

Comune di Mason
Provincia di Vicenza

Progetto per la realizzazione di un nuovo complesso per l'allevamento avicolo intensivo, in via Colombare

Committente: **Azienda agricola Quaresima**

	RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA
	giugno 2014 dott. geologo Luigi Stevan  

Sommario

1	Premessa	2
	Caratterizzazione e modellazione geologica del sito	3
1.1	Inquadramento geografico.....	3
1.2	Inquadramento geomorfologico e geologico-strutturale	4
1.3	Caratteristiche idrogeologiche.....	8
2	Caratterizzazione geotecnica.....	10
2.1	Indagini geognostiche	10
2.2	Stratigrafia dell'area d'intervento	11
2.3	Interpretazione delle prove geognostiche.....	12
2.4	Parametri geotecnici	14
3	Accelerazione sismica dei luoghi	15
4	Valutazioni sull'intervento in esame	18
4.1	Descrizione sintetica dell'opera	18
4.2	Opere di fondazione	18
5	Conclusioni	20

Allegati

- 1) Corografia 1: 25.000
- 2) Carta Tecnica Regionale 1: 5.000
- 3) Ubicazione delle indagini in sito
- 4) Elaborati prove penetrometriche dinamiche

1 Premessa

Per conto della Ditta “Azienda Agricola Quaresima”, è stata eseguita un’indagine geologica e geotecnica sul terreno in cui si sta progettando la costruzione di un nuovo complesso per l’allevamento avicolo intensivo; l’intervento verrà realizzato in via Colombare, sui mapp. n. 356 e 104 del F. 10, Comune di Mason Vicentino, Provincia di Vicenza.

In accordo con quanto previsto da:

- D.M. 14 gennaio 2008 “Approvazione delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”, pubblicato sulla Gazzetta Ufficiale n. 29 del 4 febbraio 2008 - Suppl. Ordinario n. 30;
- Circolare 2 febbraio 2009, pubblicata sulla Gazzetta Ufficiale n. 47 del 26 febbraio 2009 – Suppl. Ordinario n. 27, contenente le istruzioni per l’applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008,

sono state prese in esame le caratteristiche geomorfologiche e le condizioni statiche della zona interessata dall’esecuzione del progetto e si è svolto un controllo di carattere geologico e geotecnico per valutare la fattibilità dell’intervento, l’incidenza che l’esecuzione delle opere previste può avere sull’assetto statico dell’area, nonché le modifiche che possono essere indotte sull’ambiente circostante dalla realizzazione dei lavori programmati.

Oltre alle disposizioni di legge citate, sono state considerate le norme per la progettazione in zona sismica contenute nel Decreto del Presidente del Consiglio n. 3274 del 20 marzo 2003, alla luce dei più recenti aggiornamenti.

Per ricavare informazioni più puntuali e documentate sulle caratteristiche tecniche del terreno di fondazione e fornire indicazione sui parametri da utilizzare nei calcoli richiesti da quest’ultime disposizioni, sono state eseguite n. 3 prove penetrometriche, con stazione sui punti riportati nella planimetria allegata.

Caratterizzazione e modellazione geologica del sito

1.1 Inquadramento geografico

L'indagine riguarda una zona situata in via Colombare, nella porzione sud orientale del territorio comunale di Mason Vicentino, ove è localizzata la zona agricola. L'area nella quale verrà realizzato l'edificio fa parte del F. 37 III S.E. tav. "Marostica", per la cartografia I.G.M. scala 1 : 25.000, mentre in riferimento alla Carta Tecnica Regionale, scala 1 : 5000, rientra nell'elemento n. 103083 "Villaraspà".

Il sito in esame si trova a circa tre chilometri dalle colline che sorgono ai piedi dell'Altopiano dei Sette Comuni, circa 300 metri ad est del Torrente Pozzo e circa 200 metri ad ovest del Rio del Ponterone, caratterizzata da insediamenti di imprese agricole ad indirizzo prevalentemente zootecnico.

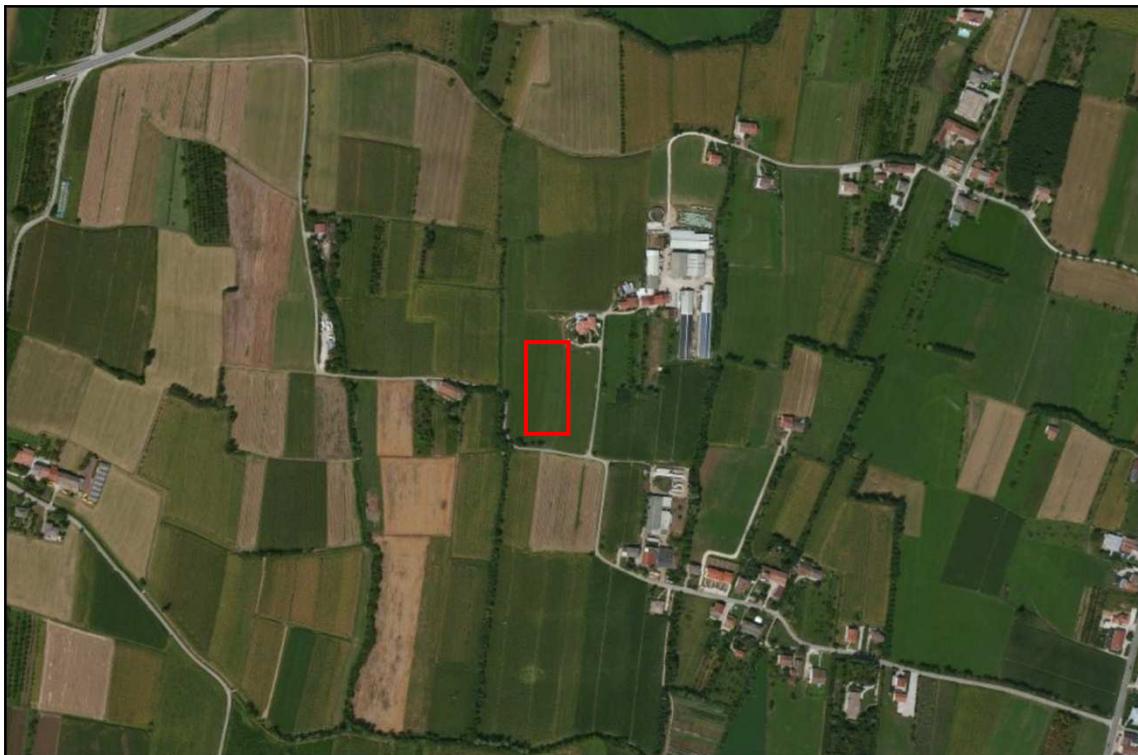


Figura 1. Inquadramento dell'area; in evidenza il sito oggetto dell'indagine.

Le quote del terreno variano attorno a 76 metri; la superficie topografica è pianeggiante, leggermente inclinata verso sud-est con pendenze mediamente sull'ordine del $2^{\circ} \div 3^{\circ}$.

1.2 Inquadramento geomorfologico e geologico-strutturale

Dal punto di vista strutturale regionale si registra, circa 3 km a N.O. di questa zona, il passaggio tra l'ampia flessura che delimita l'Altopiano e la serie di colline pedemontane che, allineate in direzione NNE – SSW, lo separano dall'alta pianura vicentina. Tale assetto strutturale si può ben evidenziare dal modello digitale del terreno (DTM).

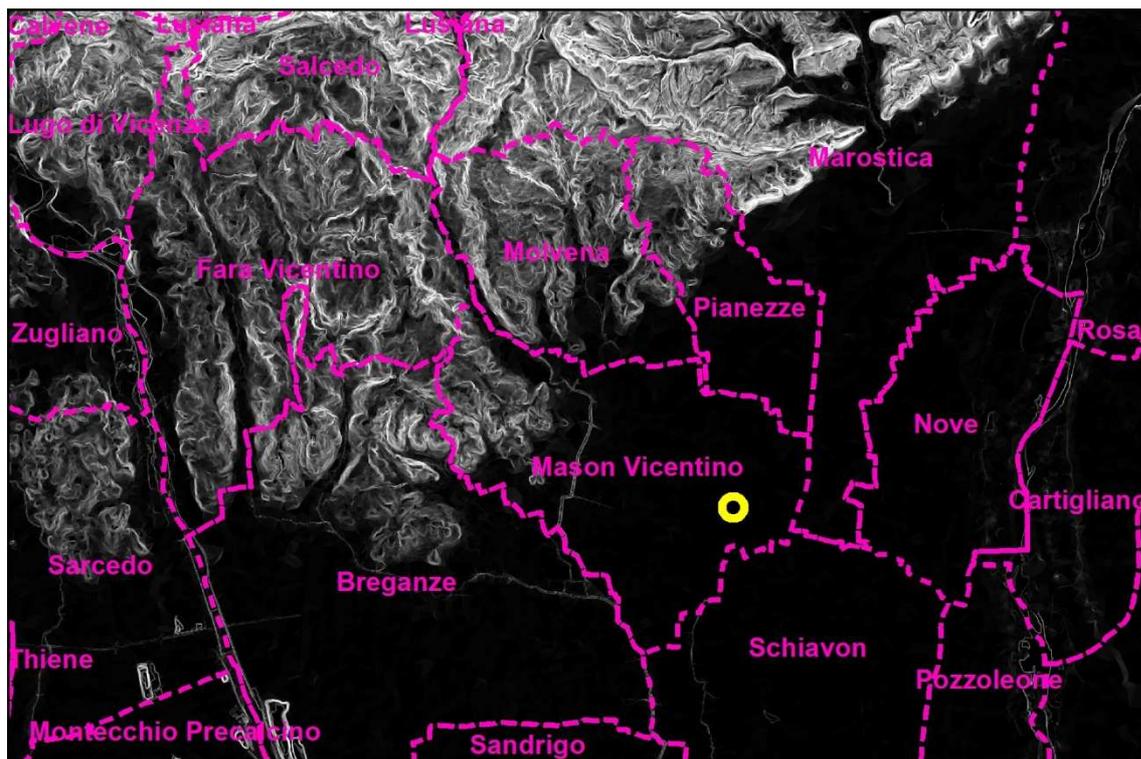


Figura 2. Estratto del modello digitale del terreno della Regione Veneto (DTM con celle di 5 metri di lato, scala 1:100000); in evidenza l'ubicazione dell'area interessata dall'intervento.

La prima deve la sua origine ad intensi movimenti tettonici, che hanno sollevato i terreni sedimentari – prevalentemente calcari – dall'originale posizione orizzontale, facendo loro assumere giaciture anche fortemente inclinate; le spinte orogenetiche hanno inoltre determinato sistemi di discontinuità che hanno favorito il degrado superficiale e lo sviluppo di fenomeni erosivi.

Il sistema collinare si è formato a seguito dell'intensa fase di magmatismo effusivo basico dell'Oligocene Medio, inseritosi nel succedersi dei movimenti tettonici che hanno dislocato i terreni precedenti originando una serie di pieghe, spesso complicate da fratture; in tal modo si hanno ora vulcaniti affioranti su ampie aree, in rapporto spesso complesso con gli altri tipi litologici.

L'assetto strutturale locale del sottosuolo, legato al succedersi degli eventi geologici locali, si presenta in questa zona in forma assai semplice: sul substrato roccioso costituito dall'antica superficie d'erosione, che dalle vicine colline terziarie va rapidamente immergendo verso sud, si sono via via depositati sedimenti provenienti dai rilievi circostanti, rimaneggiati dall'azione di mobilizzazione e risedimentazione operata principalmente dal divagare degli antichi flussi dell'Astico e del Brenta, ai quali si sono sovrapposti e mescolati gli apporti dei corsi d'acqua minori, provenienti dalle colline del Cenozoico.

L'insieme delle ricerche specialistiche e degli studi svolti fino ad ora consentono di considerare il materiale alluvionale così formatosi sostanzialmente uniforme, costituito essenzialmente da ghiaie e ghiaie sabbiose, con intercalazioni di sedimenti più fini (limi e argille) a limitata estensione areale, dovute a locali e temporanee diminuzioni di energia cinetica da parte dei corsi d'acqua.

La composizione litologica dei sedimenti comprende prevalentemente calcari e, in quantità molto più ridotta, selce, marne, basalti, graniti, porfidi e tufi.

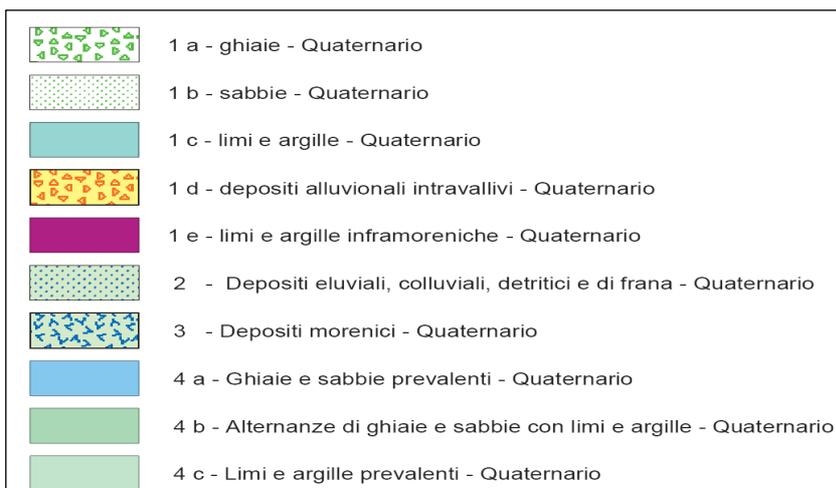
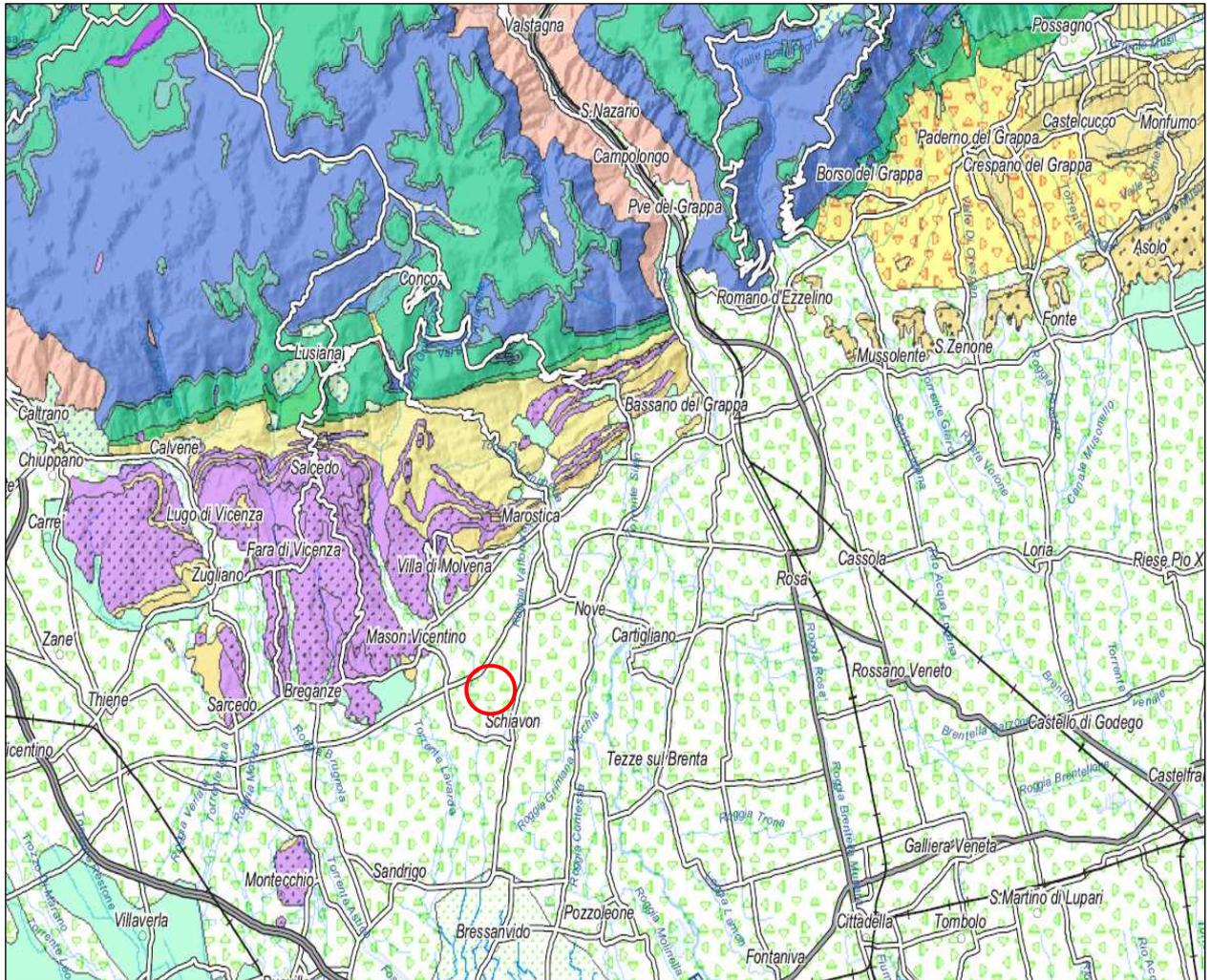


Figura 3. Carta Geologica della zona di Marostica (tratta da “Carta litostratigrafica - Piano di Tutela delle Acque della Regione Veneto); in evidenza l’ubicazione dell’area interessata dall’intervento.

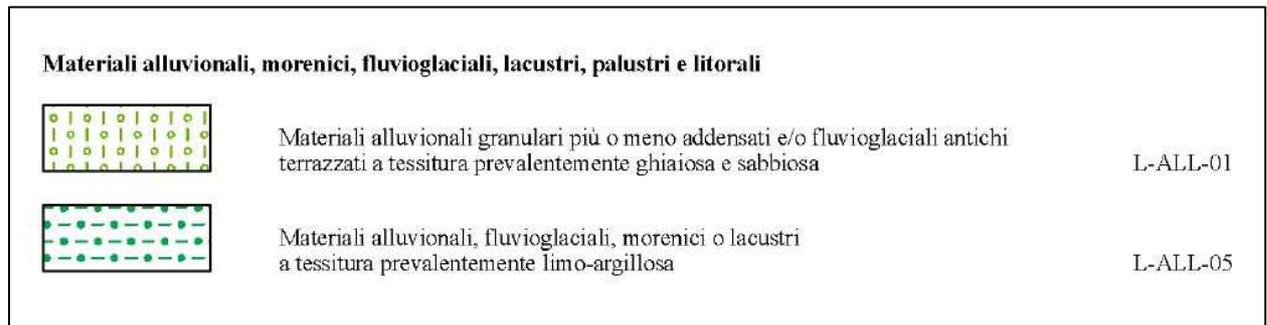
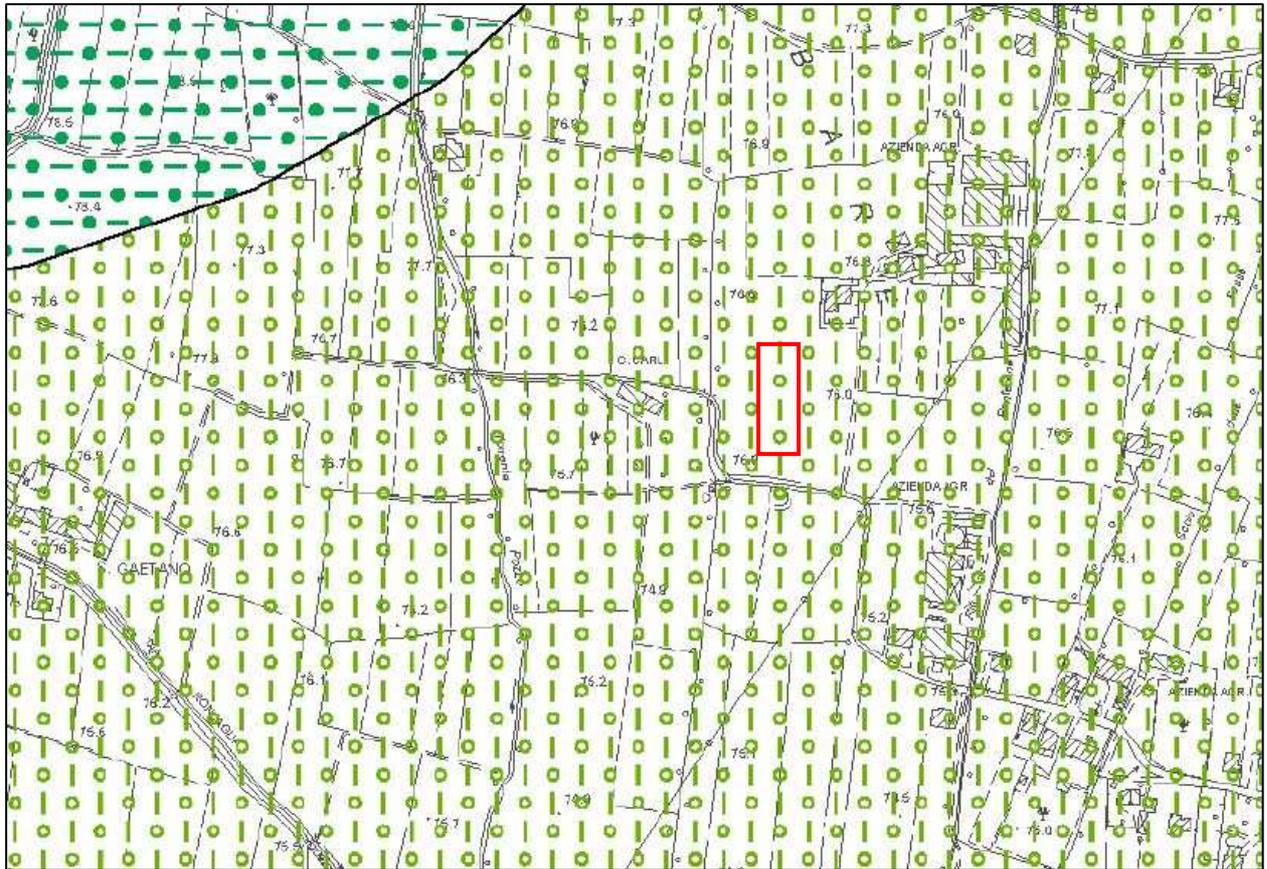


Figura 4. Estratto della Carta Geolitologia del PATI dei Comuni di Mason Vicentino, Molvena e Pianezze (elaborato C 05 01 01, gennaio 2009); in evidenza l'ubicazione dell'area interessata dall'intervento.

1.3 Caratteristiche idrogeologiche

Le caratteristiche stratigrafiche generali precedentemente descritte inducono ad ipotizzare la presenza, in quest'area, di un acquifero indifferenziato sede di un'unica falda freatica in quanto, come già detto, i sedimenti impermeabili presenti nel sottosuolo si ritengono di limitata estensione areale.

Nella zona in esame, a grandi linee, la direzione del flusso della falda tende ad orientarsi prevalentemente da NNW a SSE. Essa è alimentata, oltre che dalle acque provenienti dai rilievi situati a nord, in prevalenza da dispersioni subalvee del Torrente Astico e del Fiume Brenta.

La permeabilità dei sedimenti che formano il materasso alluvionale risulta essere globalmente elevata, come si ricava dall'analisi delle colonne stratigrafiche note e confermato dalle prove di portata sui pozzi esistenti.

Dalle precedenti ricerche e dalla consultazione della Carta Idrogeologica del PATI si può dedurre, ancora, che localmente la superficie libera della falda oscilla qui mediamente attorno a 10 ÷ 12 metri di profondità dal piano campagna, a quote che non influiscono minimamente sul comportamento del sottosuolo inteso come terreno di fondazione; anche localmente il deflusso sotterraneo è prevalentemente diretto verso SSE, il suo gradiente è dell'ordine del 2 ÷ 3 ‰.

Inoltre in quest'area, a copertura del potente materasso alluvionale ad elevata permeabilità, si rileva la presenza di materiali limoso-argillosi, per uno spessore di 1,0 ÷ 1,5 metri, con caratteristiche di permeabilità ridotta; tale condizione può favorire il ristagno d'acqua superficiale in presenza di una insufficiente regimazione idraulica. Questa situazione è evidenziata sempre nella Carta Idrogeologica del PATI, dove è riportata un'area soggetta a inondazioni periodiche prossima al sito oggetto dell'indagine, ma che non lo include.

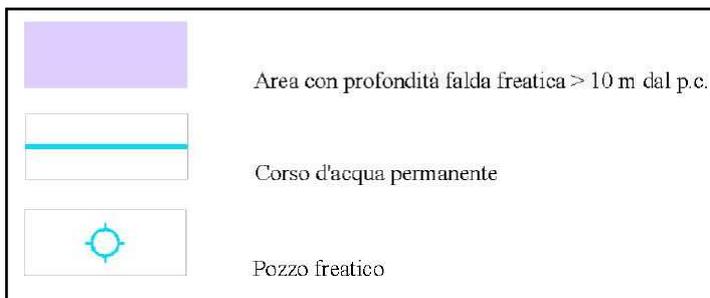
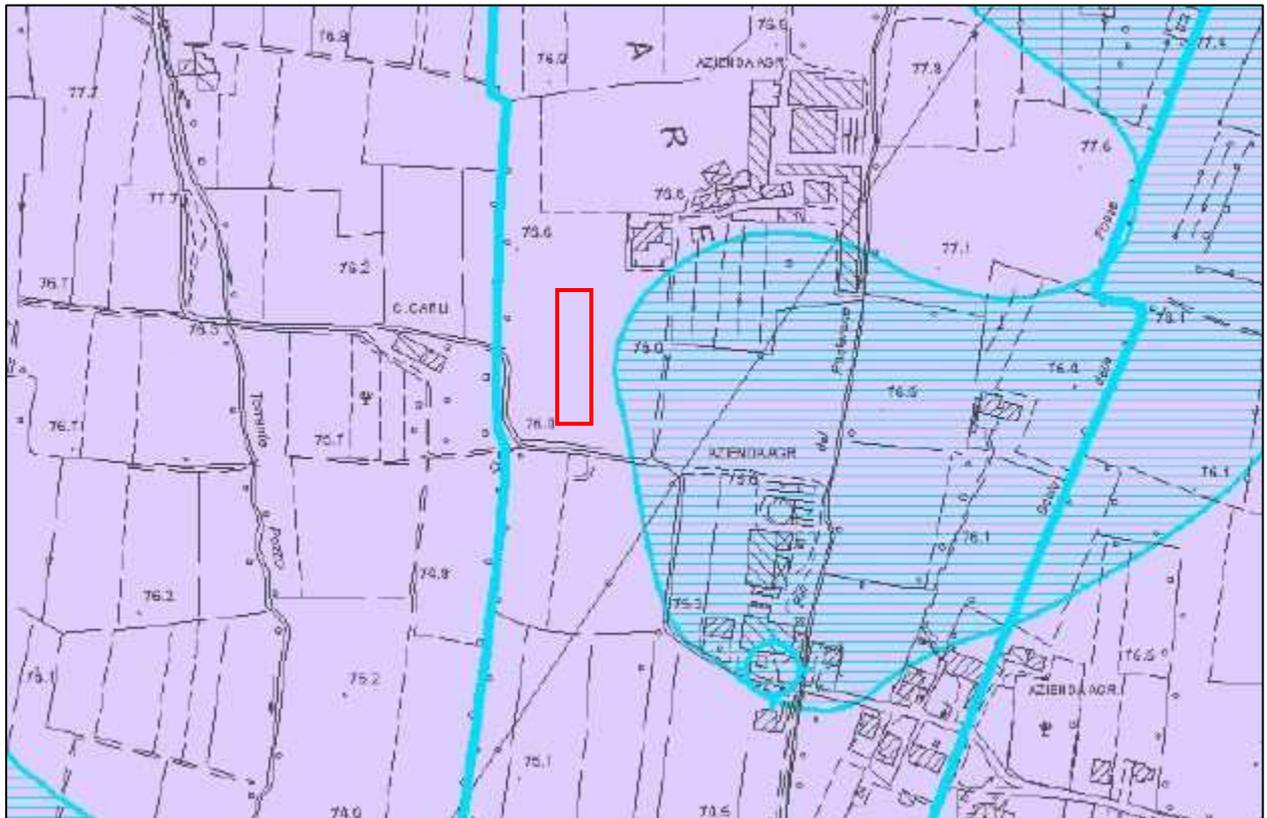


Figura 6. Estratto della Carta Idrogeologica del PATI dei Comuni di Mason Vicentino, Molvena e Pianezze (elaborato C 05 02 01, gennaio 2009); in evidenza l'ubicazione dell'area interessata dall'intervento.

2 Caratterizzazione geotecnica

2.1 Indagini geognostiche

Le indicazioni sulle caratteristiche stratigrafiche dell'area in esame sono state ricavate, come anticipato in premessa, eseguendo le prove geognostiche puntuali ritenute più significative in funzione dell'intervento proposto, in particolare 3 prove penetrometriche dinamiche con penetrometro superpesante (DPSH) in corrispondenza del manufatto da eseguire.

È stato impiegato un penetrometro con massa battente pari a 73 kg ed altezza di caduta libera di 75 cm. Il numero di colpi misurato è relativo ad un avanzamento di 30 cm. Nel caso in esame, le prove sono state sospese al raggiungimento del rifiuto strumentale ($N_{30} > 50$). La prova SPT consente di determinare la resistenza che un terreno offre alla penetrazione dinamica di una punta di dimensioni standardizzate. Il numero di colpi (N), necessario per una penetrazione delle aste pari a 300 mm è correlabile con la resistenza alla penetrazione (R_{pd}).

I punti di stazione sono indicati sulla tavola riportata negli allegati. I dati misurati sperimentalmente sono stati elaborati, tabulati e diagrammati in funzione della profondità, come riportato nelle pagine allegate. Si fa presente che i valori di profondità riportati nelle tabelle e nei grafici si riferiscono alle quote del piano campagna sul punto di stazione; nel correlare i risultati si devono introdurre le opportune correzioni conseguenti alla livellazione.

Prova	Profondità massima dal p.c.
DIN 1	5,10 m
DIN 2	5,10 m
DIN 3	5,10 m

Tabella 1. Profondità d'indagine raggiunta con le prove in sito.

Durante l'esecuzione delle prove non è stata intercettata la presenza di acqua di falda.

2.2 Stratigrafia dell'area d'intervento

L'interpretazione delle prove penetrometriche, insieme alle testimonianze relative alla realizzazione degli edifici circostanti, consentono di ricostruire una stratigrafia locale per i terreni interessati dalla realizzazione dell'intervento in progetto.

L'area in esame ricade nella zona di transizione tra l'alta e la media pianura, caratterizzata da una progressiva diminuzione delle ghiaie, che vengono suddivise in diversi strati, separati da livelli di materiali limoso-argillosi.

Localmente, al di sotto di una modesta copertura vegetale e sedimenti sabbioso-limosi (1,2 m di spessore) si estende, per una potenza di circa 2,4 metri, un orizzonte di sabbie limose con ghiaie intercalate da lenti limo-argillose, poggianti su uno strato di natura ghiaioso-sabbiosa, la cui potenza si ritiene risulti superiore ad alcune decine di metri.

Si possono distinguere, per quanto riguarda le fondazioni del manufatto, quattro diversi "livelli" di terreno, riassumibili nei termini che seguono, a partire dall'alto (quote riferite all'attuale p.c.).

- **livello A:** dal p.c. a profondità di circa - 1,2 m, $N_{SPT\ medio} 5$, terreno agrario sciolto ($Dr = 15\% \div 20\%$), passanti a sedimenti di limi, limi sabbiosi e limi argillosi;
- **livello B:** da - 1,2 m a circa - 3,6 m, $N_{SPT\ medio} 11$, costituito da terreno poco addensato ($Dr = 30\% \div 35\%$), formato da sabbie limose con ghiaie e qualche ciottolo, intercalate da lenti di terreno limo-argilloso;
- **livello C:** da -3,6 m a -4,8 m , $N_{SPT\ medio} 28$, comprendente sabbie e sabbie ghiaiose mediamente addensate ($Dr = 50\% \div 60\%$);
- **livello D:** a profondità maggiore di circa - 4,8 m, $N_{SPT\ medio} > 50$, ($Dr > 80\%$), comprendente ghiaie e ghiaie sabbiose, ben addensate.

2.3 Interpretazione delle prove geognostiche

I parametri geotecnici dei terreni, in correlazione con i risultati delle prove effettuate, sono desunti, su ogni verticale indagata, dalla bibliografia e dagli studi statistici relativi alle prove penetrometriche utilizzando formulazioni empiriche proposte da vari Autori.

Per le prove penetrometriche dinamiche il metodo di interpretazione usato consiste nel risalire da N_{30} (numero di colpi del penetrometro necessari per l'infissione della punta di 30 cm) a N_{SPT} (numero di colpi della prova *standard penetration test*) ed usare le correlazioni messe a punto per questo tipo di prova.

Esperienze svolte in Italia (Tissoni, 1987 e Studio Geotecnico Italiano) utilizzando il penetrometro Meardi-AGI, hanno mostrato che *in depositi costituiti da sabbie*, talvolta limose, talvolta con ghiaia fine, localmente con lenti di limo, la correlazione tra N_{30} e N_{SPT} è del tipo:

$$\frac{N_{30}}{N_{SPT}} = 0,5 \div 0,6$$

Nel caso in esame si è ritenuto cautelativamente di considerare il rapporto pari all'unità.

La determinazione dei parametri più significativi dei terreni è stata effettuata con i metodi riportati di seguito.

2.3.1 Angolo di attrito φ'

2.3.2 Metodo "Japanese National Railway"

Il metodo è valido per *sabbie medie - grosse fino a sabbie ghiaiose* e trova le sue condizioni ottimali di applicabilità per profondità superiori a $8 \div 10$ m nel caso di terreni sopra falda e di 15 m per terreni immersi in falda ($\sigma > 15 \div 20$ t/m²).

Il metodo si basa sulla seguente relazione:

dove N_{SPT} è il numero di colpi medio misurato nello strato.

$$\varphi(^{\circ}) = 0,3 \times N_{SPT} + 27$$

2.3.2.1 Metodo secondo Owasaki & Iwasaki

Il metodo è valido per sabbie da medie a grossolane fino a debolmente ghiaiose. Anche questo metodo trova le sue condizioni ottimali di applicabilità per profondità di prova superiori a 8 ÷ 10 m per terreni sopra falda e superiori a 15 m per terreni in falda ($\sigma > 15 \div 20 \text{ t/m}^2$).

Il metodo si basa sulla seguente relazione:

$$\varphi(^{\circ}) = \left[(20 \times N_{SPT})^{0,5} \right] + 15$$

dove N_{SPT} è il numero di colpi medio misurato nello strato.

2.3.2.2 Metodo secondo Shioi & Fukuni /Road Bridge Specification)

Il metodo è valido per sabbie, sabbie fini o limose e limi siltosi. Il metodo trova le sue condizioni ottimali di applicabilità per profondità di prova superiori a 8 m per terreni sopra falda e superiori a 15 m per terreni in falda ($\sigma > 15 \div 20 \text{ t/m}^2$).

Il metodo si basa sulla seguente relazione:

$$\varphi(^{\circ}) = \left[(15 \times N_{SPT})^{0,5} \right] + 15$$

dove N_{SPT} è il numero di colpi medio misurato nello strato.

2.3.3 **Densità relativa Dr%**

Per quanto concerne questo parametro, si fa riferimento alla correlazione qualitativa di Terzaghi-Peck (1948), definita in via quantitativa da Gibbs e Holtz (1957), riportata nella tabella seguente.

N_{SPT}	Densità relativa	
	Terzaghi-Peck	Gibbs-Holtz
0 ÷ 4	Molto sciolta	0 ÷ 15%
4 ÷ 10	Sciolta	15 ÷ 35%
10 ÷ 30	Media	35 ÷ 65%
30 ÷ 50	Densa	65 ÷ 85%
> 50	Molto densa	85 ÷ 100%

Tabella 2. Correlazione N_{SPT} – densità relativa.

2.3.4 Coesione

La coesione dipende da numerosi fattori; in primo luogo dalla storia tensionale alla quale è stato sottoposto il terreno dopo la sua deposizione. La stima del valore da attribuire a questo parametro può essere solo approssimata con le indagini svolte nel caso in esame, per cui si fa riferimento a valori di bibliografia ed a risultati di analisi di laboratorio eseguite su terreni con caratteristiche analoghe.

2.4 Parametri geotecnici

Si riporta di seguito una tabella che riassume i valori indicativi dei parametri geotecnici, relativi alle diverse stratificazioni rilevate con l'esecuzione delle prove in situ, dedotti con le prove penetrometriche citate in precedenza. I valori della coesione sono desunti dal confronto con dati bibliografici e con risultati di prove di laboratorio geotecnico eseguite su materiali con caratteristiche simili a quelli in esame.

Descrizione	γ [kN/m ³]	D_r [%]	ϕ'	c' [kPa]	C_u [kPa]
Livello "A".	18,5	15 ÷ 20	20° ÷ 23°	1 ÷ 2	10
Livello "B"	19,0	30 ÷ 35	25° ÷ 28°	2 ÷ 3	15
Livello "C"	20,0	50 ÷ 60	32° ÷ 34°	-	-
Livello "D"	20,5	> 80	36° ÷ 40°	-	-

Tabella 3. Valori indicativi dei parametri geotecnici, ricavati dall'interpretazione delle prove penetrometriche.

3 Accelerazione sismica dei luoghi

Sulla base di quanto stabilito dall'O.P.C.M. n. 3274 del 20 marzo 2003, il suolo di fondazione nel punto investigato è classificabile nella categoria **C** “*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle qualità meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina)*”

Per quanto riguarda alla categoria topografica del sito, questo appartiene alla categoria **T1**, cioè “superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ ”.

Utilizzando il foglio di calcolo “Spettri-NTC” ver.1.03, realizzato dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, è possibile ricavare gli spettri di risposta rappresentativi delle componenti (orizzontale e verticale) delle azioni sismiche di progetto per il sito in esame. La definizione degli spettri di risposta relativi ad uno Stato Limite è articolata in 3 fasi:

1. individuazione della pericolosità del sito (sulla base dei risultati del progetto S1-INGV);
2. Scelta della strategia di progettazione;
3. Determinazione dell'azione di progetto.

Nella presente relazione viene analizzato il punto 1, in quanto la scelta della strategia di progettazione e la determinazione dell'azione di progetto sono legate alla definizione della “vita nominale” dell'opera e della “classe d'uso”. Queste scelte spettano di norma al progettista.

Le coordinate geografiche utilizzate per il calcolo dei parametri sono: lat. 45.70669 long. 11.63610; si è utilizzata l'interpolazione definita "superficie rigata".

Con riferimento alla posizione geografica del sito è possibile ricostruire l'accelerazione di verifica in condizioni di salvaguardia della vita umana (SLV). Nelle seguenti tabelle vengono riassunti i principali dati di input per la determinazione dell'accelerazione sismica massima agente nel sito considerato, ricavati con il foglio di calcolo "Spettri-NTC", realizzato dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
30	0.045	2.491	0.237
50	0.060	2.470	0.251
72	0.073	2.455	0.261
101	0.086	2.409	0.271
140	0.101	2.387	0.277
201	0.119	2.380	0.285
475	0.168	2.399	0.292
975	0.219	2.411	0.294
2475	0.301	2.381	0.317

Tabella 4. Parametri sismici in funzione del tempo di ritorno.

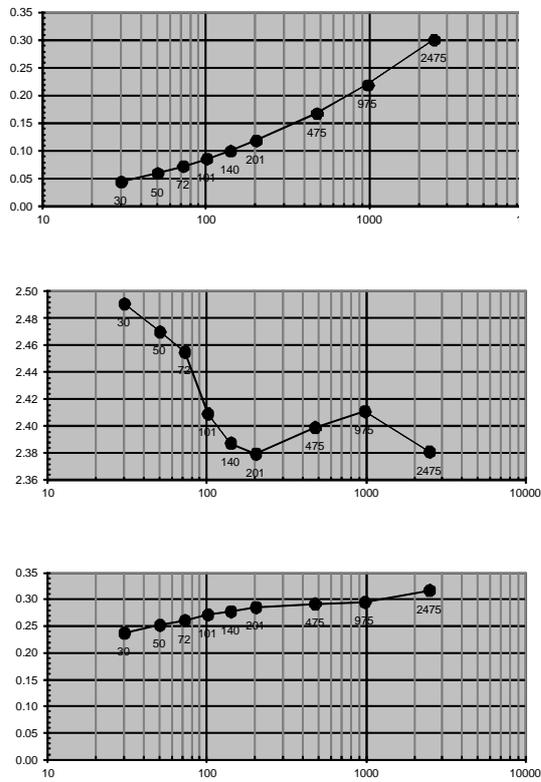


Figura 7. Valori dei parametri a_g , F_0 , T_{c^*} al variare del tempo di ritorno.

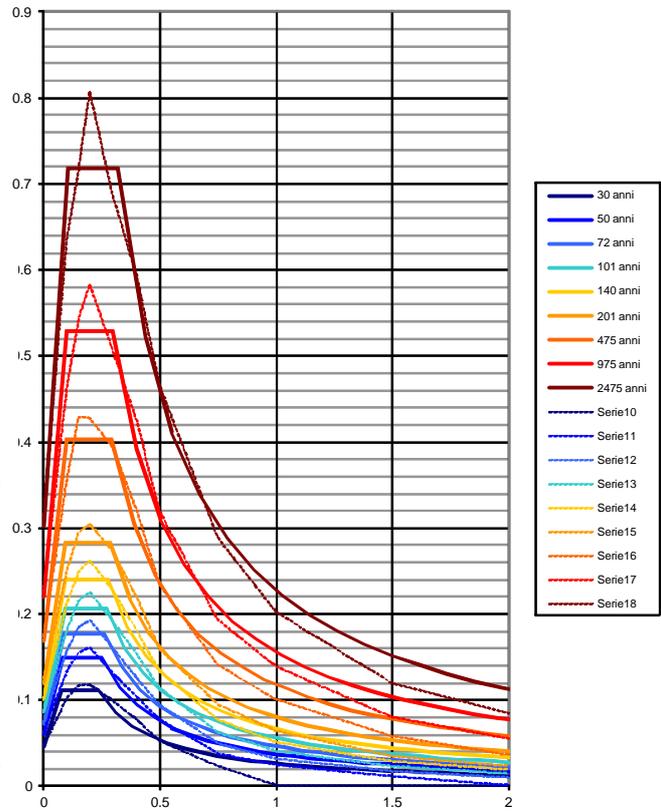


Figura 8. Spettri di risposta elastici per i periodi di ritorno TR di riferimento. Con linea continua di rappresentano gli spettri di Normativa, con linea tratteggiata gli spettri di progetto S1-INGV da cui sono derivati.

4 Valutazioni sull'intervento in esame

4.1 Descrizione sintetica dell'opera

Con la presente opera si va a potenziare l'azienda agricola con l'aggiunta di un nuovo complesso per l'allevamento avicolo intensivo.

Il complesso sarà costituito da:

- capannone di 115,0 m di lunghezza e 20,0 m di larghezza che si estende circa nord - sud;
- piazzale di manovra;
- tettoia per il carico/scarico della pollina.
- strada di accesso che collega la strada esistente al complesso.

4.2 Opere di fondazione

4.2.1 Calcolo del carico limite per fondazioni superficiali

Per la valutazione del carico limite possono essere utilizzate diverse espressioni proposte da vari autori. Nel caso in esame, si sono applicate quelle proposte da Hansen (1970), Meyerhof (1951, 1963), Terzaghi (1943), che genericamente sono della forma di seguito riportata:

$$q_{\text{lim}} = c'_d \times N_c \times \alpha + q_d \times N_q \times \beta + \frac{1}{2} \times \gamma_d \times B \times N_\gamma \times \omega$$

dove:

- N_c, N_q, N_γ sono coefficienti di capacità portante che dipendono dalle caratteristiche del terreno, ottenuti utilizzando i valori dei parametri geotecnici di progetto;
- c'_d è il valore di progetto della coesione;
- q_d è il carico di progetto;
- γ_d è il peso dell'unità di volume di progetto del terreno;

- α, β, ω sono coefficiente legati alla forma ed alla profondità di posa della fondazione, oltre che all'eccentricità del carico.

Nel caso in esame è ipotizzabile la realizzazione di una fondazione su plinto poggiate sullo strato "A", con carico centrato. Non essendo ancora definito il progetto delle fondazioni, si forniscono i valori dei parametri geotecnici di progetto ed i valori dei coefficienti di capacità portante.

	Nc	Nq	N_γ	q ult kg/cm ²	q amm kg/cm ²
HANSEN	14.8347118	6.399394	2.9478278	2.943947	0.9813155
MEYERHOF	14.8347118	6.399394	2.8709085	2.531336	0.8437786
TERZAGHI	17.6902769	7.438734	6.1428961	2.290687	0.7635624

Tabella 5. Valori dei coefficienti di capacità portante determinati con i vari metodi.

4.2.2 Cedimenti

Per quanto riguarda i cedimenti, viste le caratteristiche geomeccaniche dei terreni interessati dal sovraccarico, si ritiene che potranno essere di entità rilevante.

Un altro elemento essenziale per il calcolo è la definizione specifica della distribuzione e dell'entità dei carichi in progetto.

Sarà cura del Progettista definire il livello di approssimazione da assegnare al calcolo ed il conseguente grado di approfondimento da predisporre, in funzione anche di eventuali discontinuità stratigrafiche che dovessero emergere nel corso dello scavo.

5 Conclusioni

Le indagini eseguite hanno consentito di verificare che il sottosuolo è costituito, per i primi 1,2 metri, da terreno agrario sovrastante sedimenti di limi, limi sabbiosi e limi argillosi; segue uno strato poco addensato, comprendente sabbie limose con ghiaie intercalate da lenti di terreno limo-argilloso. Tra 3,6 e 4,8 metri si intercettano sabbie e sabbie ghiaiose mediamente addensate, alle quali seguono ghiaie e ghiaie sabbiose ben addensate.

L'assetto statico complessivo attuale risulta stabile e la realizzazione dell'opera progettata non comporta variazioni apprezzabili all'equilibrio complessivo dell'area esaminata.

L'esecuzione dell'opera non influisce sull'attuale regime della falda acquifera.

Per quanto attiene alle problematiche di rischio idraulico, valutato l'assetto idrologico dell'area, esposta a rischio di ristagno d'acqua, e seguendo le indicazioni emerse dall'ultima stesura del PAT.I, si ritiene di sconsigliare la realizzazione di eventuali vani interrati, a meno di non prevedere adeguati interventi correttivi per mitigare tale rischio.

Il calcolo della capacità portante del terreno può essere fatto partendo dai dati esposti nella presente relazione.

I cedimenti vanno calcolati di volta in volta conoscendo l'entità e la distribuzione dei carichi; in questo caso la presenza di terreni coesivi a livello del piano di fondazione del manufatto può indurre cedimenti non trascurabili.

Per definire l'azione sismica di progetto, i parametri sono stati ricavati attraverso l'analisi dei risultati delle prove penetrometriche svolte.

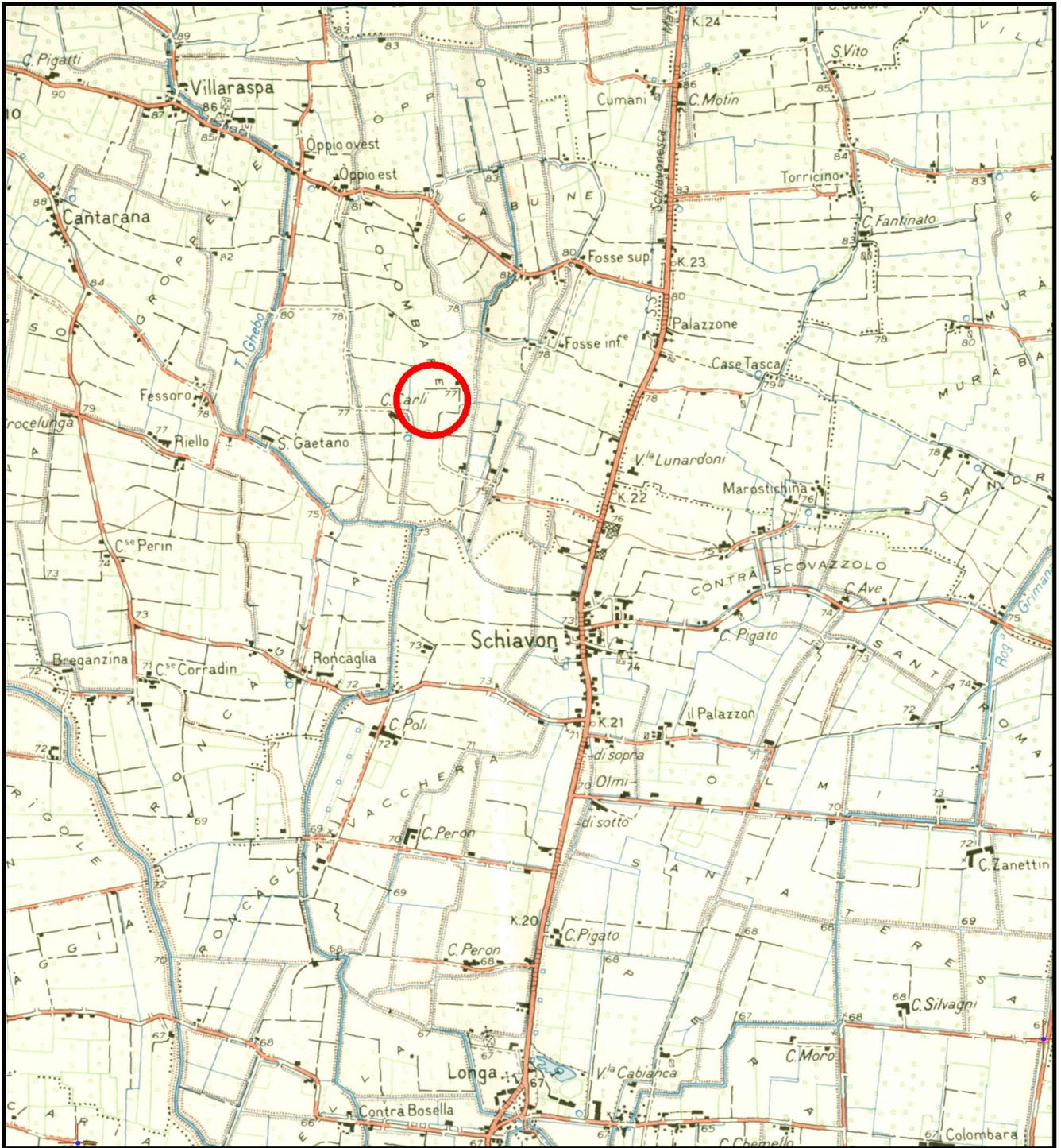
Marostica, giugno 2014

dott. geologo L. Stevan



A handwritten signature in black ink, appearing to read "L. Stevan".

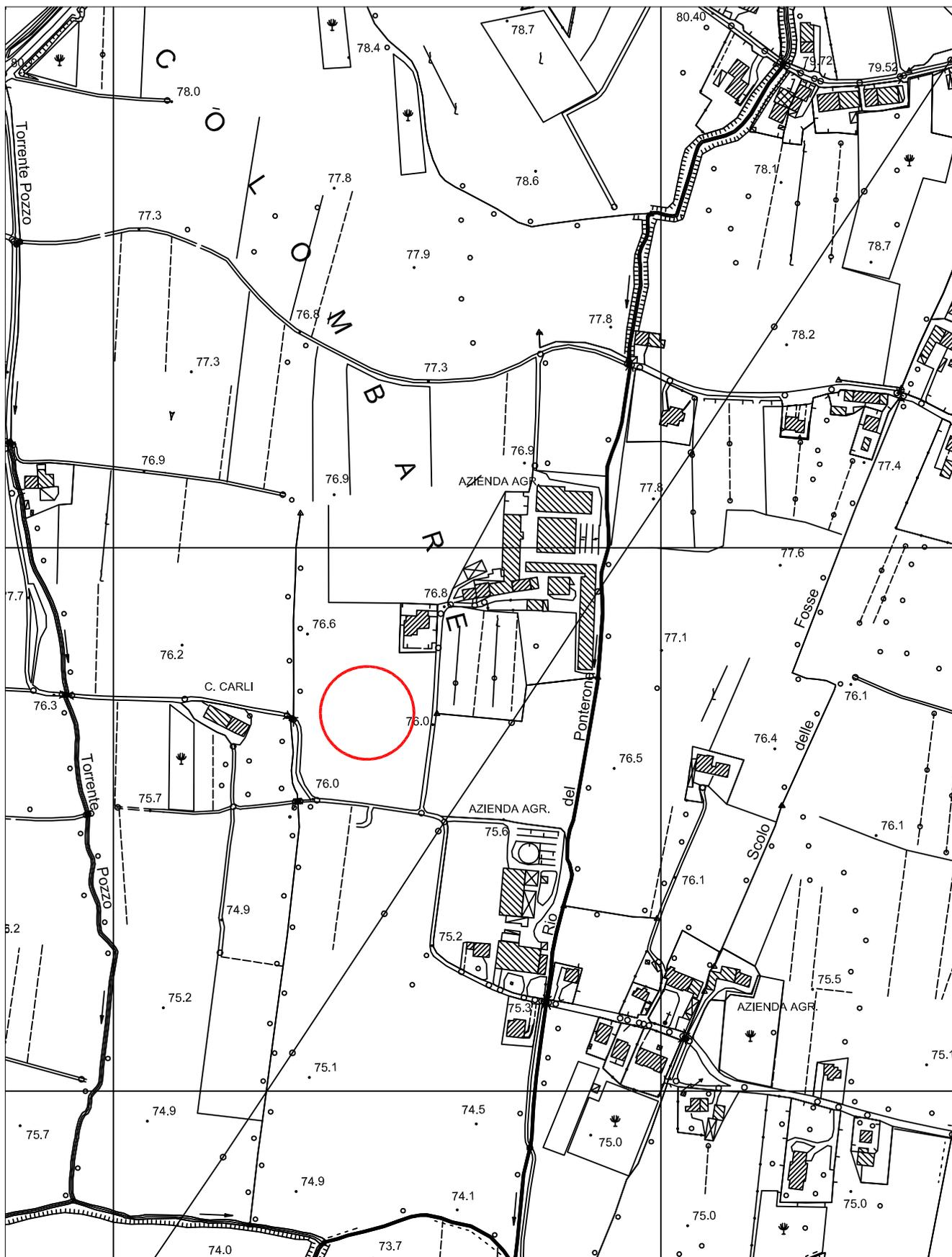
Allegati



scala 1 : 25000

COROGRAFIA

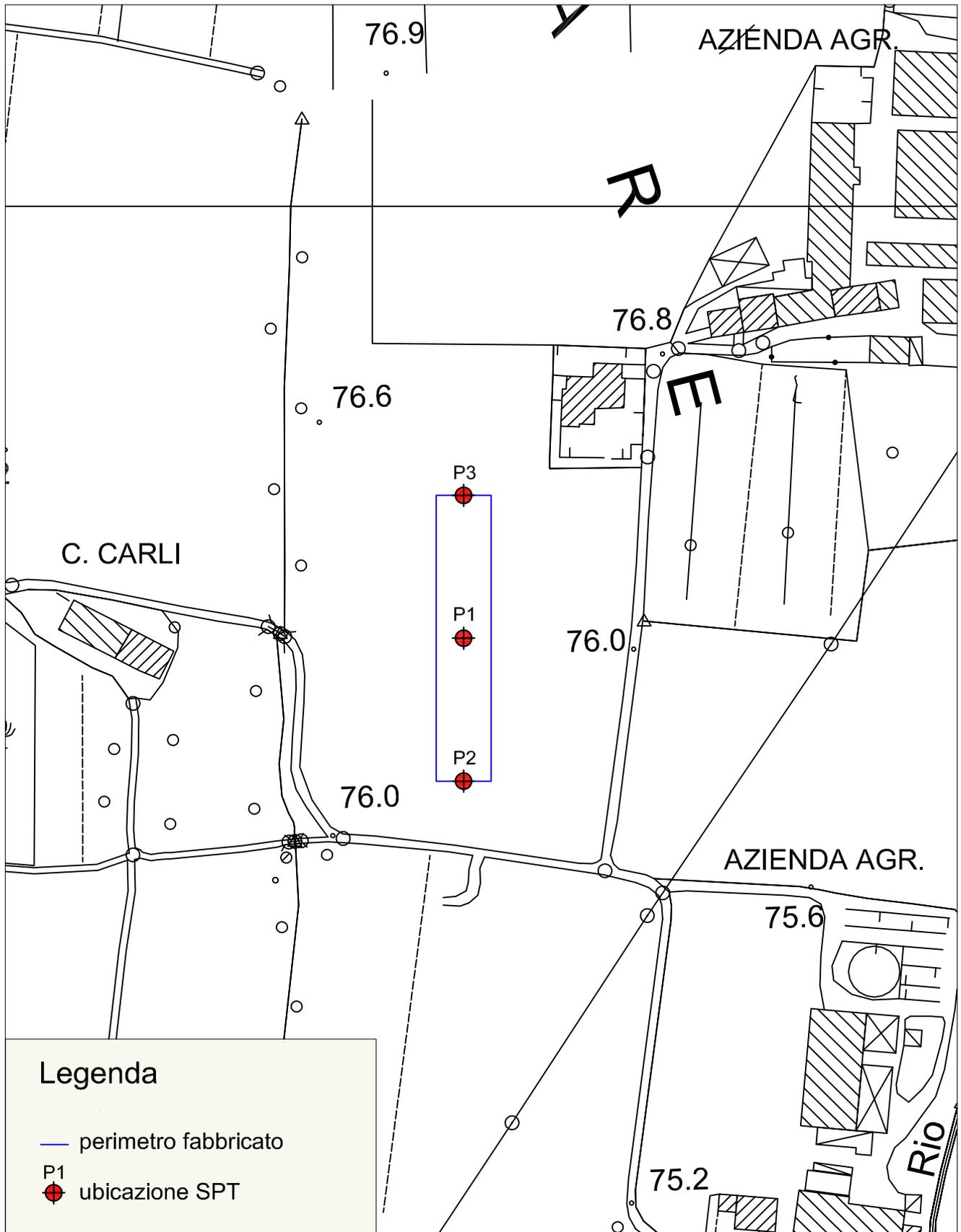
I.G.M. F. 37 III S.E. TAV. "MAROSTICA"



scala 1 : 5000

CARTA TECNICA REGIONALE

el. 103083 "Villaraspà"



scala 1 : 2000

UBICAZIONE DELLE INDAGINI IN SITO

PENETROMETRO DINAMICO IN USO : DPSH Meardi

Classificazione ISSMFE (1988) dei penetrometri dinamici		
TIPO	Sigla Certificato	Massa Battente M (kg)
Leggero	DPL (Light)	$M \leq 10$
Medio	DPM (Medium)	$10 < M < 40$
Pesante	DPH (Heavy)	$40 \leq M < 60$
Super pesante	DPSH (Super Heavy)	$M \geq 60$

CARATTERISTICHE TECNICHE : DPSH Meardi

MASSA BATTENTE	M = 73,00 kg
ALTEZZA CADUTA LIBERA	H = 0,75 m
MASSA SISTEMA BATTUTA	Ms = 11,70 kg
DIAMETRO PUNTA CONICA	D = 50,80 mm
AREA BASE PUNTA CONICA	A = 20,2700 cm ²
ANGOLO APERTURA PUNTA	$\alpha = 60^\circ$
LUNGHEZZA DELLE ASTE	La = 1,50 m
MASSA ASTE PER METRO	Ma = 7,80 kg
PROF. GIUNZIONE 1 ^a ASTA	P1 = 0,90 m
AVANZAMENTO PUNTA	$\delta = 0,30$ m
NUMERO DI COLPI PUNTA	N = N(30) \Rightarrow Relativo ad un avanzamento di 30 cm
RIVESTIMENTO / FANGHI	NO

RENDIMENTO SPECIFICO x COLPOQ = (MH)/(A δ) = 9,00 kg/cm² (prova SPT : Qspt = 7,83 kg/cm²)

COEFF.TEORICO RENDIMENTO $\beta_t = Q/Q_{spt} = 1,150$ (teoricamente : Nspt = $\beta_t N$)

Valutazione resistenza dinamica alla punta Rpd [funzione del numero di colpi N] (FORMULA OLANDESE) :

$$R_{pd} = M^2 H / [A e (M+P)] = M^2 H N / [A \delta (M+P)]$$

Rpd = resistenza dinamica punta [area A]
e = infissione per colpo = δ / N

M = massa battente (altezza caduta H)
P = massa totale aste e sistema battuta

UNITA' di MISURA (conversioni)

1 kg/cm² = 0.098067 MPa \approx 0,1 MPa
1 MPa = 1 MN/m² = 10.197 kg/cm²
1 bar = 1.0197 kg/cm² = 0.1 MPa
1 kN = 0.001 MN = 101.97 kg

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA TABELLE VALORI DI RESISTENZA

DIN 1

- committente : Azienda agricola Quaresima
 - lavoro : Progetto per la realizzazione di un nuovo compless
 - località : Via Colombare, Mason

- data prova : 21/05/2014
 - quota inizio : p.c.
 - prof. falda : Falda non rilevata

- note :

Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	asta
0,00 - 0,30	2	13,6	1	2,70 - 3,00	4	21,9	3
0,30 - 0,60	5	34,1	1	3,00 - 3,30	12	65,8	3
0,60 - 0,90	6	40,9	1	3,30 - 3,60	11	60,3	3
0,90 - 1,20	8	48,6	2	3,60 - 3,90	16	87,8	3
1,20 - 1,50	16	97,3	2	3,90 - 4,20	21	105,0	4
1,50 - 1,80	16	97,3	2	4,20 - 4,50	26	130,0	4
1,80 - 2,10	13	79,0	2	4,50 - 4,80	36	179,9	4
2,10 - 2,40	6	36,5	2	4,80 - 5,10	50	249,9	4
2,40 - 2,70	4	21,9	3				

- PENETROMETRO DINAMICO tipo : **DPSH Meardi**

- M (massa battente)= **73,00** kg - H (altezza caduta)= **0,75** m - A (area punta)= **20,2700** cm² - D(diam. punta)= **50,80** mm

- Numero Colpi Punta N = N(**30**) [δ = 30 cm]

- Uso rivestimento / fanghi iniezione : **NO**

**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
TABELLE VALORI DI RESISTENZA****DIN 2**

- committente : Azienda agricola Quaresima
 - lavoro : Progetto per la realizzazione di un nuovo compless
 - località : Via Colombare, Mason

- data prova : 21/05/2014
 - quota inizio : p.c.
 - prof. falda : Falda non rilevata

- note :

Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	asta
0,00 - 0,30	1	6,8	1	2,70 - 3,00	8	43,9	3
0,30 - 0,60	3	20,5	1	3,00 - 3,30	12	65,8	3
0,60 - 0,90	5	34,1	1	3,30 - 3,60	19	104,2	3
0,90 - 1,20	8	48,6	2	3,60 - 3,90	24	131,7	3
1,20 - 1,50	17	103,4	2	3,90 - 4,20	28	139,9	4
1,50 - 1,80	14	85,1	2	4,20 - 4,50	35	174,9	4
1,80 - 2,10	4	24,3	2	4,50 - 4,80	41	204,9	4
2,10 - 2,40	21	127,7	2	4,80 - 5,10	50	249,9	4
2,40 - 2,70	8	43,9	3				

- PENETROMETRO DINAMICO tipo : **DPSH Meardi**- M (massa battente)= **73,00** kg - H (altezza caduta)= **0,75** m - A (area punta)= **20,2700** cm² - D(diam. punta)= **50,80** mm- Numero Colpi Punta N = N(**30**) [δ = 30 cm]- Uso rivestimento / fanghi iniezione : **NO**

**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
TABELLE VALORI DI RESISTENZA****DIN 3**

- committente : Azienda agricola Quaresima
 - lavoro : Progetto per la realizzazione di un nuovo compless
 - località : Via Colombare, Mason

- data prova : 21/05/2014
 - quota inizio : p.c.
 - prof. falda : Falda non rilevata

- note :

Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	asta
0,00 - 0,30	2	13,6	1	2,70 - 3,00	11	60,3	3
0,30 - 0,60	4	27,3	1	3,00 - 3,30	10	54,9	3
0,60 - 0,90	5	34,1	1	3,30 - 3,60	14	76,8	3
0,90 - 1,20	5	30,4	2	3,60 - 3,90	17	93,3	3
1,20 - 1,50	6	36,5	2	3,90 - 4,20	23	115,0	4
1,50 - 1,80	6	36,5	2	4,20 - 4,50	32	159,9	4
1,80 - 2,10	9	54,7	2	4,50 - 4,80	40	199,9	4
2,10 - 2,40	8	48,6	2	4,80 - 5,10	50	249,9	4
2,40 - 2,70	5	27,4	3				

- PENETROMETRO DINAMICO tipo : **DPSH Meardi**- M (massa battente)= **73,00 kg** - H (altezza caduta)= **0,75 m** - A (area punta)= **20,2700 cm²** - D(diam. punta)= **50,80 mm**- Numero Colpi Punta N = N(**30**) [δ = 30 cm]- Uso rivestimento / fanghi iniezione : **NO**

**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA - Rpd**

DIN 1

Scala 1: 50

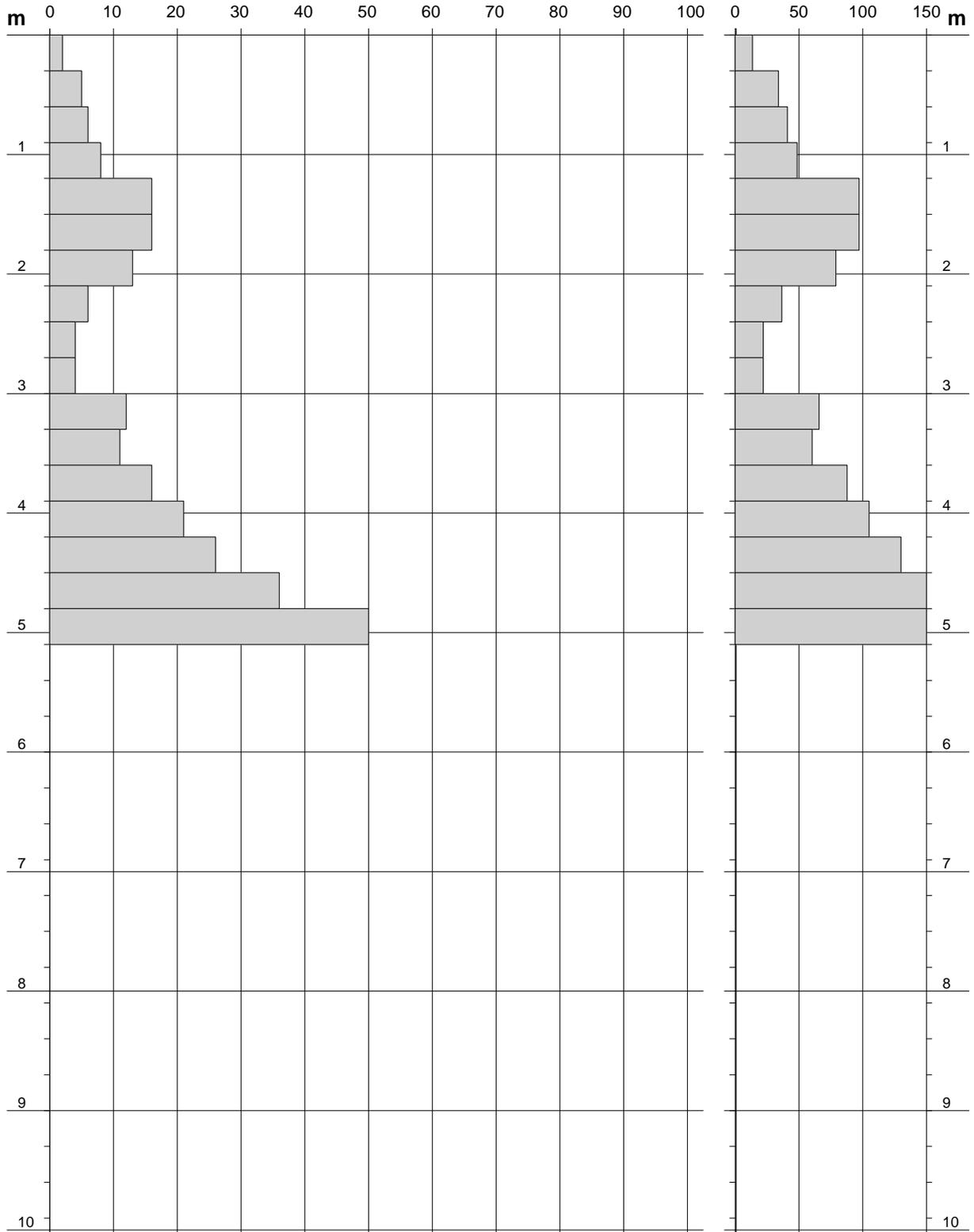
- committente : Azienda agricola Quaresima
- lavoro : Progetto per la realizzazione di un nuovo compless
- località : Via Colombare, Mason

- data prova : 21/05/2014
- quota inizio : p.c.
- prof. falda : Falda non rilevata

- note :

N = N(30) numero di colpi penetrazione punta - avanzamento $\delta = 30,00$ cm

Rpd (kg/cm²)



**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA - Rpd**

DIN 2

Scala 1: 50

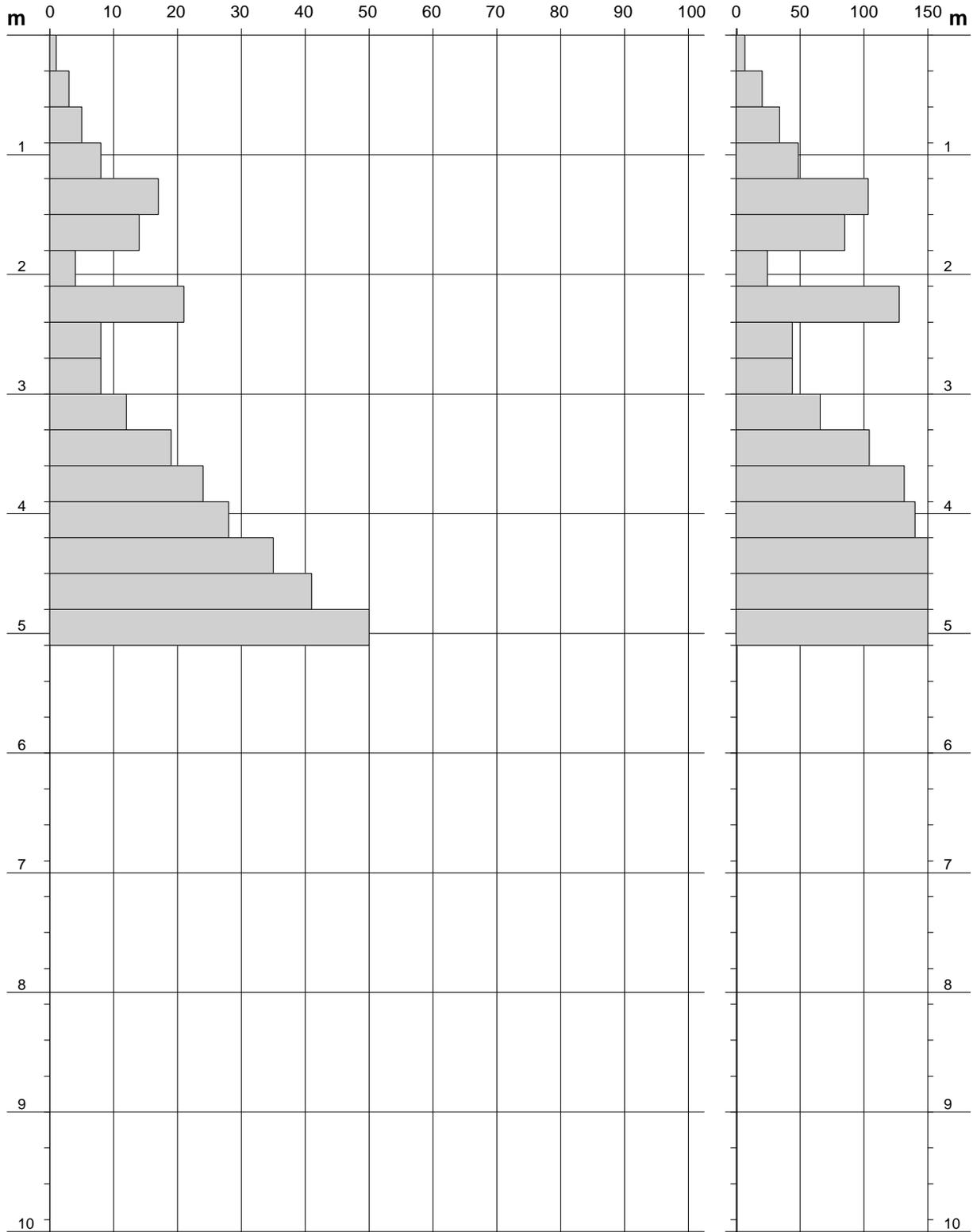
- committente : Azienda agricola Quaresima
- lavoro : Progetto per la realizzazione di un nuovo compless
- località : Via Colombare, Mason

- data prova : 21/05/2014
- quota inizio : p.c.
- prof. falda : Falda non rilevata

- note :

N = N(30) numero di colpi penetrazione punta - avanzamento $\delta = 30,00$ cm

Rpd (kg/cm²)



**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA - Rpd**

DIN 3

Scala 1: 50

- committente : Azienda agricola Quaresima
- lavoro : Progetto per la realizzazione di un nuovo compless
- località : Via Colombare, Mason

- data prova : 21/05/2014
- quota inizio : p.c.
- prof. falda : Falda non rilevata

- note :

N = N(30) numero di colpi penetrazione punta - avanzamento $\delta = 30,00$ cm

Rpd (kg/cm²)

