IN SITO DEL SOTTOSUOLO

Per la caratterizzazione sismica del sottosuolo si è fatto riferimento ad una indagine geofisica svolta in località Facca, 600mt a sudest dell'area in esame per fornire i valori delle Vs30. Le tecniche di prospezione geofisiche scelte sono state quelle della sismica a Rifrazione della MASW e della ReMi.

DOTT.GABRIELE SOPPELSA
GEOLOGO

VIA SAN DONATO 20 -36061 BASSANO DEL GRAPPA - VI
Tel. e Fax : 0424/503855-501412 – soppelsag@tiscali.it

Le indagini sono state eseguite il 28 Maggio 2018. L'offset massimo, utilizzato in fase di acquisizione della linea ha, di fatto, controllato la profondità di penetrazione delle onde elastiche che è risultata compresa tra 25-30m dal p.c. La metodologia e l'elaborazione delle misure effettuate sono riportate nel Report sismico allegato.

Dalla modellazione diretta della curva di dispersione dei profili sismici, acquisiti con la tecnica MASW e ReMi, è stato possibile stimare il profilo verticale della VS nel sito di indagine. In particolare sono state analizzate le caratteristiche della stratificazione elastico-acustica del sottosuolo nei primi 30mt di profondità. In tutti i casi al fine di ottenere una maggiore rappresentatività dei dati sono stati sommati gli spettri delle diverse registrazioni effettuate per il sito per ottenere uno spettro medio.

Nella fase di stima della curva di dispersione si è scelto cautelativamente di sottostimare leggermente la VS.

Il valore medio del parametro Vs30, determinato con l'elaborazione dei dati MASW, è risultato pari:

Stazione	Vs30
MASW-1	454 m/s

Il valore medio del parametro Vs30, determinato con l'elaborazione dei dati ReMi, è risultato pari:

Stazione	Vs30
ReMi-1	462 m/s

Dall'analisi dei profili dei modelli ottenuti è possibile verificare che le velocità medie Vs30 nei due metodi risultano molto prossime.

Dall'esame dei modelli di velocità dei report sismici della Masw e della Remi allegate utilizzando anche per la taratura le informazioni stratigrafiche e delle prove penetrometriche si è estrapolata la seguente successione sismo-stratigrafia del sottosuolo :

-
- dal p.c. a -3.0 mt : $V_s = 142 \text{ m/s}$ $V_p = 233 \text{ m/s}$
Terreno vegetale e Argille limose con Limi sabbiosi
 - da -3.0mt a -7.0mt : $V_s = 303 \text{ m/s}$ $V_p = 494 \text{ m/s}$
Ghiaie medio fini in matrice limoso sabbiosa
 - da -7.0mt a -12.0mt : $V_s = 372 \text{ m/s}$ $V_p = 607 \text{ m/s}$
Ghiaie con ciottoli sabbioso limose dense
 - da -12.0mt a -18.0mt : $V_s = 514 \text{ m/s}$ $V_p = 840 \text{ m/s}$
Ghiaie con ciottoli sabbioso limose da dense a molto dense
 - da -18.0mt a -30mt : $V_s = 625 \text{ m/s}$ $V_p = 1021 \text{ m/s}$
Ghiaie con ciottoli sabbioso limose molto dense

Ai fini delle prescrizioni della vigente normativa in materia (O.P.C.M 3274/2003 e successive modifiche ed integrazioni e D.M. 14.01.2008) e alla luce di quanto sopra si ritiene quindi poter ricondurre il suolo di fondazione del sito in esame, alla **Categoria B** nella quale ricadono i terreni la cui VS30 cade nell'intervallo compreso tra 360 m/s e 800 m/s:..

Come evidenziato dalle prove effettuate e dalle informazioni stratigrafiche e dalla verifica sismica in sito, il sottosuolo non presenta livelli di materiali granulari poco addensati saturi; in tali condizioni non si prevedono fenomeni di liquefazione o densificazione della copertura argilloso limosa o di livelli profondi del sottosuolo nel caso di un evento sismico.

Il fabbricato in progetto è situato in un'area subpianeggiante di un terrazzo alluvionale ghiaioso del f.Brenta. Con riferimento alla Tab.3.2.IV riguardante le categorie topografiche per le azioni sismiche sulle costruzioni del D.M.14.01.2008 l'area in esame è classificabile come **T1** : *Superfici pianeggianti e rilievi e pendii isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$*

11 CLASSIFICAZIONE SISMICA DEL SITO

Il Comune di Cittadella non era classificato sismico ai sensi del D.M. 19.03.1982. In base alla OPCM 3274 del 20.03.03 che ha riclassificato l'intero territorio nazionale, il Comune è inserito in zona sismica di tipo 3.

Per il territorio in zona sismica 3 i valori di accelerazione al suolo a_g con probabilità di superamento del 10% in 50 anni risultano :

Accelerazione orizzontale con prob. super. del 10% (a_g / g) = 0.05 - 0.15

Accelerazione orizzontale di ancoraggio spettro di risposta a_g / g) = 0.15

Con l'entrata in vigore del D.M.17.01.18 (Aggiornamento NTC) la stima della pericolosità sismica viene definita mediante un approccio “**sito dipendente**” e non più un criterio “zona dipendente”. L'azione sismica di progetto sulla quale valutare il rispetto dei vari stati limite presi in considerazione viene definita partendo dalla “pericolosità di base” del sito di costruzione.

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto le tipologie del suolo di fondazione vengono suddivise in 5 categorie (A, B, C, D, E).

A	<i>Ammassi rocciosi affioranti e terreni molto rigidi caratterizzati da valori di Vs30 superiori a 800 m/s, comprendenti eventuali strati di alterazione superficiale di spessore massimo di 3mt.</i>
B	<i>Rocce Tenere e Depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine consistenti con spessori superiori a 30mt, caratterizzati dal graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs30 compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero con $N_{SPT} > 50$ o $Cu > 250$ kPa)</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati, terreni a grana fine mediamente consistenti con spessori superiori a 30mt, caratterizzati dal graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero con $15 < N_{SPT} < 50$, o $70 < Cu < 250$ kPa)</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fine scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30mt, caratterizzati dal graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e valori di Vs30 < 180m/s</i>
E	<i>Profili di terreno dei sottosuoli di tipo C o D con spessore non superiore a 20m posti sul substrato più rigido con Vs30 > 800 m/s.</i>

Il sottosuolo dell'area in esame presenta una copertura argilloso limosa a spessore medio di 1.5mt, seguita da Ghiaie da medie a fini in matrice sabbioso limosa fino a -18mt seguite da Ghiaie con livelli argillosi e limosi fino a -35mt dal p.c. Successivamente sono presenti Ghiaie sabbiose fino a -45mt, seguite da alternanze di Argille e Sabbie fino a -60mt e quindi ancora da Ghiaie sabbiose fino alla profondità di -70mt dal p.c.

Le indagini sismiche in sito con la tecnica MASW e REMI, hanno consentito la definizione di una Velocità media delle onde di taglio nei primi 30mt di sottosuolo pari a : **Vs 30 = 458 m/sec.**

Sulla base del quadro geologico e sismico emerso dal seguente studio e dalla classificazione in base alle norme EC8 recepite dal OPCM 3274 è possibile inserire il sottosuolo in **categoria tipo B** : (*Depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine consistenti con spessori superiori a 30mt, caratterizzati dal graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs30 compresi tra 360 m/s e 800 m/s*).

Si tratta quindi di un terreno di fondazione con caratteri geotecnici buoni e limitata variabilità laterale con falda acquifera a media profondità.

11.1 Azione Sismica di Progetto

Le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” che è rappresentata dalla probabilità che in un determinato intervallo di tempo (periodo di riferimento V_r in anni) in questo sito si verifichi un evento sismico di entità almeno pari ad un valore prefissato; la probabilità è denominata “probabilità di eccedenza” (P_{vr}).

La pericolosità sismica è definita in termini di **accelerazione orizzontale massima “ag”** e di **ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente “Se(T)”** con riferimento alle probabilità di eccedenza P_{vr} nel periodo di riferimento V_r .

Ai fini delle N.T.C. le forme spettrali sono definite a partire dai valori di riferimento di una griglia di 10.751 siti dei parametri: (ag) ; (Fo) ; TxC.

A tal fine dalle coordinate geografiche del sito espresse in gradi sessagesimali e decimali si è determinata la maglia di riferimento con le distanze dal punto dei quattro vertici più prossimi. In allegato si riporta la scheda del programma di calcolo dei parametri di riferimento :

I Parametri sismici risultanti per il sito in esame sono :

latitudine: 45.6520582552393
longitudine: 11.7748440431224

DOTT.GABRIELE SOPPELSA

GEOLOGO

VIA SAN DONATO 20 -36061 BASSANO DEL GRAPPA - VI

Tel. e Fax : 0424/503855-501412 – soppelsag@tiscali.it

Classe: 2
Vita nominale: 50

Siti di riferimento

Sito 1 ID: 11630	Lat: 45.6717Lon: 11.7037	Distanza: 5943.453
Sito 2 ID: 11631	Lat: 45.6727Lon: 11.7751	Distanza: 2298.686
Sito 3 ID: 11853	Lat: 45.6227Lon: 11.7766	Distanza: 3263.849
Sito 4 ID: 11852	Lat: 45.6217Lon: 11.7052	Distanza: 6380.088

Parametri sismici

Categoria sottosuolo: B
Categoria topografica: T1
Periodo di riferimento: 50anni
Coefficiente cu: 1

Operatività (SLO):

Probabilità di superamento: 81 %
Tr: 30 [anni]
ag: 0.043 g
Fo: 2.479
Tc*: 0.240 [s]

Danno (SLD):

Probabilità di superamento: 63 %
Tr: 50 [anni]
ag: 0.058 g
Fo: 2.481
Tc*: 0.253 [s]

Salvaguardia della vita (SLV):

Probabilità di superamento: 10 %
Tr: 475 [anni]
ag: 0.163 g
Fo: 2.395
Tc*: 0.299 [s]

Prevenzione dal collasso (SLC):

Probabilità di superamento: 5 %
Tr: 975 [anni]
ag: 0.215 g
Fo: 2.403
Tc*: 0.307 [s]

Coefficienti Sismici

SLO:
Ss: 1.200
Cc: 1.460
St: 1.000
Kh: 0.010
Kv: 0.005
Amax: 0.510
Beta: 0.200

SLD:	Ss:	1.200
	Cc:	1.450
	St:	1.000
	Kh:	0.014
	Kv:	0.007
	Amax:	0.685
	Beta:	0.200
SLV:	Ss:	1.200
	Cc:	1.400
	St:	1.000
	Kh:	0.047
	Kv:	0.024
	Amax:	1.923
	Beta:	0.240
SLC:	Ss:	1.190
	Cc:	1.390
	St:	1.000
	Kh:	0.072
	Kv:	0.036
	Amax:	2.507
	Beta:	0.280

In tali condizioni si definiscono l'accelerazione massima di progetto e il coefficiente sismico orizzontale in corrispondenza allo SLV = SLU :

Accelerazione massima = **amax** = Ssx St x ag = 1.20x1.0x0.163 g = **0.195g**

Dal valore nominale si passa alla accelerazione orizzontale

A max = ag x 9.81 = **1.92 m/sec²** .

Il coefficiente sismico orizzontale sarà **Kh** = βs x Amax/g = **0.047**

12 CONCLUSIONI

Dalle verifiche geologiche sull'area di costruzione di un fabbricato ad uso commerciale e nuova sistemazione viaria in via Galileo Galilei a Cittadella per conto della ditta Vivara s.r.l. si può concludere :

12.1 L'area in esame è situata ad una quota media di 49.2mslm nel settore centrale della conoide alluvionale del f.Brenta sui margini meridionali dell'alta pianura; il territorio è pianeggiante con pendenza a sudest di 0.3%-0.5%. L'area risulta attualmente ribassata di circa 100cm rispetto alla carreggiata della S.S.47 a est. Nella Carta delle Fragilità del P.A.T.I., l'area in esame è classificata "Terreno Idoneo".

12.2 Il sottosuolo dell'area in esame presenta variabilità laterale dovuta a condizioni deposizionali diverse o alla presenza di materiali di riporto.

Nelle condizioni stratigrafiche normali il sottosuolo presenta al di sotto della copertura vegetale a spessore di 0.4mt, un livello di Argille limose a consolidazione medio bassa fino alla profondità media di -1.3mt seguito da Ghiaie medio fini limoso sabbiose passanti da -2.8mt a Ghiaie medie con ciottoli in matrice sabbioso limosa, dense con locali livelli più fini.

Nell'area interessata dal fabbricato al di sotto della copertura vegetale sono presenti Argille limose fino a -1.4mt seguite da Sabbie limose e Limi sabbiosi poco addensati oppure materiale di riporto a bassa resistenza fino alla profondità variabile da -2.0mt a -4.0mt dal p.c. Successivamente sono presenti Ghiaie medio fini limoso sabbiose passanti a Ghiaie medie con ciottoli in matrice sabbioso limosa, dense estese per oltre 10mt dal p.c.

12.3 Il sottosuolo è sede di una falda acquifera con livello statico alla profondità variabile da **-9.5mt dal p.c. in fase di magra con possibile risalita nelle fasi di piena fino a -6.0mt dal p.c.** Nel fabbricato in progetto non si prevede la realizzazione di piani interrati o seminterrati e quindi le fondazioni non interferiscono con la falda acquifera anche nelle fasi di piena.

12.4 Sulla base delle caratteristiche geotecniche del sottosuolo, per il fabbricato in progetto si potranno adottare **fondazioni a plinti o continue con piano di posa al contatto con le Ghiaie medio fini limoso sabbiose presenti dalla profondità variabile da -1.3mt a -2.7mt dal p.c. attuale. Localmente il substrato ghiaioso potrà essere situato anche ad una profondità di 4.0mt dal p.c. attuale (P2).**

Nella fase esecutiva si dovrà verificare puntualmente per ogni plinto la presenza del substrato ghiaioso al di sotto dei limi sabbiosi sciolti o del riporto riportandosi eventualmente in quota con magrone.

12.5 In tali condizioni le verifiche agli stati limite con riferimento alla situazione della fondazione a plinto di progetto largo 3.0mt con piano di posa a -2.7mt dal p.c. hanno fornito i seguenti risultati :

- Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU) - Approccio 1 - Combinazione 1 (A1+ M1 + R1) (Strutturale) : $Rd = Q_{lim}/\gamma_R = 13.1/1.0 = \mathbf{13.1 \text{ Kg/cm}^2}$
- Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU) - Approccio 1 - Combinazione 2 (A2 + M2 + R2) (Geotecnico) : $Rd = Q_{lim}/\gamma_R = 6.21/1.8 = \mathbf{3.45 \text{ Kg/cm}^2}$
- Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU) - Approccio 2 - Combinazione 1 (A1 + M1 + R3) (Geotecnico) : $Rd = Q_{lim}/\gamma_R = 13.1/2.3 = \mathbf{5.69 \text{ Kg/cm}^2}$

12.6 Le Verifiche agli Stati limite di esercizio relative alle deformazioni (Cedimenti) con una pressione normale di progetto pari a $Q = 2.0 \text{ Kg/cm}^2$ sulla fondazione a plinto largo 3.0mt con piano di posa a -2.7mt dal p.c. hanno indicato un cedimento massimo pari a : **$\Delta H_{tot} = 10.2\text{mm}$**

In tali condizioni i cedimenti totali e differenziali rispettano la verifica delle condizioni allo stato limite di esercizio (SLU) riguardanti le deformazioni.

12.7 Il sottosuolo è idoneo alla posa dei rilevati della pavimentazione e parcheggi. Si dovrà asportare preventivamente su tutta l'area il terreno vegetale argilloso con spessore medio di 0.4mt fino ai sottostanti materiali argillosi. Il terreno sottostante argilloso con ghiaia è idoneo alla posa della soprastruttura stradale ma dovrà essere preventivamente costipato con rullo compattatore.

12.8 Considerata la presenza di un sottofondo naturale argilloso compressibile, si prevede la formazione di un rilevato con spessore di almeno 60cm. Il rilevato di sottofondo deve avere un'elevata rigidità, per non subire deformazioni significative dovute al sovraccarico stradale oltre ad una buona capacità drenante; per ottenere una superficie regolare sulla sommità del sottofondo sarà posizionato materiale più fine (stabilizzato).

12.9 Le caratteristiche geotecniche del rilevato di sottofondo, prima di eseguire la pavimentazione, potranno essere verificate con l'ausilio di prove di carico su piastra. Secondo la classificazione H.R.B. accolta nelle norme C.N.R.UNI 10006, il modulo di deformazione Md' per il rilevato e gli strati di fondazione deve superare il valore di 500 Kg/cm^2 .

12.10 La permeabilità nella porzione di sottosuolo interessata dalla dispersione delle acque meteoriche per i materiali ghiaioso sabbiosi con una frazione limosa stimata inferiore al 5% risulta :

$$K_{\text{medio}} = 1.1 \times 10^{-3} \text{ mt/sec} > 10^{-3} \text{ mt/sec}$$

In tal modo risultano rispettate le prescrizioni di cui al Dgr.2948/2009 per i terreni ad elevata capacità di accettazione delle piogge e quindi trattandosi di piccole superfici impermeabilizzate è possibile realizzare sistemi di infiltrazione facilitata in cui convogliare i deflussi in eccesso prodotti dall'impermeabilizzazione.

12.11 Il Comune di Cittadella in base alla OPCM 3274 del 20.03.03 è inserito in zona sismica tipo 3. Il sottosuolo dell'area in esame presenta una copertura argilloso limosa a spessore medio di 1.5mt, seguita da Ghiaie da medie a fini in matrice sabbioso limosa fino a -18mt seguite da Ghiaie con livelli argillosi e limosi fino a -35mt dal p.c. Successivamente sono presenti Ghiaie sabbiose fino a -45mt, seguite da alternanze di Argille e Sabbie fino a -60mt e quindi ancora da Ghiaie sabbiose fino alla profondità di -70mt.

12.12 Le indagini sismiche in sito con la tecnica MASW e REMI, nel settore sudorientale dell'abitato di Cittadella hanno consentito la definizione di una Velocità media delle onde di taglio nei primi 30mt di sottosuolo pari a :

$$V_s 30 = 458 \text{ m/sec.}$$

12.13 Sulla base del quadro geologico emerso dal seguente studio e dalla classificazione in base alle norme EC8 recepite dal OPCM 3274 è possibile inserire il sottosuolo nella **categoria tipo B** : (*Depositi di terreni a grana grossa*

DOTT.GABRIELE SOPPELSA

GEOLOGO

VIA SAN DONATO 20 -36061 BASSANO DEL GRAPPA - VI

Tel. e Fax : 0424/503855-501412 – soppelsag@tiscali.it

molto addensati o terreni a grana fine consistenti con spessori superiori a 30mt, caratterizzati dal graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs30 compresi tra 360 m/s e 800 m/s).

12.14 Le azioni sismiche di progetto definite a partire dalla “pericolosità sismica di base” con riferimento alle forme spettrali di una griglia di 10.751 in corrispondenza allo SLV = SLU hanno verificato le seguenti condizioni :

Accelerazione massima = **amax** = Ssx St x ag = 1.20x1.0x0.163 g = **0.195g**

Dal valore nominale si passa alla accelerazione orizzontale

A max = ag x 9.81 = **1.92 m/sec²** .

Il coefficiente sismico orizzontale sarà **Kh** = βs x Amax/g = **0.047**

Il Geologo

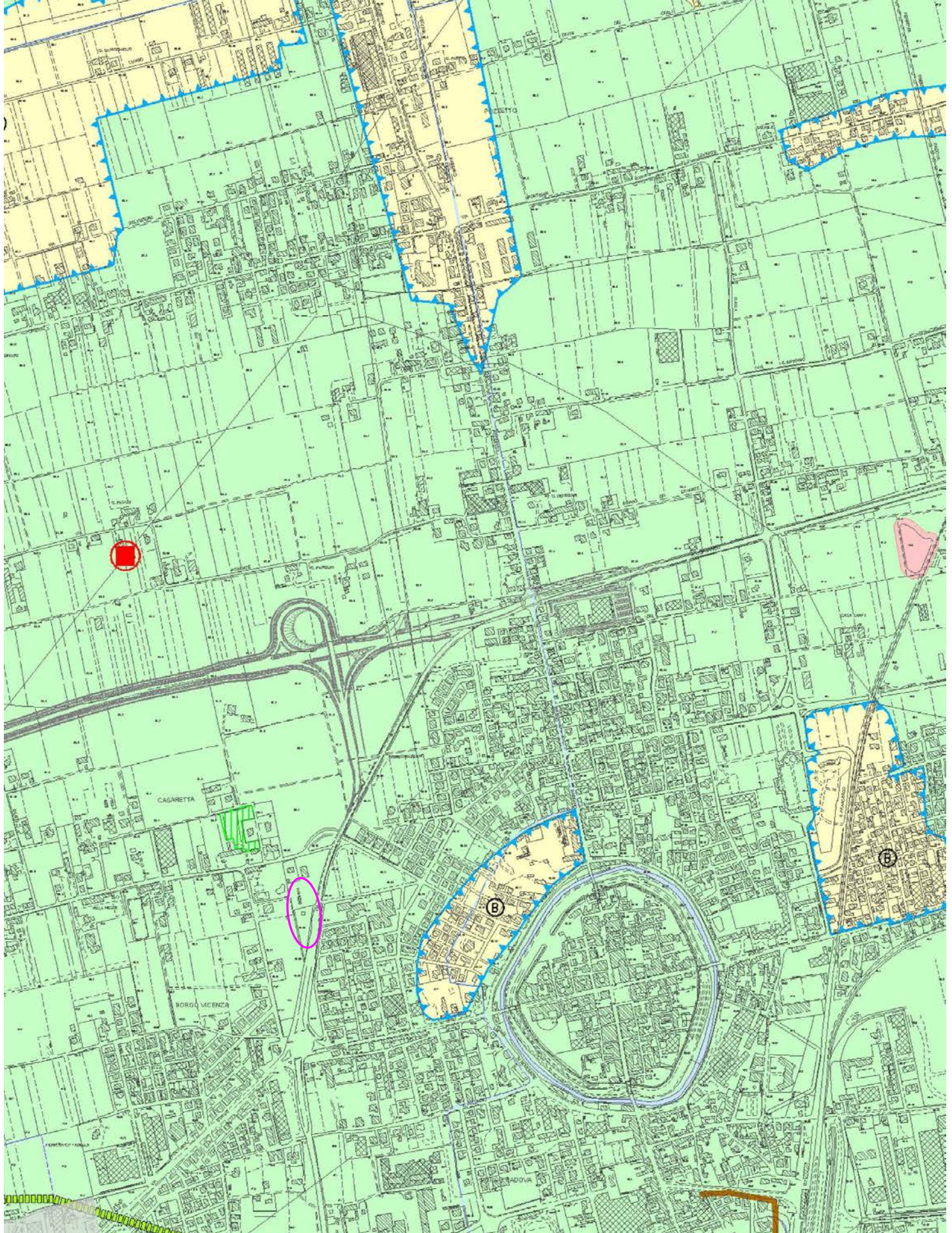
Dott. Gabriele Soppelsa



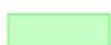
Bassano d.Gr. 24.01.2019



TAV.1: Ubicazione dell'area interessata dalla costruzione del fabbricato e modifica viaria su estratto di c.t.r. alla scala 1:5.000

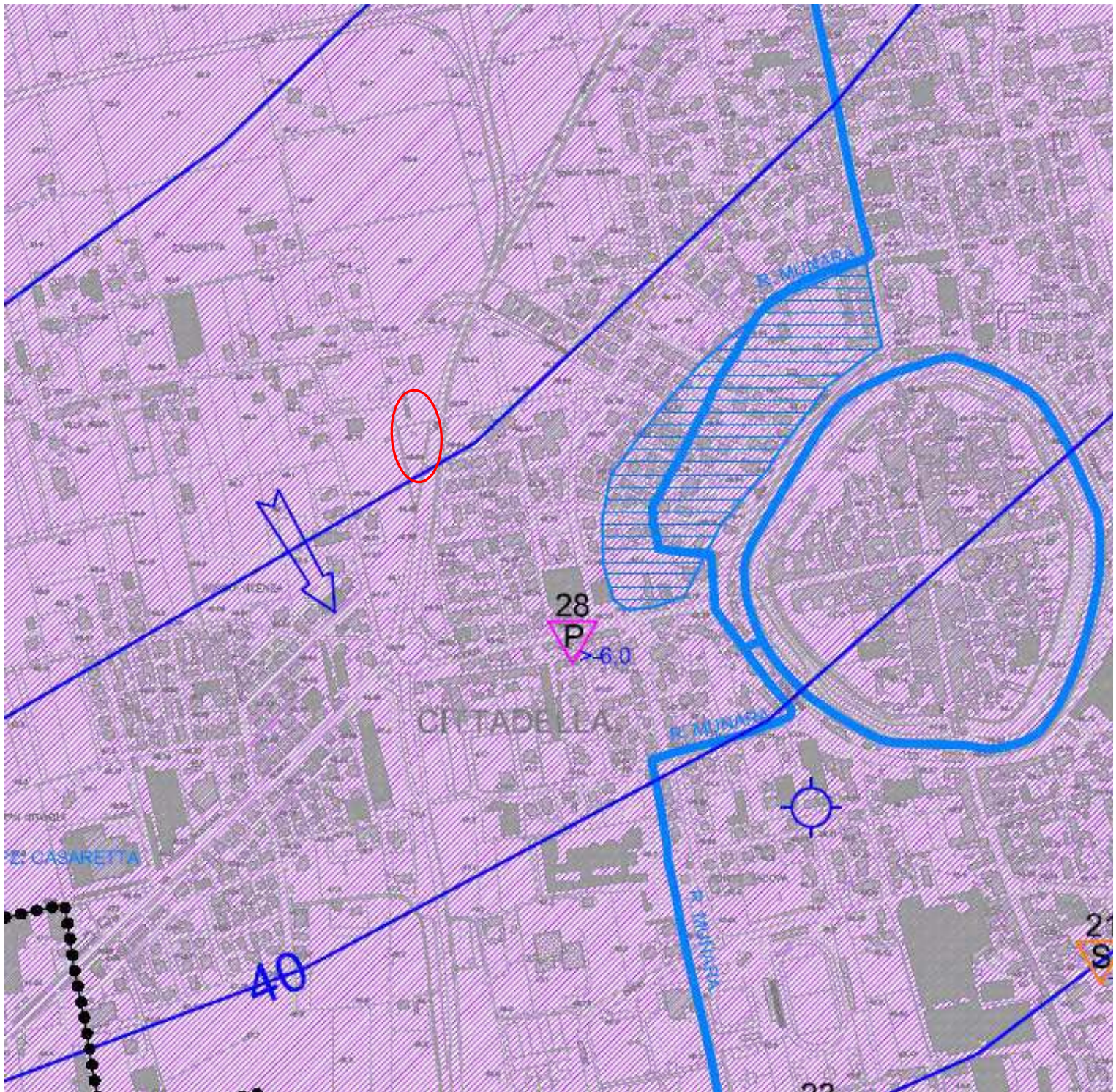


Area idonea

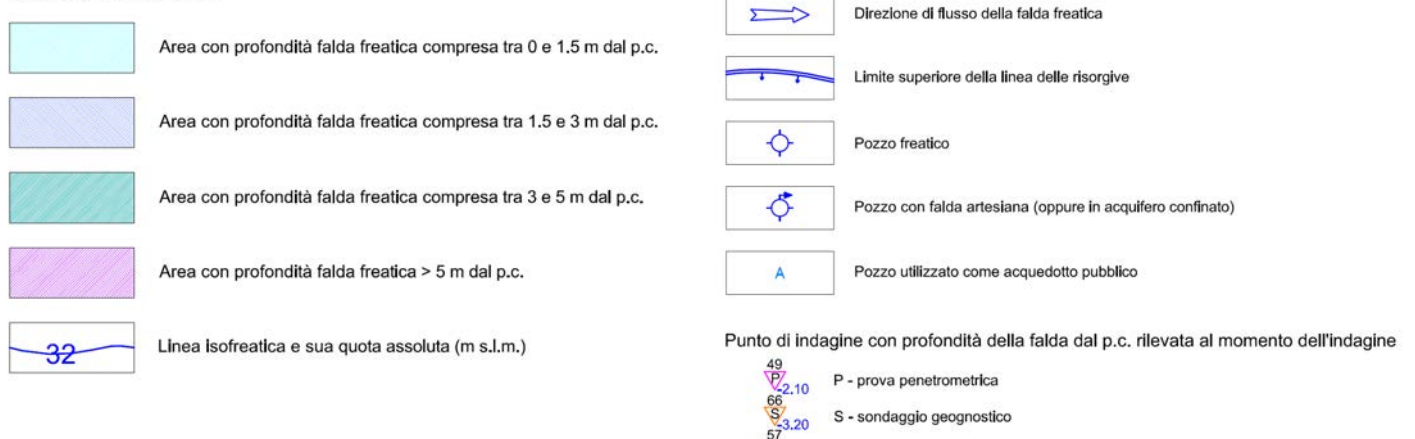


Buone/Ottime caratteristiche geotecniche dei terreni, assenti o assai limitati fenomeni e rischi di esondazione, prof. falda > 3 m

TAV.2 – Ubicazione dell'area interessata dal fabbricato e dalla modifica viaria su estratto della Carta delle Fragilità del P.A.T. del Comune di Cittadella (Tav.3)

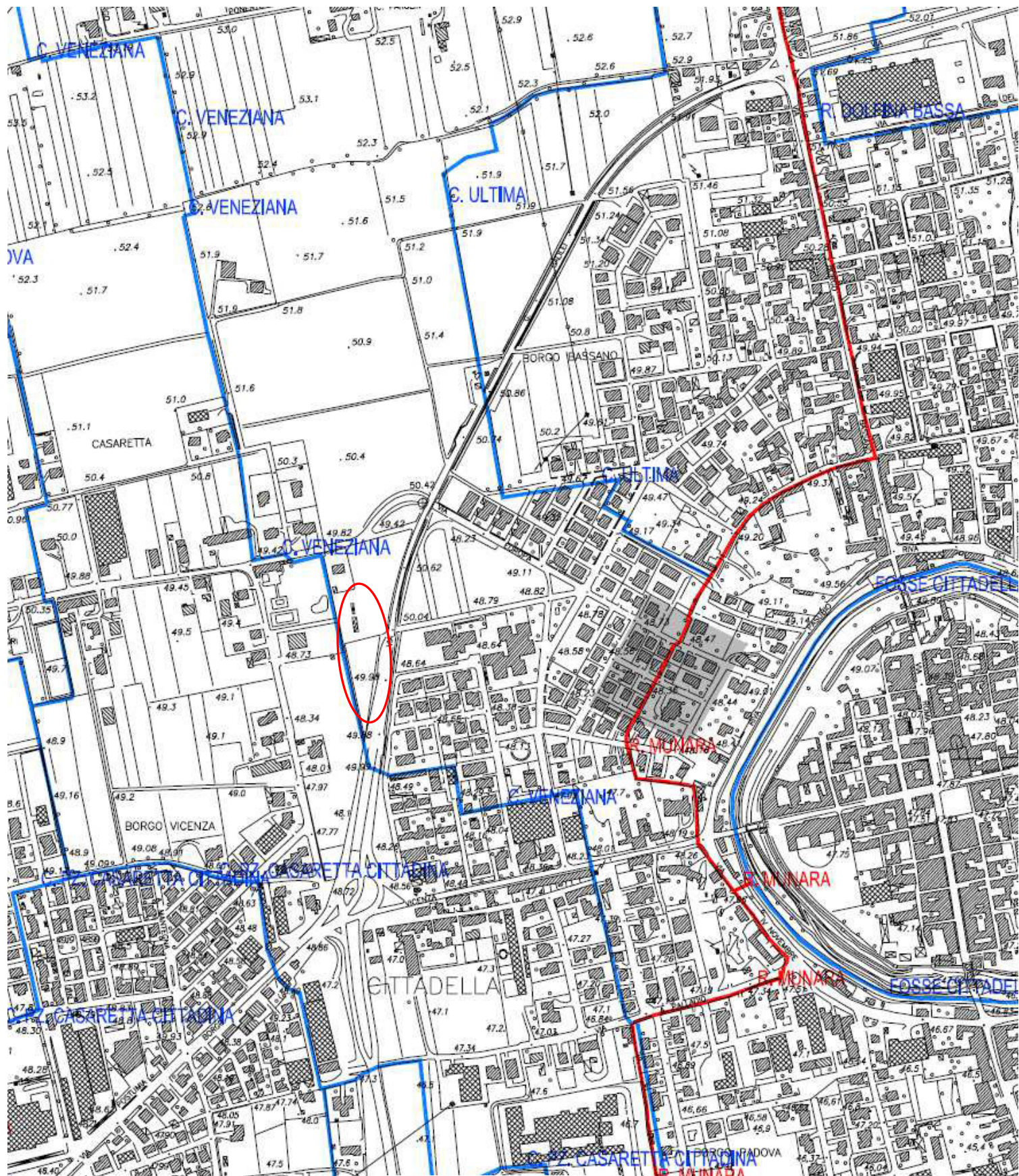


ACQUE SOTTERRANEE :




TAV.3 – Ubicazione dell'area interessata dalla costruzione del fabbricato e modifica viaria su estratto della Carta Idrogeologica del PAT di Cittadella

Quota falda 41.2m.s.l.m. - Profondità media da p.c. = -8.5mt - Direzione deflussi verso sudest



LEGENDA

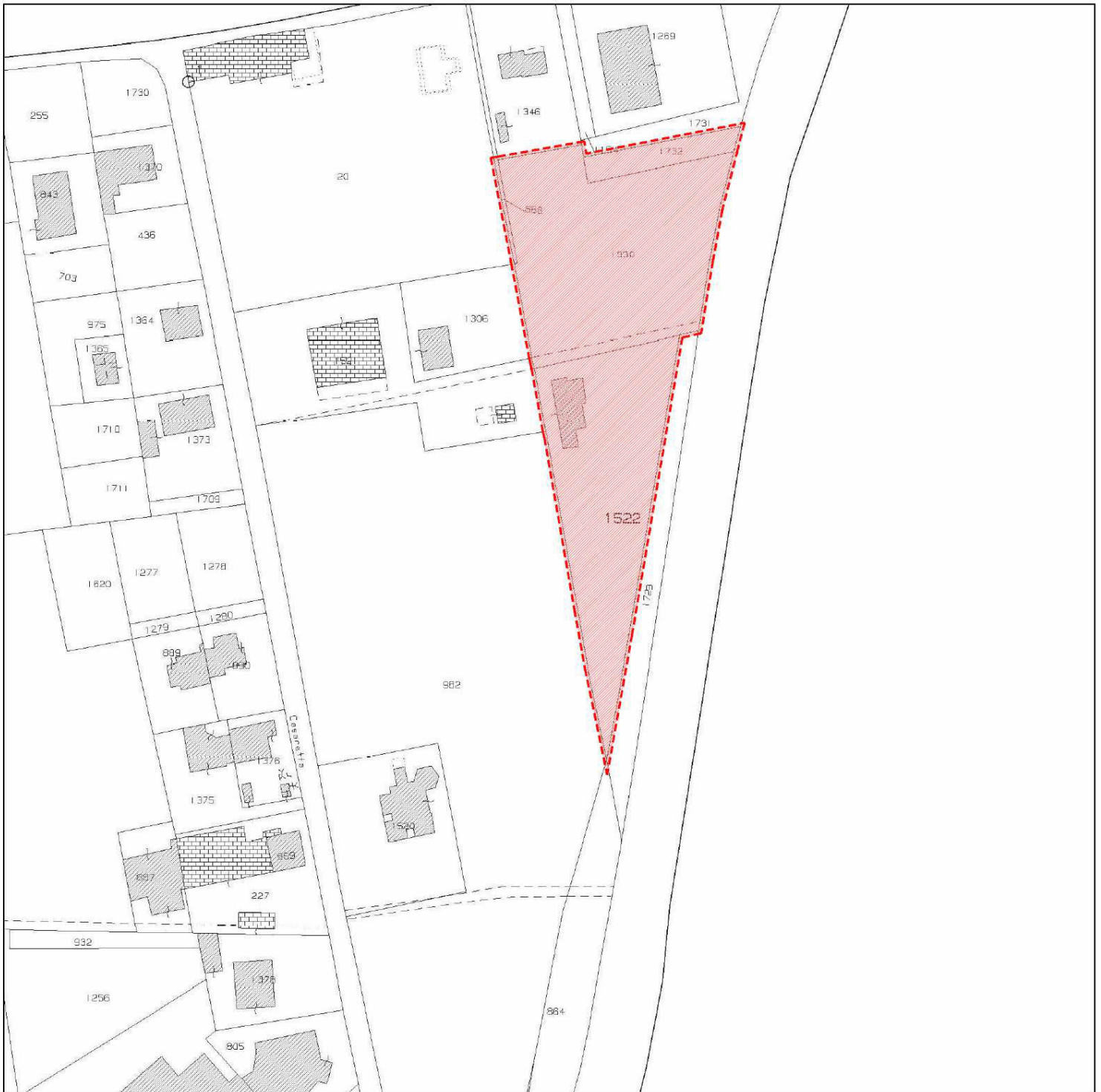
-  Aree soggette ad allagamenti
-  Aree a MEDIA pericolosità per problemi di rete di bonifica
-  Aree ad ALTA pericolosità per problemi di rete di bonifica
-  Aree a rischio esondazione Fiume Brenta

-  PAI - P1 - Aree a moderata pericolosità
-  PAI - P2 - Aree a media pericolosità
-  PAI - P3 - Aree ad elevata pericolosità
-  PAI - P4 - Aree fluviale del Fiume Brenta
-  Idrografia Principale
-  Idrografia Secondaria

TAV.4 – Ubicazione dell'area interessata dall'intervento in progetto su estratto dello Studio di Compatibilità Idraulica del PATI dell'Alta Padovana

Classificazione : Assenza di Rischio Idraulico dal f.Brenta o dalla rete di bonifica

ESTRATTO CATASTALE - SCALA 1:2.000



N.C.T. COMUNE DI CITTADELLA,
Foglio n° 29,

- Mappale n° 868	S= 135 mq
- Mappale n° 1350	S= 4.000 mq
- Mappale n° 1522	S= 3.330 mq
- Mappale n° 1732	S= 415 mq
<hr/>	
Totale	7.880 mq



**TAV.5 : Ubicazione dell'area interessata dall'intervento
in progetto su estratto di planimetria catastale**



TAV.6 : Ubicazione delle prove penetrometriche con indicazione profondità delle ghiaie dal p.c. attuale su planimetria dell'intervento in progetto

Archivio nazionale delle indagini nel sottosuolo (Legge 464/1984)

Dati generali	Ubicazione indicativa dell'area d'indagine
<p> Codice: 165115 Regione: VENETO Provincia: PADOVA Comune: CITTADELLA Tipologia: PERFORAZIONE Opera: POZZO PER ACQUA Profondità (m): 80,00 Quota pc slm (m): 59,00 Anno realizzazione: 1998 Numero diametri: 1 Presenza acqua: SI Portata massima (l/s): ND Portata esercizio (l/s): ND Numero falde: 1 Numero filtri: 1 Numero piezometrie: 1 Stratigrafia: SI Certificazione(*): NO Numero strati: 7 Longitudine WGS84 (dd): 11,788200 Latitudine WGS84 (dd): 45,659931 Longitudine WGS84 (dms): 11° 47' 17.17" E Latitudine WGS84 (dms): 45° 39' 35.35" N </p> <p>(*)Indica la presenza di un professionista nella compilazione della stratigrafia</p>	

DIAMETRI PERFORAZIONE

Progr	Da profondità (m)	A profondità (m)	Lunghezza (m)	Diametro (mm)
1	0,00	80,00	80,00	170

FALDE ACQUIFERE

Progr	Da profondità (m)	A profondità (m)	Lunghezza (m)
1	11,20	80,00	68,80

POSIZIONE FILTRI

Progr	Da profondità (m)	A profondità (m)	Lunghezza (m)	Diametro (mm)
1	76,00	80,00	4,00	114

MISURE PIEZOMETRICHE

Data rilevamento	Livello statico (m)	Livello dinamico (m)	Abbassamento (m)	Portata (l/s)
ott/1998	11,20	ND	ND	ND

STRATIGRAFIA

Progr	Da profondità (m)	A profondità (m)	Spessore (m)	Età geologica	Descrizione litologica
1	0,00	1,00	1,00		TERRENO AGRARIO O DI RIporto
2	1,00	7,00	6,00		GHIAIA E LIMO
3	7,00	18,00	11,00		GHIAIA ESABBIA
4	18,00	30,00	12,00		GHIAIA E SABBIA CON ARGILLA
5	30,00	43,00	13,00		GHIAIA E SABBIA
6	43,00	58,00	15,00		ARGILLA
7	58,00	68,00	10,00		GHIAIA E SABBIA

TAV.7 : Stratigrafia profonda del sottosuolo rilevata in un pozzo situato 1000mt a nord-est dell'area in esame spinto a -68mt dal p.c.

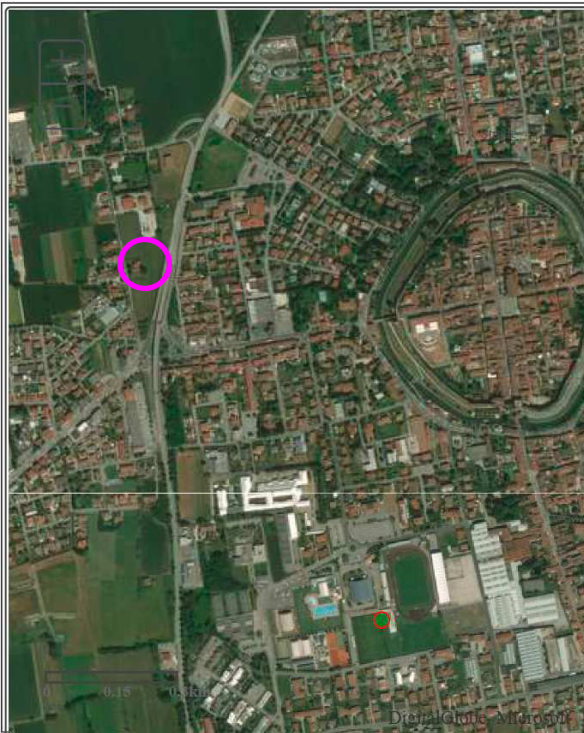
Archivio nazionale delle indagini nel sottosuolo (Legge 464/1984)

Dati generali

Codice: 165112
Regione: VENETO
Provincia: PADOVA
Comune: CITTADELLA
Tipologia: PERFORAZIONE
Opera: POZZO PER ACQUA
Profondità (m): 71,00
Quota pc slm (m): 46,60
Anno realizzazione: 1999
Numero diametri: 1
Presenza acqua: SI
Portata massima (l/s): 16,000
Portata esercizio (l/s): 8,000
Numero falde: 3
Numero filtri: 1
Numero piezometrie: 1
Stratigrafia: SI
Certificazione(*): NO
Numero strati: 6
Longitudine WGS84 (dd): 11,780139
Latitudine WGS84 (dd): 45,642150
Longitudine WGS84 (dms): 11° 46' 48,48" E
Latitudine WGS84 (dms): 45° 38' 31,31" N

(*)Indica la presenza di un professionista nella compilazione della stratigrafia

Ubicazione indicativa dell'area d'indagine



DIAMETRI PERFORAZIONE

Progr	Da profondità (m)	A profondità (m)	Lunghezza (m)	Diametro (mm)
1	0,00	71,00	71,00	160

FALDE ACQUIFERE

Progr	Da profondità (m)	A profondità (m)	Lunghezza (m)
2	40,00	45,00	5,00
1	10,00	18,00	8,00
3	65,00	71,00	6,00

POSIZIONE FILTRI

Progr	Da profondità (m)	A profondità (m)	Lunghezza (m)	Diametro (mm)
1	67,00	71,00	4,00	160

MISURE PIEZOMETRICHE

Data rilevamento	Livello statico (m)	Livello dinamico (m)	Abbassamento (m)	Portata (l/s)
mar/1999	6,00	8,00	2,00	8,000

STRATIGRAFIA

Progr	Da profondità (m)	A profondità (m)	Spessore (m)	Età geologica	Descrizione litologica
1	0,00	2,00	2,00		TERRENO VEGETALE
2	2,00	18,00	16,00		GHIAIA FINE
3	18,00	40,00	22,00		ARGILLA MISTA A LIMO
4	40,00	45,00	5,00		GHIAINO
5	45,00	65,00	20,00		SABBIA MISTA AD ARGILLA
6	65,00	71,00	6,00		GHIAIA MEDIA

TAV.8 : Stratigrafia profonda del sottosuolo rilevata in un pozzo situato 600mt a sudest dell'area in esame spinto a -71mt dal p.c.

GEOSTRU PARAMETRI SISMICI

Versione 2017, rilasciata il 14-08-2017

Via n°

Comune Cap

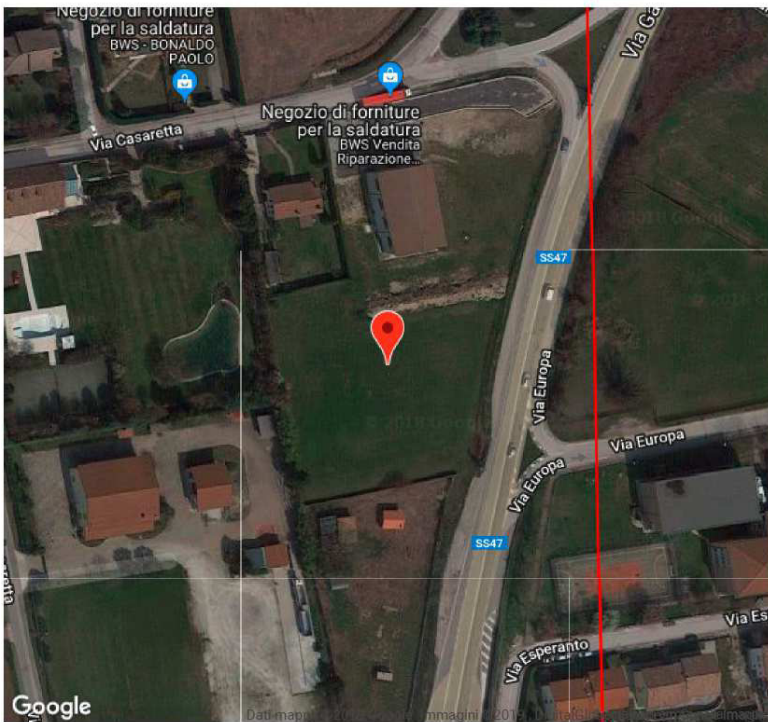
Provincia

WGS84 (°)

Latitudine

Longitudine

Isole



45.651152, 11.773840

Visualizza vertici della maglia di appartenenza



Parametri sismici

(1)* Il software converte i dati dal sistema WGS84 al sistema ED50, prima di elaborare i risultati è comunque possibile inserire direttamente le coordinate nel sistema ED50. I punti sulla mappa sono da considerarsi esclusivamente in coordinate WGS84.

(2)* Il file creato con "Salva file" può essere importato automaticamente negli applicativi GeoStru.

(1)* Coordinate WGS84 (°)
 Latitudine Longitudine

(1)* Coordinate ED50 (°)
 Latitudine Longitudine

Classe dell'edificio

Cu = 1

Vita nominale
 (Opere provvisorie <=10, Opere ordinarie >=50, Grandi opere >=100)
 Interpolazione

Stato Limite	Tr [anni]	a _g [g]	Fo	Tc' [s]
Operatività (SLO)	30	0.043	2.479	0.240
Danno (SLD)	50	0.058	2.481	0.253
Salvaguardia vita (SLV)	475	0.163	2.395	0.299
Prevenzione collasso (SLC)	975	0.215	2.403	0.307
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	50			

CALCOLO COEFFICIENTI SISMICI (av)Label

Muri di sostegno Paratie
 Stabilità dei pendii e fondazioni

Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti.

H (m)
 us (m)

Categoria sottosuolo
 Categoria topografica

	SLO	SLD	SLV	SLC
Ss * Amplificazione stratigrafica	<input type="text" value="1.20"/>	<input type="text" value="1.20"/>	<input type="text" value="1.20"/>	<input type="text" value="1.19"/>
Cc * Coeff. funz categoria	<input type="text" value="1.46"/>	<input type="text" value="1.45"/>	<input type="text" value="1.40"/>	<input type="text" value="1.39"/>
St * Amplificazione topografica	<input type="text" value="1.00"/>	<input type="text" value="1.00"/>	<input type="text" value="1.00"/>	<input type="text" value="1.00"/>

Acc.ne massima attesa al sito [m/s²]

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.010	0.014	0.047	0.072
kv	0.005	0.007	0.024	0.036
Amax [m/s ²]	0.510	0.685	1.923	2.507
Beta	0.200	0.200	0.240	0.280

TAV. 9 : Inquadramento e Parametri sismici dell'area in base alle N.T.C.

COMUNE DI CITTADELLA**PROVINCIA DI PADOVA****PROGETTO PER L'AMPLIAMENTO DI UN FABBRICATO****AD USO PRODUTTIVO IN VIA DELL'ARTIGIANATO****Il Committente : Eureka s.p.a.****DETERMINAZIONE DELLA PERMEABILITA' CON IL METODO DELLA CURVA DI SVASO****PROVA N.1 - SONDAGGIO N.1**

Tempo Secondi	Profondità cm	Carico Idr. cm
-	32	70
15,0	39	63
30,0	42	60
45,0	46	56
60,0	49	53
90,0	52	50
120,0	54	48
150,0	58	44
180,0	63	39
210,0	71	31
240,0	77	25

Prova eseguita il 10.12.2018**Dimensioni della sezione d'infiltrazione in cm :**

Dimensioni di base del pozzetto = 100cm x 100cm

Profondità della base pozzetto = 470cm da p.c.

Superficie di base del pozzetto = 1,0mq

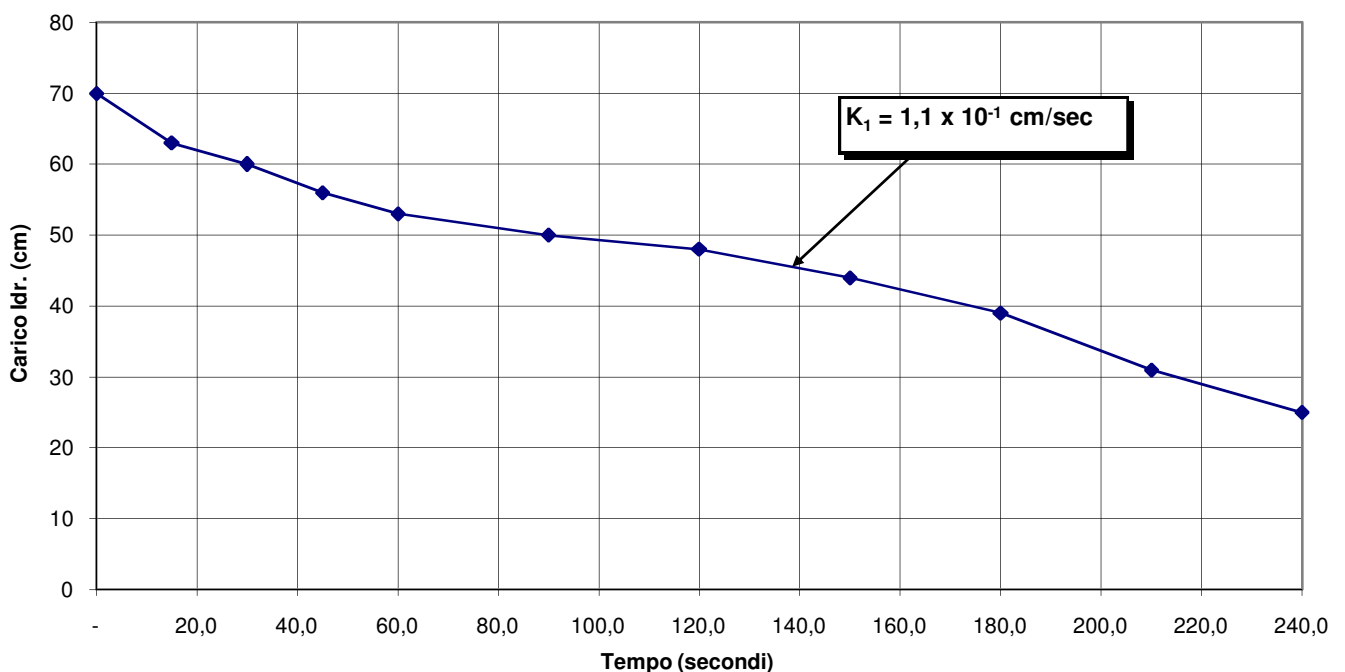
Prova Assorbimento da -3,70mt a -4,70mt da p.c.

Altezza invaso d'acqua iniziale = 72cm

Volume invaso iniziale = 0.72mc

Superficie disperdente totale = 1,0mq

Coefficiente di Permeabilità nel tratto intermedio
 $K = 1,1 \times 10^{-1}$ cm/sec

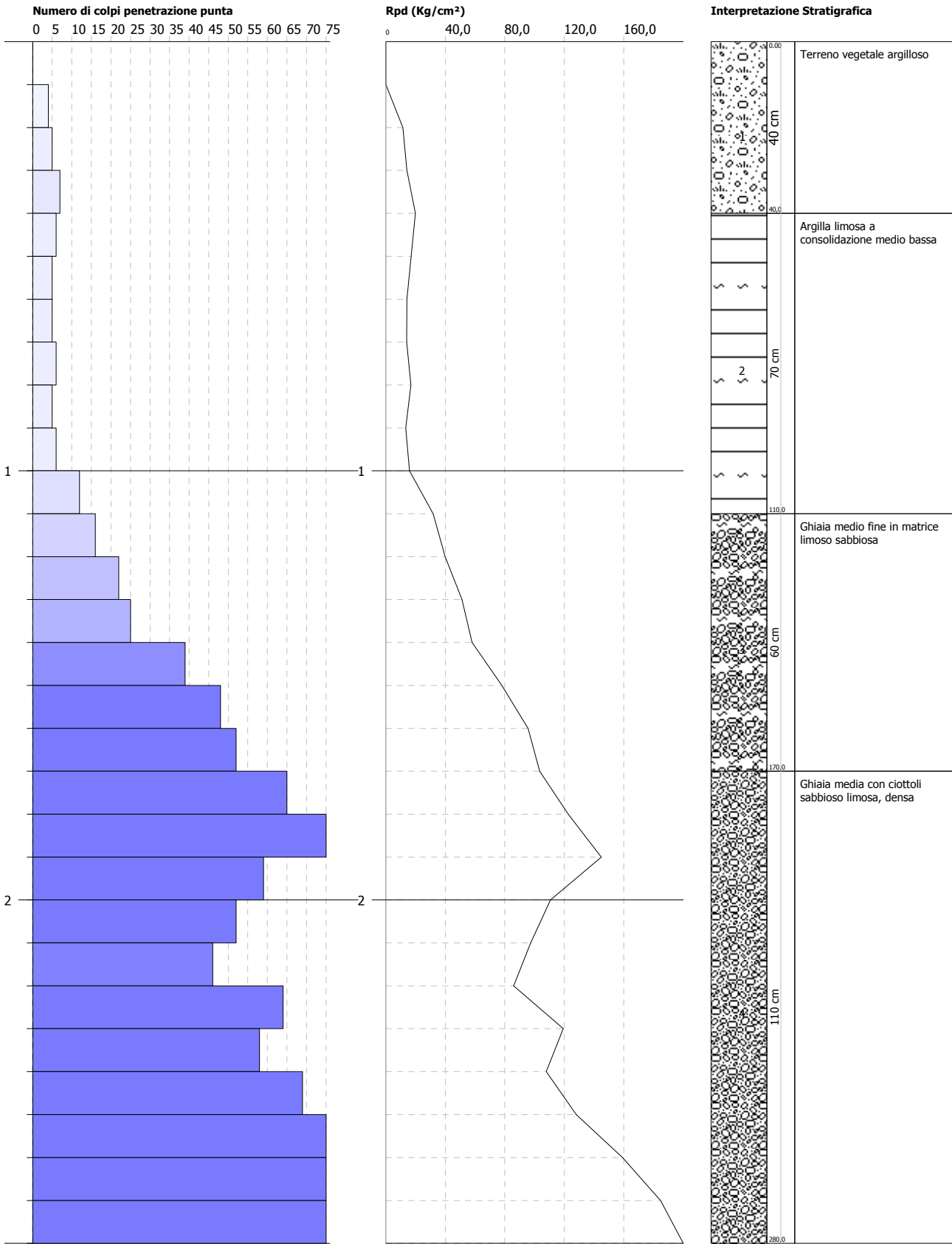
DIAGRAMMA CURVA DI SVASO

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.1
Strumento utilizzato... DPM (DL030 10) (Medium)

Committente: VIVARA s.r.l.
Cantiere: via G. Galilei
Località: CITTADELLA

Data: 21/01/2019

Scala 1:13

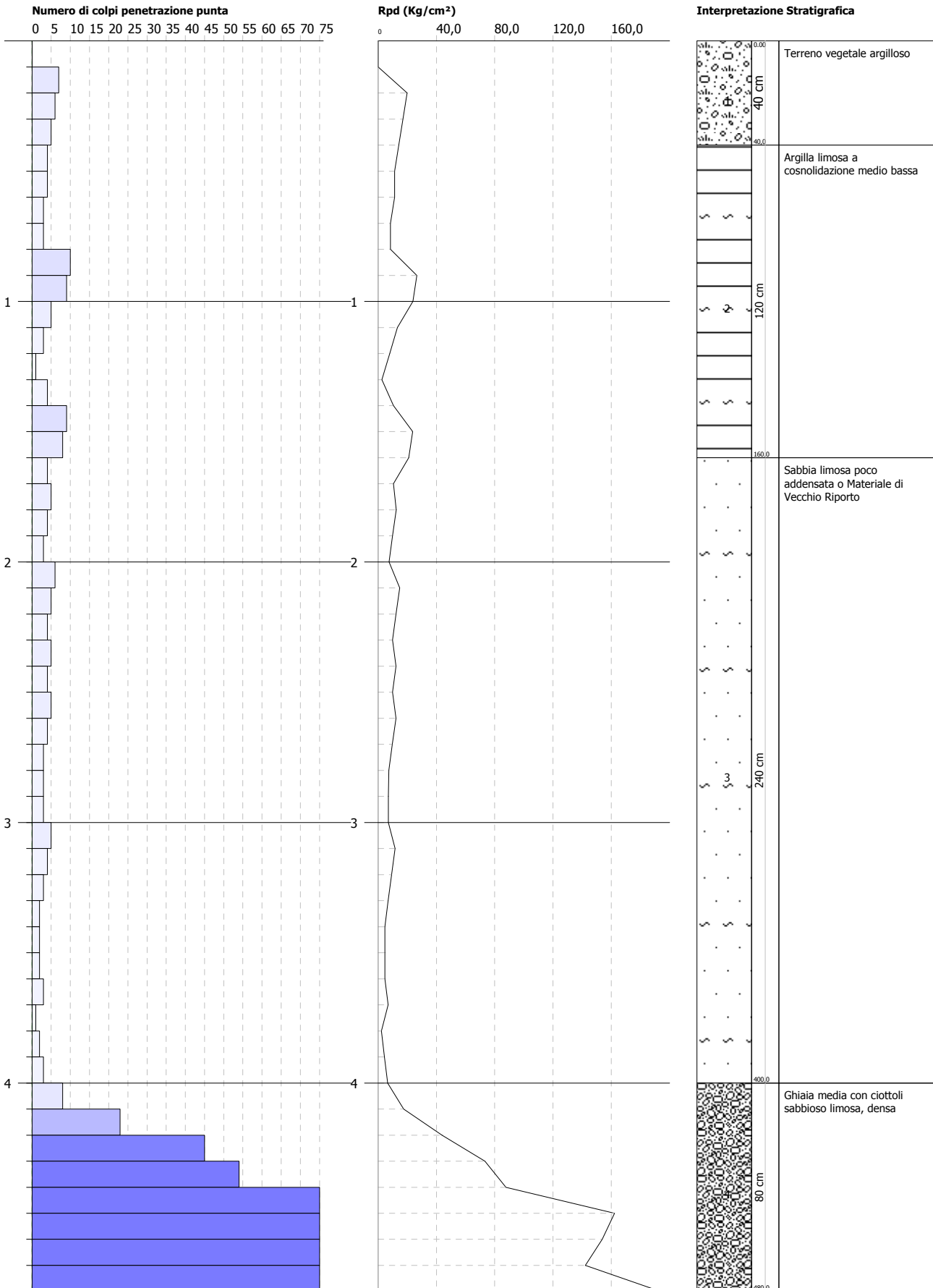


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.2
Strumento utilizzato... DPM (DL030 10) (Medium)

Committente: VIVARA s.r.l.
Cantiere: via G. Galilei
Località: CITTADELLA

Data: 21/01/2019

Scala 1:21

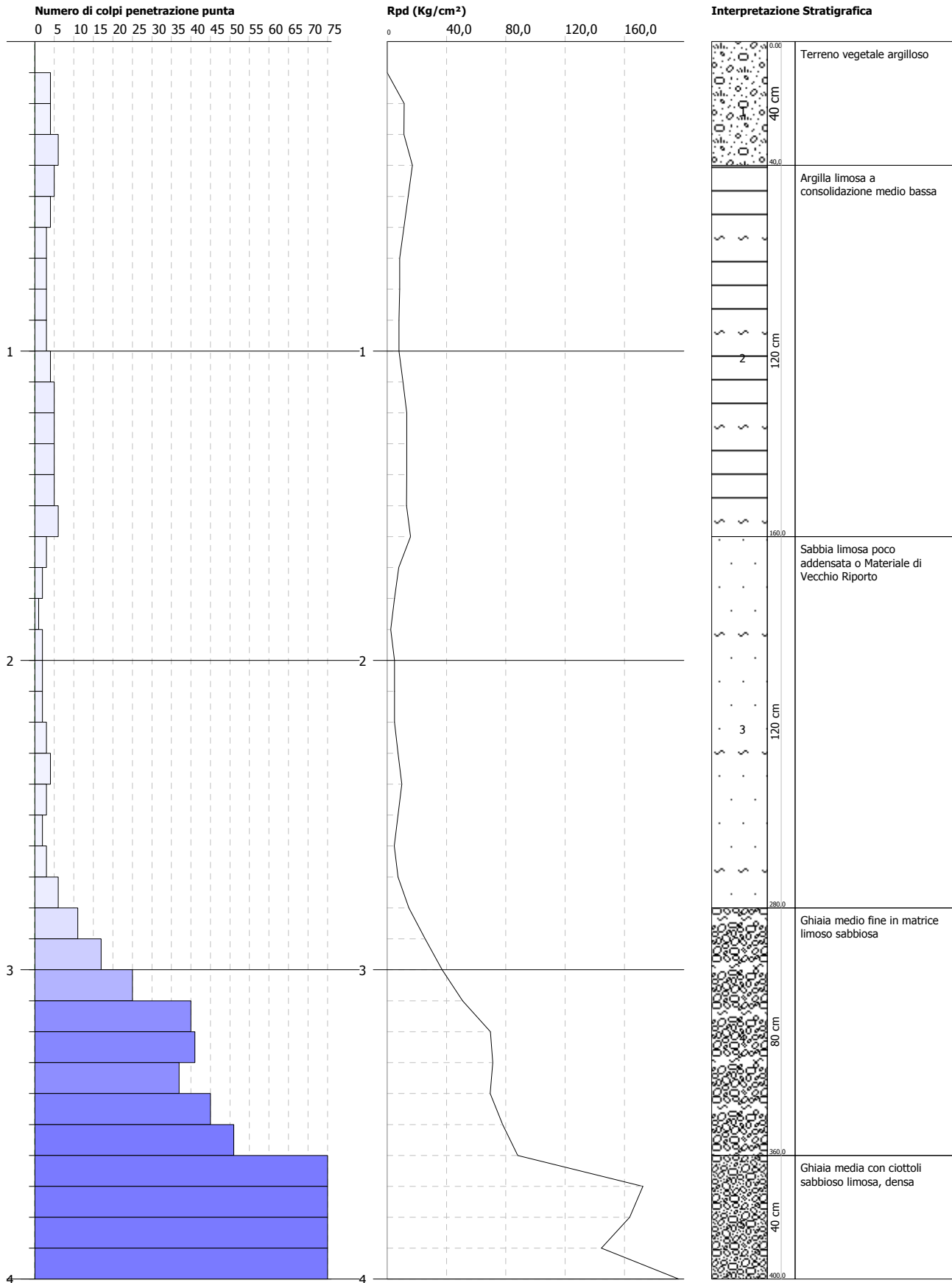


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.3
Strumento utilizzato... DPM (DL030 10) (Medium)

Committente: VIVARA s.r.l.
Cantiere: via G. Galilei
Località: CITTADELLA

Data: 21/01/2019

Scala 1:18

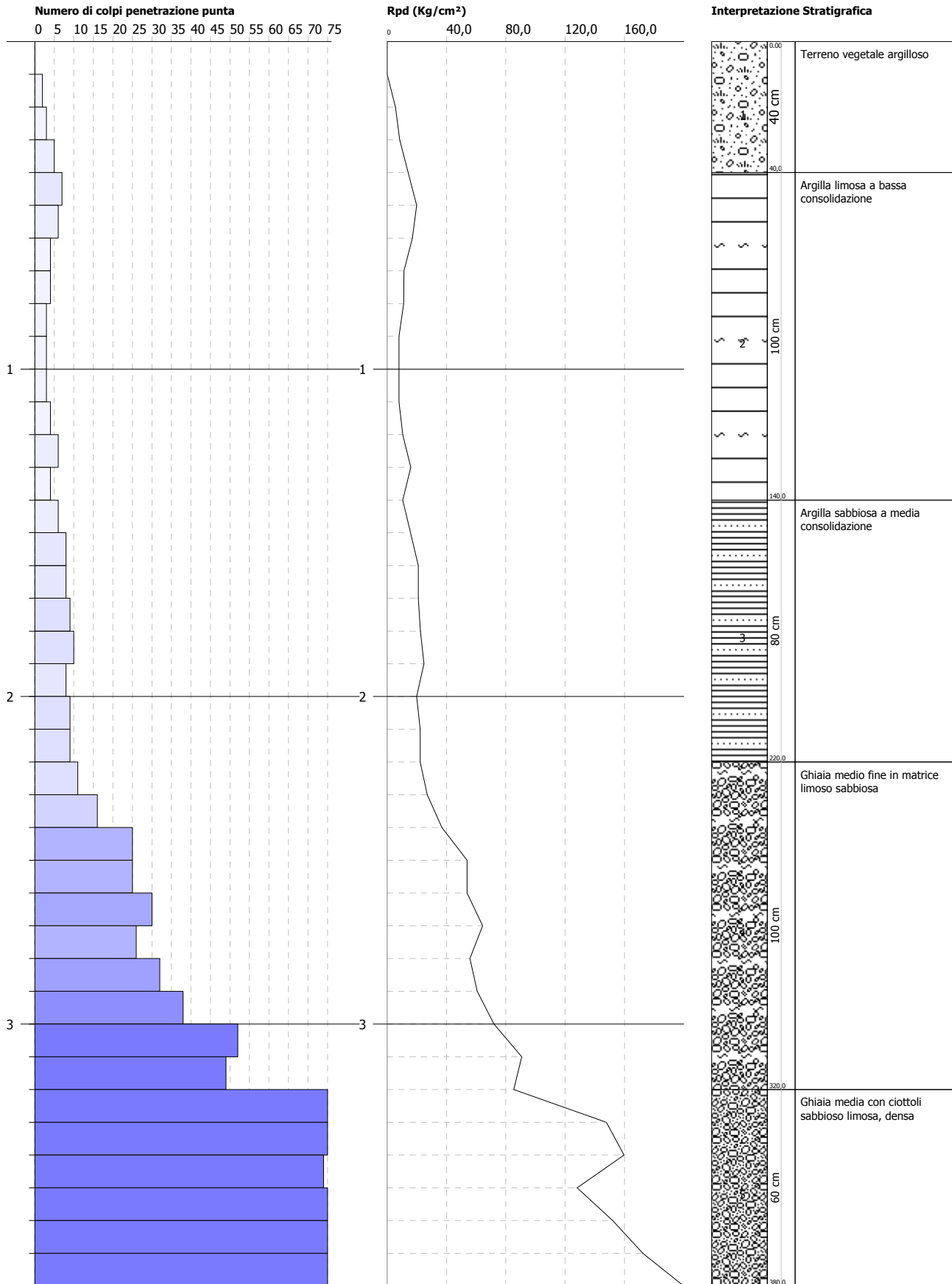


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.4
Strumento utilizzato... DPM (DL030 10) (Medium)

Committente: VIVARA s.r.l.
Cantiere: via G. Galilei
Località: CITTADILLA

Data: 21/01/2019

Scala 1:17

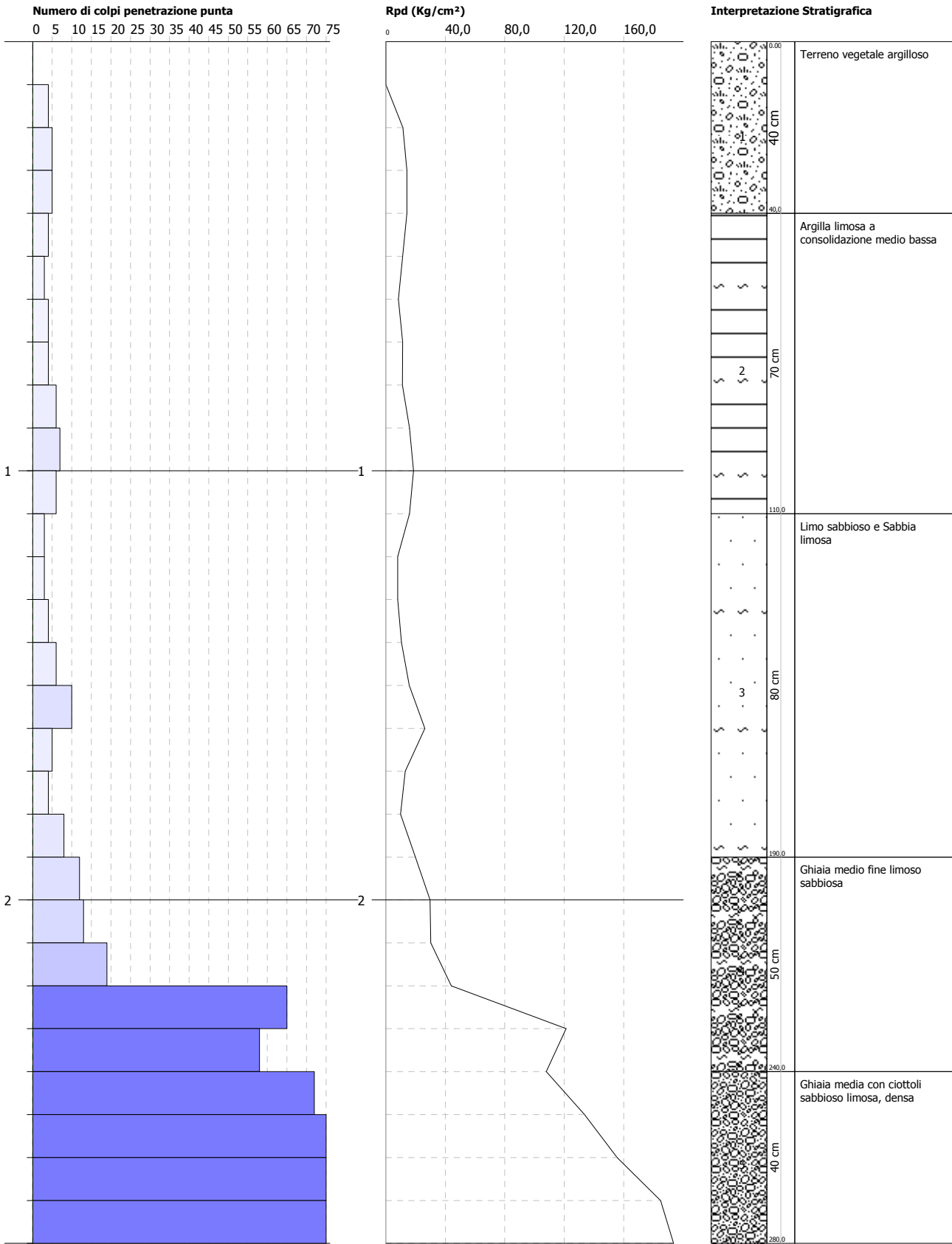


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.5
Strumento utilizzato... DPM (DL030 10) (Medium)

Committente: VIVARA s.r.l.
Cantiere: via G. Galilei
Località: CITTADELLA

Data: 21/01/2019

Scala 1:13

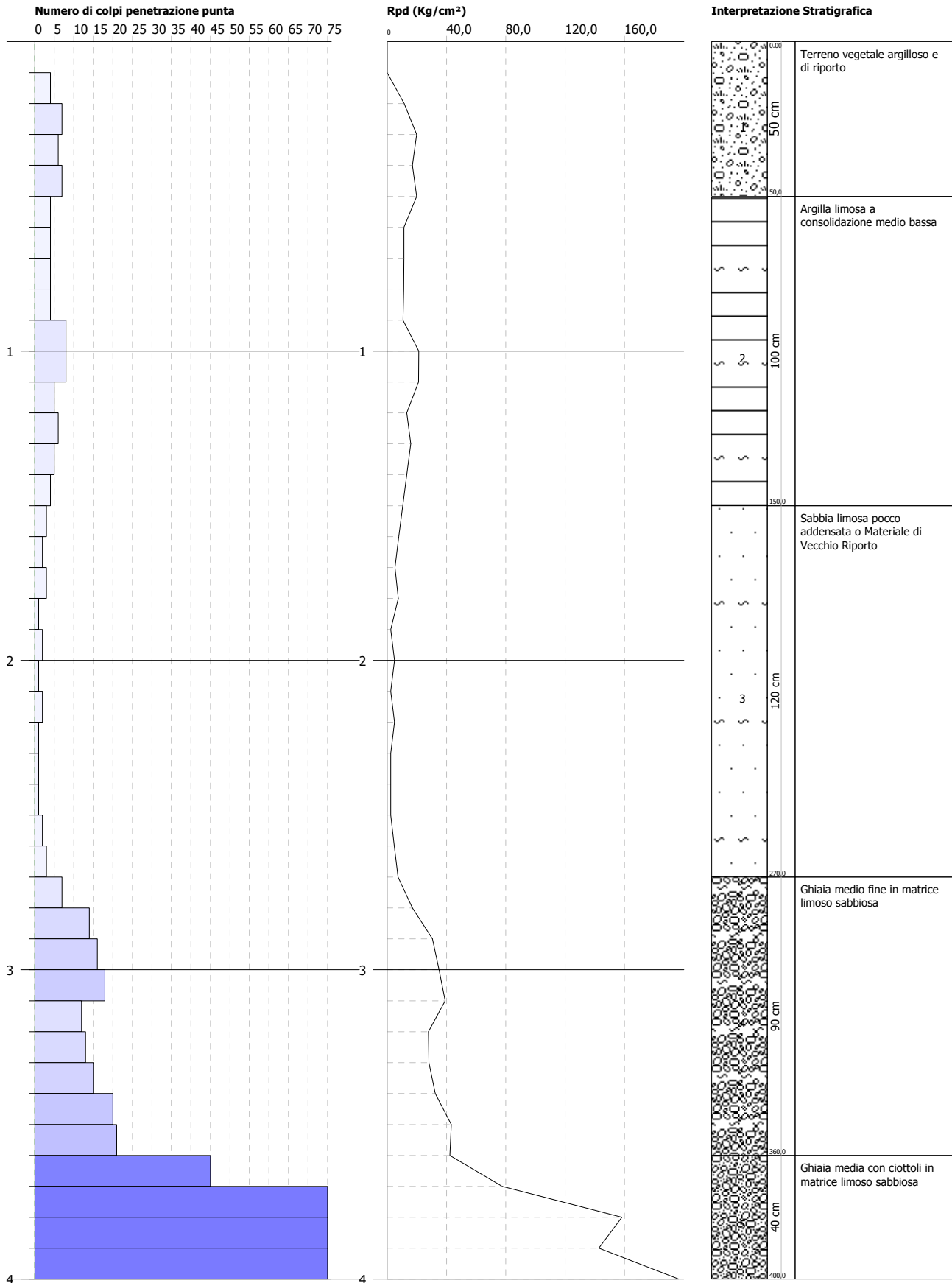


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.6
Strumento utilizzato... DPM (DL030 10) (Medium)

Committente: VIVARA s.r.l.
Cantiere: via G. Galilei
Località: CITTADELLA

Data: 21/01/2019

Scala 1:18

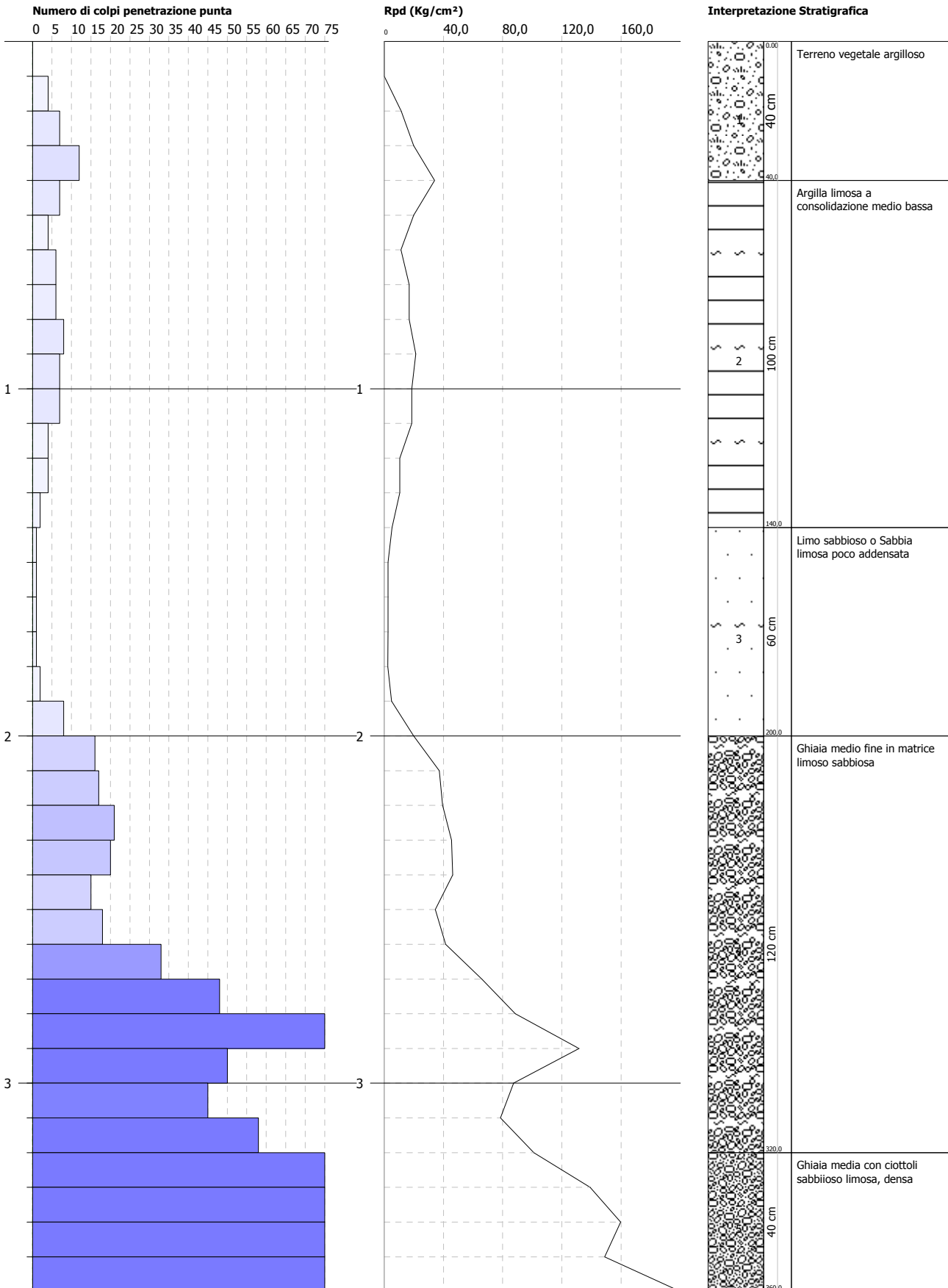


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.7
Strumento utilizzato... DPM (DL030 10) (Medium)

Committente: VIVARA s.r.l.
Cantiere: via G. Galilei
Località: CITTADILLA

Data: 21/01/2019

Scala 1:16

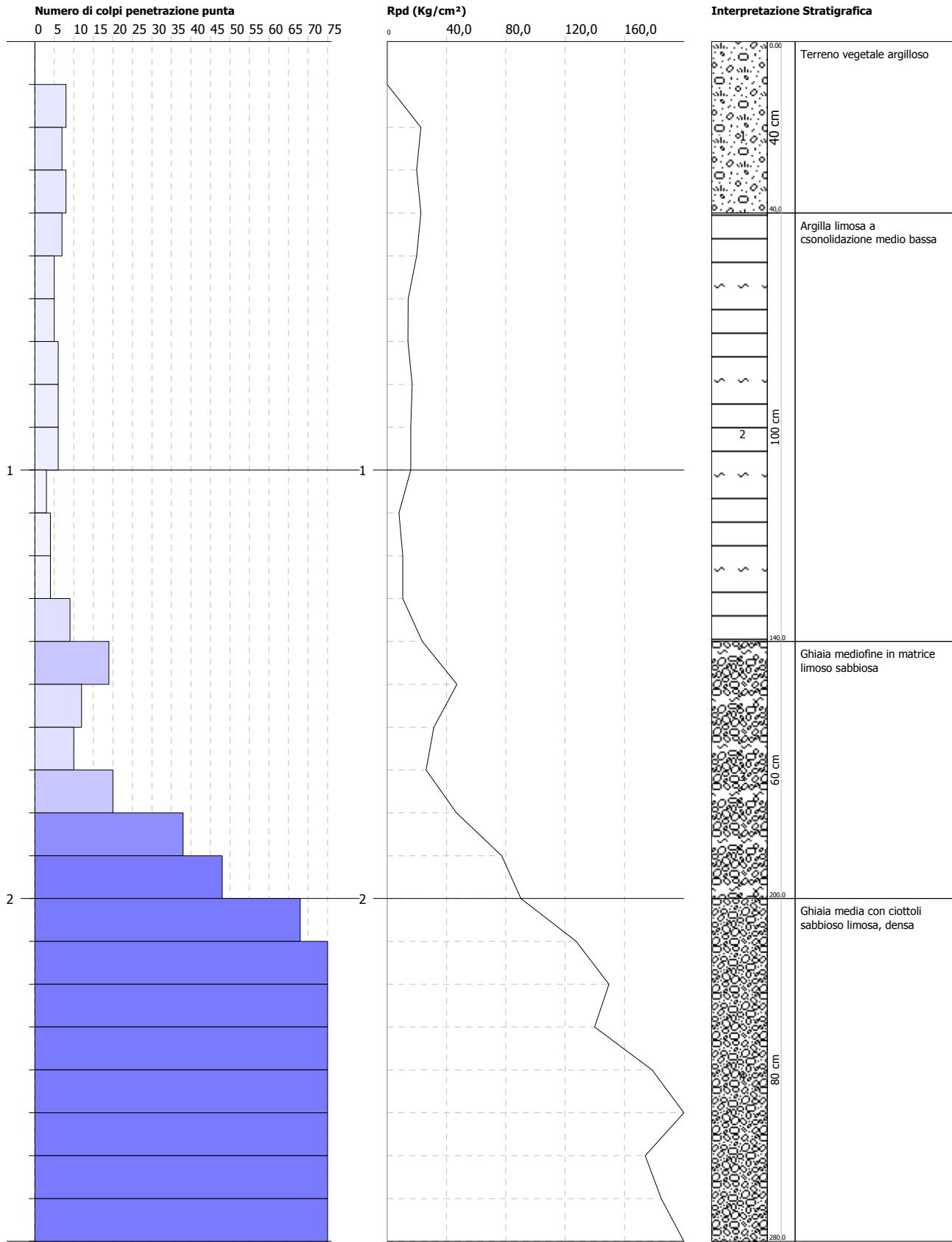


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.8
Strumento utilizzato... DPM (DL030 10) (Medium)

Committente: VIVARA s.r.l.
Cantiere: via G. Galilei
Località: CITTADILLA

Data: 21/01/2019

Scala 1:13

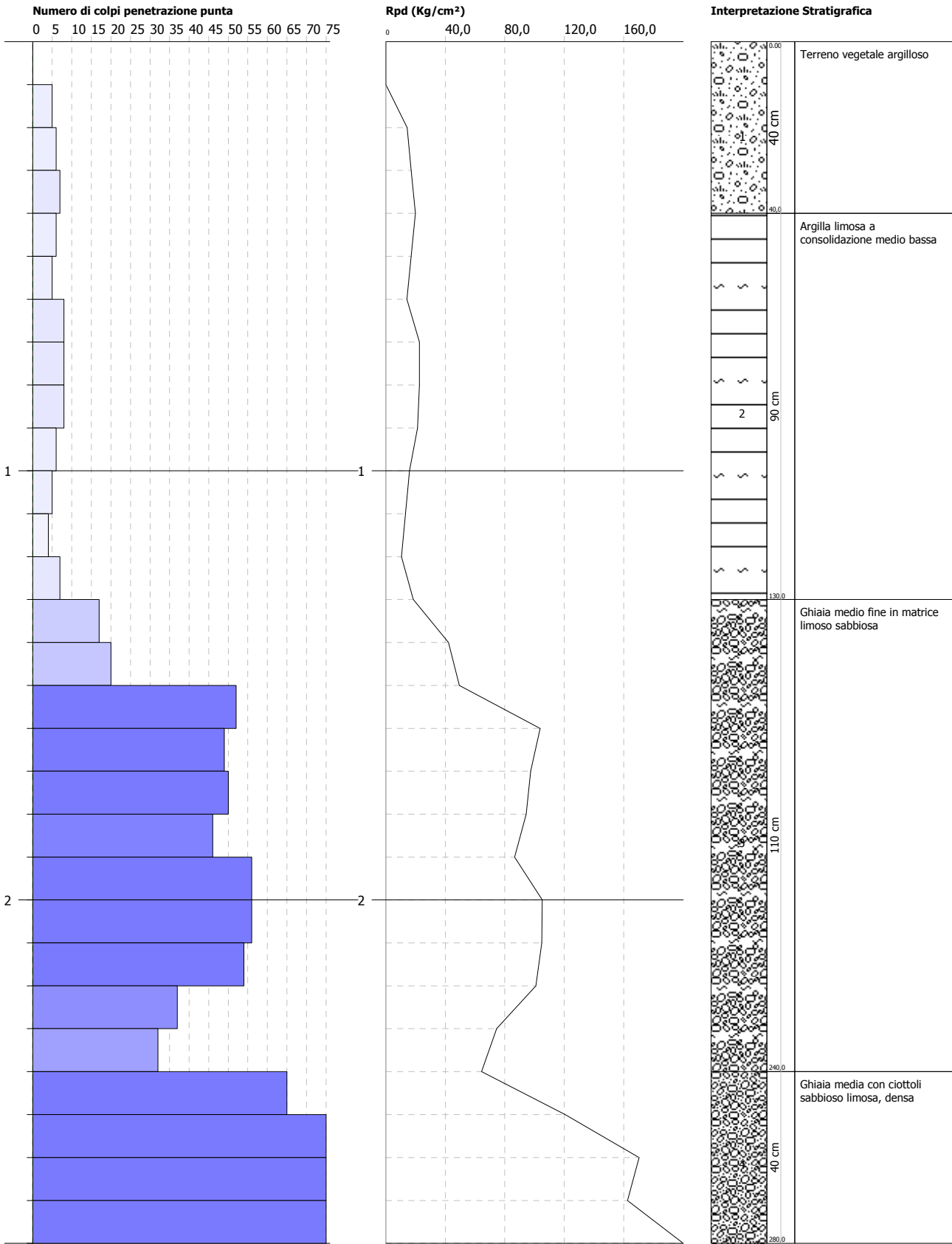


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.9
Strumento utilizzato... DPM (DL030 10) (Medium)

Committente: VIVARA s.r.l.
Cantiere: via G. Galilei
Località: CITTADILLA

Data: 21/01/2019

Scala 1:13

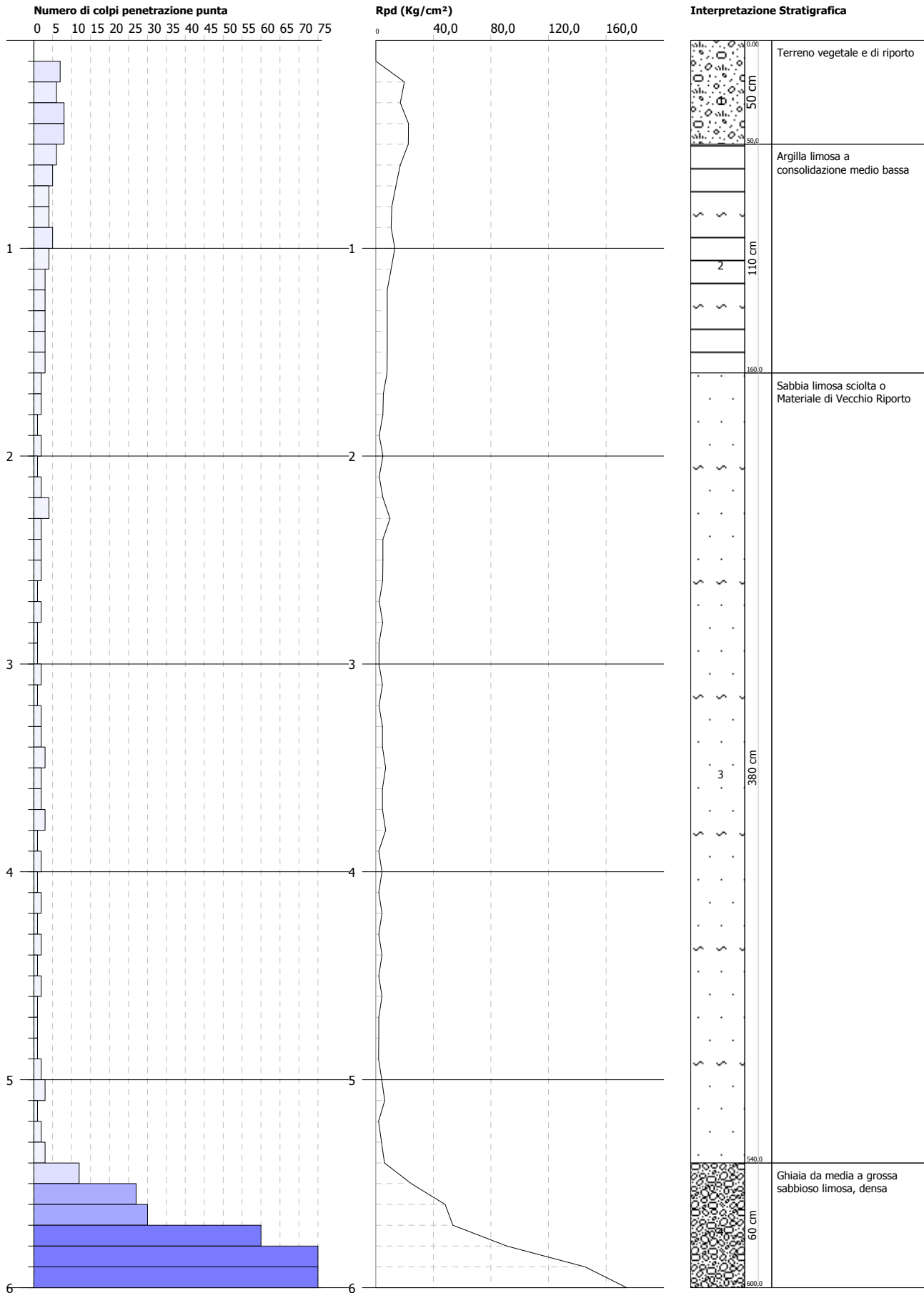


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.10
Strumento utilizzato... DPM (DL030 10) (Medium)

Committente: VIVARA s.r.l.
Cantiere: via G. Galilei
Località: CITTADELLA

Data: 21/01/2019

Scala 1:26

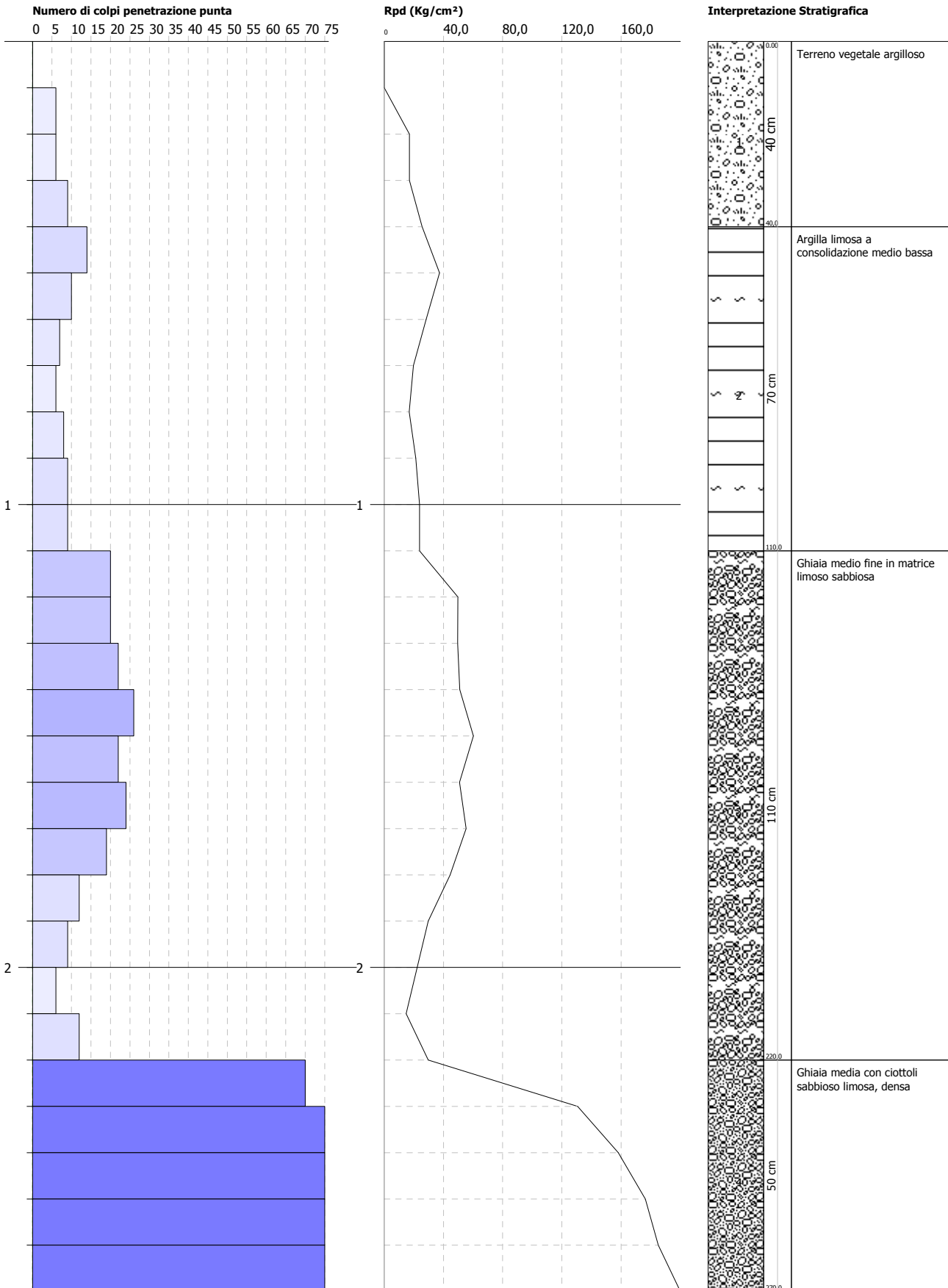


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.11
Strumento utilizzato... DPM (DL030 10) (Medium)

Committente: VIVARA s.r.l.
Cantiere: via G. Galilei
Località: CITTADELLA

Data: 21/01/2019

Scala 1:12



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA

Committente: VIVARA s.r.l.
Cantiere: via G.Galilei
Località: CITTADELLA

Caratteristiche Tecniche-Strumentali Sonda: DPM (DL030 10) (Medium)

Rif. Norme	DIN 4094
Peso Massa battente	30 Kg
Altezza di caduta libera	0,20 m
Peso sistema di battuta	21 Kg
Diametro punta conica	35,68 mm
Area di base punta	10 cm ²
Lunghezza delle aste	1 m
Peso aste a metro	2,9 Kg/m
Profondità giunzione prima asta	0,80 m
Avanzamento punta	0,10 m
Numero colpi per punta	N(10)
Coeff. Correlazione	0,761
Rivestimento/fanghi	Si
Angolo di apertura punta	60 °

PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE CONTINUE *DPSH – DPM (... scpt ecc.)*

Note illustrative - Diverse tipologie di penetrometri dinamici

La prova penetrometrica dinamica consiste nell'infiggere nel terreno una punta conica (per tratti consecutivi δ) misurando il numero di colpi N necessari.

Le Prove Penetrometriche Dinamiche sono molto diffuse ed utilizzate nel territorio da geologi e geotecnici, data la loro semplicità esecutiva, economicità e rapidità di esecuzione.

La loro elaborazione, interpretazione e visualizzazione grafica consente di “catalogare e parametrizzare” il suolo attraversato con un'immagine in continuo, che permette anche di avere un raffronto sulle consistenze dei vari livelli attraversati e una correlazione diretta con sondaggi geognostici per la caratterizzazione stratigrafica.

La sonda penetrometrica permette inoltre di riconoscere abbastanza precisamente lo spessore delle coltri sul substrato, la quota di eventuali falde e superfici di rottura sui pendii, e la consistenza in generale del terreno.

L'utilizzo dei dati, ricavati da correlazioni indirette e facendo riferimento a vari autori, dovrà comunque essere trattato con le opportune cautele e, possibilmente, dopo esperienze geologiche acquisite in zona.

Elementi caratteristici del penetrometro dinamico sono i seguenti:

- peso massa battente M
- altezza libera caduta H
- punta conica: diametro base cono D, area base A (angolo di apertura α)
- avanzamento (penetrazione) δ
- presenza o meno del rivestimento esterno (fanghi bentonitici).

Con riferimento alla classificazione ISSMFE (1988) dei diversi tipi di penetrometri dinamici (vedi tabella sotto riportata) si rileva una prima suddivisione in quattro classi (in base al peso M della massa battente) :

- tipo LEGGERO (DPL)
- tipo MEDIO (DPM)
- tipo PESANTE (DPH)
- tipo SUPERPESANTE (DPSH)

Classificazione ISSMFE dei penetrometri dinamici:

Tipo	Sigla di riferimento	peso della massa M (kg)	prof.max indagine battente (m)
Leggero	DPL (Light)	$M \leq 10$	8
Medio	DPM (Medium)	$10 < M < 40$	20-25
Pesante	DPH (Heavy)	$40 \leq M < 60$	25
Super pesante (Super Heavy)	DPSH	$M \geq 60$	25

penetrometri in uso in Italia

In Italia risultano attualmente in uso i seguenti tipi di penetrometri dinamici (non rientranti però nello Standard ISSMFE):

- DINAMICO LEGGERO ITALIANO (DL-30) (MEDIO secondo la classifica ISSMFE)
massa battente $M = 30$ kg, altezza di caduta $H = 0.20$ m, avanzamento $\delta = 10$ cm, punta conica ($\alpha = 60-90^\circ$), diametro $D = 35.7$ mm, area base cono $A = 10$ cm² rivestimento / fango bentonitico : talora previsto;

- DINAMICO LEGGERO ITALIANO (DL-20) (MEDIO secondo la classifica ISSMFE)
massa battente $M = 20$ kg, altezza di caduta $H = 0.20$ m, avanzamento $\delta = 10$ cm, punta conica ($\alpha = 60-90^\circ$), diametro $D = 35.7$ mm, area base cono $A = 10$ cm² rivestimento / fango bentonitico : talora previsto;

- DINAMICO PESANTE ITALIANO (SUPERPESANTE secondo la classifica ISSMFE)
massa battente $M = 73$ kg, altezza di caduta $H = 0.75$ m, avanzamento $\delta = 30$ cm, punta conica ($\alpha = 60^\circ$),
diametro $D = 50.8$ mm, area base cono $A = 20.27$ cm² rivestimento: previsto secondo precise indicazioni;

- DINAMICO SUPERPESANTE (Tipo EMILIA)
massa battente $M = 63.5$ kg, altezza caduta $H = 0.75$ m, avanzamento $\delta = 20-30$ cm, punta conica conica ($\alpha = 60^\circ-90^\circ$) diametro $D = 50.5$ mm, area base cono $A = 20$ cm², rivestimento / fango bentonitico : talora previsto.

Correlazione con N_{spt}

Poiché la prova penetrometrica standard (SPT) rappresenta, ad oggi, uno dei mezzi più diffusi ed economici per ricavare informazioni dal sottosuolo, la maggior parte delle correlazioni esistenti riguardano i valori del numero di colpi N_{spt} ottenuto con la suddetta prova, pertanto si presenta la necessità di rapportare il numero di colpi di una prova dinamica con N_{spt} . Il passaggio viene dato da:

$$N_{spt} = \beta_t N$$

Dove:

$$\beta_t = \frac{Q}{Q_{SPT}}$$

in cui Q è l'energia specifica per colpo e Q_{spt} è quella riferita alla prova SPT.

L'energia specifica per colpo viene calcolata come segue:

$$Q = \frac{M^2 \cdot H}{A \cdot \delta \cdot (M + M')}$$

in cui

- M = peso massa battente;
 M' = peso aste;
 H = altezza di caduta;
 A = area base punta conica;
 δ = passo di avanzamento.

Valutazione resistenza dinamica alla punta Rpd

Formula Olandesi

$$Rpd = \frac{M^2 \cdot H}{[A \cdot e \cdot (M + P)]} = \frac{M^2 \cdot H \cdot N}{[A \cdot \delta \cdot (M + P)]}$$

- Rpd = resistenza dinamica punta (area A);
 e = infissione media per colpo (δ/N);
 M = peso massa battente (altezza caduta H);
 P = peso totale aste e sistema battuta.

Metodologia di Elaborazione.

Le elaborazioni sono state effettuate mediante un programma di calcolo automatico Dynamic Probing della *GeoStru Software*.

Il programma calcola il rapporto delle energie trasmesse (coefficiente di correlazione con SPT) tramite le elaborazioni proposte da Pasqualini 1983 - Meyerhof 1956 - Desai 1968 - Borowczyk-Frankowsky 1981.

Permette inoltre di utilizzare i dati ottenuti dall'effettuazione di prove penetrometriche per estrapolare utili informazioni geotecniche e geologiche.

Una vasta esperienza acquisita, unitamente ad una buona interpretazione e correlazione, permettono spesso di ottenere dati utili alla progettazione e frequentemente dati maggiormente attendibili di tanti dati bibliografici sulle litologie e di dati geotecnici determinati sulle verticali litologiche da poche prove di laboratorio eseguite come rappresentazione generale di una verticale eterogenea disuniforme e/o complessa.

In particolare consente di ottenere informazioni su:

- l'andamento verticale e orizzontale degli intervalli stratigrafici,
- la caratterizzazione litologica delle unità stratigrafiche,
- i parametri geotecnici suggeriti da vari autori in funzione dei valori del numero dei colpi e delle resistenza alla punta.

Valutazioni statistiche e correlazioni

Elaborazione Statistica

Permette l'elaborazione statistica dei dati numerici di Dynamic Probing, utilizzando nel calcolo dei valori rappresentativi dello strato considerato un valore inferiore o maggiore della media aritmetica dello strato (dato comunque maggiormente utilizzato); i valori possibili in immissione sono :

Media

Media aritmetica dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Media minima

Valore statistico inferiore alla media aritmetica dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Massimo

Valore massimo dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Minimo

Valore minimo dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Scarto quadratico medio

Valore statistico di scarto dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Media deviata

Valore statistico di media deviata dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Media + s

Media + scarto (valore statistico) dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Media - s

Media - scarto (valore statistico) dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Pressione ammissibile

Pressione ammissibile specifica sull'interstrato (con effetto di riduzione energia per svergolamento aste o no) calcolata secondo le note elaborazioni proposte da Herminier, applicando un coefficiente di sicurezza (generalmente = 20-22) che corrisponde ad un coefficiente di sicurezza standard delle fondazioni pari a 4, con una geometria fondale standard di larghezza pari a 1 mt. ed immersione $d = 1$ mt..

Correlazioni geotecniche terreni incoerenti**Liquefazione**

Permette di calcolare utilizzando dati N_{spt} il potenziale di liquefazione dei suoli (prevalentemente sabbiosi).

Attraverso la relazione di *SHI-MING (1982)*, applicabile a terreni sabbiosi, la liquefazione risulta possibile solamente se N_{spt} dello strato considerato risulta inferiore a N_{spt} critico calcolato con l'elaborazione di *SHI-MING*.

Correzione N_{spt} in presenza di falda

$$N_{spt} \text{ corretto} = 15 + 0.5 \times (N_{spt} - 15)$$

N_{spt} è il valore medio nello strato

La correzione viene applicata in presenza di falda solo se il numero di colpi è maggiore di 15 (la correzione viene eseguita se tutto lo strato è in falda).

Angolo di Attrito

- Peck-Hanson-Thornburn-Meyerhof 1956 - Correlazione valida per terreni non molli a prof. < 5 mt.; correlazione valida per sabbie e ghiaie rappresenta valori medi. - Correlazione storica molto usata, valevole per prof. < 5 mt. per terreni sopra falda e < 8 mt. per terreni in falda (tensioni < 8-10 t/mq)
- Meyerhof 1956 - Correlazioni valide per terreni argillosi ed argillosi-marnosi fessurati, terreni di riporto sciolti e coltri detritiche (da modifica sperimentale di dati).
- Sowers 1961)- Angolo di attrito in gradi valido per sabbie in genere (cond. ottimali per prof. < 4 mt. sopra falda e < 7 mt. per terreni in falda) $\sigma > 5$ t/mq.
- De Mello - Correlazione valida per terreni prevalentemente sabbiosi e sabbioso-ghiaiosi (da modifica sperimentale di dati) con angolo di attrito < 38° .
- Malcev 1964 - Angolo di attrito in gradi valido per sabbie in genere (cond. ottimali per prof. > 2 m. e per valori di angolo di attrito < 38°).
- Schmertmann 1977- Angolo di attrito (gradi) per vari tipi litologici (valori massimi). N.B. valori spesso troppo ottimistici poiché desunti da correlazioni indirette da D_r %.
- Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION) Angolo di attrito in gradi valido per sabbie - sabbie fini o limose e limi siltosi (cond. ottimali per prof. di prova > 8 mt. sopra falda e > 15 mt. per terreni in falda) $\sigma > 15$ t/mq.
- Shioi-Fukuni 1982 (JAPANESE NATIONAL RAILWAY) Angolo di attrito valido per sabbie medie e grossolane fino a ghiaiose .
- Angolo di attrito in gradi (Owasaki & Iwasaki) valido per sabbie - sabbie medie e grossolane-ghiaiose (cond. ottimali per prof. > 8 mt. sopra falda e > 15 mt. per terreni in falda) $s > 15$ t/mq.

- Meyerhof 1965 - Correlazione valida per terreni per sabbie con % di limo < 5% a profondità < 5 mt. e con % di limo > 5% a profondità < 3 mt.
- Mitchell e Katti (1965) - Correlazione valida per sabbie e ghiaie.

Densità relativa (%)

- Gibbs & Holtz (1957) correlazione valida per qualunque pressione efficace, per ghiaie Dr viene sovrastimato, per limi sottostimato.
- Skempton (1986) elaborazione valida per limi e sabbie e sabbie da fini a grossolane NC a qualunque pressione efficace, per ghiaie il valore di Dr % viene sovrastimato, per limi sottostimato.
- Meyerhof (1957).
- Schultze & Menzenbach (1961) per sabbie fini e ghiaiose NC, metodo valido per qualunque valore di pressione efficace in depositi NC, per ghiaie il valore di Dr % viene sovrastimato, per limi sottostimato.

Modulo Di Young (E_y)

- Terzaghi - elaborazione valida per sabbia pulita e sabbia con ghiaia senza considerare la pressione efficace.
- Schmertmann (1978), correlazione valida per vari tipi litologici.
- Schultze-Menzenbach, correlazione valida per vari tipi litologici.
- D'Appollonia ed altri (1970), correlazione valida per sabbia, sabbia SC, sabbia NC e ghiaia
- Bowles (1982), correlazione valida per sabbia argillosa, sabbia limosa, limo sabbioso, sabbia media, sabbia e ghiaia.

Modulo Edometrico

- Begemann (1974) elaborazione desunta da esperienze in Grecia, correlazione valida per limo con sabbia, sabbia e ghiaia
- Buismann-Sanglerat, correlazione valida per sabbia e sabbia argillosa.
- Farrent (1963) valida per sabbie, talora anche per sabbie con ghiaia (da modifica sperimentale di dati).
- Menzenbach e Malcev valida per sabbia fine, sabbia ghiaiosa e sabbia e ghiaia.

Stato di consistenza

- Classificazione A.G.I. 1977

Peso di Volume Gamma

- Meyerhof ed altri, valida per sabbie, ghiaie, limo, limo sabbioso.

Peso di volume saturo

- Bowles 1982, Terzaghi-Peck 1948-1967. Correlazione valida per peso specifico del materiale pari a circa $\gamma = 2,65$ t/mc e per peso di volume secco variabile da 1,33 (Nspt = 0) a 1,99 (Nspt = 95)

Modulo di poisson

- Classificazione A.G.I.

Potenziale di liquefazione (Stress Ratio)

- Seed-Idriss 1978-1981. Tale correlazione è valida solamente per sabbie, ghiaie e limi sabbiosi, rappresenta il rapporto tra lo sforzo dinamico medio τ e la tensione verticale di consolidazione per la valutazione del potenziale di liquefazione delle sabbie e terreni sabbio-ghiaiosi attraverso grafici degli autori.

Velocità onde di taglio V_s (m/sec)

- Tale correlazione è valida solamente per terreni incoerenti sabbiosi e ghiaiosi.

Modulo di deformazione di taglio (G)

- Ohsaki & Iwasaki – elaborazione valida per sabbie con fine plastico e sabbie pulite.
- Robertson e Campanella (1983) e Imai & Tonouchi (1982) elaborazione valida soprattutto per sabbie e per tensioni litostatiche comprese tra 0,5 - 4,0 kg/cmq.

Modulo di reazione (K_o)

- Navfac 1971-1982 - elaborazione valida per sabbie, ghiaie, limo, limo sabbioso.

Resistenza alla punta del Penetrometro Statico (Q_c)

- Robertson 1983 Q_c

Correlazioni geotecniche terreni coesivi

Coesione non drenata

- Benassi & Vannelli- correlazioni scaturite da esperienze ditta costruttrice Penetrometri SUNDA 1983.
- Terzaghi-Peck (1948-1967), correlazione valida per argille sabbiose-siltose NC con $N_{spt} < 8$, argille limose-siltose mediamente plastiche, argille marnose alterate-fessurate.
- Terzaghi-Peck (1948). *Cu min-max*.
- Sanglerat, da dati Penetr. Statico per terreni coesivi saturi, tale correlazione non è valida per argille sensitive con sensitività > 5 , per argille sovraconsolidate fessurate e per i limi a bassa plasticità.
- Sanglerat, (per argille limose-sabbiose poco coerenti), valori validi per resistenze penetrometriche < 10 colpi, per resistenze penetrometriche > 10 l'elaborazione valida è comunque quella delle "argille plastiche" di Sanglerat.
- (U.S.D.M.S.M.) U.S. Design Manual Soil Mechanics Coesione non drenata per argille limose e argille di bassa media ed alta plasticità, (Cu-Nspt-grado di plasticità).
- Schmertmann 1975 Cu (Kg/cmq) (valori medi), valida per **argille e limi argillosi** con $N_c=20$ e $Q_c/N_{spt}=2$.
- Schmertmann 1975 Cu (Kg/cmq) (valori minimi), valida per argille NC.
- Fletcher 1965 - (Argilla di Chicago). Coesione non drenata Cu (Kg/cmq), colonna valori validi per argille a medio-bassa plasticità.
- Houston (1960) - argilla di media-alta plasticità.
- Shioi-Fukuni 1982, valida per suoli poco coerenti e plastici, argilla di media-alta plasticità.
- Begemann.
- De Beer.

Resistenza alla punta del Penetrometro Statico (Q_c)

- Robertson 1983 Q_c

Modulo Edometrico-Confinato (M_o)

- Stroud e Butler (1975) - per litotipi a media plasticità, valida per litotipi argillosi a media-medio-alta plasticità - da esperienze su argille glaciali.
- Stroud e Butler (1975), per litotipi a medio-bassa plasticità ($IP < 20$), valida per litotipi argillosi a medio-bassa plasticità ($IP < 20$) - da esperienze su argille glaciali.
- Vesic (1970) correlazione valida per argille molli (valori minimi e massimi).
- Trofimenkov (1974), Mitchell e Gardner Modulo Confinato - M_o (Eed) (Kg/cmq)-, valida per litotipi argillosi e limosi-argillosi (rapporto $Q_c/N_{spt}=1.5-2.0$).
- Buisman- Sanglerat, valida per argille compatte ($N_{spt} < 30$) medie e molli ($N_{spt} < 4$) e argille sabbiose ($N_{spt}=6-12$).

Modulo Di Young (E_Y)

- Schultze-Menzenbach - (Min. e Max.), correlazione valida per limi coerenti e limi argillosi con I.P. > 15
- D'Appollonia ed altri (1983) - correlazione valida per argille sature-argille fessurate.

Stato di consistenza

- Classificazione A.G.I. 1977

Peso di Volume Gamma

- Meyerhof ed altri, valida per argille, argille sabbiose e limose prevalentemente coerenti.

Peso di volume saturo

- Correlazione Bowles (1982), Terzaghi-Peck (1948-1967), valida per condizioni specifiche: peso specifico del materiale pari a circa $G=2,70$ (t/mc) e per indici dei vuoti variabili da 1,833 ($N_{spt}=0$) a 0,545 ($N_{spt}=28$)

PROVA ... Nr.1

Strumento utilizzato... DPM (DL030 10) (Medium)
 Prova eseguita in data 21/01/2019
 Profondità prova 2,80 mt
 Falda non rilevata

Profondità (m)	Nr. Colpi	Nr. Colpi Rivestimento	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm ²)	Res. dinamica (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)
0,10	0	0	0,857	0,00	0,00	0,00	0,00
0,20	4	0	0,855	11,42	13,36	0,57	0,67
0,30	5	0	0,853	14,24	16,70	0,71	0,83
0,40	7	0	0,851	19,89	23,38	0,99	1,17
0,50	6	0	0,849	17,01	20,04	0,85	1,00
0,60	5	0	0,847	14,14	16,70	0,71	0,83
0,70	5	0	0,845	14,11	16,70	0,71	0,83
0,80	6	0	0,843	16,90	20,04	0,84	1,00
0,90	5	0	0,842	13,33	15,85	0,67	0,79
1,00	6	0	0,840	15,97	19,01	0,80	0,95
1,10	12	0	0,838	31,87	38,03	1,59	1,90
1,20	16	0	0,786	39,87	50,70	1,99	2,54
1,30	22	0	0,735	51,21	69,72	2,56	3,49
1,40	25	0	0,733	58,06	79,23	2,90	3,96
1,50	39	0	0,631	78,01	123,59	3,90	6,18
1,60	48	0	0,630	95,76	152,11	4,79	7,61
1,70	52	0	0,628	103,48	164,79	5,17	8,24
1,80	65	0	0,626	129,01	205,99	6,45	10,30
1,90	77	0	0,625	145,04	232,16	7,25	11,61
2,00	59	0	0,623	110,86	177,89	5,54	8,89
2,10	52	0	0,622	97,46	156,78	4,87	7,84
2,20	46	0	0,620	86,01	138,69	4,30	6,93
2,30	64	0	0,619	119,37	192,96	5,97	9,65
2,40	58	0	0,617	107,92	174,87	5,40	8,74
2,50	69	0	0,616	128,09	208,04	6,40	10,40
2,60	86	0	0,614	159,27	259,30	7,96	12,96
2,70	100	0	0,613	184,77	301,51	9,24	15,08
2,80	120	0	0,611	221,22	361,81	11,06	18,09

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.1

Strato	Prof. (m)	Nspt	Tipo	Gamma (t/m ³)	Gamma Saturo (t/m ³)	Fi (°)	Cu (Kg/cm ²)	Modulo Edometrico (Kg/cm ²)	Modulo Elastico (Kg/cm ²)	Modulo Poisson	Modulo G (Kg/cm ²)
1	0,4	3,04	Coesivo	1,33	1,83	--	0,40	13,95	30,40	--	--
2	1,1	4,89	Coesivo	1,33	1,83	--	0,63	22,44	48,90	--	--
3	1,7	25,62	Incoerente	2,09	2,50	35,17	--	80,09	203,10	0,3	1370,81
4	2,8	55,07	Incoerente	2,26	2,50	43,42	--	140,58	350,35	0,24	2814,32

PROVA ... Nr.2

Strumento utilizzato... DPM (DL030 10) (Medium)
 Prova eseguita in data 21/01/2019
 Profondità prova 4,80 mt
 Falda non rilevata

Profondità (m)	Nr. Colpi	Nr. Colpi Rivestimento	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm ²)	Res. dinamica (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)
----------------	-----------	------------------------	------------------------------------	---	-------------------------------------	--	--

0,10	0	0	0,857	0,00	0,00	0,00	0,00
0,20	7	0	0,855	19,98	23,38	1,00	1,17
0,30	6	0	0,853	17,09	20,04	0,85	1,00
0,40	5	0	0,851	14,21	16,70	0,71	0,83
0,50	4	0	0,849	11,34	13,36	0,57	0,67
0,60	4	0	0,847	11,31	13,36	0,57	0,67
0,70	3	0	0,845	8,47	10,02	0,42	0,50
0,80	3	0	0,843	8,45	10,02	0,42	0,50
0,90	10	0	0,842	26,67	31,69	1,33	1,58
1,00	9	0	0,840	23,95	28,52	1,20	1,43
1,10	5	0	0,838	13,28	15,85	0,66	0,79
1,20	3	0	0,836	7,95	9,51	0,40	0,48
1,30	1	0	0,835	2,64	3,17	0,13	0,16
1,40	4	0	0,833	10,56	12,68	0,53	0,63
1,50	9	0	0,831	23,71	28,52	1,19	1,43
1,60	8	0	0,830	21,03	25,35	1,05	1,27
1,70	4	0	0,828	10,49	12,68	0,52	0,63
1,80	5	0	0,826	13,09	15,85	0,65	0,79
1,90	4	0	0,825	9,95	12,06	0,50	0,60
2,00	3	0	0,823	7,45	9,05	0,37	0,45
2,10	6	0	0,822	14,86	18,09	0,74	0,90
2,20	5	0	0,820	12,36	15,08	0,62	0,75
2,30	4	0	0,819	9,87	12,06	0,49	0,60
2,40	5	0	0,817	12,32	15,08	0,62	0,75
2,50	4	0	0,816	9,84	12,06	0,49	0,60
2,60	5	0	0,814	12,28	15,08	0,61	0,75
2,70	4	0	0,813	9,80	12,06	0,49	0,60
2,80	3	0	0,811	7,34	9,05	0,37	0,45
2,90	3	0	0,810	6,99	8,63	0,35	0,43
3,00	3	0	0,809	6,98	8,63	0,35	0,43
3,10	5	0	0,807	11,61	14,38	0,58	0,72
3,20	4	0	0,806	9,27	11,50	0,46	0,58
3,30	3	0	0,805	6,94	8,63	0,35	0,43
3,40	2	0	0,803	4,62	5,75	0,23	0,29
3,50	2	0	0,802	4,61	5,75	0,23	0,29
3,60	2	0	0,801	4,61	5,75	0,23	0,29
3,70	3	0	0,800	6,90	8,63	0,34	0,43
3,80	1	0	0,798	2,30	2,88	0,11	0,14
3,90	2	0	0,797	4,38	5,50	0,22	0,27
4,00	3	0	0,796	6,56	8,24	0,33	0,41
4,10	8	0	0,795	17,47	21,98	0,87	1,10
4,20	23	0	0,694	43,85	63,21	2,19	3,16
4,30	45	0	0,593	73,28	123,66	3,66	6,18
4,40	54	0	0,591	87,77	148,40	4,39	7,42
4,50	100	0	0,590	162,23	274,81	8,11	13,74
4,60	95	0	0,589	153,83	261,07	7,69	13,05
4,70	88	0	0,588	142,24	241,83	7,11	12,09
4,80	120	0	0,587	193,61	329,77	9,68	16,49

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.2

Strato	Prof. (m)	Nspt	Tipo	Gamma (t/m ³)	Gamma Saturo (t/m ³)	Fi (°)	Cu (Kg/cm ²)	Modulo Edometrico (Kg/cm ²)	Modulo Elastico (Kg/cm ²)	Modulo Poisson	Modulo G (Kg/cm ²)
1	0,4	3,42	Coesivo	1,33	1,83	--	0,45	15,69	34,20	--	--
2	1,6	4,00	Coesivo	1,33	1,83	--	0,51	18,35	40,00	--	--
3	4,0	2,69	Incoerente	1,43	1,87	28,75	--	32,99	---	0,35	164,77
4	4,8	50,70	Incoerente	2,24	2,50	42,2	--	131,60	328,50	0,25	2603,88

PROVA ... Nr.3

Strumento utilizzato...

DPM (DL030 10) (Medium)

Prova eseguita in data

21/01/2019

Profondità prova

4,00 mt

Profondità (m)	Nr. Colpi	Nr. Colpi Rivestimento	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm ²)	Res. dinamica (Kg/cm ²)	Pres. ammiss con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)
0,10	0	0	0,857	0,00	0,00	0,00	0,00
0,20	4	0	0,855	11,42	13,36	0,57	0,67
0,30	4	0	0,853	11,39	13,36	0,57	0,67
0,40	6	0	0,851	17,05	20,04	0,85	1,00
0,50	5	0	0,849	14,17	16,70	0,71	0,83
0,60	4	0	0,847	11,31	13,36	0,57	0,67
0,70	3	0	0,845	8,47	10,02	0,42	0,50
0,80	3	0	0,843	8,45	10,02	0,42	0,50
0,90	3	0	0,842	8,00	9,51	0,40	0,48
1,00	3	0	0,840	7,98	9,51	0,40	0,48
1,10	4	0	0,838	10,62	12,68	0,53	0,63
1,20	5	0	0,836	13,25	15,85	0,66	0,79
1,30	5	0	0,835	13,22	15,85	0,66	0,79
1,40	5	0	0,833	13,20	15,85	0,66	0,79
1,50	5	0	0,831	13,17	15,85	0,66	0,79
1,60	6	0	0,830	15,77	19,01	0,79	0,95
1,70	3	0	0,828	7,87	9,51	0,39	0,48
1,80	2	0	0,826	5,24	6,34	0,26	0,32
1,90	1	0	0,825	2,49	3,02	0,12	0,15
2,00	2	0	0,823	4,96	6,03	0,25	0,30
2,10	2	0	0,822	4,95	6,03	0,25	0,30
2,20	2	0	0,820	4,95	6,03	0,25	0,30
2,30	3	0	0,819	7,40	9,05	0,37	0,45
2,40	4	0	0,817	9,86	12,06	0,49	0,60
2,50	3	0	0,816	7,38	9,05	0,37	0,45
2,60	2	0	0,814	4,91	6,03	0,25	0,30
2,70	3	0	0,813	7,35	9,05	0,37	0,45
2,80	6	0	0,811	14,68	18,09	0,73	0,90
2,90	11	0	0,810	25,62	31,63	1,28	1,58
3,00	17	0	0,759	37,09	48,88	1,85	2,44
3,10	25	0	0,707	50,85	71,88	2,54	3,59
3,20	40	0	0,606	69,70	115,02	3,48	5,75
3,30	41	0	0,605	71,29	117,89	3,56	5,89
3,40	37	0	0,653	69,52	106,39	3,48	5,32
3,50	45	0	0,602	77,91	129,39	3,90	6,47
3,60	51	0	0,601	88,12	146,65	4,41	7,33
3,70	100	0	0,600	172,42	287,54	8,62	14,38
3,80	95	0	0,598	163,46	273,16	8,17	13,66
3,90	88	0	0,597	144,42	241,83	7,22	12,09
4,00	120	0	0,596	196,55	329,77	9,83	16,49

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.3

Strato	Prof. (m)	Nspt	Tipo	Gamma (t/m ³)	Gamma Saturo (t/m ³)	Fi (°)	Cu (Kg/cm ²)	Modulo Edometrico (Kg/cm ²)	Modulo Elastico (Kg/cm ²)	Modulo Poisson	Modulo G (Kg/cm ²)
1	0,4	2,66	Coesivo	1,33	1,83	--	0,35	12,20	26,60	--	--
2	1,6	3,23	Coesivo	1,33	1,83	--	0,41	14,82	32,30	--	--
3	2,8	2,09	Incoerente	1,41	1,87	28,59	--	31,76	---	0,35	129,97
4	3,6	25,40	Incoerente	2,08	2,50	35,11	--	79,64	202,00	0,3	1359,74
5	4,0	76,67	Incoerente	2,50	2,50	49,47	--	184,95	458,35	0,2	3841,15

PROVA ... Nr.4

Strumento utilizzato... DPM (DL030 10) (Medium)
 Prova eseguita in data 21/01/2019
 Profondità prova 3,80 mt

Profondità (m)	Nr. Colpi	Nr. Colpi Rivestimento	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm ²)	Res. dinamica (Kg/cm ²)	Pres. ammiss con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)
0,10	0	0	0,857	0,00	0,00	0,00	0,00
0,20	2	0	0,855	5,71	6,68	0,29	0,33
0,30	3	0	0,853	8,54	10,02	0,43	0,50
0,40	5	0	0,851	14,21	16,70	0,71	0,83
0,50	7	0	0,849	19,84	23,38	0,99	1,17
0,60	6	0	0,847	16,97	20,04	0,85	1,00
0,70	4	0	0,845	11,29	13,36	0,56	0,67
0,80	4	0	0,843	11,27	13,36	0,56	0,67
0,90	3	0	0,842	8,00	9,51	0,40	0,48
1,00	3	0	0,840	7,98	9,51	0,40	0,48
1,10	3	0	0,838	7,97	9,51	0,40	0,48
1,20	4	0	0,836	10,60	12,68	0,53	0,63
1,30	6	0	0,835	15,87	19,01	0,79	0,95
1,40	4	0	0,833	10,56	12,68	0,53	0,63
1,50	6	0	0,831	15,80	19,01	0,79	0,95
1,60	8	0	0,830	21,03	25,35	1,05	1,27
1,70	8	0	0,828	20,99	25,35	1,05	1,27
1,80	9	0	0,826	23,57	28,52	1,18	1,43
1,90	10	0	0,825	24,87	30,15	1,24	1,51
2,00	8	0	0,823	19,86	24,12	0,99	1,21
2,10	9	0	0,822	22,30	27,14	1,11	1,36
2,20	9	0	0,820	22,25	27,14	1,11	1,36
2,30	11	0	0,819	27,15	33,17	1,36	1,66
2,40	16	0	0,767	37,01	48,24	1,85	2,41
2,50	25	0	0,716	53,95	75,38	2,70	3,77
2,60	25	0	0,714	53,84	75,38	2,69	3,77
2,70	30	0	0,713	64,48	90,45	3,22	4,52
2,80	26	0	0,711	55,77	78,39	2,79	3,92
2,90	32	0	0,660	60,73	92,01	3,04	4,60
3,00	38	0	0,659	71,97	109,27	3,60	5,46
3,10	52	0	0,607	90,81	149,52	4,54	7,48
3,20	49	0	0,606	85,38	140,89	4,27	7,04
3,30	85	0	0,605	147,79	244,41	7,39	12,22
3,40	92	0	0,603	159,62	264,54	7,98	13,23
3,50	74	0	0,602	128,12	212,78	6,41	10,64
3,60	88	0	0,601	152,04	253,04	7,60	12,65
3,70	100	0	0,600	172,42	287,54	8,62	14,38
3,80	120	0	0,598	206,48	345,05	10,32	17,25

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.4

Strato	Prof. (m)	Nspt	Tipo	Gamma (t/m ³)	Gamma Saturo (t/m ³)	Fi (°)	Cu (Kg/cm ²)	Modulo Edometrico (Kg/cm ²)	Modulo Elastico (Kg/cm ²)	Modulo Poisson	Modulo G (Kg/cm ²)
1	0,4	1,90	Coesivo	1,33	1,83	--	0,25	8,72	19,00	--	--
2	1,4	3,35	Coesivo	1,33	1,83	--	0,43	15,37	33,50	--	--
3	1,9	6,24	Coesivo	1,41	1,88	--	0,77	28,63	62,40	--	--
4	3,2	19,31	Incoerente	1,98	2,38	33,41	--	67,13	171,55	0,32	1050,87
5	3,8	70,90	Incoerente	2,41	2,50	47,85	--	173,10	429,50	0,21	3568,79

PROVA ... Nr.5

Strumento utilizzato... DPM (DL030 10) (Medium)
 Prova eseguita in data 21/01/2019
 Profondità prova 2,80 mt
 Falda non rilevata

Profondità (m)	Nr. Colpi	Nr. Colpi Rivestimento	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm ²)	Res. dinamica (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)
0,10	0	0	0,857	0,00	0,00	0,00	0,00
0,20	4	0	0,855	11,42	13,36	0,57	0,67
0,30	5	0	0,853	14,24	16,70	0,71	0,83
0,40	5	0	0,851	14,21	16,70	0,71	0,83
0,50	4	0	0,849	11,34	13,36	0,57	0,67
0,60	3	0	0,847	8,49	10,02	0,42	0,50
0,70	4	0	0,845	11,29	13,36	0,56	0,67
0,80	4	0	0,843	11,27	13,36	0,56	0,67
0,90	6	0	0,842	16,00	19,01	0,80	0,95
1,00	7	0	0,840	18,63	22,18	0,93	1,11
1,10	6	0	0,838	15,93	19,01	0,80	0,95
1,20	3	0	0,836	7,95	9,51	0,40	0,48
1,30	3	0	0,835	7,93	9,51	0,40	0,48
1,40	4	0	0,833	10,56	12,68	0,53	0,63
1,50	6	0	0,831	15,80	19,01	0,79	0,95
1,60	10	0	0,830	26,29	31,69	1,31	1,58
1,70	5	0	0,828	13,12	15,85	0,66	0,79
1,80	4	0	0,826	10,47	12,68	0,52	0,63
1,90	8	0	0,825	19,89	24,12	0,99	1,21
2,00	12	0	0,823	29,78	36,18	1,49	1,81
2,10	13	0	0,772	30,25	39,20	1,51	1,96
2,20	19	0	0,770	44,12	57,29	2,21	2,86
2,30	65	0	0,619	121,24	195,98	6,06	9,80
2,40	58	0	0,617	107,92	174,87	5,40	8,74
2,50	72	0	0,616	133,66	217,09	6,68	10,85
2,60	84	0	0,614	155,57	253,27	7,78	12,66
2,70	100	0	0,613	184,77	301,51	9,24	15,08
2,80	105	0	0,611	193,57	316,58	9,68	15,83

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.5

Strato	Prof. (m)	Nspt	Tipo	Gamma (t/m ³)	Gamma Saturo (t/m ³)	Fi (°)	Cu (Kg/cm ²)	Modulo Edometrico (Kg/cm ²)	Modulo Elastico (Kg/cm ²)	Modulo Poisson	Modulo G (Kg/cm ²)
1	0,4	2,66	Coesivo	1,33	1,83	--	0,35	12,20	26,60	--	--
2	1,1	3,70	Coesivo	1,33	1,83	--	0,47	16,98	37,00	--	--
3	1,9	4,09	Incoerente	1,50	1,88	29,15	--	35,87	---	0,35	244,31
4	2,4	25,42	Incoerente	2,08	2,50	35,12	--	79,68	202,10	0,3	1360,75
5	2,8	68,68	Incoerente	2,38	2,50	47,23	--	168,54	418,40	0,21	3463,65

PROVA ... Nr.6

Strumento utilizzato...

DPM (DL030 10) (Medium)

Prova eseguita in data

21/01/2019

Profondità prova

4,00 mt

Profondità (m)	Nr. Colpi	Nr. Colpi Rivestimento	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm ²)	Res. dinamica (Kg/cm ²)	Pres. ammiss con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)
0,10	0	0	0,857	0,00	0,00	0,00	0,00
0,20	4	0	0,855	11,42	13,36	0,57	0,67
0,30	7	0	0,853	19,93	23,38	1,00	1,17
0,40	6	0	0,851	17,05	20,04	0,85	1,00
0,50	7	0	0,849	19,84	23,38	0,99	1,17
0,60	4	0	0,847	11,31	13,36	0,57	0,67
0,70	4	0	0,845	11,29	13,36	0,56	0,67
0,80	4	0	0,843	11,27	13,36	0,56	0,67
0,90	4	0	0,842	10,67	12,68	0,53	0,63
1,00	8	0	0,840	21,29	25,35	1,06	1,27
1,10	8	0	0,838	21,25	25,35	1,06	1,27
1,20	5	0	0,836	13,25	15,85	0,66	0,79
1,30	6	0	0,835	15,87	19,01	0,79	0,95
1,40	5	0	0,833	13,20	15,85	0,66	0,79
1,50	4	0	0,831	10,54	12,68	0,53	0,63
1,60	3	0	0,830	7,89	9,51	0,39	0,48
1,70	2	0	0,828	5,25	6,34	0,26	0,32
1,80	3	0	0,826	7,86	9,51	0,39	0,48
1,90	1	0	0,825	2,49	3,02	0,12	0,15
2,00	2	0	0,823	4,96	6,03	0,25	0,30
2,10	1	0	0,822	2,48	3,02	0,12	0,15
2,20	2	0	0,820	4,95	6,03	0,25	0,30
2,30	1	0	0,819	2,47	3,02	0,12	0,15
2,40	1	0	0,817	2,46	3,02	0,12	0,15
2,50	1	0	0,816	2,46	3,02	0,12	0,15
2,60	2	0	0,814	4,91	6,03	0,25	0,30
2,70	3	0	0,813	7,35	9,05	0,37	0,45
2,80	7	0	0,811	17,13	21,11	0,86	1,06
2,90	14	0	0,760	30,60	40,26	1,53	2,01
3,00	16	0	0,759	34,90	46,01	1,75	2,30
3,10	18	0	0,757	39,20	51,76	1,96	2,59
3,20	12	0	0,806	27,81	34,50	1,39	1,73
3,30	13	0	0,755	28,21	37,38	1,41	1,87
3,40	15	0	0,753	32,49	43,13	1,62	2,16
3,50	20	0	0,752	43,25	57,51	2,16	2,88
3,60	21	0	0,701	42,32	60,38	2,12	3,02
3,70	45	0	0,600	77,59	129,39	3,88	6,47
3,80	92	0	0,598	158,30	264,54	7,92	13,23
3,90	87	0	0,597	142,78	239,08	7,14	11,95
4,00	120	0	0,596	196,55	329,77	9,83	16,49

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.6

Strato	Prof. (m)	Nspt	Tipo	Gamma (t/m ³)	Gamma Saturo (t/m ³)	Fi (°)	Cu (Kg/cm ²)	Modulo Edometrico (Kg/cm ²)	Modulo Elastico (Kg/cm ²)	Modulo Poisson	Modulo G (Kg/cm ²)
1	0,5	3,65	Coesivo	1,33	1,83	--	0,48	16,75	36,50	--	--
2	1,5	3,96	Coesivo	1,33	1,83	--	0,50	18,17	39,60	--	--
3	2,7	1,39	Incoerente	1,37	1,86	28,39	--	30,32	---	0,35	88,58
4	3,6	11,50	Incoerente	1,78	1,93	31,22	--	51,09	132,50	0,33	645,61
5	4,0	65,45	Incoerente	2,34	2,50	46,33	--	161,90	402,25	0,22	3310,31

PROVA ... Nr.7

Strumento utilizzato... DPM (DL030 10) (Medium)
 Prova eseguita in data 21/01/2019
 Profondità prova 3,60 mt
 Falda non rilevata

Profondità (m)	Nr. Colpi	Nr. Colpi Rivestimento	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm ²)	Res. dinamica (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)
0,10	0	0	0,857	0,00	0,00	0,00	0,00
0,20	4	0	0,855	11,42	13,36	0,57	0,67
0,30	7	0	0,853	19,93	23,38	1,00	1,17
0,40	12	0	0,851	34,09	40,07	1,70	2,00
0,50	7	0	0,849	19,84	23,38	0,99	1,17
0,60	4	0	0,847	11,31	13,36	0,57	0,67
0,70	6	0	0,845	16,93	20,04	0,85	1,00
0,80	6	0	0,843	16,90	20,04	0,84	1,00
0,90	8	0	0,842	21,33	25,35	1,07	1,27
1,00	7	0	0,840	18,63	22,18	0,93	1,11
1,10	7	0	0,838	18,59	22,18	0,93	1,11
1,20	4	0	0,836	10,60	12,68	0,53	0,63
1,30	4	0	0,835	10,58	12,68	0,53	0,63
1,40	2	0	0,833	5,28	6,34	0,26	0,32
1,50	1	0	0,831	2,63	3,17	0,13	0,16
1,60	1	0	0,830	2,63	3,17	0,13	0,16
1,70	1	0	0,828	2,62	3,17	0,13	0,16
1,80	1	0	0,826	2,62	3,17	0,13	0,16
1,90	2	0	0,825	4,97	6,03	0,25	0,30
2,00	8	0	0,823	19,86	24,12	0,99	1,21
2,10	16	0	0,772	37,23	48,24	1,86	2,41
2,20	17	0	0,770	39,47	51,26	1,97	2,56
2,30	21	0	0,719	45,50	63,32	2,28	3,17
2,40	20	0	0,767	46,26	60,30	2,31	3,02
2,50	15	0	0,766	34,63	45,23	1,73	2,26
2,60	18	0	0,764	41,48	54,27	2,07	2,71
2,70	33	0	0,663	65,95	99,50	3,30	4,97
2,80	48	0	0,611	88,49	144,72	4,42	7,24
2,90	75	0	0,610	131,56	215,66	6,58	10,78
3,00	50	0	0,609	87,51	143,77	4,38	7,19
3,10	45	0	0,607	78,58	129,39	3,93	6,47
3,20	58	0	0,606	101,06	166,77	5,05	8,34
3,30	80	0	0,605	139,10	230,03	6,95	11,50
3,40	92	0	0,603	159,62	264,54	7,98	13,23
3,50	86	0	0,602	148,90	247,28	7,44	12,36
3,60	120	0	0,601	207,33	345,05	10,37	17,25

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.7

Strato	Prof. (m)	Nspt	Tipo	Gamma (t/m ³)	Gamma Saturo (t/m ³)	Fi (°)	Cu (Kg/cm ²)	Modulo Edometrico (Kg/cm ²)	Modulo Elastico (Kg/cm ²)	Modulo Poisson	Modulo G (Kg/cm ²)
1	0,4	4,38	Coesivo	1,33	1,83	--	0,58	20,10	43,80	--	--
2	1,4	4,19	Coesivo	1,33	1,83	--	0,54	19,22	41,90	--	--
3	2,0	1,77	Incoerente	1,39	1,87	28,5	--	31,10	---	0,35	111,18
4	3,2	26,38	Incoerente	2,10	2,50	35,39	--	81,65	206,90	0,3	1409,00
5	3,6	71,91	Incoerente	2,43	2,50	48,13	--	175,17	434,55	0,21	3616,56

PROVA ... Nr.8

Strumento utilizzato... DPM (DL030 10) (Medium)
 Prova eseguita in data 21/01/2019
 Profondità prova 2,80 mt
 Falda non rilevata

Profondità (m)	Nr. Colpi	Nr. Colpi Rivestimento	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm ²)	Res. dinamica (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)
0,10	0	0	0,857	0,00	0,00	0,00	0,00
0,20	8	0	0,855	22,83	26,72	1,14	1,34
0,30	7	0	0,853	19,93	23,38	1,00	1,17
0,40	8	0	0,851	22,73	26,72	1,14	1,34
0,50	7	0	0,849	19,84	23,38	0,99	1,17
0,60	5	0	0,847	14,14	16,70	0,71	0,83
0,70	5	0	0,845	14,11	16,70	0,71	0,83
0,80	6	0	0,843	16,90	20,04	0,84	1,00
0,90	6	0	0,842	16,00	19,01	0,80	0,95
1,00	6	0	0,840	15,97	19,01	0,80	0,95
1,10	3	0	0,838	7,97	9,51	0,40	0,48
1,20	4	0	0,836	10,60	12,68	0,53	0,63
1,30	4	0	0,835	10,58	12,68	0,53	0,63
1,40	9	0	0,833	23,75	28,52	1,19	1,43
1,50	19	0	0,781	47,04	60,21	2,35	3,01
1,60	12	0	0,830	31,55	38,03	1,58	1,90
1,70	10	0	0,828	26,24	31,69	1,31	1,58
1,80	20	0	0,776	49,20	63,38	2,46	3,17
1,90	38	0	0,675	77,31	114,57	3,87	5,73
2,00	48	0	0,623	90,19	144,72	4,51	7,24
2,10	68	0	0,622	127,45	205,03	6,37	10,25
2,20	80	0	0,620	149,58	241,21	7,48	12,06
2,30	75	0	0,619	139,89	226,13	6,99	11,31
2,40	96	0	0,617	178,63	289,45	8,93	14,47
2,50	108	0	0,616	200,48	325,63	10,02	16,28
2,60	94	0	0,614	174,09	283,42	8,70	14,17
2,70	100	0	0,613	184,77	301,51	9,24	15,08
2,80	120	0	0,611	221,22	361,81	11,06	18,09

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.8

Strato	Prof. (m)	Nspt	Tipo	Gamma (t/m ³)	Gamma Saturo (t/m ³)	Fi (°)	Cu (Kg/cm ²)	Modulo Edometrico (Kg/cm ²)	Modulo Elastico (Kg/cm ²)	Modulo Poisson	Modulo G (Kg/cm ²)
1	0,4	4,38	Coesivo	1,33	1,83	--	0,58	20,10	43,80	--	--
2	1,4	4,19	Coesivo	1,33	1,83	--	0,54	19,22	41,90	--	--
3	2,0	18,64	Incoerente	1,97	1,97	33,22	--	65,75	168,20	0,32	1016,56
4	2,8	70,48	Incoerente	2,41	2,50	47,73	--	172,23	427,40	0,21	3548,91

PROVA ... Nr.9

Strumento utilizzato... DPM (DL030 10) (Medium)
 Prova eseguita in data 21/01/2019
 Profondità prova 2,80 mt
 Falda non rilevata

Profondità (m)	Nr. Colpi	Nr. Colpi Rivestimento	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm ²)	Res. dinamica (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)
0,10	0	0	0,857	0,00	0,00	0,00	0,00
0,20	5	0	0,855	14,27	16,70	0,71	0,83
0,30	6	0	0,853	17,09	20,04	0,85	1,00
0,40	7	0	0,851	19,89	23,38	0,99	1,17
0,50	6	0	0,849	17,01	20,04	0,85	1,00
0,60	5	0	0,847	14,14	16,70	0,71	0,83
0,70	8	0	0,845	22,58	26,72	1,13	1,34
0,80	8	0	0,843	22,53	26,72	1,13	1,34
0,90	8	0	0,842	21,33	25,35	1,07	1,27
1,00	6	0	0,840	15,97	19,01	0,80	0,95
1,10	5	0	0,838	13,28	15,85	0,66	0,79
1,20	4	0	0,836	10,60	12,68	0,53	0,63
1,30	7	0	0,835	18,51	22,18	0,93	1,11
1,40	17	0	0,783	42,18	53,87	2,11	2,69
1,50	20	0	0,781	49,51	63,38	2,48	3,17
1,60	52	0	0,630	103,74	164,79	5,19	8,24
1,70	49	0	0,628	97,51	155,28	4,88	7,76
1,80	50	0	0,626	99,24	158,45	4,96	7,92
1,90	46	0	0,625	86,65	138,69	4,33	6,93
2,00	56	0	0,623	105,22	168,84	5,26	8,44
2,10	56	0	0,622	104,96	168,84	5,25	8,44
2,20	54	0	0,620	100,96	162,81	5,05	8,14
2,30	37	0	0,669	74,59	111,56	3,73	5,58
2,40	32	0	0,667	64,37	96,48	3,22	4,82
2,50	65	0	0,616	120,66	195,98	6,03	9,80
2,60	92	0	0,614	170,38	277,39	8,52	13,87
2,70	88	0	0,613	162,60	265,33	8,13	13,27
2,80	120	0	0,611	221,22	361,81	11,06	18,09

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.9

Strato	Prof. (m)	Nspt	Tipo	Gamma (t/m ³)	Gamma Saturo (t/m ³)	Fi (°)	Cu (Kg/cm ²)	Modulo Edometrico (Kg/cm ²)	Modulo Elastico (Kg/cm ²)	Modulo Poisson	Modulo G (Kg/cm ²)
1	0,4	3,42	Coesivo	1,33	1,83	--	0,45	15,69	34,20	--	--
2	1,3	4,82	Coesivo	1,33	1,83	--	0,62	22,11	48,20	--	--
3	2,4	32,45	Incoerente	2,16	2,50	37,09	--	94,12	237,25	0,29	1711,81
4	2,8	69,44	Incoerente	2,39	2,50	47,44	--	170,10	422,20	0,21	3499,67

PROVA ... Nr.10

Strumento utilizzato...

DPM (DL030 10) (Medium)

Prova eseguita in data

21/01/2019

Profondità prova

6,00 mt

Profondità (m)	Nr. Colpi	Nr. Colpi Rivestimento	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm ²)	Res. dinamica (Kg/cm ²)	Pres. ammiss con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)
0,10	0	0	0,857	0,00	0,00	0,00	0,00
0,20	7	0	0,855	19,98	23,38	1,00	1,17
0,30	6	0	0,853	17,09	20,04	0,85	1,00
0,40	8	0	0,851	22,73	26,72	1,14	1,34
0,50	8	0	0,849	22,68	26,72	1,13	1,34
0,60	6	0	0,847	16,97	20,04	0,85	1,00
0,70	5	0	0,845	14,11	16,70	0,71	0,83
0,80	4	0	0,843	11,27	13,36	0,56	0,67
0,90	4	0	0,842	10,67	12,68	0,53	0,63
1,00	5	0	0,840	13,31	15,85	0,67	0,79
1,10	4	0	0,838	10,62	12,68	0,53	0,63
1,20	3	0	0,836	7,95	9,51	0,40	0,48
1,30	3	0	0,835	7,93	9,51	0,40	0,48
1,40	3	0	0,833	7,92	9,51	0,40	0,48
1,50	3	0	0,831	7,90	9,51	0,40	0,48
1,60	3	0	0,830	7,89	9,51	0,39	0,48
1,70	2	0	0,828	5,25	6,34	0,26	0,32
1,80	2	0	0,826	5,24	6,34	0,26	0,32
1,90	1	0	0,825	2,49	3,02	0,12	0,15
2,00	2	0	0,823	4,96	6,03	0,25	0,30
2,10	1	0	0,822	2,48	3,02	0,12	0,15
2,20	2	0	0,820	4,95	6,03	0,25	0,30
2,30	4	0	0,819	9,87	12,06	0,49	0,60
2,40	2	0	0,817	4,93	6,03	0,25	0,30
2,50	2	0	0,816	4,92	6,03	0,25	0,30
2,60	2	0	0,814	4,91	6,03	0,25	0,30
2,70	1	0	0,813	2,45	3,02	0,12	0,15
2,80	2	0	0,811	4,89	6,03	0,24	0,30
2,90	1	0	0,810	2,33	2,88	0,12	0,14
3,00	1	0	0,809	2,33	2,88	0,12	0,14
3,10	2	0	0,807	4,64	5,75	0,23	0,29
3,20	1	0	0,806	2,32	2,88	0,12	0,14
3,30	2	0	0,805	4,63	5,75	0,23	0,29
3,40	2	0	0,803	4,62	5,75	0,23	0,29
3,50	3	0	0,802	6,92	8,63	0,35	0,43
3,60	2	0	0,801	4,61	5,75	0,23	0,29
3,70	2	0	0,800	4,60	5,75	0,23	0,29
3,80	3	0	0,798	6,89	8,63	0,34	0,43
3,90	1	0	0,797	2,19	2,75	0,11	0,14
4,00	2	0	0,796	4,38	5,50	0,22	0,27
4,10	1	0	0,795	2,18	2,75	0,11	0,14
4,20	2	0	0,794	4,36	5,50	0,22	0,27
4,30	1	0	0,793	2,18	2,75	0,11	0,14
4,40	2	0	0,791	4,35	5,50	0,22	0,27
4,50	1	0	0,790	2,17	2,75	0,11	0,14
4,60	2	0	0,789	4,34	5,50	0,22	0,27
4,70	1	0	0,788	2,17	2,75	0,11	0,14
4,80	1	0	0,787	2,16	2,75	0,11	0,14
4,90	1	0	0,786	2,07	2,63	0,10	0,13
5,00	2	0	0,785	4,13	5,26	0,21	0,26

5,10	3	0	0,784	6,19	7,89	0,31	0,39
5,20	1	0	0,783	2,06	2,63	0,10	0,13
5,30	2	0	0,782	4,12	5,26	0,21	0,26
5,40	3	0	0,781	6,17	7,89	0,31	0,39
5,50	12	0	0,780	24,63	31,58	1,23	1,58
5,60	27	0	0,679	48,25	71,05	2,41	3,55
5,70	30	0	0,678	53,54	78,95	2,68	3,95
5,80	60	0	0,577	91,15	157,89	4,56	7,89
5,90	100	0	0,576	145,51	252,45	7,28	12,62
6,00	120	0	0,575	174,34	302,95	8,72	15,15

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.10

Strato	Prof. (m)	Nspt	Tipo	Gamma (t/m ³)	Gamma Saturo (t/m ³)	Fi (°)	Cu (Kg/cm ²)	Modulo Edometrico (Kg/cm ²)	Modulo Elastico (Kg/cm ²)	Modulo Poisson	Modulo G (Kg/cm ²)
1	0,5	4,41	Coesivo	1,33	1,83	--	0,58	20,23	44,10	--	--
2	1,6	2,98	Coesivo	1,33	1,83	--	0,38	13,67	29,80	--	--
3	5,4	1,36	Incoerente	1,37	1,86	28,38	--	30,26	---	0,35	86,78
4	6,0	44,27	Incoerente	2,22	2,50	40,4	--	118,40	296,35	0,27	2292,22

PROVA ... Nr.11

Strumento utilizzato...

DPM (DL030 10) (Medium)

Prova eseguita in data

21/01/2019

Profondità prova

2,70 mt

Profondità (m)	Nr. Colpi	Nr. Colpi Rivestimento	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm ²)	Res. dinamica (Kg/cm ²)	Pres. ammiss con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)
0,10	0	0	0,857	0,00	0,00	0,00	0,00
0,20	6	0	0,855	17,12	20,04	0,86	1,00
0,30	6	0	0,853	17,09	20,04	0,85	1,00
0,40	9	0	0,851	25,57	30,06	1,28	1,50
0,50	14	0	0,799	37,35	46,75	1,87	2,34
0,60	10	0	0,847	28,29	33,40	1,41	1,67
0,70	7	0	0,845	19,76	23,38	0,99	1,17
0,80	6	0	0,843	16,90	20,04	0,84	1,00
0,90	8	0	0,842	21,33	25,35	1,07	1,27
1,00	9	0	0,840	23,95	28,52	1,20	1,43
1,10	9	0	0,838	23,90	28,52	1,20	1,43
1,20	20	0	0,786	49,83	63,38	2,49	3,17
1,30	20	0	0,785	49,73	63,38	2,49	3,17
1,40	22	0	0,733	51,09	69,72	2,55	3,49
1,50	26	0	0,731	60,25	82,39	3,01	4,12
1,60	22	0	0,730	50,86	69,72	2,54	3,49
1,70	24	0	0,728	55,36	76,06	2,77	3,80
1,80	19	0	0,776	46,74	60,21	2,34	3,01
1,90	12	0	0,825	29,84	36,18	1,49	1,81
2,00	9	0	0,823	22,34	27,14	1,12	1,36
2,10	6	0	0,822	14,86	18,09	0,74	0,90
2,20	12	0	0,820	29,67	36,18	1,48	1,81
2,30	70	0	0,619	130,56	211,06	6,53	10,55
2,40	85	0	0,617	158,16	256,28	7,91	12,81
2,50	95	0	0,616	176,35	286,43	8,82	14,32
2,60	100	0	0,614	185,20	301,51	9,26	15,08
2,70	120	0	0,613	221,72	361,81	11,09	18,09

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.11

Strato	Prof. (m)	Nspt	Tipo	Gamma (t/m ³)	Gamma Saturo (t/m ³)	Fi (°)	Cu (Kg/cm ²)	Modulo Edometrico (Kg/cm ²)	Modulo Elastico (Kg/cm ²)	Modulo Poisson	Modulo G (Kg/cm ²)
1	0,4	4,00	Coesivo	1,33	1,83	--	0,53	18,35	40,00	--	--
2	1,1	6,85	Coesivo	1,41	1,88	--	0,88	31,43	68,50	--	--
3	2,2	13,28	Incoerente	1,83	1,94	31,72	--	54,74	141,40	0,33	739,13
4	2,7	71,53	Incoerente	2,43	2,50	48,03	--	174,39	432,65	0,21	3598,59

CALCOLO PORTANZA E CEDIMENTI DI FONDAZIONI SUPERFICIALI A PLINTO A -2.7MT

NORMATIVE DI RIFERIMENTO

D.M. LL.PP. del 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.

D.M. LL.PP. del 14/02/1992

Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.

D.M. 9 Gennaio 1996

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 Gennaio 1996

Norme Tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi

D.M. 16 Gennaio 1996

Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche

Circolare Ministero LL.PP. 15 Ottobre 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C.

Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche di cui al D.M. 9 Gennaio 1996

Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65/AA.GG.

Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996

Ordinanza P.C.M. n. 3274 del 20.3.2003

Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.

Norme tecniche per le Costruzioni 2008

Norme tecniche per le costruzioni D.M. 14 gennaio 2008.

Eurocodice 7

Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.

Eurocodice 8

Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SU TERRENI

Il carico limite di una fondazione superficiale può essere definito con riferimento a quel valore massimo del carico per il quale in nessun punto del sottosuolo si raggiunge la condizione di rottura (metodo di Frolich), oppure con riferimento a quel valore del carico, maggiore del precedente, per il quale il fenomeno di rottura si è esteso ad un ampio volume del suolo (metodo di Prandtl e successivi).

Prandtl ha studiato il problema della rottura di un semispazio elastico per effetto di un carico applicato sulla sua superficie con riferimento all'acciaio, caratterizzando la resistenza a rottura con una legge del tipo:

$$\tau = c + \sigma \times \operatorname{tg} \varphi \quad \text{valida anche per i terreni.}$$

Le ipotesi e le condizioni introdotte dal Prandtl sono le seguenti:

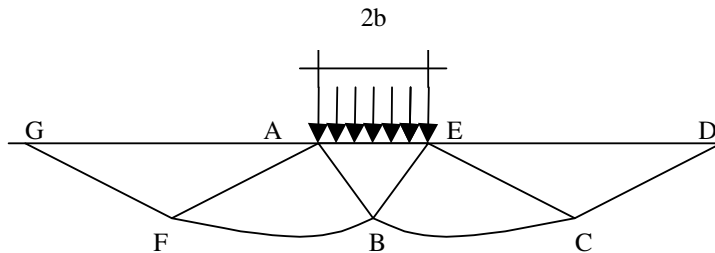
- Materiale privo di peso e quindi $\gamma=0$
- Comportamento rigido - plastico
- Resistenza a rottura del materiale esprimibile con la relazione $\tau = c + \sigma \times \operatorname{tg} \varphi$
- Carico uniforme, verticale ed applicato su una striscia di lunghezza infinita e di larghezza $2b$ (stato di deformazione piana)
- Tensioni tangenziali nulle al contatto fra la striscia di carico e la superficie limite del semispazio.

All'atto della rottura si verifica la plasticizzazione del materiale racchiuso fra la superficie limite del semispazio e la superficie $GFBCD$.

Nel triangolo AEB la rottura avviene secondo due famiglie di segmenti rettilinei ed inclinati di $45^\circ + \varphi/2$ rispetto all'orizzontale.

Nelle zone ABF e EBC la rottura si produce lungo due famiglie di linee, l'una costituita da segmenti rettilinei passanti rispettivamente per i punti A ed E e l'altra da archi di due famiglie di spirali logaritmiche.

I poli di queste sono i punti A ed E . Nei triangoli AFG e ECD la rottura avviene su segmenti inclinati di $\pm(45^\circ + \varphi/2)$ rispetto alla verticale.



Individuato così il volume di terreno portato a rottura dal carico limite, questo può essere calcolato scrivendo la condizione di equilibrio fra le forze agenti su qualsiasi volume di terreno delimitato in basso da una qualunque delle superfici di scorrimento.

Si arriva quindi ad una equazione $q = B \times c$, dove il coefficiente B dipende soltanto dall'angolo di attrito φ del terreno.

$$B = \cot g \varphi \left[e^{\frac{\pi g \varphi}{2} \tan(45^\circ + \varphi/2)} - 1 \right]$$

Per $\varphi = 0$ il coefficiente B risulta pari a 5.14, quindi $q = 5.14 \times c$.

Nell'altro caso particolare di terreno privo di coesione ($c=0$, $\gamma \neq 0$) risulta $q=0$, secondo la teoria di **Prandtl**, non sarebbe dunque possibile applicare nessun carico sulla superficie limite di un terreno incoerente.

Da questa teoria, anche se non applicabile praticamente, hanno preso le mosse tutte le ricerche ed i metodi di calcolo successivi.

Infatti **Caquot** si pose nelle stesse condizioni di Prandtl ad eccezione del fatto che la striscia di carico non è più applicata sulla superficie limite del semispazio, ma a una profondità h , con $h \leq 2b$; il terreno compreso tra la superficie e la profondità h ha le seguenti caratteristiche: $\gamma \neq 0$, $\varphi = 0$, $c = 0$ e cioè sia un mezzo dotato di peso ma privo di resistenza.

Risolvendo le equazioni di equilibrio si arriva all'espressione:

$$q = A \times \gamma h + B \times c$$

che è sicuramente un passo avanti rispetto a Prandtl, ma che ancora non rispecchia la realtà.

Metodo di Terzaghi (1955)

Terzaghi, proseguendo lo studio di Caquot, ha apportato alcune modifiche per tenere conto delle effettive caratteristiche dell'insieme opera di fondazione-terreno.

Sotto l'azione del carico trasmesso dalla fondazione il terreno che si trova a contatto con la fondazione stessa tende a sfuggire lateralmente, ma ne è impedito dalle resistenze tangenziali che si sviluppano fra la fondazione ed il terreno. Ciò comporta una modifica dello stato tensionale nel terreno posto direttamente al di sotto della fondazione; per

tenerne conto *Terzaghi* assegna ai lati AB ed EB del cuneo di Prandtl una inclinazione ψ rispetto all'orizzontale, scegliendo il valore di ψ in funzione delle caratteristiche meccaniche del terreno al contatto terreno-opera di fondazione.

L'ipotesi $\gamma_2 = 0$ per il terreno sotto la fondazione viene così superata ammettendo che le superfici di rottura restino inalterate, l'espressione del carico limite è quindi:

$$q = A \times \gamma \times h + B \times c + C \times \gamma \times b$$

in cui C è un coefficiente che risulta funzione dell'angolo di attrito ϕ del terreno posto al di sotto del piano di posa e dell'angolo ϕ prima definito;

b è la semilarghezza della striscia.

Inoltre, basandosi su dati sperimentali, *Terzaghi* passa dal problema piano al problema spaziale introducendo dei fattori di forma.

Un ulteriore contributo è stato apportato da *Terzaghi* sull'effettivo comportamento del terreno.

Nel metodo di Prandtl si ipotizza un comportamento del terreno rigido-plastico, *Terzaghi* invece ammette questo comportamento nei terreni molto compatti.

In essi, infatti, la curva carichi-cedimenti presenta un primo tratto rettilineo, seguito da un breve tratto curvilineo (comportamento elasto-plastico); la rottura è istantanea ed il valore del carico limite risulta chiaramente individuato (rottura generale).

In un terreno molto sciolto invece la relazione carichi-cedimenti presenta un tratto curvilineo accentuato fin dai carichi più bassi per effetto di una rottura progressiva del terreno (rottura locale); di conseguenza l'individuazione del carico limite non è così chiara ed evidente come nel caso dei terreni compatti.

Per i terreni molto sciolti, *Terzaghi* consiglia di prendere in considerazione il carico limite il valore che si calcola con la formula precedente introducendo però dei valori ridotti delle caratteristiche meccaniche del terreno e precisamente:

$$\text{tg } \phi_{rid} = 2/3 \times \text{tg } \phi \quad c_{rid} = 2/3 \times c$$

Esplicitando i coefficienti della formula precedente, la formula di *Terzaghi* può essere scritta:

$$q_{ult} = c \times N_c \times s_c + \gamma \times D \times N_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times s_\gamma$$

dove:

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cos^2 (45 + \phi/2)}$$

$$a = e^{(0.75\pi - \phi/2) \tan \phi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = \frac{\tan \phi}{2} \left(\frac{K_p \gamma}{\cos^2 \phi} - 1 \right)$$

Formula di Meyerhof (1963)

Meyerhof propose una formula per il calcolo del carico limite simile a quella di *Terzaghi*.; le differenze consistono nell'introduzione di ulteriori coefficienti di forma.

Egli introdusse un coefficiente s_q che moltiplica il fattore N_q , fattori di profondità d_i e di pendenza i_i per il caso in

cui il carico trasmesso alla fondazione è inclinato sulla verticale.

I valori dei coefficienti N furono ottenuti da Meyerhof ipotizzando vari archi di prova BF (v. meccanismo Prandtl), mentre il taglio lungo i piani AF aveva dei valori approssimati.

I fattori di forma tratti da Meyerhof sono di seguito riportati, insieme all'espressione della formula.

$$\begin{aligned} \text{Carico verticale} \quad q_{ult} &= c \times N_c \times s_c \times d_c + \gamma \times D \times N_q \times s_q \times d_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times i_\gamma \times d_\gamma \\ \text{Carico inclinato} \quad q_{ult} &= c \times N_c \times i_c \times d_c + \gamma \times D \times N_q \times i_q \times d_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times i_\gamma \times d_\gamma \end{aligned}$$

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi} \tan^2(45 + \varphi/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\varphi)$$

fattore di forma:

$$s_c = 1 + 0.2k_p \frac{B}{L} \quad \text{per } \varphi > 10$$

$$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1k_p \frac{B}{L} \quad \text{per } \varphi = 0$$

fattore di profondità:

$$d_c = 1 + 0.2\sqrt{k_p} \frac{D}{B}$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1\sqrt{k_p} \frac{D}{B} \quad \text{per } \varphi > 10$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \quad \text{per } \varphi = 0$$

inclinazione:

$$i_c = i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{90}\right)^2$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{\varphi}\right)^2 \quad \text{per } \varphi > 0$$

$$i_\gamma = 0 \quad \text{per } \varphi = 0$$

dove :

$$K_p = \tan^2(45^\circ + \varphi/2)$$

θ = Inclinazione della risultante sulla verticale.

Formula di Hansen (1970)

E' una ulteriore estensione della formula di *Meyerhof*; le estensioni consistono nell'introduzione di b_i che tiene conto della eventuale inclinazione sull'orizzontale del piano di posa e un fattore g_i per terreno in pendenza.

La formula di Hansen vale per qualsiasi rapporto D/B , quindi sia per fondazioni superficiali che profonde, ma lo stesso autore introdusse dei coefficienti per meglio interpretare il comportamento reale della fondazione, senza di essi, infatti, si avrebbe un aumento troppo forte del carico limite con la profondità.

Per valori di $D/B < 1$

$$d_c = 1 + 0.4 \frac{D}{B}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \frac{D}{B}$$

Per valori $D/B > 1$:

$$d_c = 1 + 0.4 \tan^{-1} \frac{D}{B}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \tan^{-1} \frac{D}{B}$$

Nel caso $\varphi = 0$

D/B	0	1	1.1	2	5	10	20	100
d'_c	0	0.40	0.33	0.44	0.55	0.59	0.61	0.62

Nei fattori seguenti le espressioni con apici (') valgono quando $\varphi=0$.

Fattore di forma:

$$s'_c = 0.2 \frac{B}{L}$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q B}{N_c L}$$

$$s_c = 1 \quad \text{per fondazioni nastriformi}$$

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \varphi$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

Fattore di profondità:

$$d'_c = 0.4k$$

$$d_c = 1 + 0.4k$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)k$$

$$d_\gamma = 1 \text{ per qualsiasi } \varphi$$

$$k = \frac{D}{B} \text{ se } \frac{D}{B} \leq 1$$

$$k = \tan^{-1} \frac{D}{B} \text{ se } \frac{D}{B} > 1$$

Fattori di inclinazione del carico

$$i'_c = 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{A_f c_a}}$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$i_q = \left(1 - \frac{0.5H}{V + A_f c_a \cot \varphi} \right)^5$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{0.7H}{V + A_f c_a \cot \varphi} \right)^5 \quad (\eta = 0)$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{(0.7 - \eta/450)H}{V + A_f c_a \cot \varphi} \right)^5 \quad (\eta > 0)$$

Fattori di inclinazione del terreno (fondazione su pendio):

$$g'_c = \frac{\beta}{147}$$

$$g_c = 1 - \frac{\beta}{147}$$

$$g_q = g_\gamma = (1 - 0.5 \tan \beta)^5$$

Fattori di inclinazione del piano di fondazione (base inclinata)

$$b'_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$b_q = \exp(-2\eta \tan \varphi)$$

$$b_\gamma = \exp(-2.7\eta \tan \varphi)$$

Formula di Vesic (1975)

La formula di Vesic è analoga alla formula di Hansen, con N_q ed N_c come per la formula di Meyerhof ed N_γ come sotto riportato:

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \cdot \tan(\phi)$$

I fattori di forma e di profondità che compaiono nelle formule del calcolo della capacità portante sono uguali a quelli proposti da Hansen; alcune differenze sono invece riportate nei fattori di inclinazione del carico, del terreno (fondazione su pendio) e del piano di fondazione (base inclinata).

Formula Brich-Hansen (EC 7 – EC 8)

Affinché una fondazione possa resistere il carico di progetto con sicurezza nei riguardi della rottura generale, per tutte le combinazioni di carico relative allo SLU (stato limite ultimo), deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$V_d \leq R_d$$

Dove V_d è il carico di progetto allo SLU, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso della fondazione stessa; mentre R_d è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati o eccentrici.

Nella valutazione analitica del carico limite di progetto R_d si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine nei terreni a grana fine.

Il carico limite di progetto in condizioni non drenate si calcola come:

$$R/A' = (2 + \pi) c_u s_c i_c + q$$

Dove:

$A' = B' L'$ area della fondazione efficace di progetto, intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico.

c_u Coesione non drenata.

q pressione litostatica totale sul piano di posa.

s_c Fattore di forma

$$s_c = 1 + 0,2 (B'/L') \quad \text{per fondazioni rettangolari}$$

$$s_c = 1,2 \quad \text{Per fondazioni quadrate o circolari.}$$

i_c Fattore correttivo per l'inclinazione del carico dovuta ad un carico H .

$$i_c = 0,5 \left(1 + \sqrt{1 - H/A' c_u} \right)$$

Per le condizioni drenate il carico limite di progetto è calcolato come segue.

$$R/A' = c' N_c s_c i_c + q' N_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

Dove:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \tan^2 (45 + \phi' / 2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi'$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi'$$

Fattori di forma

$$s_q = 1 + (B'/L') \text{sen} \phi' \text{ per forma rettangolare}$$

$$s_q = 1 + \text{sen} \phi' \text{ per forma quadrata o circolare}$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3(B'/L') \text{ per forma rettangolare}$$

$$s_\gamma = 0,7 \text{ per forma quadrata o circolare}$$

$$s_c = (s_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1) \text{ per forma rettangolare, quadrata o circolare.}$$

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a L'

$$i_q = i \cdot = 1 - H / (V + A' \cdot c' \cdot \cot \phi')$$

$$i_c = (i_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$$

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a B'

$$i_q = [1 - 0,7H / (V + A' \cdot c' \cdot \cot \phi')]^3$$

$$i_\gamma = [1 - H / (V + A' \cdot c' \cdot \cot \phi')]^3$$

$$i_c = (i_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$$

Oltre ai fattori correttivi di cui sopra sono considerati quelli complementari della profondità del piano di posa e dell'inclinazione del piano di posa e del piano campagna (Hansen).

Metodo di Richards et. Al.

Richards, Helm e Budhu (1993) hanno sviluppato una procedura che consente, in condizioni sismiche, di valutare sia il carico limite sia i cedimenti indotti, e quindi di procedere alle verifiche di entrambi gli stati limite (ultimo e di danno). La valutazione del carico limite viene perseguita mediante una semplice estensione del problema del carico limite al caso della presenza di forze di inerzia nel terreno di fondazione dovute al sisma, mentre la stima dei cedimenti viene ottenuta mediante un approccio alla Newmark (cfr. Appendice H di "Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica" – Associazione Geotecnica Italiana). Gli autori hanno esteso la classica formula trinomia del carico limite:

$$q_L = N_q \cdot q + N_c \cdot c + 0.5 N_\gamma \cdot \gamma \cdot B$$

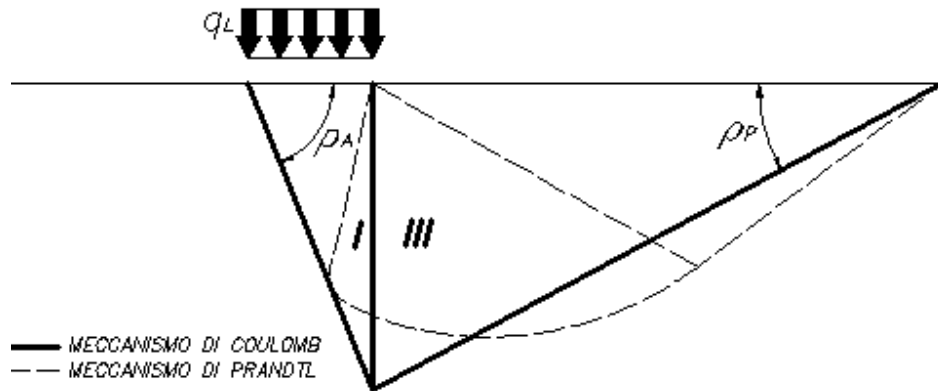
Dove i fattori di capacità portante vengono calcolati con le seguenti formule:

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot(\phi)$$

$$N_q = \frac{K_{pE}}{K_{AE}}$$

$$N_\gamma = \left(\frac{K_{pE}}{K_{AE}} - 1 \right) \cdot \tan(\rho_{AE})$$

Esaminando con un approccio da equilibrio limite, un meccanismo alla Coulomb e portando in conto le forze d'inerzia agenti sul volume di terreno a rottura. In campo statico, il classico meccanismo di Prandtl può essere infatti approssimato come mostrato nella figura che segue, eliminando la zona di transizione (ventaglio di Prandtl) ridotta alla sola linea AC, che viene riguardata come una parete ideale in equilibrio sotto l'azione della spinta attiva e della spinta passiva che riceve dai cunei I e III:



Schema di calcolo del carico limite (qL)

Gli autori hanno ricavato le espressioni degli angoli ρ_A e ρ_P che definiscono le zone di spinta attiva e passiva, e dei coefficienti di spinta attiva e passiva K_A e K_P in funzione dell'angolo di attrito φ del terreno e dell'angolo di attrito δ terreno – parete ideale:

$$\rho_A = \varphi + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{\tan(\varphi) \cdot (\tan(\varphi) \cdot \cot(\varphi)) \cdot (1 + \tan(\delta) \cdot \cot(\varphi))} - \tan(\varphi)}{1 + \tan(\delta) \cdot (\tan(\varphi) + \cot(\varphi))} \right\}$$

$$\rho_P = \varphi + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{\tan(\varphi) \cdot (\tan(\varphi) \cdot \cot(\varphi)) \cdot (1 + \tan(\delta) \cdot \cot(\varphi))} + \tan(\varphi)}{1 + \tan(\delta) \cdot (\tan(\varphi) + \cot(\varphi))} \right\}$$

$$K_A = \frac{\cos^2(\varphi)}{\cos(\delta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi)}{\cos(\delta)}} \right\}^2}$$

$$K_P = \frac{\cos^2(\varphi)}{\cos(\delta) \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi)}{\cos(\delta)}} \right\}^2}$$

E' comunque da osservare che l'impiego delle precedenti formule assumendo $\phi=0.5\delta$, conduce a valore dei coefficienti di carico limite molto prossimi a quelli basati su un'analisi alla Prandtl. Richards et. Al. hanno quindi esteso l'applicazione del meccanismo di Coulomb al caso sismico, portando in conto le forze d'inerzia agenti sul volume di terreno a rottura. Tali forze di massa, dovute ad accelerazioni $k_h g$ e $k_v g$, agenti rispettivamente in direzione orizzontale

e verticale, sono a loro volta pari a $k_h \gamma$ e $k_v \gamma$. Sono state così ottenute le estensioni delle espressioni di ρ_a e ρ_p , nonché di KA e KP, rispettivamente indicate come ρ_{AE} e ρ_{PE} e come KAE e KPE per denotare le condizioni sismiche:

$$\rho_{AE} = (\varphi - \vartheta) + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{(1 + \tan^2(\varphi - \vartheta)) \cdot [1 + \tan(\delta + \vartheta) \cdot \cot(\varphi - \vartheta)]} - \tan(\varphi - \vartheta)}{1 + \tan(\delta + \vartheta) \cdot (\tan(\varphi - \vartheta) + \cot(\varphi - \vartheta))} \right\}$$

$$\rho_{PE} = (\varphi - \vartheta) + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{(1 + \tan^2(\varphi - \vartheta)) \cdot [1 + \tan(\delta + \vartheta) \cdot \cot(\varphi - \vartheta)]} - \tan(\varphi - \vartheta)}{1 + \tan(\delta + \vartheta) \cdot (\tan(\varphi - \vartheta) + \cot(\varphi - \vartheta))} \right\}$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi - \vartheta)}{\cos(\vartheta) \cdot \cos(\delta + \vartheta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \vartheta)}{\cos(\delta + \vartheta)}} \right\}^2}$$

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\varphi - \vartheta)}{\cos(\vartheta) \cdot \cos(\delta + \vartheta) \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \vartheta)}{\cos(\delta + \vartheta)}} \right\}^2}$$

I valori di N_q e N_γ sono determinabili ancora avvalendosi delle formule precedenti, impiegando naturalmente le espressioni degli angoli ρ_{AE} e ρ_{PE} e dei coefficienti KAE e KPE relative al caso sismico. In tali espressioni compare l'angolo θ definito come:

$$\tan(\theta) = \frac{k_h}{1 - k_v}$$

Nella tabella che segue sono mostrati i fattori di capacità portante calcolati per i seguenti valori dei parametri:

– $\phi = 30^\circ$

– $\delta = 15^\circ$

E per diversi valori dei coefficienti di spinta sismica:

kh/(1-kv)	N_q	N_γ	Nc
0	16.51037	23.75643	26.86476
0.087	13.11944	15.88906	20.9915
0.176	9.851541	9.465466	15.33132
0.268	7.297657	5.357472	10.90786
0.364	5.122904	2.604404	7.141079
0.466	3.216145	0.879102	3.838476
0.577	1.066982	1.103E-03	0.1160159

Tabella dei fattori di capacità portante per $\phi=30^\circ$

VERIFICA A SLITTAMENTO

In conformità con i criteri di progetto allo SLU, la stabilità di un plinto di fondazione deve essere verificata rispetto al collasso per slittamento oltre a quello per rottura generale. Rispetto al collasso per slittamento la resistenza viene valutata come somma di una componente dovuta all'adesione e una dovuta all'attrito fondazione-terreno; la resistenza laterale derivante dalla spinta passiva del terreno può essere messa in conto secondo una percentuale indicata dall'utente. La resistenza di calcolo per attrito ed adesione è valutata secondo l'espressione:

$$F_{Rd} = N_{sd} \tan \delta + c_a A'$$

Nella quale N_{sd} è il valore di calcolo della forza verticale, δ è l'angolo di resistenza a taglio alla base del plinto, c_a è l'adesione plinto-terreno e A' è l'area della fondazione efficace, intesa, in caso di carichi eccentrici, come area ridotta al centro della quale è applicata la risultante.

CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SU ROCCIA

Per la valutazione della capacità portante ammissibile delle rocce si deve tener conto di alcuni parametri significativi quali le caratteristiche geologiche, il tipo di roccia e la sua qualità, misurata con l'RQD. Nella capacità portante delle rocce si utilizzano normalmente fattori di sicurezza molto alti e legati in qualche modo al valore del coefficiente RQD: ad esempio, per una roccia con RQD pari al massimo a 0.75 il fattore di sicurezza varia tra 6 e 10. Per la determinazione della capacità portante di una roccia si possono usare le formule di Terzaghi, usando angolo d'attrito e coesione della roccia, o quelle proposte da Stagg e **Zienkiewicz** (1968) in cui i coefficienti della formula della capacità portante valgono:

$$N_q = \tan^6 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$N_c = 5 \tan^4 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$N_\gamma = N_q + 1$$

Con tali coefficienti vanno usati i fattori di forma impiegati nella formula di Terzaghi.

La capacità portante ultima calcolata è comunque funzione del coefficiente RQD secondo la seguente espressione:

$$q' = q_{ult} (RQD)^2$$

Se il carotaggio in roccia non fornisce pezzi intatti (RQD tende a 0), la roccia viene trattata come un terreno stimando al meglio i parametri c e ϕ .

FATTORI CORRETTIVI SISMICI: SHIKHIEV & JAKOVLEV

Per tener conto degli effetti inerziali indotti dal sisma sulla determinazione del q_{lim} vengono introdotti i fattori correttivi z :

$$z_q = \left(1 - \frac{k_h}{\tan \phi} \right)^{0,35}$$

$$z_c = 1 - 0,32 \cdot k_h$$

$$z_\gamma = z_q$$

Dove K_h è il coefficiente sismico orizzontale.

Calcolo coefficienti sismici

Le **NTC 2008** calcolano i coefficienti K_h e K_v in dipendenza di vari fattori:

$$K_h = \beta \times (a_{\max}/g)$$

$$K_v = \pm 0,5 \times K_h$$

a_{\max} accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g accelerazione di gravità.

Tutti i fattori presenti nelle precedenti formule dipendono dall'accelerazione massima attesa sul sito di riferimento rigido e dalle caratteristiche geomorfologiche del territorio.

$$a_{\max} = S_S S_T a_g$$

S_S (effetto di amplificazione stratigrafica): $0.90 \leq S_S \leq 1.80$; è funzione di F_0 (Fattore massimo di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e della categoria di suolo (A, B, C, D, E).

S_T (effetto di amplificazione topografica) per fondazioni in prossimità di pendii.

Il valore di S_T varia con il variare delle quattro categorie topografiche introdotte:

$$T1 (S_T = 1.0) \quad T2 (S_T = 1.20) \quad T3 (S_T = 1.20) \quad T4 (S_T = 1.40).$$

Questi valori sono calcolati come funzione del punto in cui si trova il sito oggetto di analisi. Il parametro di entrata per il calcolo è il tempo di ritorno dell'evento sismico che è valutato come segue:

$$T_R = -V_R / \ln(1 - PVR)$$

Con V_R vita di riferimento della costruzione e PVR probabilità di superamento, nella vita di riferimento, associata allo stato limite considerato. La vita di riferimento dipende dalla vita nominale della costruzione e dalla classe d'uso della costruzione (in linea con quanto previsto al punto 2.4.3 delle NTC). In ogni caso V_R dovrà essere maggiore o uguale a 35 anni.

Con l'**OPCM 3274** e successive modifiche, i coefficienti sismici orizzontale K_h e verticale K_v che interessano tutte le masse vengono calcolati come:

$$K_h = S \cdot (a_g/g),$$

$$K_v = 0.5 \cdot K_o.$$

S : fattore dipendente dal tipo di suolo secondo lo schema:

Suolo di tipo A - $S=1$;

Suolo di tipo B - $S=1.25$;

Suolo di tipo C - $S=1.25$;

Suolo di tipo E - $S=1.25$;

Suolo di tipo D - $S=1.35$.

Per fondazioni su pendii con inclinazione superiore a 15° e dislivello superiore a 30 m, l'azione sismica deve essere incrementata moltiplicandola per il coefficiente di amplificazione topografica S_T :

- $S_T \geq 1,2$ per siti in prossimità del ciglio superiore di pendii scoscesi isolati;
- $S_T \geq 1,4$ per siti prossimi alla sommità di profili topografici aventi larghezza in testa molto inferiore alla larghezza alla base e pendenza media $> 30^\circ$; $S_T \geq 1,2$ per siti dello stesso tipo ma pendenza media inferiore.

L'applicazione del **D.M. 88** e successive modifiche ed integrazioni è consentito mediante l'inserimento del coefficiente sismico orizzontale K_0 in funzione delle Categorie Sismiche secondo il seguente schema:

CATEGORIA	K_0	K_v
I	0.1	0
II	0.07	0
III	0.04	0

In accordo a tale disposizioni, il rapporto: $a_g/g = C \cdot I \cdot R$

C: coefficiente di intensità sismica $C = \frac{S - 2}{100}$

S: grado di sismicità ($S \geq 2$)

R: coefficiente di risposta,

I: coefficiente di protezione sismica.

Per l'applicazione dell'**Eurocodice 8** (progettazione geotecnica in campo sismico) il coefficiente sismico orizzontale viene così definito:

$$K_h = a_{gR} \cdot \gamma_I \cdot S / (g)$$

a_{gR} : accelerazione di picco di riferimento su suolo rigido affiorante,

γ_I : fattore di importanza,

S: soil factor e dipende dal tipo di terreno (da A ad E).

$$a_g = a_{gR} \cdot \gamma_I$$

è la "design ground acceleration on type A ground".

Il coefficiente sismico verticale K_v è definito in funzione di K_0 , e vale:

$$K_v = \pm 0.5 \cdot K_h$$

CEDIMENTI ELASTICI

I cedimenti di una fondazione rettangolare di dimensioni $B \times L$ posta sulla superficie di un semispazio elastico si possono calcolare in base ad una equazione basata sulla teoria dell'elasticità (Timoshenko e Goodier (1951)):

$$\Delta H = q_0 B' \frac{1-\mu^2}{E_s} \left(I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} I_2 \right) I_F \quad (1)$$

dove:

q_0 = Intensità della pressione di contatto

B' = Minima dimensione dell'area reagente,

E e μ = Parametri elastici del terreno.

I_i = Coefficienti di influenza dipendenti da: L/B' , spessore dello strato H , coefficiente di Poisson μ , profondità del piano di posa D ;

I coefficienti I_1 e I_2 si possono calcolare utilizzando le equazioni fornite da *Steinbrenner (1934)* (V. Bowles), in funzione del rapporto L'/B' ed H/B , utilizzando $B'=B/2$ e $L'=L/2$ per i coefficienti relativi al centro e $B'=B$ e $L'=L$ per i coefficienti relativi al bordo.

Il coefficiente di influenza I_F deriva dalle equazioni di *Fox (1948)*, che indicano il cedimento si riduce con la profondità in funzione del coefficiente di *Poisson* e del rapporto L/B .

In modo da semplificare l'equazione (1) si introduce il coefficiente I_S :

$$I_S = I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} I_2$$

Il cedimento dello strato di spessore H vale:

$$\Delta H = q_0 B' \frac{1-\mu^2}{E_s} I_S I_F$$

Per meglio approssimare i cedimenti si suddivide la base di appoggio in modo che il punto si trovi in corrispondenza di uno spigolo esterno comune a più rettangoli. In pratica si moltiplica per un fattore pari a 4 per il calcolo dei cedimenti al centro e per un fattore pari a 1 per i cedimenti al bordo.

Nel calcolo dei cedimenti si considera una profondità del bulbo delle tensioni pari a $5B$, se il substrato roccioso si trova ad una profondità maggiore.

A tal proposito viene considerato substrato roccioso lo strato che ha un valore di E pari a 10 volte dello strato soprastante.

Il modulo elastico per terreni stratificati viene calcolato come media pesata dei moduli elastici degli strati interessati dal cedimento immediato.

CEDIMENTI EDOMETRICI

Il calcolo dei cedimenti con l'approccio edometrico consente di valutare un cedimento di consolidazione di tipo monodimensionale, prodotto dalle tensioni indotte da un carico applicato in condizioni di espansione laterale impedita. Pertanto la stima effettuata con questo metodo va considerata come empirica, piuttosto che teorica.

Tuttavia la semplicità d'uso e la facilità di controllare l'influenza dei vari parametri che intervengono nel calcolo, ne fanno un metodo molto diffuso.

L'approccio edometrico nel calcolo dei cedimenti passa essenzialmente attraverso due fasi:

- il calcolo delle tensioni verticali indotte alle varie profondità con l'applicazione della teoria dell'elasticità;
- la valutazione dei parametri di compressibilità attraverso la prova edometrica.

In riferimento ai risultati della prova edometrica, il cedimento è valutato come:

$$\Delta H = H_0 \cdot RR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

se si tratta di un terreno sovraconsolidato ($OCR > 1$), ossia se l'incremento di tensione dovuto all'applicazione del carico non fa superare la pressione di preconsolidazione σ'_p ($\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v < \sigma'_p$).

Se invece il terreno è normalconsolidato ($\sigma'_{v0} = \sigma'_p$) le deformazioni avvengono nel tratto di compressione e il cedimento è valutato come:

$$\Delta H = H_0 \cdot CR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

dove:

RR Rapporto di ricomprensione;

CR Rapporto di compressione;

H_0 spessore iniziale dello strato;

σ'_{v0} tensione verticale efficace prima dell'applicazione del carico.

$\Delta\sigma_v$ incremento di tensione verticale dovuto all'applicazione del carico.

In alternativa ai parametri RR e CR si fa riferimento al modulo edometrico M ; in tal caso però occorre scegliere opportunamente il valore del modulo da utilizzare, tenendo conto dell'intervallo tensionale ($\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v$) significativo per il problema in esame.

L'applicazione corretta di questo tipo di approccio richiede:

- la suddivisione degli strati compressibili in una serie di piccoli strati di modesto spessore (< 2.00 m);
- la stima del modulo edometrico nell'ambito di ciascuno strato;
- il calcolo del cedimento come somma dei contributi valutati per ogni piccolo strato in cui è stato suddiviso il banco compressibile.

Molti usano le espressioni sopra riportate per il calcolo del cedimento di consolidazione tanto per le argille quanto per le sabbie di granulometria da fina a media, perché il modulo di elasticità impiegato è ricavato direttamente da prove di consolidazione. Tuttavia, per terreni a grana più grossa le dimensioni dei provini edometrici sono poco significative del comportamento globale dello strato e, per le sabbie, risulta preferibile impiegare prove penetrometriche statiche e dinamiche.

Cedimento secondario

Il cedimento secondario è calcolato facendo riferimento alla relazione:

$$\Delta H_s = H_c \cdot C_\alpha \cdot \log \frac{T}{T_{100}}$$

in cui:

H_c è l'altezza dello strato in fase di consolidazione;

C_α è il coefficiente di consolidazione secondaria come pendenza nel tratto secondario della curva *cedimento-logaritmo tempo*;

T tempo in cui si vuole il cedimento secondario;

T_{100} tempo necessario all'esaurimento del processo di consolidazione primaria.

CEDIMENTI DI SCHMERTMANN

Un metodo alternativo per il calcolo dei cedimenti è quello proposto da Schmertmann (1970) il quale ha correlato la variazione del bulbo delle tensioni alla deformazione. Schmertmann ha quindi proposto di considerare un diagramma delle deformazioni di forma triangolare in cui la profondità alla quale si hanno deformazioni significative è assunta pari a $4B$, nel caso di fondazioni nastriformi, e pari a $2B$ per fondazioni quadrate o circolari.

Secondo tale approccio il cedimento si esprime attraverso la seguente espressione:

$$w = C_1 \cdot C_2 \cdot \Delta q \cdot \sum \frac{I_z \cdot \Delta z}{E}$$

nella quale:

Δq rappresenta il carico netto applicato alla fondazione;

I_z è un fattore di deformazione il cui valore è nullo a profondità di $2B$, per fondazione circolare o quadrata, e a profondità $4B$, per fondazione nastriforme.

Il valore massimo di I_z si verifica a una profondità rispettivamente pari a:

$B/2$ per fondazione circolare o quadrata

B per fondazioni nastriformi

e vale

$$I_{z\max} = 0.5 + 0.1 \cdot \left(\frac{\Delta q}{\sigma'_{vi}} \right)^{0.5}$$

dove σ'_{vi} rappresenta la tensione verticale efficace a profondità $B/2$ per fondazioni quadrate o circolari, e a profondità B per fondazioni nastriformi.

E_i rappresenta il modulo di deformabilità del terreno in corrispondenza dello strato **i-esimo** considerato nel calcolo;

Δz_i rappresenta lo spessore dello strato **i-esimo**;

C_1 e C_2 sono due coefficienti correttivi.

Il modulo E viene assunto pari a $2.5 q_c$ per fondazioni circolari o quadrate e a $3.5 q_c$ per fondazioni nastriformi. Nei casi intermedi, si interpola in funzione del valore di L/B .

Il termine q_c che interviene nella determinazione di E rappresenta la resistenza alla punta fornita dalla prova CPT.

Le espressioni dei due coefficienti C_1 e C_2 sono:

$$C_1 = 1 - 0.5 \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{\Delta q} > 0.5$$

che tiene conto della profondità del piano di posa.

$$C_2 = 1 + 0.2 \cdot \log \frac{t}{0.1}$$

che tiene conto delle deformazioni differite nel tempo per effetto secondario.

Nell'espressione t rappresenta il tempo, espresso in anni dopo il termine della costruzione, in corrispondenza del quale si calcola il cedimento.

CEDIMENTI DI BURLAND e BURBIDGE

Qualora si disponga di dati ottenuti da prove penetrometriche dinamiche per il calcolo dei cedimenti è possibile fare affidamento al metodo di Burland e Burbidge (1985), nel quale viene correlato un indice di compressibilità I_C al risultato N della prova penetrometrica dinamica. L'espressione del cedimento proposta dai due autori è la seguente:

$$S = f_S \cdot f_H \cdot f_t \cdot \left[\sigma'_{v0} \cdot B^{0.7} \cdot I_C / 3 + (q' - \sigma'_{v0}) \cdot B^{0.7} \cdot I_C \right]$$

nella quale:

q' = pressione efficace lorda;

σ'_{v0} = tensione verticale efficace alla quota d'imposta della fondazione;

B = larghezza della fondazione;

I_C = indice di compressibilità;

f_S, f_H, f_t = fattori correttivi che tengono conto rispettivamente della forma, dello spessore dello strato compressibile e del tempo, per la componente viscosa.

L'indice di compressibilità I_C è legato al valore medio N_{AV} di N_{spt} all'interno di una profondità significativa z :

$$I_C = \frac{1.706}{N_{AV}^{1.4}}$$

Per quanto riguarda i valori di N_{spt} da utilizzare nel calcolo del valore medio N_{AV} va precisato che i valori vanno corretti, per sabbie con componente limosa sotto falda e $N_{spt} > 15$, secondo l'indicazione di Terzaghi e Peck (1948)

$$N_c = 15 + 0.5 (N_{spt} - 15)$$

dove N_c è il valore corretto da usare nei calcoli.

Per depositi ghiaiosi o sabbioso-ghiaiosi il valore corretto è pari a:

$$N_c = 1.25 N_{spt}$$

Le espressioni dei fattori correttivi f_S, f_H ed f_t sono rispettivamente:

$$f_S = \left(\frac{1.25 \cdot L/B}{L/B + 0.25} \right)^2$$

$$f_H = \frac{H}{z_i} \left(2 - \frac{H}{z_i} \right)$$

$$f_t = \left(1 + R_3 + R \cdot \log \frac{t}{3} \right)$$

Con

t = tempo in anni > 3 ;

R_3 = costante pari a 0.3 per carichi statici e 0.7 per carichi dinamici;

R = 0.2 nel caso di carichi statici e 0.8 per carichi dinamici.

DATI GENERALI

Larghezza fondazione	3,0 m
Lunghezza fondazione	3,0 m
Profondità piano di posa	2,7 m
Altezza di incastro	1,0 m

SISMA

Accelerazione massima (ag/g)	0,051
Coefficiente sismico orizzontale	0,0103
Coefficiente sismico verticale	0,0051

Coefficienti sismici [N.T.C.]**Dati generali**

Descrizione:	
Latitudine:	45,65
Longitudine:	11,77
Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe II
Vita nominale:	50,0 [anni]
Vita di riferimento:	50,0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	B
Categoria topografica:	T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30,0	0,42	2,48	0,24
S.L.D.	50,0	0,57	2,48	0,25
S.L.V.	475,0	1,6	2,4	0,3
S.L.C.	975,0	2,11	2,4	0,31

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0,504	0,2	0,0103	0,0051
S.L.D.	0,684	0,2	0,014	0,007
S.L.V.	1,92	0,24	0,047	0,0235
S.L.C.	2,5181	0,28	0,0719	0,036

STRATIGRAFIA TERRENO

Corr: Parametri con fattore di correzione (TERZAGHI)

DH: Spessore dello strato; Gam: Peso unità di volume; Gams: Peso unità di volume saturo; Fi: Angolo di attrito; Ficorr: Angolo di attrito corretto secondo Terzaghi; c: Coesione; c Corr: Coesione corretta secondo Terzaghi; Ey: Modulo Elastico; Ed: Modulo Edometrico; Ni: Poisson; Cv: Coeff. consolidaz. primaria; Cs: Coeff. consolidazione secondaria; cu: Coesione non drenata

DH (m)	Gam (Kg/m ³)	Gams (Kg/m ³)	Fi (°)	Fi Corr. (°)	c (Kg/cm ²)	c Corr. (Kg/cm ²)	cu (Kg/cm ²)	Ey (Kg/cm ²)	Ed (Kg/cm ²)	Ni	Cv (cmq/s)	Cs
0,4	1900,0	2100,0	15,0	15	0,3	0,3	0,3	25,49	26,51	0,0	0,0	0,0
1,0	1900,0	2100,0	15,0	15	0,5	0,5	0,5	25,49	26,51	0,0	0,0	0,0
1,3	1800,0	1900,0	27,0	27	0,0	0,0	0,0	100,0	0,0	0,0	0,0	0,0
0,9	1900,0	2000,0	33,0	33	0,0	0,0	0,0	200,0	0,0	0,0	0,0	0,0
1,4	1950,0	2100,0	36,0	36	0,0	0,0	0,0	500,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazioni	Pressione normale di progetto (Kg/cm ²)	N (Kg)	Mx (Kg·m)	My (Kg·m)	Hx (Kg)	Hy (Kg)	Tipo
1	A1+M1+R1	2,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
2	A2+M2+R2	2,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
3	Sisma	2,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. Capacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	1	1
2	No	1,25	1,25	1,4	1	1	1,8	1,1
3	Si	1,25	1,25	1,4	1	1	1,8	1,1

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...Sisma

Autore: TERZAGHI (1955)

Pressione limite 6,17 Kg/cm²

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 2,47 Kg/cm³

A1+M1+R1

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	26,09
Fattore [Nc]	38,64
Fattore [Ng]	24,44
Fattore forma [Sc]	1,68
Fattore profondità [Dc]	1,36
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,65

Fattore profondità [Dq]	1,24
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,6
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	13,8 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	13,8 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	6,9

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	32,23
Fattore [Nc]	48,09
Fattore [Ng]	31,99
Fattore forma [Sc]	1,3
Fattore forma [Sg]	0,8
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	13,1 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	13,1 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	6,55

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	26,09
Fattore [Nc]	38,64
Fattore [Ng]	26,17
Fattore forma [Sc]	1,68
Fattore profondità [Dc]	1,33
Fattore forma [Sq]	1,34
Fattore profondità [Dq]	1,17
Fattore forma [Sg]	1,34
Fattore profondità [Dg]	1,17
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	18,97 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	18,97 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	9,49

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	26,09
--------------	-------

Fattore [Nc]	38,64
Fattore [Ng]	35,19
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore profondità [Dc]	1,36
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,65
Fattore profondità [Dq]	1,24
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,6
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	15,64 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	15,64 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	7,82

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	26,09
Fattore [Nc]	38,64
Fattore [Ng]	32,59
Fattore forma [Sc]	1,57
Fattore profondità [Dc]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,54
Fattore profondità [Dq]	1,24
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,7
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	15,51 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	15,51 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	7,76

A2+M2+R2

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	13,86
Fattore [Nc]	24,76
Fattore [Ng]	10,03
Fattore forma [Sc]	1,56
Fattore profondità [Dc]	1,36
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,52
Fattore profondità [Dq]	1,27
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,6
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	6,54 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	3,63 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	3,27

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	16,73
Fattore [Nc]	30,28
Fattore [Ng]	14,04
Fattore forma [Sc]	1,3
Fattore forma [Sg]	0,8
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	6,21 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	3,45 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	3,11

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	13,86
Fattore [Nc]	24,76
Fattore [Ng]	10,21
Fattore forma [Sc]	1,54
Fattore profondità [Dc]	1,3
Fattore forma [Sq]	1,27
Fattore profondità [Dq]	1,15
Fattore forma [Sg]	1,27
Fattore profondità [Dg]	1,15
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0

Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	7,89 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	4,38 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	3,94
=====	

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

=====	
Fattore [Nq]	13,86
Fattore [Nc]	24,76
Fattore [Ng]	15,45
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore profondità [Dc]	1,36
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,52
Fattore profondità [Dq]	1,27
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,6
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	7,46 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	4,15 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	3,73
=====	

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

=====	
Fattore [Nq]	13,86
Fattore [Nc]	24,76
Fattore [Ng]	13,37
Fattore forma [Sc]	1,5
Fattore profondità [Dc]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,46
Fattore profondità [Dq]	1,27
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,7
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
=====	

Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	7,3 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	4,06 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	3,65
=====	

Sisma

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	13,86
Fattore [Nc]	24,76
Fattore [Ng]	10,03
Fattore forma [Sc]	1,56
Fattore profondità [Dc]	1,36
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,52
Fattore profondità [Dq]	1,27
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,6
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0,99
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,99
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	6,49 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	3,61 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	3,25
=====	

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	16,73
Fattore [Nc]	30,28
Fattore [Ng]	14,04
Fattore forma [Sc]	1,3
Fattore forma [Sg]	0,8
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0,99
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,99
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	6,17 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	3,43 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	3,08
=====	

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	13,86
Fattore [Nc]	24,76
Fattore [Ng]	10,21
Fattore forma [Sc]	1,54
Fattore profondità [Dc]	1,3
Fattore forma [Sq]	1,27
Fattore profondità [Dq]	1,15
Fattore forma [Sg]	1,27
Fattore profondità [Dg]	1,15
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0,99
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,99
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
Carico limite	7,83 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	4,35 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	3,92

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	13,86
Fattore [Nc]	24,76
Fattore [Ng]	15,45
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore profondità [Dc]	1,36
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,52
Fattore profondità [Dq]	1,27
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,6
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0,99
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,99
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
Carico limite	7,41 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	4,12 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	3,71

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	13,86
Fattore [Nc]	24,76
Fattore [Ng]	13,37
Fattore forma [Sc]	1,5
Fattore profondità [Dc]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0

Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,46
Fattore profondità [Dq]	1,27
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,7
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0,99
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,99
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	7,25 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	4,03 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	3,63
=====	

CEDIMENTI ELASTICI

=====	
Pressione normale di progetto	2,0 Kg/cm ²
Spessore dello strato	5,0 m
Profondità substrato roccioso	100,0 m
Modulo Elastico	200,0 Kg/cm ²
Coefficiente di Poisson	0,35
=====	
Coefficiente di influenza I1	0,38
Coefficiente di influenza I2	0,04
Coefficiente di influenza Is	0,4
=====	
Cedimento al centro della fondazione	10,2 mm
=====	
Coefficiente di influenza I1	0,25
Coefficiente di influenza I2	0,07
Coefficiente di influenza Is	0,28
Cedimento al bordo	3,55 mm
=====	

COMUNE DI CITTADELLA

PROVINCIA DI PADOVA

**PROGETTO PER LA COSTRUZIONE DI UN FABBRICATO AD USO
COMMERCIALE IN VIA GALILEI E NUOVA SISTEMAZIONE VIARIA**

**GESTIONE DELLE TERRE DA SCAVO
AI SENSI DEL DPR.120/2017 ART.20-21**

Il Committente : Vivara s.r.l.

Il Geologo : Dott.Gabriele Soppelsa



Bassano d.Gr. 24.01.2019

COMUNE DI CITTADELLA **PROVINCIA DI PADOVA**
**PROGETTO PER LA COSTRUZIONE DI UN FABBRICATO AD USO
COMMERCIALE IN VIA G.GALILEI E NUOVA SISTEMAZIONE VIARIA**

**GESTIONE DELLE TERRE E ROCCE DA SCAVO
AI SENSI DEL DPR.120/2017 ART.20-21**

Il Committente : VIVARA s.r.l.

1 PREMESSA

Le terre da scavo, per acquisire la qualifica di "sottoprodotti e non rifiuti", devono rispondere ai criteri stabiliti dall'art.184bis del D.L. n.152/2006 con le modalità stabilite all'art.4 del DPR.120/2017; tali requisiti sono dimostrati tramite caratterizzazione chimico-fisica quindi con analisi di laboratorio.

Nella situazione specifica in oggetto si tratta di un cantiere di piccole dimensioni con quantità di *terre escavate inferiori a 6.000mc* (art.2 punto 1 lett."t") per il quale si applicano gli art.20-21 del regolamento.

La sussistenza dei requisiti per l'utilizzo come sottoprodotto in tal caso è certificata con una dichiarazione sostitutiva di atto di notorietà da trasmettere 15 giorni prima dell'inizio lavori al Comune di produzione e all'Arpav.

Per i cantieri di grandi dimensioni con cubatura di scavo superiore a 6000mc, soggetti a V.I.A., dovrà essere presentato invece 90 giorni prima dell'inizio lavori il "Piano di utilizzo".

Nella Dichiarazione di utilizzo il produttore (art-20-21) dimostra e indica :

- Che in caso di ripristini, rimodellazioni o riempimenti o altri utilizzi del suolo non siano superati i valori di concentrazione della soglia di contaminazione di cui alle colonne A e B della tabella 1 dell'allegato 5 del D.L.152/2006, con riferimento alla destinazione d'uso urbanistica del sito di destinazione.
- Nel caso in cui per fenomeni di origine naturale siano superate le concentrazioni soglia di contaminazione i valori di fondo naturale sostituiscono le suddette concentrazioni soglia di contaminazione.

- Nella dichiarazione il produttore indica la quantità di terre prodotta, l'eventuale sito di deposito intermedio, il sito di destinazione e gli estremi delle autorizzazioni per la realizzazione delle opere e i tempi di utilizzo che non possono superare un anno dalla data di produzione delle terre.

L'art.7 prevede che l'utilizzo delle terre in conformità alla dichiarazione di all'art.21 è attestato all'autorità competente mediante la dichiarazione di avvenuto utilizzo; il deposito intermedio non costituisce utilizzo.

Le dichiarazioni dovranno essere sottoscritte dal "produttore" quindi dal soggetto la cui attività materiale produce le terre e rocce da scavo.

2 UBICAZIONE E CARATTERI MORFOLOGICI DELL'AREA

L'area oggetto dell'indagine è ubicata nella Carta d'Italia I.G.M. alla tavoletta "Cittadella" F.50-I-N.O ed è situata sul lato ovest di via Galileo Galilei nel settore occidentale dell'abitato di Cittadella come risulta dall'estratto di rilievo aerofotogrammetrico alla scala 1:5.000 di Tav.1; l'area è censita al catasto del Comune al foglio n.29 come dall'estratto di Tav.2.

Dal punto di vista morfologico il territorio è posto alla quota media di 49.2mslm nel settore centrale della conoide alluvionale del f.Brenta sui margini meridionali dell'alta pianura; il territorio è pianeggiante con pendenza a sudest di 0.3%-0.5% secondo l'andamento della conoide.

L'area risulta attualmente ribassata di circa 100cm rispetto alla carreggiata della S.S.47 a est.

Con riferimento alla stratigrafia dei pozzi limitrofi il sottosuolo presenta una copertura argilloso limosa a spessore medio di 1.5mt, seguita da Ghiaie da medie a fini in matrice sabbioso limosa fino a -18mt seguite da Ghiaie con livelli argillosi e limosi fino a -35mt dal p.c. Successivamente sono presenti Ghiaie sabbiose fino a -45mt, seguite da alternanze di Argille e Sabbie fino a -60mt e quindi ancora da Ghiaie sabbiose fino alla profondità di -70mt.

3 STRATIGRAFIA DEL SOTTOSUOLO

Per verificare la stratigrafia e la tipologia dei materiali di scavo si sono eseguiti n.2 sondaggi ambientali con trivella motorizzata spinti fino alla profondità media di 1.0mt dal p.c. nell'area interessata dal fabbricato e del parcheggio a sud. Si è fatto riferimento inoltre alle prove penetrometriche eseguite per le fondazioni.

L'ubicazione del sondaggio ambientale e delle prove è riportata nella planimetria di Tav.3. Nell'area interessata dalla costruzione del fabbricato, il sottosuolo presenta la seguente successione stratigrafica tipo :

- * da p.c. attuale a - 0.4mt :

Terreno vegetale argilloso

- * da -0.4mt a -1.4mt :

Argilla limosa a consolidazione medio bassa

- * da -1.4mt a -2.7mt :

Sabbia limosa e Limo sabbioso poco addensati o Materiale di riporto

- * da -2.7mt a -3.6mt :

Ghiaie medio fini in matrice limoso sabbiosa

- * da -3.6mt a -4.0mt :

Ghiaie medie in matrice sabbioso limosa, dense con locali livelli più fini

4 CONDIZIONI IDROGEOLOGICHE

L'area in esame è situata 1800mt a nord del limite superiore della fascia delle risorgive; il sottosuolo ghiaioso è sede di una falda acquifera freatica regolata dalle dispersioni del f.Brenta e dagli afflussi meteorici.

Il sottosuolo è sede di una falda acquifera con livello statico alla profondità variabile da **-9.5mt dal p.c. in fase di magra con possibile risalita nelle fasi di piena fino a -6.0mt dal p.c.** Nel fabbricato in progetto non si prevede la realizzazione di piani interrati o seminterrati e quindi le fondazioni non interferiscono con la falda acquifera anche nelle fasi di piena.

5 ANALISI STORICA DELLE ATTIVITA' UMANE E VERIFICA DELLE FONTI DI PRESSIONE AMBIENTALE

L'analisi storica effettuata sulle basi cartografiche passate e recenti ha individuato che la costruzione del fabbricato e la sistemazione viaria interessano un'area con uso agricolo a prato o incolto. Nel raggio di 500mt non sono presenti insediamenti industriali potenzialmente inquinanti.

L'area in esame non è situata entro la fascia di 20 metri dal bordo stradale di strutture viarie di grande traffico o in prossimità di insediamenti che possano avere influenzato le caratteristiche del sito stesso mediante ricaduta delle emissioni in atmosfera. Nell'area in esame, la proprietà non ha segnalato la presenza di serbatoi o cisterne interrato sia dismesse che rimosse che in uso che contengono o hanno contenuto idrocarburi.

Non rilevando per questo la presenza di fonti di pressione ambientale, il sito in esame può essere inserito nel paragrafo 4 della Circolare dell'ARPAV (Indirizzi operativi per l'accertamento del superamento dei valori delle concentrazioni soglia di contaminazione.....DPR 120/2017 art.20.22.

In tali condizioni la campionatura di materiale può essere effettuata in misura pari ad un campione ogni 3.000 metri cubi di scavo. Si prevede una cubatura di scavo di circa 2.500mc, ma essendo l'area a parcheggio estesa si sono comunque prelevati N.2 campioni di terreno nei sondaggi spinti alla profondità di -1.0mt dal p.c. attuale.

6 ANALISI CHIMICHE

Nell'area interessata dalla costruzione del fabbricato si sono eseguiti N.2 sondaggi con trivella motorizzata spinti alla profondità di -1.0mt dal p.c. con prelievo di N.2 campioni di terreno con le metodologie dell'allegato 2, parte Quarta Titolo V del D.lgs n.152/2006.

I campioni sono stati prelevati dalla profondità di 0.0mt a -1.0mt dal p.c. con il metodo della "quartatura" scartando sul posto la frazione maggiore di 2cm mentre in laboratorio la determinazione analitica è stata condotta su

granulometria inferiore a 2mm. Trattandosi di un sito all'interno di un'area con precedente uso agricolo che non presenta attualmente particolari pressioni ambientali come da indirizzi ARPAV nell'analisi chimica si sono verificati i seguenti parametri :

- Arsenico, Berillio, Cadmio, Cobalto, Cromo totale, Cromo VI, Mercurio, Nichel, Piombo, Rame, Vanadio e Zinco.
- Idrocarburi pesanti (C>12).

Le analisi chimiche condotte dal laboratorio della ditta Eurolab s.r.l. di Cassola allegate **hanno evidenziato che le concentrazioni degli inquinanti rientrano nei limiti di cui alla colonna A della Tabella 1** dell'allegato 5 alla parte IV – Titolo V del D.lgs n.152/2006,

Le terre da scavo provenienti dalla costruzione del fabbricato e dalla sistemazione viaria possono quindi essere utilizzate in qualsiasi sito.

Nella situazione specifica essendo l'area ribassata rispetto alla strada i materiali di scavo saranno riutilizzati per il rialzo dell'area verde a sud.

7 CLASSIFICAZIONE E UTILIZZO DEI MATERIALI DI SCAVO

Il progetto prevede la costruzione di un fabbricato ad uso commerciale fuori terra e alla sistemazione viaria con formazione di una rotonda sulla S.S.47 e realizzazione dei parcheggi a sud.

Si prevede lo scavo dell'area del fabbricato e dei parcheggi fino alla profondità media di 0.4mt e successivamente lo scavo per la realizzazione delle fondazioni del fabbricato fino alla profondità media di 2.7mt dal p.c. In tali condizioni si prevede un volume complessivo di scavo di circa **2.500mc.**

Considerato che il p.c. attuale dell'area risulta ribassato di circa 1.0mt rispetto alla carreggiata della S.S.47 , si prevede il riporto del materiale escavato nell'area verde all'interno della proprietà.

I sondaggi ambientali e le prove hanno evidenziato al di sotto della copertura vegetale a spessore di 0.4mt, un livello di Argille limose a consolidazione medio bassa fino alla profondità media di -1.3mt seguito da Ghiaie medio fini

limoso sabbiose passanti da -2.8mt a Ghiaie medie con ciottoli in matrice sabbioso limosa, dense con locali livelli più fini.

Dalle verifiche stratigrafiche, dallo scavo per la costruzione del fabbricato e sistemazione viaria sarà derivata una tipologia di materiali :

- **Terreno vegetale argilloso e Argilla con qualche elemento di ghiaia :**

Questo materiale proveniente dallo scotico superficiale e dallo scavo delle fondazioni con una cubatura di circa 2.500mc sarà riutilizzato all'interno della proprietà per la sistemazione delle aree verdi limitrofe al fabbricato e ai parcheggi.

Nel caso in cui vi sia il riutilizzo in sito del materiale, è prevista la compilazione dell'Autocertificazione predisposta dalla Regione Veneto (Circolare n. 127310 del 25/3/2014) sottoscritta dall'impresa all'inizio lavori con l'invio al Comune in cui si trova il sito di produzione. Tale modulo deve essere trasmesso con i risultati della analisi ad Arpav con l'applicativo web Terre (<http://www2.arpa.veneto.it/terreroce/>).

Il soggetto che esegue l'intervento di sbancamento è tenuto a conservare la documentazione relativa alle comunicazione all'ARPAV e al Comune presso il sito di recapito, unitamente a copia della presente relazione ambientale con le analisi chimiche allegate.

8 CONCLUSIONI

Dall'analisi geologica, storica, chimica e ambientale per la gestione delle terre da scavo ai sensi del DPR 120/2017 art.22 sull'area di costruzione di un fabbricato ad uso commerciale e nuova sistemazione viaria in via Galileo Galilei a Cittadella per conto della ditta Vivara s.r.l. si può concludere :

8.1 Dal punto di vista morfologico l'area in esame è situata ad una quota media di 49.2mslm nel settore centrale della conoide alluvionale del f.Brenta sui margini meridionali dell'alta pianura; il territorio è pianeggiante con pendenza a sudest di 0.3%-0.5%. L'area risulta attualmente ribassata di circa 100cm rispetto alla carreggiata della S.S.47 a est.

8.2 I sondaggi ambientali e le prove hanno evidenziato al di sotto della copertura vegetale a spessore di 0.4mt, un livello di Argille limose a consolidazione medio bassa fino alla profondità media di -1.3mt seguito da Ghiaie medio fini limoso sabbiose passanti da -2.8mt a Ghiaie medie con ciottoli in matrice sabbioso limosa, dense con locali livelli più fini.

8.3 Il sottosuolo è sede di una falda acquifera con livello statico alla profondità variabile da **-9.5mt dal p.c. in fase di magra con possibile risalita nelle fasi di piena fino a -6.0mt dal p.c.** Nel fabbricato in progetto non si prevede la realizzazione di piani interrati o seminterrati e quindi le fondazioni non interferiscono con la falda acquifera anche nelle fasi di piena.

8.4 L'analisi storica effettuata ha individuato che la costruzione del fabbricato e la sistemazione viaria interessano un'area con uso agricolo a prato o incolto. Nel raggio di 500mt dall'area in esame non sono presenti insediamenti industriali potenzialmente inquinanti.

L'area in esame non è situata entro la fascia di 20 metri dal bordo stradale di strutture viarie di grande traffico o in prossimità di insediamenti che possano avere influenzato il sito con ricaduta delle emissioni in atmosfera.

8.5 Non rilevando per questo la presenza di fonti di pressione ambientale, il sito in esame può essere inserito nel paragrafo 4 della Circolare dell'ARPAV (Indirizzi operativi per l'accertamento del superamento dei valori delle concentrazioni soglia di contaminazione.....DPR 120/2017 art.20.22.

In tali condizioni la campionatura di materiale può essere effettuata in misura pari ad un campione ogni 3.000 metri cubi di scavo. Si prevede una cubatura di scavo di circa 2.500mc, ma essendo l'area a parcheggio estesa si sono prelevati N.2 campioni di terreno nei sondaggi spinti a -1.0mt dal p.c.

8.6 Il progetto prevede la costruzione di un fabbricato ad uso commerciale fuori terra e alla sistemazione viaria con formazione di una rotonda sulla S.S.47 e realizzazione dei parcheggi a sud. Si prevede per questo lo scotico

DOTT.GABRIELE SOPPELSA
GEOLOGO

VIA SAN DONATO 20 -36061 BASSANO DEL GRAPPA - VI
Tel. e Fax : 0424/503855-501412 – soppelsag@tiscali.it

dell'area del fabbricato e dei parcheggi fino alla profondità media di 0.4mt e successivamente lo scavo per la realizzazione delle fondazioni del fabbricato fino alla profondità media di 2.7mt dal p.c. In tali condizioni si prevede un volume complessivo di scavo pari a circa **2.500mc.**

8.7 Le analisi chimiche effettuate sui campioni di terreno prelevati fino a - 1.0mt dal p.c. **hanno evidenziato che le concentrazioni degli inquinanti rientrano nei limiti di cui alla colonna A della Tabella 1** dell'allegato 5 alla parte IV – Titolo V del D.lgs n.152/2006. Le terre da scavo provenienti dalla costruzione del fabbricato possono essere utilizzate in qualsiasi sito.

8.7 Dalle verifiche stratigrafiche, dallo scavo per la costruzione del fabbricato e sistemazione viaria sarà derivata una tipologia di materiali :

- **Terreno vegetale argilloso e Argilla con qualche elemento di ghiaia :**
Questo materiale proveniente dallo scavo superficiale e dallo scavo delle fondazioni con una cubatura di circa 2.500mc sarà riutilizzato all'interno della proprietà per la sistemazione delle aree verdi.

8.8 Nel caso in cui vi sia il riutilizzo in sito del materiale, è prevista la compilazione dell'Autocertificazione predisposta dalla Regione Veneto (Circolare n. 127310 del 25/3/2014) sottoscritta dall'impresa all'inizio lavori con l'invio al Comune in cui si trova il sito di produzione. Tale modulo deve essere trasmesso con i risultati della analisi ad Arpav con l'applicativo web Terre (<http://www2.arpa.veneto.it/terreroce/>).

Il soggetto che esegue l'intervento di sbancamento è tenuto a conservare la documentazione relativa alle comunicazioni all'ARPAV e al Comune presso il sito di recapito, unitamente a copia della presente relazione ambientale con le analisi chimiche allegate.

Il Geologo

Dott.Gabriele Soppelsa

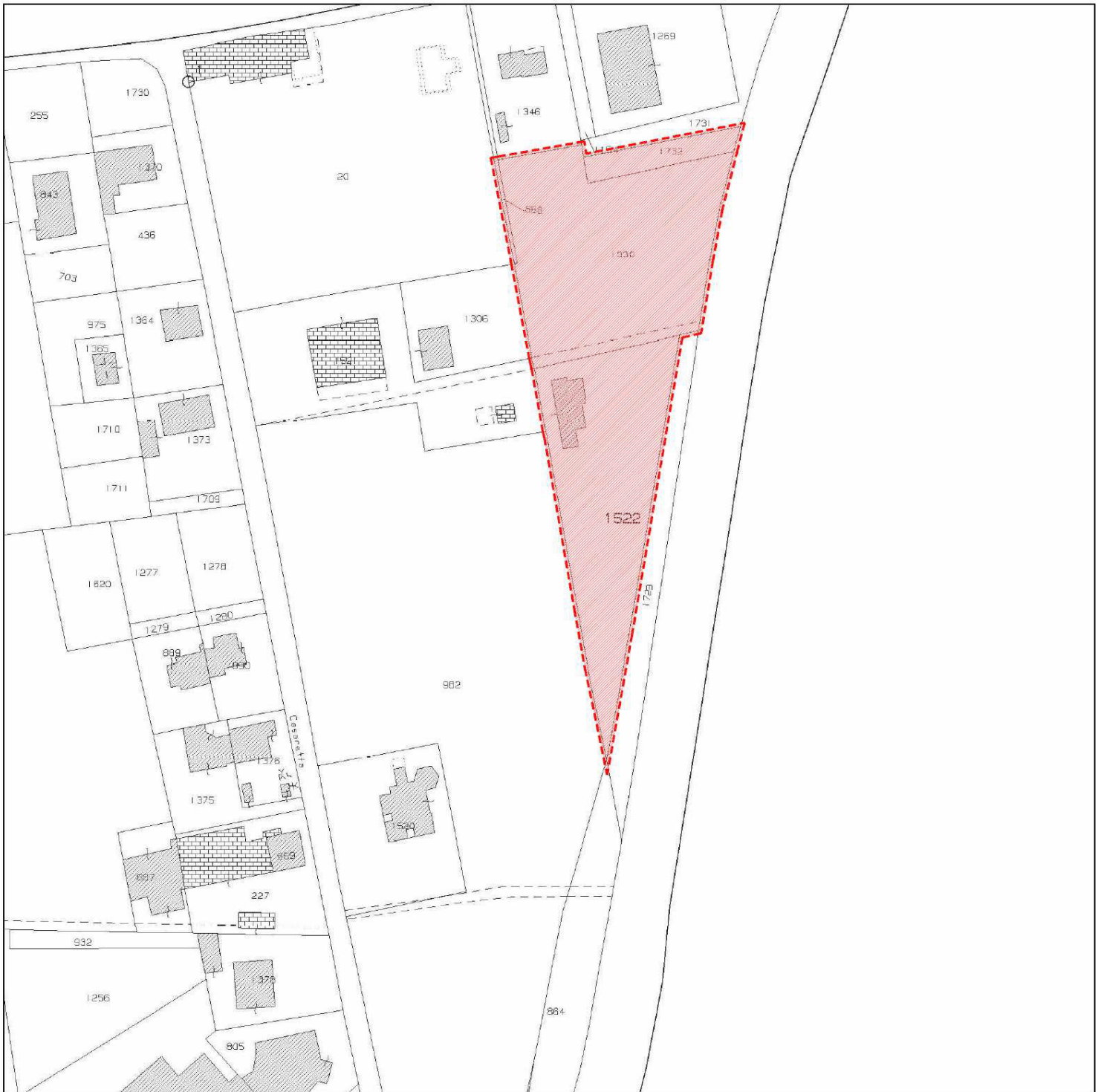
Bassano del Grappa 24.01.2019





TAV.1: Ubicazione dell'area interessata dalla costruzione del fabbricato e modifica viaria su estratto di c.t.r. alla scala 1:5.000

ESTRATTO CATASTALE - SCALA 1:2.000



N.C.T. COMUNE DI CITTADELLA,
Foglio n° 29,

- Mappale n° 868 S= 135 mq
- Mappale n° 1350 S= 4.000 mq
- Mappale n° 1522 S= 3.330 mq
- Mappale n° 1732 S= 415 mq

Totale 7.880 mq



**TAV.2 : Ubicazione dell'area interessata dall'intervento
in progetto su estratto di planimetria catastale**



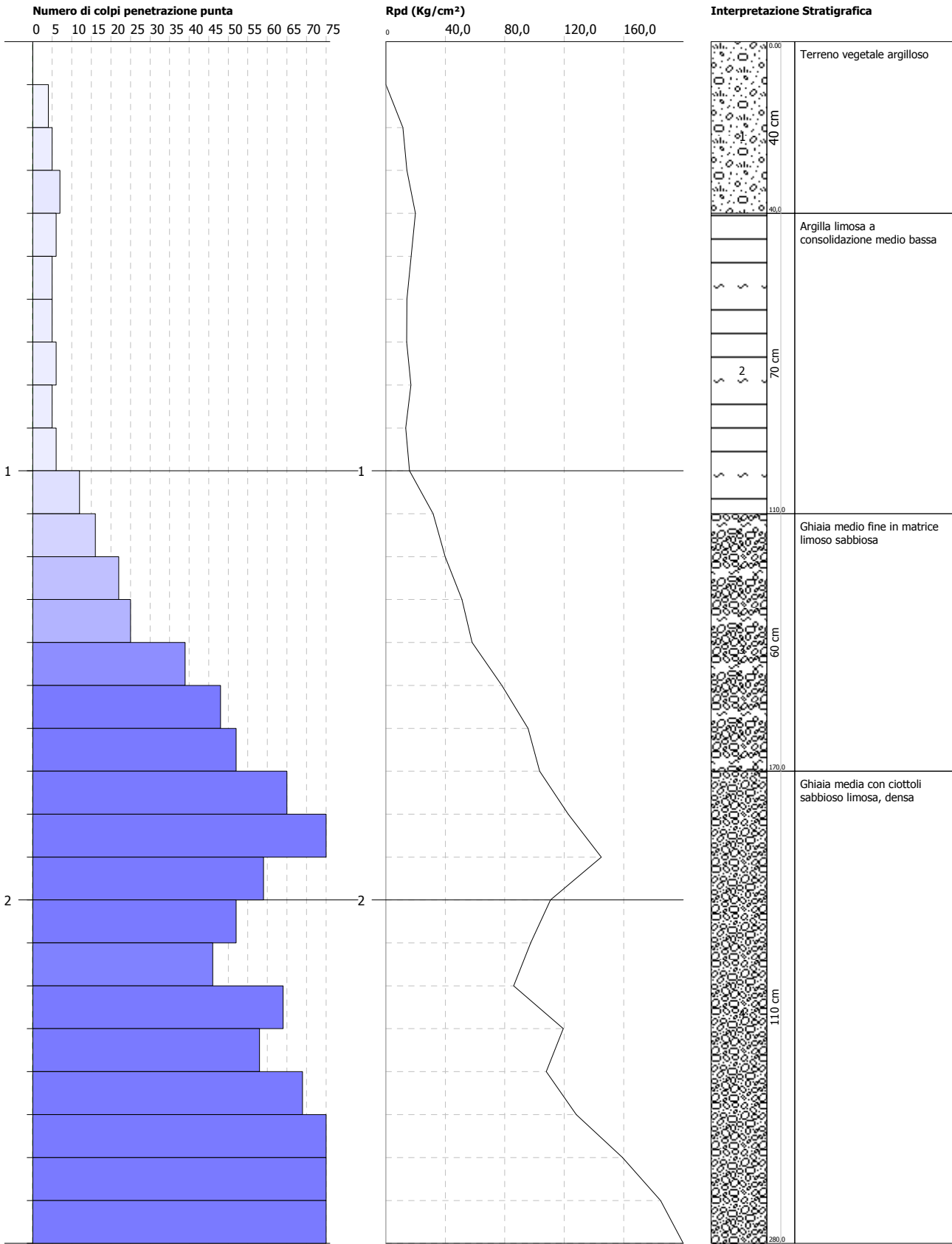
TAV.3 : Ubicazione dei sondaggi ambientali e delle prove penetrometriche con indicazione della profondità delle ghiaie dal p.c. su planimetria dell'intervento

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.1
Strumento utilizzato... DPM (DL030 10) (Medium)

Committente: VIVARA s.r.l.
Cantiere: via G. Galilei
Località: CITTADILLA

Data: 21/01/2019

Scala 1:13

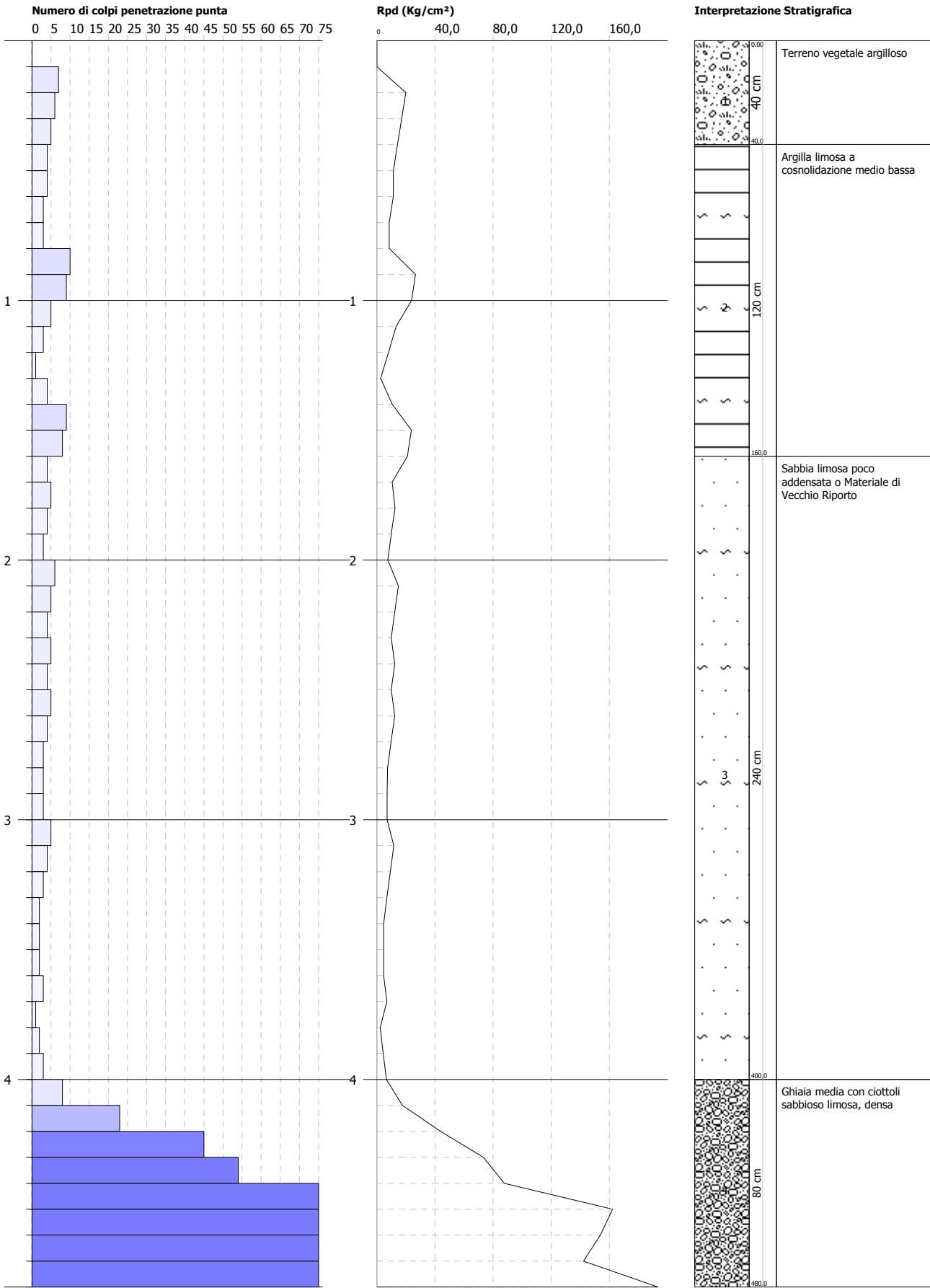


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.2
Strumento utilizzato... DPM (DL030 10) (Medium)

Committente: VIVARA s.r.l.
Cantiere: via G. Galilei
Località: CITTADELLA

Data: 21/01/2019

Scala 1:21

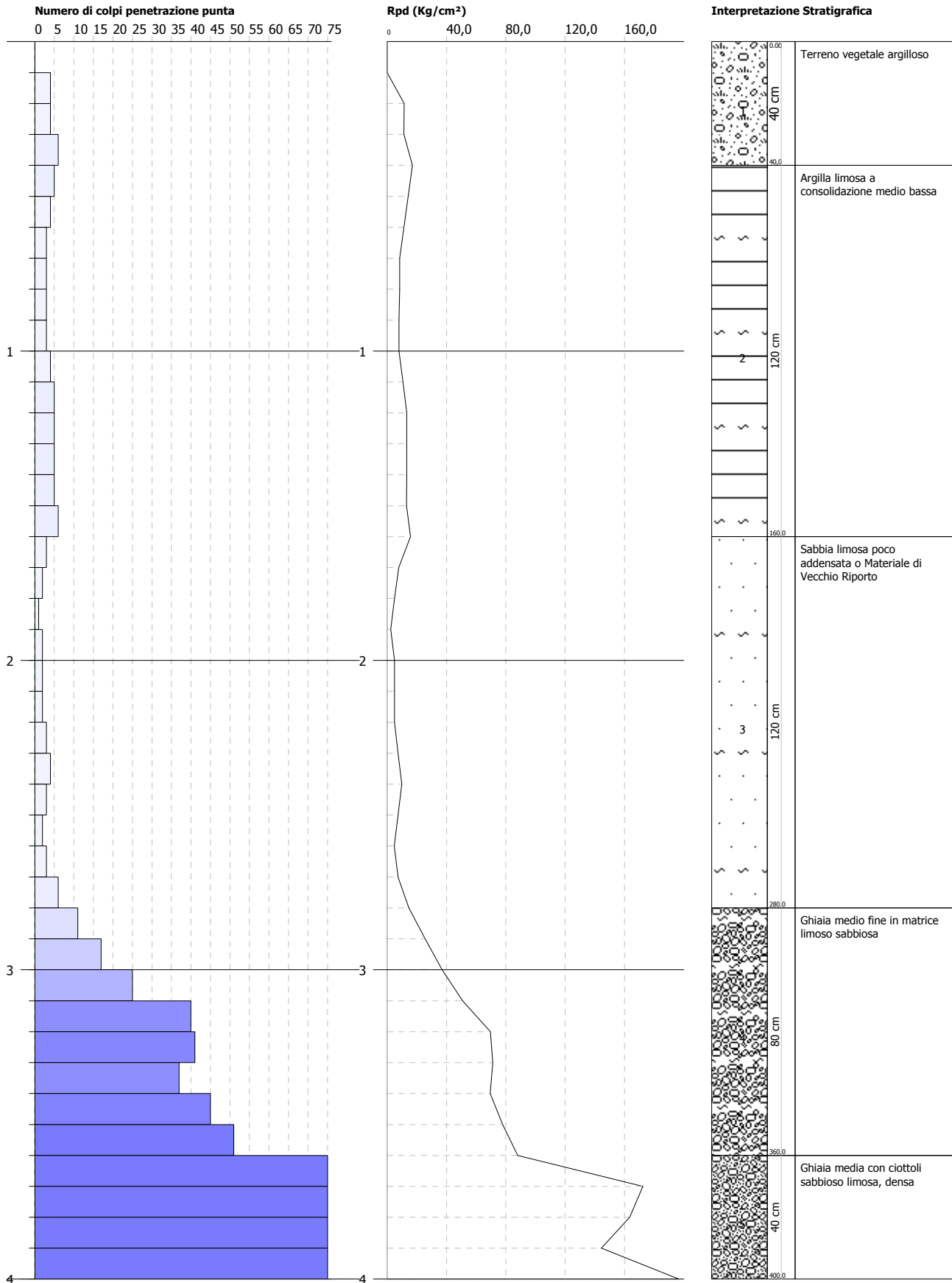


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.3
Strumento utilizzato... DPM (DL030 10) (Medium)

Committente: VIVARA s.r.l.
Cantiere: via G. Galilei
Località: CITTADELLA

Data: 21/01/2019

Scala 1:18

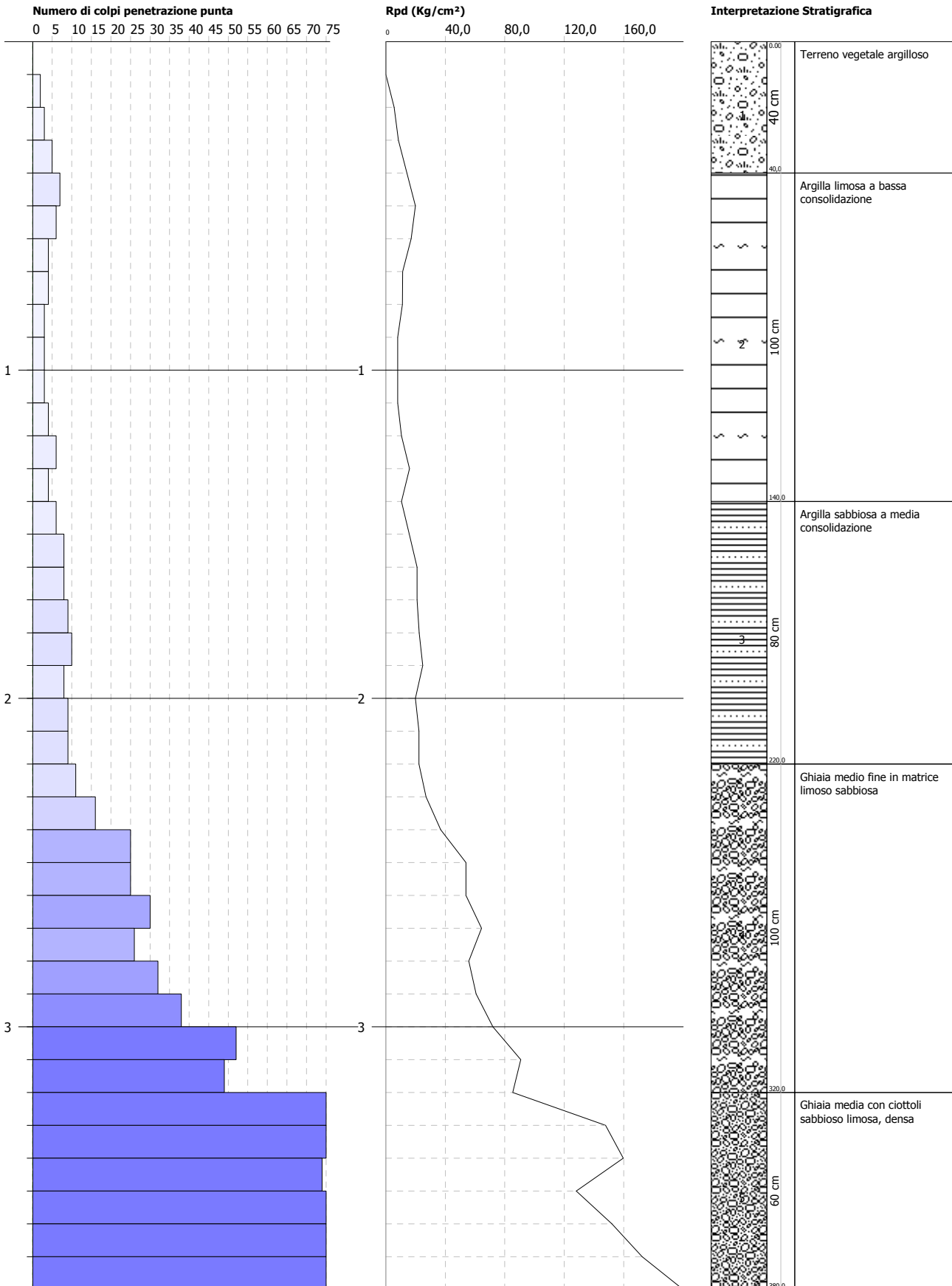


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.4
Strumento utilizzato... DPM (DL030 10) (Medium)

Committente: VIVARA s.r.l.
Cantiere: via G. Galilei
Località: CITTADILLA

Data: 21/01/2019

Scala 1:17

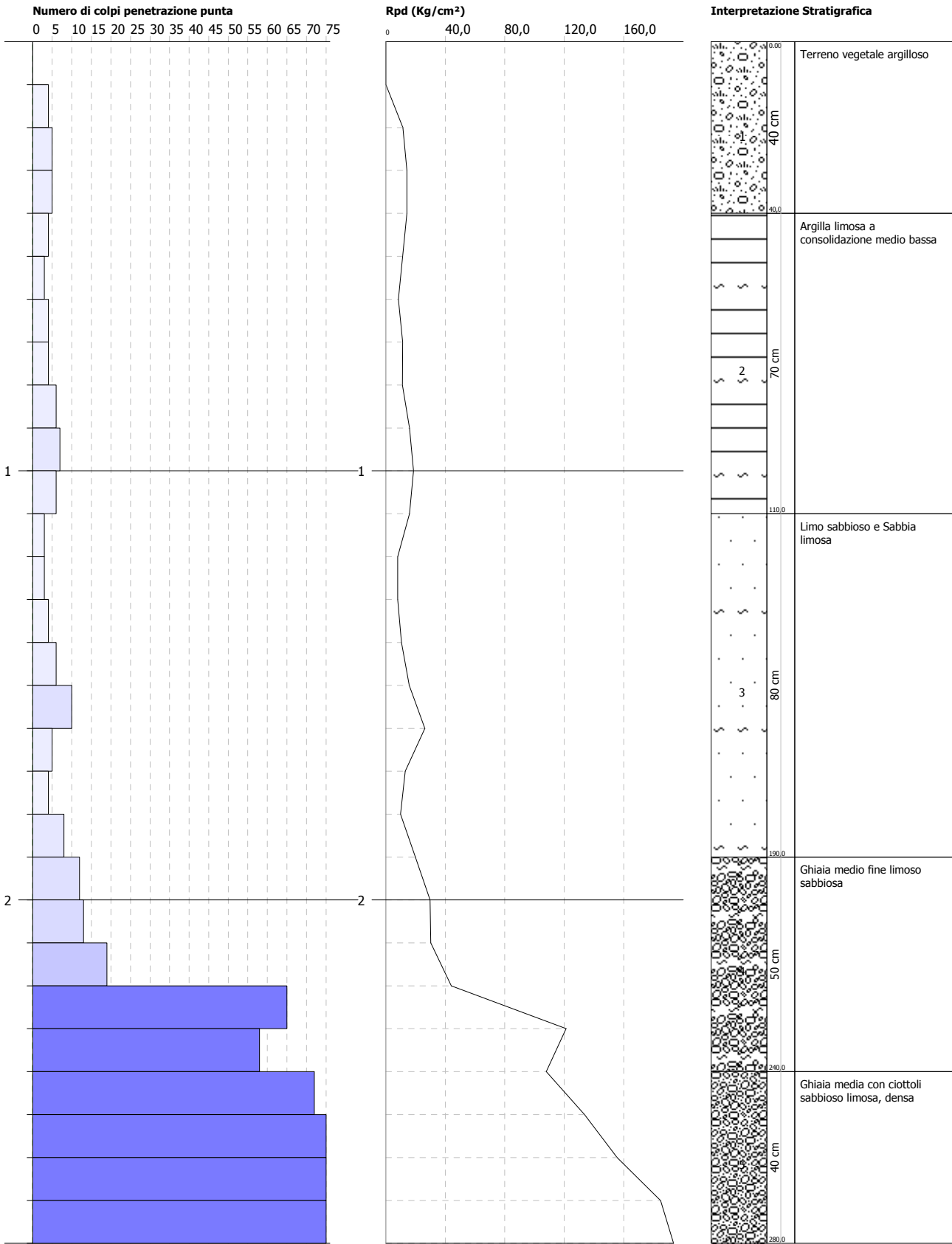


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.5
Strumento utilizzato... DPM (DL030 10) (Medium)

Committente: VIVARA s.r.l.
Cantiere: via G. Galilei
Località: CITTADELLA

Data: 21/01/2019

Scala 1:13

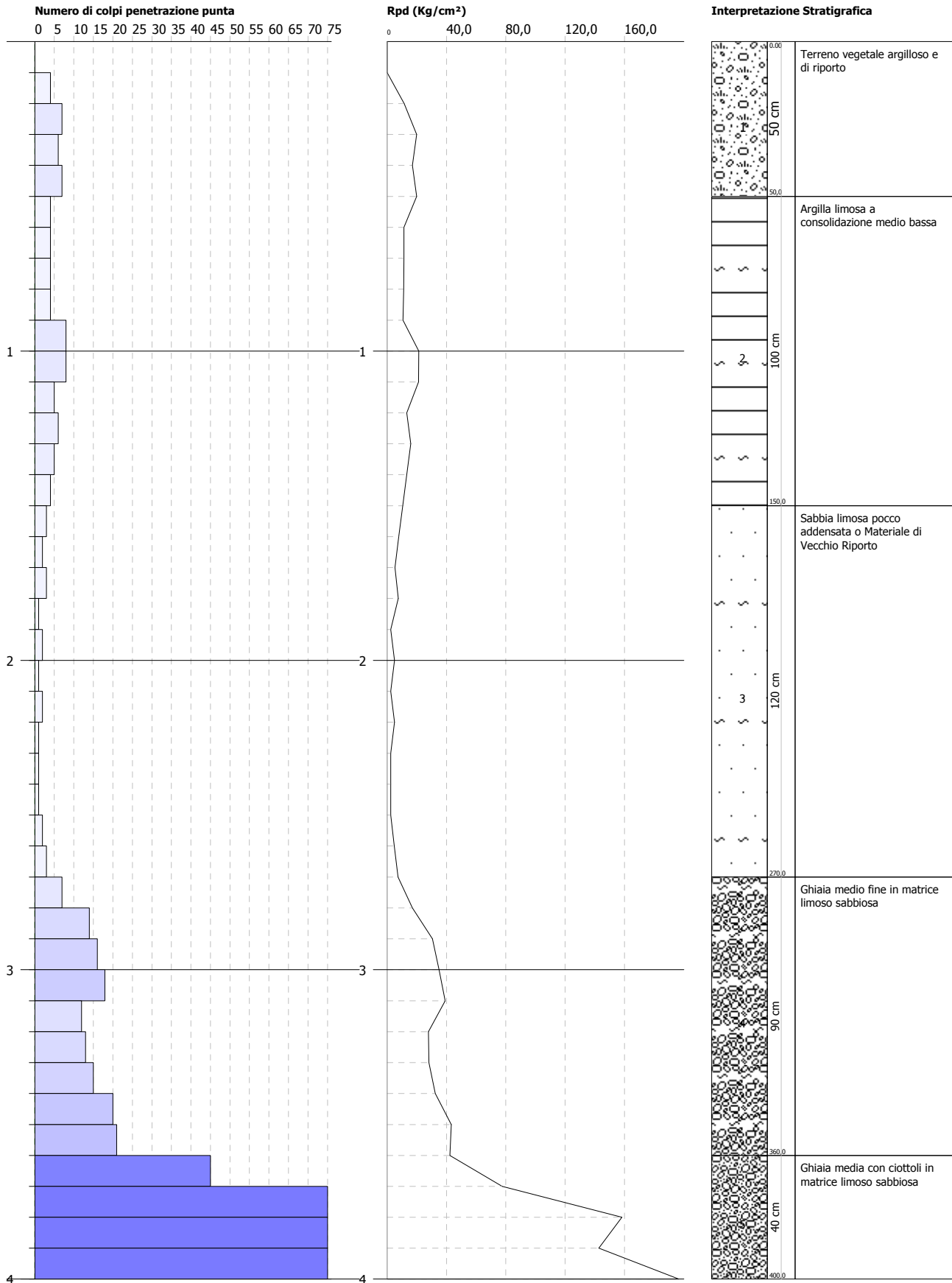


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.6
Strumento utilizzato... DPM (DL030 10) (Medium)

Committente: VIVARA s.r.l.
Cantiere: via G. Galilei
Località: CITTADELLA

Data: 21/01/2019

Scala 1:18

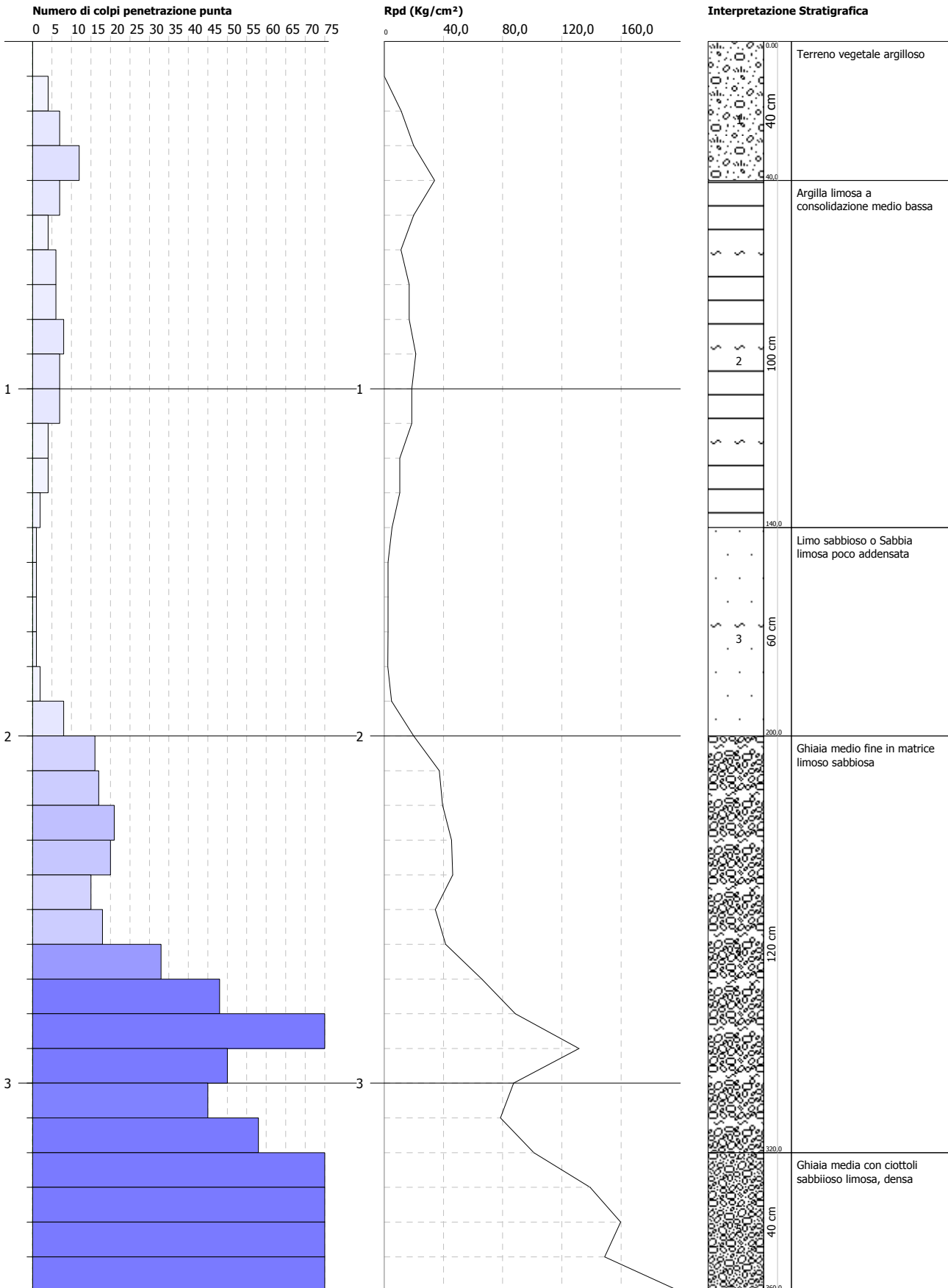


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.7
Strumento utilizzato... DPM (DL030 10) (Medium)

Committente: VIVARA s.r.l.
Cantiere: via G. Galilei
Località: CITTADILLA

Data: 21/01/2019

Scala 1:16

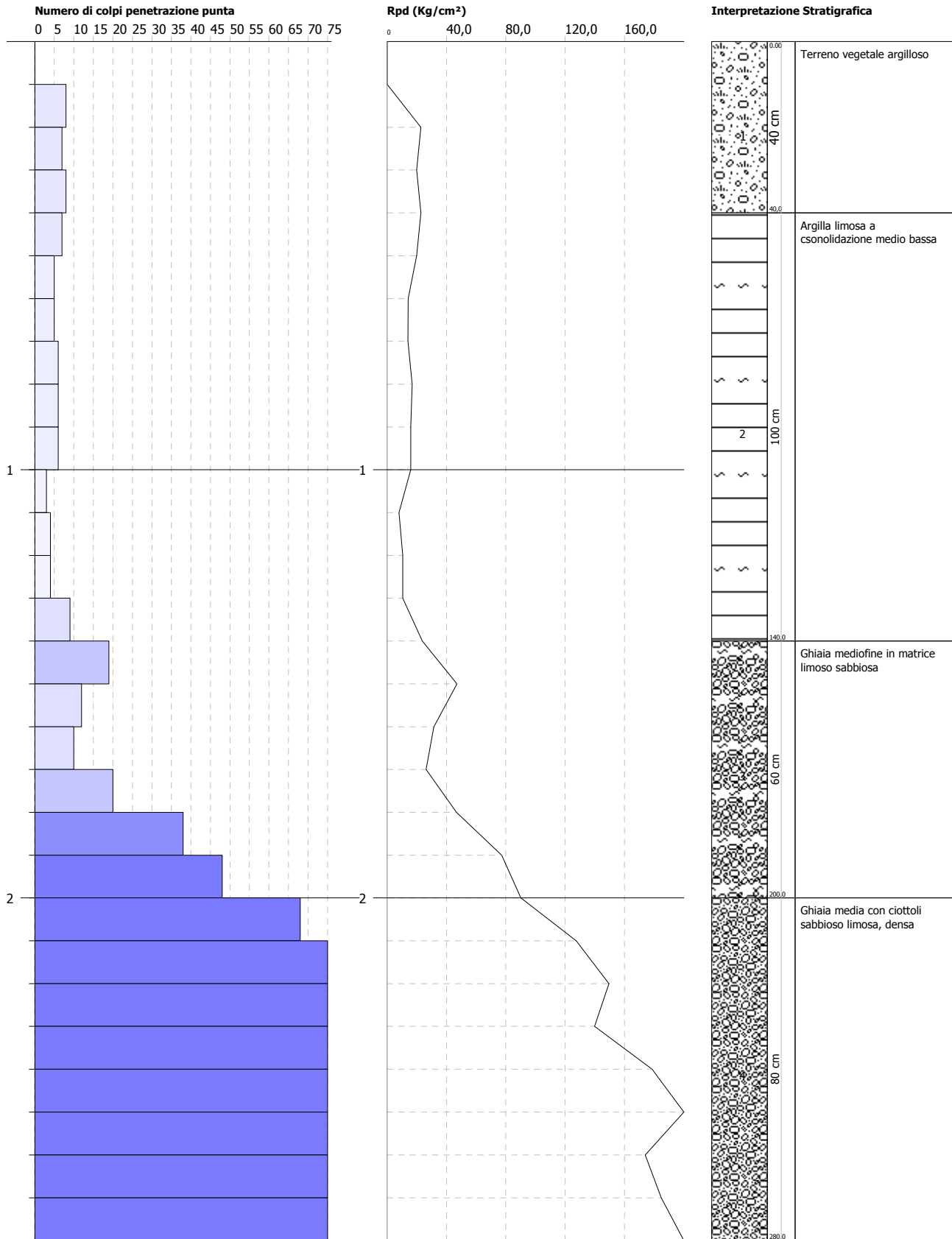


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.8
Strumento utilizzato... DPM (DL030 10) (Medium)

Committente: VIVARA s.r.l.
Cantiere: via G. Galilei
Località: CITTADILLA

Data: 21/01/2019

Scala 1:13

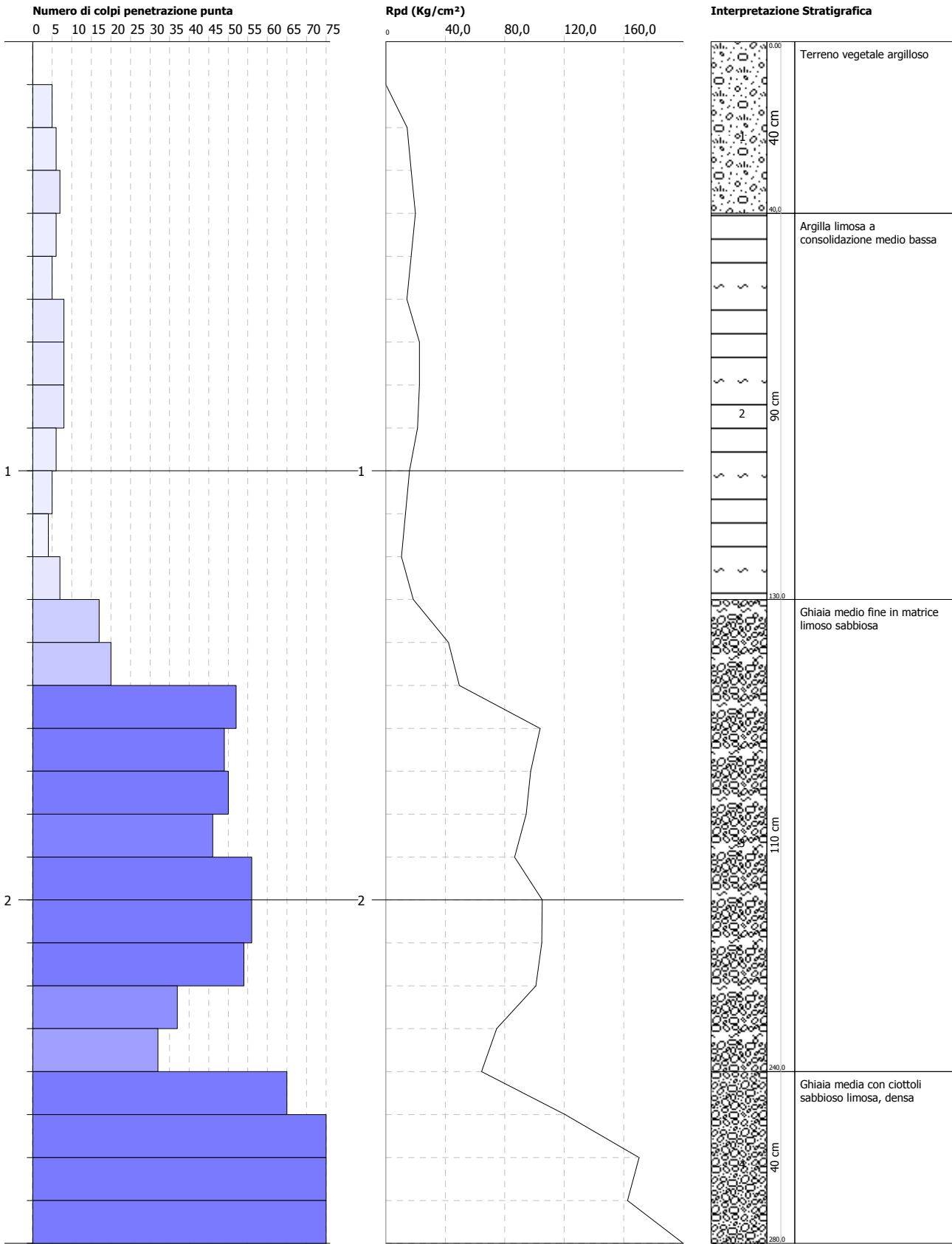


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.9
Strumento utilizzato... DPM (DL030 10) (Medium)

Committente: VIVARA s.r.l.
Cantiere: via G. Galilei
Località: CITTADILLA

Data: 21/01/2019

Scala 1:13

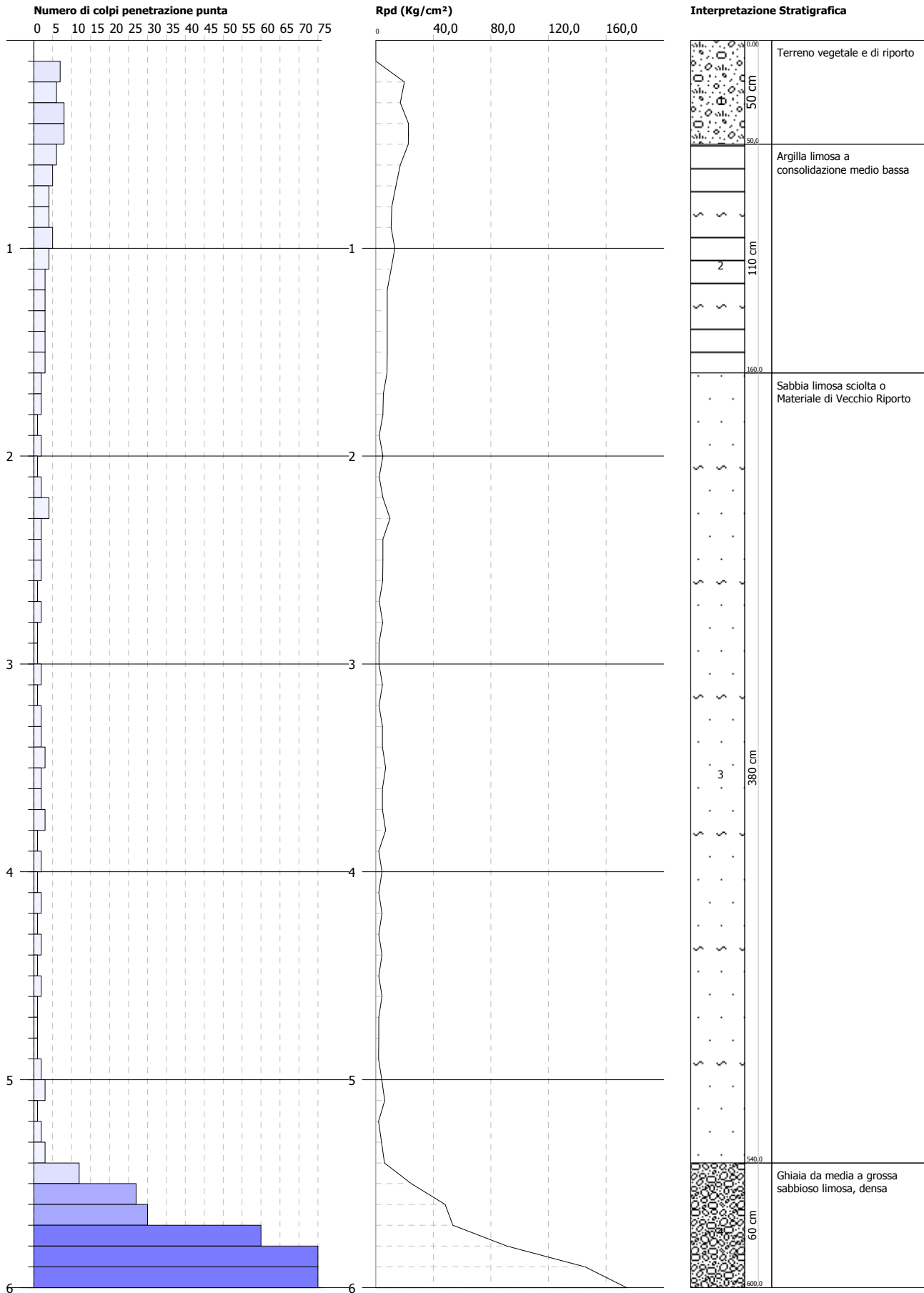


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.10
Strumento utilizzato... DPM (DL030 10) (Medium)

Committente: VIVARA s.r.l.
Cantiere: via G. Galilei
Località: CITTADELLA

Data: 21/01/2019

Scala 1:26

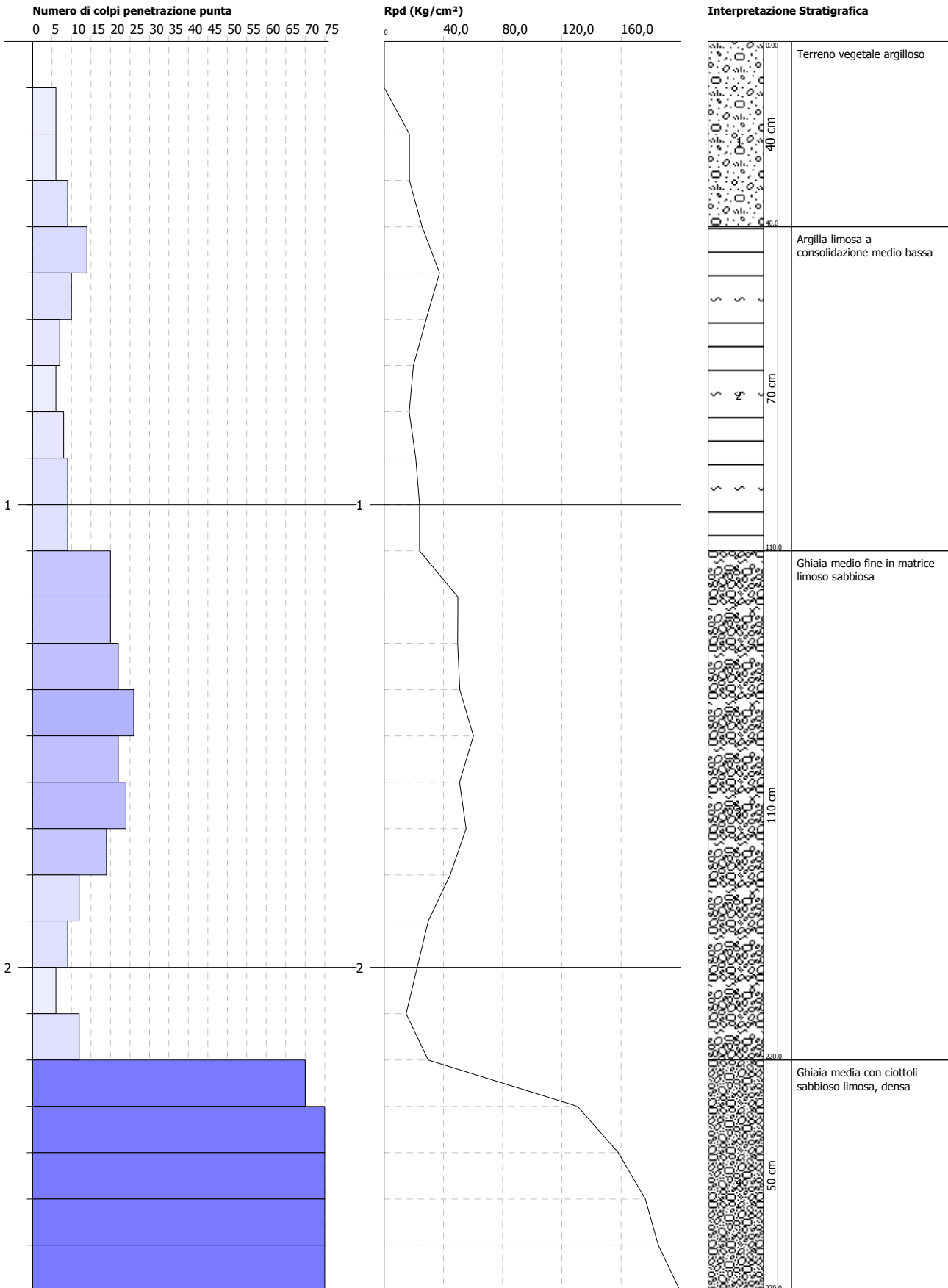


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.11
Strumento utilizzato... DPM (DL030 10) (Medium)

Committente: VIVARA s.r.l.
Cantiere: via G. Galilei
Località: CITTADILLA

Data: 21/01/2019

Scala 1:12



RAPPORTO DI PROVA N° **468** **del 23/01/2019**

DOTT. GABRIELE SOPPELSA - GEOLOGO

VIA SAN DONATO, 20
36061 - BASSANO DEL GRAPPA - VI

Data ricevimento: 16/01/2019 Data inizio analisi: 17/01/2019
Richiesta: Analisi terreno secondo DGRV 179 del 2013

Data fine analisi: 22/01/2019

Prelievo eseguito da: DR. SOPPELSA

Campione proveniente da: VIVARA SRL - VIA G. GALILEI - CITTADELLA

Limiti di riferimento: Dlgs 03/04/2006 n° 152 All. 5 col.A - siti ad uso verde pubblico, privato e residenziale

Commessa nr.: **391**

Campione nr.: **468** **Terra da scavo campione n.1 da 00 a -100cm**

Prova	Unità di Misura	Valore	Inc. Misura		Lim. quantif	Metodo di Prova	Limiti di riferimento	
			Min	Max			Min	Max
Scheletro	% s.s.	10				DM 13/09/1999 SO GU n°248 21/10/1999 Met II.1		
* Residuo secco a 105°C	g/100g	97,6				UNI EN 14346:2007 - method A		
Metalli						EPA 3050B 1996 + EPA 6010D 2014		
Arsenico - Arsenic	mg/kg s.s.	15,8	± 4,0	3,0		EPA 3050B 1996 + EPA 6010D 2014	20	
Cadmio -Cadmium	mg/kg s.s.	1	± 0,2	0,7		EPA 3050B 1996 + EPA 6010D 2014	2	
* Cromo VI	mg/kg s.s.	<LOQ		0,2		CNR IRSA 16 Q 64 Vol 3 1986	2	

L'incertezza riportata nel presente Rapporto di Prova è una incertezza estesa (U) calcolata con un fattore di copertura K pari a 2 corrispondente ad un livello di probabilità del 95% ed un numero di gradi di libertà pari a 10

Il presente rapporto di prova riguarda solo il campione sottoposto a prova e non può essere riprodotto parzialmente salvo approvazione scritta del Laboratorio.

Le prove precedute da un asterisco non rientrano nell'accREDITAMENTO Accredia del laboratorio.

Archiviazione dati: 5 anni.

Conservazione del campione: al termine della prova l'aliquota residua viene conservata 10 giorni.

Eurolab s.r.l.

via Mons. Rodolfi, 22 - 36022 S. Giuseppe di Cassola - VI - ITALY

Cap. Soc. 100.000 euro, i.v. - Cod. Fiscale, Reg. Imp. VI e P.IVA 02165880242 - REA n°211103/VICENZA

T +39.0424.570233 - F +39.0424.570948 - e-mail: info@eurolabanalysis.com - www.eurolabanalysis.com

RAPPORTO DI PROVA N° **468** **del 23/01/2019**

Prova	Unità di Misura	Valore	Inc. Misura		Lim. quantif	Metodo di Prova	Limiti di riferimento	
			±				Min	Max
Cromo totale	mg/kg s.s.	24	± 6.0		3,0	EPA 3050B 1996 + EPA 6010D 2014	150	
Nichel - Nickel	mg/kg s.s.	14,3	± 3.6		3,0	EPA 3050B 1996 + EPA 6010D 2014	120	
Piombo - Lead	mg/kg s.s.	30,4	± 7.6		3,0	EPA 3050B 1996 + EPA 6010D 2014	100	
Rame - Copper	mg/kg s.s.	40,1	± 10.0		3,0	EPA 3050B 1996 + EPA 6010D 2014	120	
Zinco - Zinc	mg/kg s.s.	115,6	± 28.9		3,0	EPA 3050B 1996 + EPA 6010D 2014	150	
Berillio - Beryllium	mg/kg s.s.	0,7	± 0.2		0,7	EPA 3050B 1996 + EPA 6010D 2014	2	
Cobalto - Cobalt	mg/kg s.s.	6,8	± 1.7		3,0	EPA 3050B 1996 + EPA 6010D 2014	20	
Mercurio - Mercury	mg/kg s.s.	<LOQ			0,3	EPA 3050B 1996 + EPA 6010D 2014	1	
Vanadio - Vanadium	mg/kg s.s.	15,5	± 3.9		3,0	EPA 3050B 1996 + EPA 6010D 2014	90	
* Idrocarburi pesanti C>12	mg/kg s.s.	<LOQ			20	EPA 3541 1994 + EPA 8015C 2007	50	

Il Chimico Professionista
dott. Massimo Peruzzo

Firmato digitalmente Ordine Interprovinciale dei Chimici di Padova n° 821

Il Responsabile di Laboratorio
p. ch. Giada Ceccato

L'incertezza riportata nel presente Rapporto di Prova è una incertezza estesa (U) calcolata con un fattore di copertura K pari a 2 corrispondente ad un livello di probabilità del 95% ed un numero di gradi di libertà pari a 10

Il presente rapporto di prova riguarda solo il campione sottoposto a prova e non può essere riprodotto parzialmente salvo approvazione scritta del Laboratorio.

Le prove precedute da un asterisco non rientrano nell'accreditamento Accredia del laboratorio.

Archiviazione dati: 5 anni.

Conservazione del campione: al termine della prova l'aliquota residua viene conservata 10 giorni.

Eurolab s.r.l.

via Mons. Rodolfi, 22 - 36022 S. Giuseppe di Cassola - VI - ITALY

Cap. Soc. 100.000 euro, i.v. - Cod. Fiscale, Reg. Imp. VI e P.IVA 02165880242 - REA n°211103/VICENZA

T +39.0424.570233 - F +39.0424.570948 - e-mail: info@eurolabanalysis.com - www.eurolabanalysis.com

RAPPORTO DI PROVA N° **469** **del 23/01/2019**

DOTT. GABRIELE SOPPELSA - GEOLOGO

VIA SAN DONATO, 20
36061 - BASSANO DEL GRAPPA - VI

Data ricevimento: 16/01/2019 Data inizio analisi: 17/01/2019
Richiesta: Analisi terreno secondo DGRV 179 del 2013

Data fine analisi: 22/01/2019

Prelievo eseguito da: DR. SOPPELSA

Campione proveniente da: VIVARA SRL - VIA G. GALILEI - CITTADELLA

Limiti di riferimento: Dlgs 03/04/2006 n° 152 All. 5 col.A - siti ad uso verde pubblico, privato e residenziale

Commessa nr.: **392**

Campione nr.: **469** **Terra da scavo campione n.2 da 00 a -100cm**

Prova	Unità di Misura	Valore	Inc.	Misura	Lim. quantif	Metodo di Prova	Limiti di riferimento Min Max
Scheletro	% s.s.	41,3				DM 13/09/1999 SO GU n°248 21/10/1999 Met II.1	
* Residuo secco a 105°C	g/100g	95,4				UNI EN 14346:2007 - method A	
Metalli						EPA 3050B 1996 + EPA 6010D 2014	
Arsenico - Arsenic	mg/kg s.s.	7,8	± 2.0		3,0	EPA 3050B 1996 + EPA 6010D 2014	20
Cadmio -Cadmium	mg/kg s.s.	<LOQ			0,7	EPA 3050B 1996 + EPA 6010D 2014	2
* Cromo VI	mg/kg s.s.	<LOQ			0,2	CNR IRSA 16 Q 64 Vol 3 1986	2

L'incertezza riportata nel presente Rapporto di Prova è una incertezza estesa (U) calcolata con un fattore di copertura K pari a 2 corrispondente ad un livello di probabilità del 95% ed un numero di gradi di libertà pari a 10

Il presente rapporto di prova riguarda solo il campione sottoposto a prova e non può essere riprodotto parzialmente salvo approvazione scritta del Laboratorio.

Le prove precedute da un asterisco non rientrano nell'accreditamento Accredia del laboratorio.

Archiviazione dati: 5 anni.

Conservazione del campione: al termine della prova l'aliquota residua viene conservata 10 giorni.

Eurolab s.r.l.

via Mons. Rodolfi, 22 - 36022 S. Giuseppe di Cassola - VI - ITALY

Cap. Soc. 100.000 euro, i.v. - Cod. Fiscale, Reg. Imp. VI e P.IVA 02165880242 - REA n°211103/VICENZA

T +39.0424.570233 - F +39.0424.570948 - e-mail: info@eurolabanalysis.com - www.eurolabanalysis.com

RAPPORTO DI PROVA N° **469** **del 23/01/2019**

Prova	Unità di Misura	Valore	Inc. Misura		Lim. quantif	Metodo di Prova	Limiti di riferimento	
			±				Min	Max
Cromo totale	mg/kg s.s.	8,4	± 2.1		3,0	EPA 3050B 1996 + EPA 6010D 2014	150	
Nichel - Nickel	mg/kg s.s.	6,7	± 1.7		3,0	EPA 3050B 1996 + EPA 6010D 2014	120	
Piombo - Lead	mg/kg s.s.	20,3	± 5.1		3,0	EPA 3050B 1996 + EPA 6010D 2014	100	
Rame - Copper	mg/kg s.s.	27,4	± 6.8		3,0	EPA 3050B 1996 + EPA 6010D 2014	120	
Zinco - Zinc	mg/kg s.s.	55,7	± 13.9		3,0	EPA 3050B 1996 + EPA 6010D 2014	150	
Berillio - Beryllium	mg/kg s.s.	<LOQ			0,7	EPA 3050B 1996 + EPA 6010D 2014	2	
Cobalto - Cobalt	mg/kg s.s.	3,9	± 1.0		3,0	EPA 3050B 1996 + EPA 6010D 2014	20	
Mercurio - Mercury	mg/kg s.s.	<LOQ			0,3	EPA 3050B 1996 + EPA 6010D 2014	1	
Vanadio - Vanadium	mg/kg s.s.	10,4	± 2.6		3,0	EPA 3050B 1996 + EPA 6010D 2014	90	
Idrocarburi pesanti C>12	mg/kg s.s.	<LOQ			20	EPA 3541 1994 + EPA 8015C 2007	50	

Il Chimico Professionista
dott. Massimo Peruzzo

Firmato digitalmente Ordine Interprovinciale dei Chimici di Padova n° 821

Il Responsabile di Laboratorio
p. ch. Giada Ceccato

L'incertezza riportata nel presente Rapporto di Prova è una incertezza estesa (U) calcolata con un fattore di copertura K pari a 2 corrispondente ad un livello di probabilità del 95% ed un numero di gradi di libertà pari a 10

Il presente rapporto di prova riguarda solo il campione sottoposto a prova e non può essere riprodotto parzialmente salvo approvazione scritta del Laboratorio.

Le prove precedute da un asterisco non rientrano nell'accreditamento Accredia del laboratorio.

Archiviazione dati: 5 anni.

Conservazione del campione: al termine della prova l'aliquota residua viene conservata 10 giorni.

Eurolab s.r.l.

via Mons. Rodolfi, 22 - 36022 S. Giuseppe di Cassola - VI - ITALY

Cap. Soc. 100.000 euro, i.v. - Cod. Fiscale, Reg. Imp. VI e P.IVA 02165880242 - REA n°211103/VICENZA

T +39.0424.570233 - F +39.0424.570948 - e-mail: info@eurolabanalysis.com - www.eurolabanalysis.com



Foto N.1 : Esecuzione del Sondaggio ambientale N.1 nel settore settentrionale del fabbricato in progetto



Foto n 2 : Prelievo del campione di terreno nel Sondaggio ambientale spinto alla profondità di -100cm
Rilievo fotografico : 16 Gennaio 2019



Foto N.3 : Esecuzione del Sondaggio ambientale N.2 nel settore meridionale dell'area di intervento



Foto n 4 : Prelievo del campione di terreno nel Sondaggio ambientale N.2 spinto alla profondità di -100cm
Rilievo fotografico : 16 Gennaio 2019