

Comune di Verona

Provincia di Verona

PIANO URBANISTICO ATTUATIVO "I PLATANI"

Data: Maggio 2015

Rev. n°:

ELABORATO: 6A

PIANO URBANISTICO ATTUATIVO "I PLATANI"
PROGETTO IN ATTUAZIONE DELLA SCHEDA NORMA N. 436

PROPRIETA': IMMOBILIARE I PLATANI

UBICAZIONE: VIA DEI PLATANI N. 1 - 7

**OGGETTO: ANALISI GEOLOGICA, GEOMORFOLOGICA E
IDROGEOLOGICA**

Il Progettista

La Proprietà

SPAZIO A DISPOSIZIONE

**SQUARANTO
ASSOCIATI**

ARCHITETTURA - URBANISTICA

SQUARANTO ASSOCIATI
DI PERONI LORENZO E GRAZIOLI CORRADO
PIAZZA BUCCARI, 15
37141 MONTORIO, VERONA
TEL-FAX 045.557518 P.IVA 04153020237
WWW.SQUARANTOASSOCIATI.IT
INFO@SQUARANTOASSOCIATI.IT

PROVINCIA DI VERONA

COMUNE DI VERONA

**PIANO URBANISTICO ATTUATIVO "I PLATANI"
CON CONTESTUALE RICHIESTA DI INTERVENTO EDILIZIO IN
ATTUAZIONE DELLA SCHEDA NORMA N. 436**



**RELAZIONE GEOLOGICA
CON PARAMETRIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI**

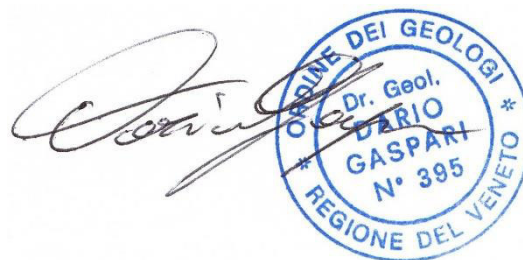
committenti:

Squaranto Associati di Lorenzo Peroni e Corrado Grazioli

Relazione a cura di:

Dott. geol. Dario Gaspari

Roverè Veronese lì: 12 febbraio 2014



Dario Gaspari

Via Dante Alighieri, 3 - 37028 Roverè Veronese (VR). P.Iva 02667510234, CF GSPDRA62H11L781O
cell 3472227454, e-mail geogasp@tiscali.it

INDICE

1	INTRODUZIONE	2
2	INQUADRAMENTO GEOGRAFICO	3
3	INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO	4
4	IDROGRAFIA E IDROGEOLOGIA	6
5	INDAGINI GEOGNOSTICHE E MODELLO GEOLOGICO STRATIGRAFICO	7
6	CLASSIFICAZIONE SISMICA DEL SITO	10
7	VERIFICHE GEOTECNICHE PRELIMINARI	12
7.1	Metodologie di analisi utilizzate	12
7.2	Resistenza del terreno di fondazione (SLU)	14
7.3	Stabilità dei fronti di scavo	15
8	INQUADRAMENTO DEL LOTTO NEL PIANO DI ASSETTO TERRITORIALE	16
9	CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE	19

ALLEGATI:

ALLEGATO1) Prove penetrometriche dinamiche

1 INTRODUZIONE

Il presente studio è stato redatto allo scopo di definire l'assetto geologico e geotecnico di un'area, sita in Via dei Platani, località Montorio di Verona, dove si intende effettuare un PUA con la contestuale richiesta di intervento edilizio che consiste nella demolizione e ricostruzione di un edificio residenziale.

In particolare la presente indagine è stata finalizzata a:

- descrivere l'assetto geologico, geomorfologico e idrogeologico della zona;
- definire il modello stratigrafico del sito;
- individuare i parametri geotecnici caratteristici del terreno di fondazione;
- fornire una classificazione sismica del sito di indagine;
- fare le verifiche geotecniche;

Si precisa che per le verifiche geotecniche, non essendo ancora disponibili le Azioni di progetto, è stata fatta una valutazione ipotetica adottando carichi di progetto presunti e quindi con lo scopo di effettuare un dimensionamento preliminare delle fondazioni.

Si è quindi proceduto mediante:

- raccolta e consultazione dei dati bibliografici e cartografici esistenti;
- rilievo geologico e geomorfologico di campagna;
- esecuzione di due prove penetrometriche;
- descrizione ed elaborazione dei dati raccolti.

Normativa di riferimento consultata nell'ambito della presente indagine:

- «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.....» (D.M. 11/03/88).
- Decreto del 14 gennaio 2008 (Nuove Norme Tecniche per le costruzioni).

2 INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

L'area su cui insiste l'edificio si colloca all'imbocco della Val Squaranto, all'interno del centro storico dell'abitato di Montorio, ad una quota di circa 62 m s.l.m.

Per l'ubicazione del sito di progetto si fa riferimento alla Carta Tecnica Regionale, alla scala 1:5.000 elemento 124092, "Montorio".

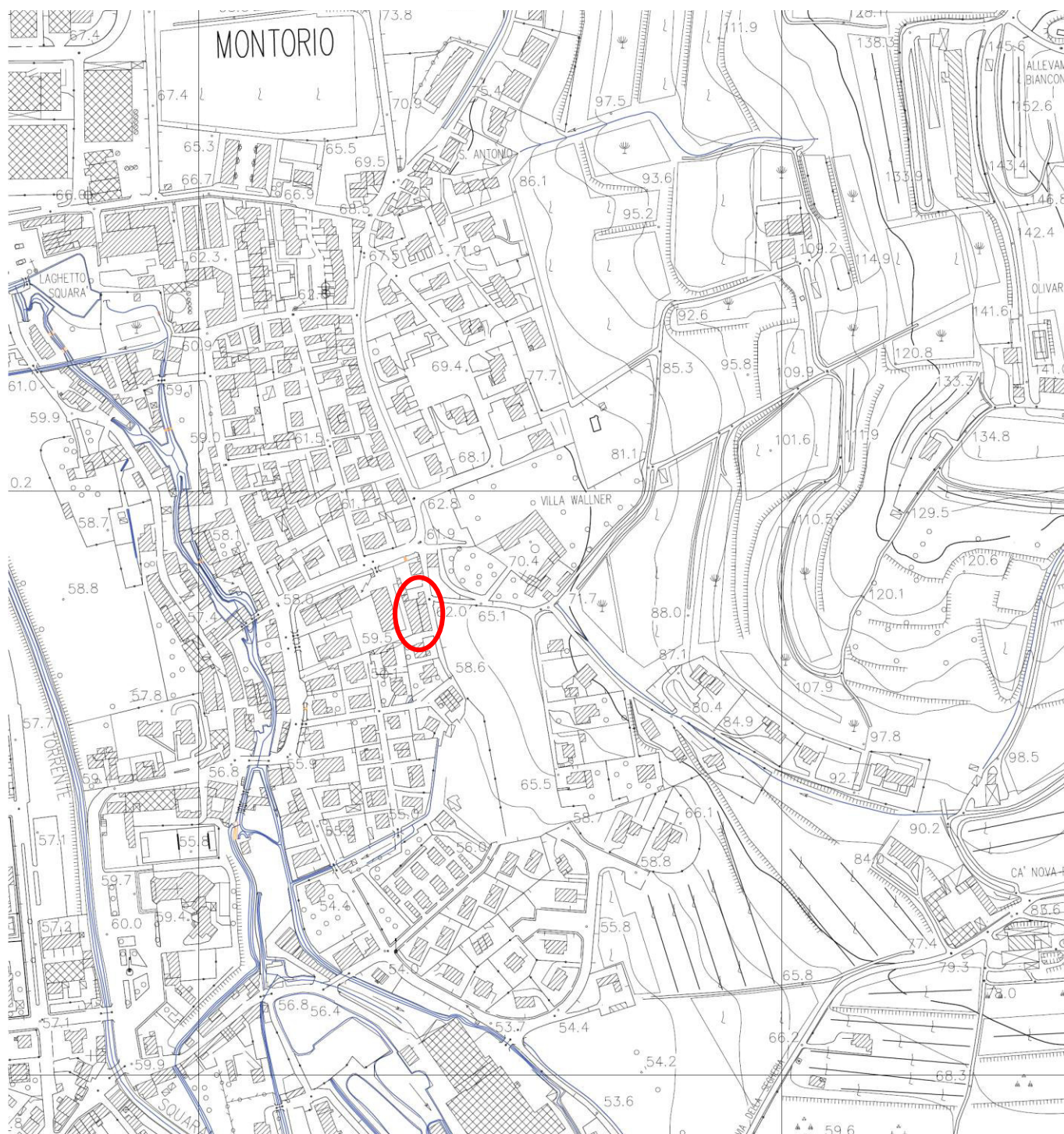


Fig. 1: Corografia estratta dalla Carta Tecnica Regionale alla scala 1:5.000

3 INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO

L'area di indagine si localizza nella parte terminale della Val Squaranto al piede del suo versante sinistro. Tale valle si estende, con andamento meridiano per circa 30 km, fino all'estremo nord dei Monti Lessini (Cima Trappola, 1865 m sl.m.).

Il bacino idrografico del torrente Squaranto, è caratterizzato da versanti in rocce carbonatiche di età compresa tra il Giurassico inferiore e l'Eocene medio e localmente da vulcaniti terziarie, ricoperte da depositi quaternari costituiti da depositi colluviali, eluviali e antichi accumuli di frana, che ammantano i versanti. L'asse vallivo è invece sede di coltri detritiche alluvionali.

Dal punto di vista strutturale i Monti Lessini appartengono al margine meridionale dell'unità strutturale del Sudalpino. Il Gruppo montuoso dei Monti Lessini, mostra con evidenza gli effetti della deformazione distensiva paleogenica che ha originato la tipica struttura a *horst – graben*, caratterizzata da faglie dirette sub-verticali con direzione NNW-SSE. La morfologia del tavolato lessineo è fortemente influenzata da queste strutture distensive, lungo le quali, per effetto dell'erosione selettiva, si sono impostate le profonde incisioni vallive e tra queste anche la Valle di Squaranto. Le deformazioni tettoniche neogeniche hanno comportato un generalizzato basculamento verso sud del tavolato lessineo che poco a sud nella fascia pedemontana scompare immergendosi nelle alluvioni dell'alta pianura padano-veronese.

La valle di Squaranto è un classico esempio di "valle sovralluvionata" delimitata ad Ovest ed a Est tra le dorsali rocciose lessinee e chiusa allo sbocco dalle alluvioni fluvio-glaciali riferibili all'unità geomorfologia denominata "Antica conoide del Fiume Adige o Conoide Atesina". La profonda incisione, definita anche come "paleovalle", come testimonia un pozzo idrico eseguito poco a sud di Montorio presenta il substrato in roccia ad una profondità di circa 100 metri. Tale valle secondo studi geofisici finalizzati alla modellazione idrogeologica del sottosuolo si presenta colmata da alluvioni in prevalenza a granulometria fine, limoso argillosi.

L'elevato spessore delle alluvioni, difficilmente spiegabile con la limitata estensione del bacino idrografico e con l'entità degli attuali corsi d'acqua, è da attribuirsi appunto al "sovra-alluvionamento" determinato dallo sbarramento imposto in corrispondenza degli sbocchi vallivi della Lessinia ed in epoca post-glaciale, dalla "Conoide Atesina".

La morfologia della valle è il risultato dell'evoluzione paleo-fluviale ovvero dei processi di erosione e di sedimentazione del torrente Squaranto che ha prodotto la messa in posto di unità sedimentarie grossolane nastriformi allungate secondo l'asse vallivo, intercalate o inglobate all'interno di unità a sedimenti fini deposte durante le fasi di tracimazione o decantazione in bacini lacustri intravallivi. Dai versanti laterali coltri di detrito, corpi di paleofrane o sedimenti colluviali ed alluvionali si insinuano e intercalano localmente ai depositi alluvionali del torrente principale. Frontalmente, allo sbocco a Sud nella pianura, i corpi sedimentari torrentizi interferiscono con le unità di conoide dell'Adige. Le unità sedimentarie a tessitura grossolana intravallive rimangono confinate sotto le coltri fini di decantazione e prodotte dallo sbarramento del conoide lessineo e quello Atesino. Sempre allo sbocco vallivo, con la interferenza tra il conoide lessineo e quello Atesino

o tra i conoidi ed i rilievi lessinei, si possono sviluppare localmente aree aventi quote leggermente depresse. Tali aree depresse catturano la rete idrografica principale della regione (Fiume Fibbio) e le aree di risorgiva.

La zona oggetto di questo studio è posizionata al piede del versante sinistro della valle e il sottosuolo è composto da depositi colluviali di versante. In tale area non sono stati rilevati segni di instabilità in atto o quiescenti o altre problematiche di natura geomorfologica e sotto quest'ultimo aspetto la sua evoluzione si può considerare stabile.

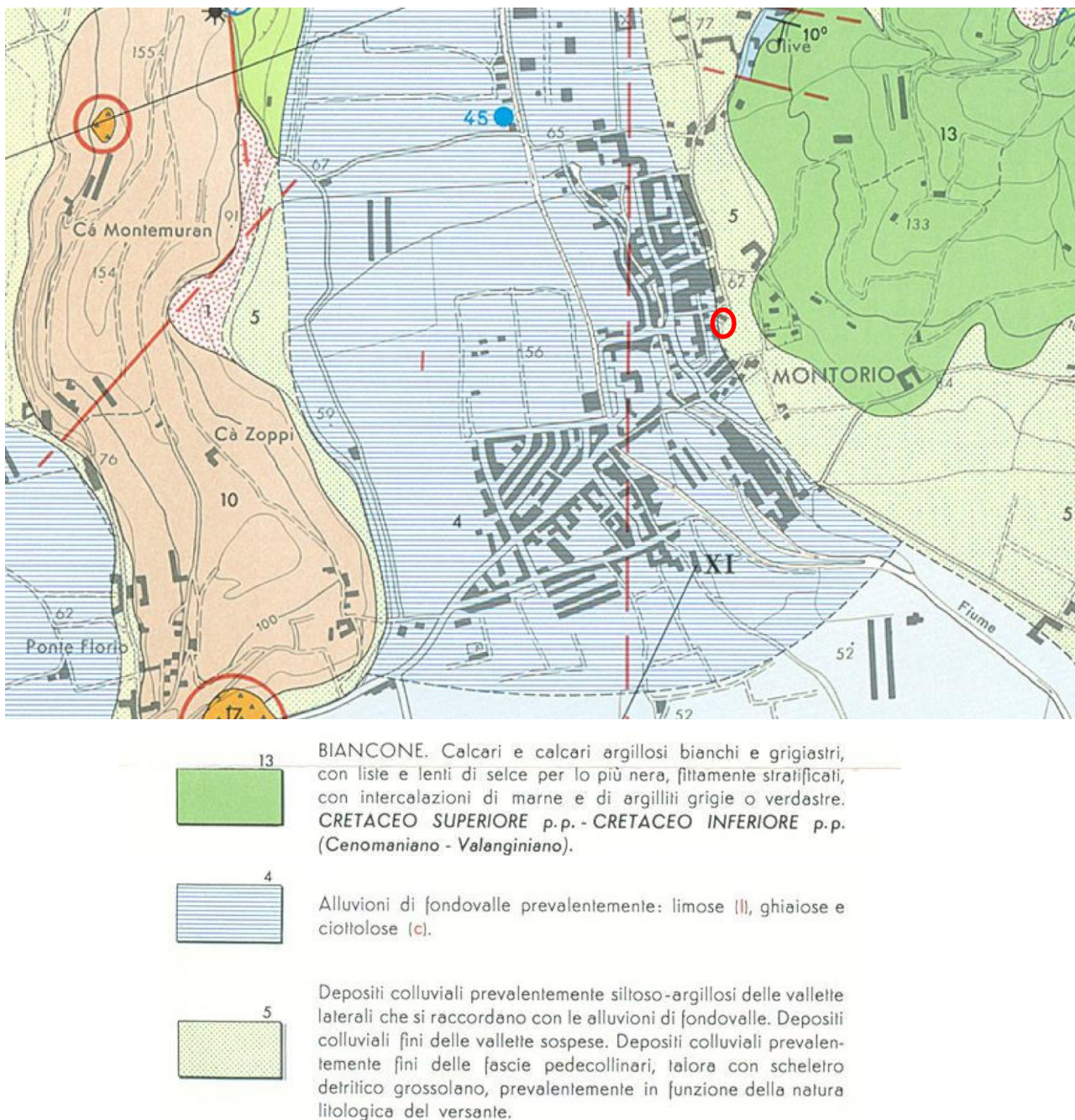


Fig. 2: Estratto (non in scala) della Carta Geologica (scala 1:20.000) tratta dalla "Geologia del territorio del Comune di Verona" – di V. De Zanche, L. Sorbini e V. Spagna – in Memorie del Museo Civico di Storia Naturale di Verona – N° 1 1977). Localizzazione dell'edificio in progetto segnato con cerchio rosso.

4 IDROGRAFIA E IDROGEOLOGIA

L'idrografia dell'alta Val Squaranto è poco sviluppata, ha carattere occasionale a causa dell'ambiente marcatamente carsico in cui si trova, ed è costituita essenzialmente dal Torrente omonimo. In corrispondenza allo sbocco nell'alta pianura, si sviluppa invece il tipico carattere idromorfo delle aree di risorgiva, con reti e canali drenanti diffusi nel territorio di Montorio.

Il torrente Squaranto scorre circa 300 metri ad Ovest dell'edificio interessato dal progetto ed è delimitato da argini artificiali.

Poco a sud di Montorio e con il contributo delle portate di risorgive il Torrente Squaranto prende il nome di Fiume Fibbio, il quale prosegue transitando dapprima nell'abitato di San Martino B. A. per poi immettersi, diversi chilometri più a sud, nel Canale SAVA e quindi nel F. Adige.

Il Torrente Squaranto ha un regime di tipo torrentizio ed è generalmente asciutto, con portate significative solamente in seguito a precipitazioni molto e intense o prolungate nel tempo. Il Fiume Fibbio ha invece il classico regime dei fiumi di risorgiva con scarse fluttuazioni delle portate durante tutto l'anno.

Il sistema di risorgive di Montorio (costituito dalle sorgenti; Squarà, Tondello, Madonnina e Fontanon) si genera per trabocco del livello della falda idrica contenuta in sabbie, in corrispondenza delle arre con quota topografica più depressa rispetto al territorio circostante e prodotto dai depositi fini superficiali.

Ad una distanza di circa 100 m dall'area in esame, in direzione sud, è presente una sorgente posizionata sul fondovalle, ad una quota di circa 54, m. s.l.m.

Gli acquiferi più importanti e produttivi della regione sono posti a profondità elevate (profondità dal p.c. > 60 m) e confinati superiormente da potenti banchi di limi ed argille impermeabili mentre la falda superficiale ha profondità che variano da 1,5 m a 7,0 m a seconda delle zone e della natura del materiale che costituisce il sottosuolo.

Nel caso del sito esaminato non è stata riscontrata, con le prove penetrometriche effettuate, fino alla profondità indagata (8,2 m) la presenza della falda superficiale.

Considerando che la massima quota raggiunta dalla falda superficiale nei periodi di piena è a circa 54 m s.l.m. ci si potrebbe aspettare che nel sito studiato il livello piezometrico sia ad almeno 8.0 m dal p.c.. E' ragionevole attendersi, in realtà, una profondità della falda maggiore a 8,0 m in quanto il sottosuolo presente nel sito è caratterizzato da una permeabilità molto bassa, stimabile nell'ordine $1 \times 10^{-6} - 1 \times 10^{-7}$ m/sec.

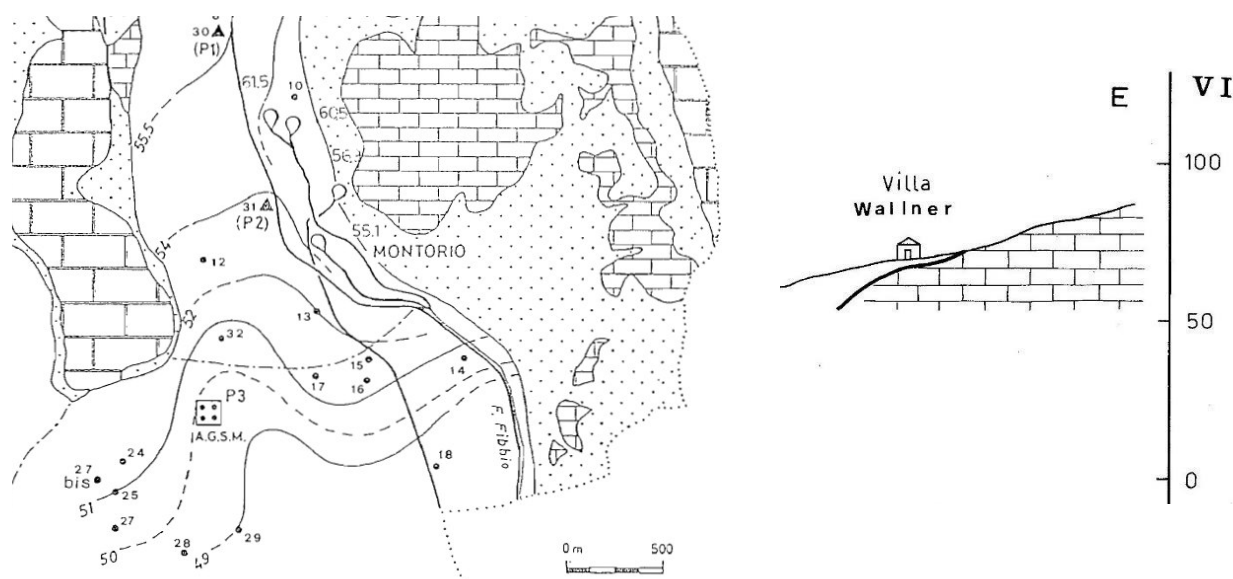


Fig. 3: Carta delle isofreatiche e un particolare della sezione geologica VI passante in prossimità del lotto interessato dal progetto (Estratti da “Geologia Idrogeologia e Qualità dei Principali Acquiferi Veronesi” – A cura di L. Sorbini et AA. – in Memorie del Museo Civico di Storia Naturale di Verona – N° 4 1993).

5 INDAGINI GEOGNOSTICHE E MODELLO GEOLOGICO STRATIGRAFICO

Per definire la stratigrafia e le caratteristiche geotecniche del materiale che costituisce il sottosuolo del sito studiato è stata eseguita una trincea geognostica e due prove penetrometriche dinamiche (DPSH).

La trincea geognostica è stata spinta fino ad una profondità di 4,0 m (Fig. 4) ed ha evidenziato la stratigrafia qui di seguito riportata.

Profondità	descrizione litologica
0,0 – 0,7	limo sabbioso argilloso con ghiaia, colore marrone grigiastro;
0,7 – 4,0	limo argilloso con abbondanti ghiaie e clasti rocciosi carbonatici (Biancone).

I dati forniti dalle DPSH (riportati in Allegato 1) hanno evidenziato una composizione del sottosuolo sostanzialmente omogenea dal punto di vista litologico-geotecnico, soprattutto nello strato che verrà interessato dalle fondazioni delle opere in progetto (tra 3,5 e 6,5 m di profondità) e nel caso della prova n. 1 è stato individuato il possibile limite con il substrato roccioso posizionato alla profondità di 6,6 m. La presenza del substrato roccioso a basse profondità è indicata anche nel profilo geologico riportato in figura 3.

I dati ottenuti con le prove e hanno permesso di definire, in via cautelativa, le caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione.

I parametri geotecnici stabiliti per il terreno di fondazione sono riassunti in tabella 1.

Tabella 1: Parametri Geotecnici Caratteristici riferiti alla stratigrafia ottenuta dalla prova penetrometrica DPSH

Prof. (m)	Litologia	γ (KN/m ³)	γ_{sat} (KN/m ³)	ϕ°	C' (KN/m ²)	C_u (KN/m ²)	Med (KN/m ²)	E_y (KN/m ²)
1,0 – 8,2	Limo argilloso con abbondanti clasti rocciosi e ghiaie	18,5	19,0	23	10	30	3.500	

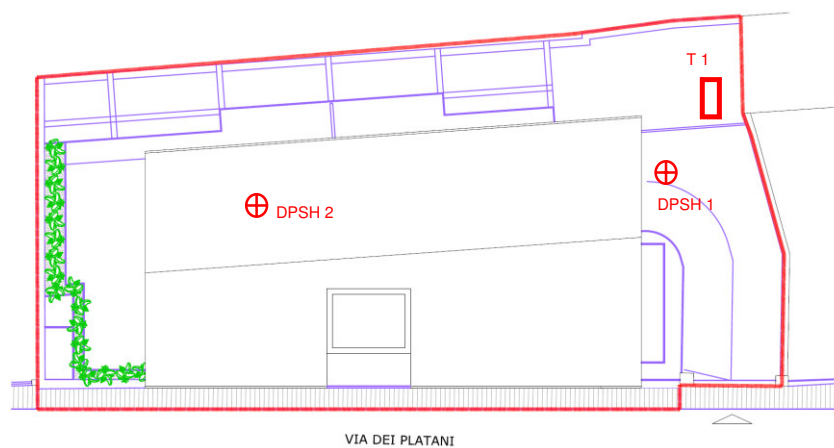
**Fig. 4:** fotografia della Trincea eseguita in sito.**Fig. 5:** Ubicazione della trincea geognostica e delle prove penetrometriche effettuate.



Fig. 6: Prova DPSH 1.



Fig. 7: Prova DPSH 2.

6 CLASSIFICAZIONE SISMICA DEL SITO

Sulla base del modello geologico e stratigrafico precedentemente descritto e delle disposizioni riportate nella normativa sismica (OPCM-3274/2003, modificata con DGP 2813/2003, e la OPCM-3519/2006) e dalle NTC-2008 la tipologia sismica dei terreni nelle aree considerate risponde ai requisiti qui di seguito riportati.

CATEGORIA SISMICA DI PROFILO STRATIGRAFICO DEL SUOLO

Il sito è costituito da suoli di **Tipo E**:

Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

CATEGORIA TOPOGRAFICA:

La morfologia dell'area è descrivibile come **Categoria T1**

Superfici pianeggianti, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$.

La scelta della Categoria sismica E si è basata sui dati ottenuti con questa indagine e su quelli disponibili in bibliografia. Solamente misurando le velocità delle onde “s”, tramite indagine sismica, si potrà stabilire se è possibile passare alla categoria stratigrafica C, e quindi meno penalizzante.

L'accelerazione orizzontale (a_g), in conformità a quanto appena precisato ed interpolando i quattro punti più vicini della maglia definiti dall'O.P.C.M. 3519/2006, è pari a: **$a_g = 0,160$** .

$$a_{g \max} = S * a_g = S_s * S_T * a_g$$

che avendo: $S_s = 1,57$ $S_T = 1,00$ $a_g = 0,160$

$a_{g \max} = 0,2512g$, e quindi **$A_{\max} = 0,2365 \times 9,80665 \text{ m/s}^2 = 2,47 \text{ m/s}^2$** .

Questo valore corrisponde all'accelerazione massima da adottarsi secondo le NTC-2008, avente una probabilità di superamento del 10% in 50 anni e un tempo di ritorno di 475 anni.

I coefficienti sismici orizzontale e verticale sono dati dalle seguenti equazioni:

$$K_h = \beta_s * \frac{A_{\max}}{g} = \beta * a_{g \max} \qquad K_v = 0,5 * K_h$$

Dove:

$a_{g \max}$ = accelerazione massima attesa al sito

g = accelerazione di gravità

S_s : coefficiente di amplificazione stratigrafica

S_T : coefficiente di amplificazione topografica

K_h : coefficiente di accelerazione orizzontale

K_v : coefficiente di accelerazione verticale

β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito (0,24)

Tabella 2: Parametri Sismici del sito interessato dall'intervento

a_g	K_h	K_v
0.160	0.060	0.030

Nella figura 8 sono riportati i parametri sismici secondo l'O.P.C.M. 28 aprile 2006, n. 3519.

Via n°
Comune Cap
Provincia
Coordinate WGS84
Latitudine °
Longitudine °
Isole

(1)* Coordinate WGS84
Lat. ° Long. °
(1)* Coordinate ED50
Lat. ° Long. °
Classe dell'edificio
(Il. Affollamento normale. Assenza di funz. pubbliche e :
Vita nominale (Opere provvisorie <=10, Opere ordinarie >=50, Grandi opere >=100)
Interpolazione

Google Maps interface showing a satellite view of a residential area. A red line runs vertically through the center, and a red pin labeled '2' is placed on it. The map is labeled 'Mappa' and 'Satellite'.

45.462126, 11.067839

☒ Visualizza vertici della maglia di appartenenza

Stato Limite	Tr [anni]	a _s [g]	F ₀	T _c [s]
Operatività (SLO)	30	0,042	2,493	0,238
Danno (SLD)	50	0,056	2,522	0,245
Salvaguardia vita (SLV)	475	0,180	2,431	0,277
Prevenzione collasso (SLC)	975	0,206	2,468	0,280
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	50			

Calcolo dei coefficienti sismici

☐ 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 *	1,80	1,80	1,57	1,44
Co *	2,05	2,02	1,92	1,91
St *	1,00	1,00	1,00	1,00

☐ Personalizza acc.ne massima attesa al sito [m/s²]

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0,013	0,018	0,060	0,083
kv	0,007	0,009	0,030	0,042
Amax [m/s²]	0,660	0,885	2,456	2,915
Beta	0,200	0,200	0,240	0,280

(1)* Il software converte i dati dal sistema WGS84 al sistema ED50, prima di elaborare i risultati è comunque

Fig. 8: Parametrizzazione sismica del sito secondo l'interpolazione della zonizzazione dell'OPCM 3519/2008

7 VERIFICHE GEOTECNICHE PRELIMINARI

Queste verifiche riguardano le seguenti analisi geotecniche:

- stabilità globale dell'opera;
- stabilità del sito sotto l'azione sismica (liquefazione);
- resistenza del terreno di fondazione;
- tensione ammissibile in funzione dei cedimenti attesi sul piano di fondazione;
- stabilità dei fronti di scavo in fase di cantiere.

Nel caso specifico, vista la tipologia delle opere in progetto e la superficie pianeggiante del lotto, è possibile escludere la presenza di problematiche legate alla stabilità globale dell'opera.

L'assenza di strati sabbiosi nel sottosuolo permette, inoltre, di escludere che si possano avere fenomeni di liquefazione.

Tutte le analisi geotecniche effettuate in questo capitolo, tranne la stabilità dei fronti di scavo, hanno valore indicativo e sono finalizzate ad un dimensionamento preliminare delle fondazioni.

Le verifiche geotecniche agli SLU e SLE dovranno essere fatte con i carichi che saranno effettivamente trasmessi al terreno di fondazione e quindi ottenuti dal calcolo strutturale.

7.1 Metodologie di analisi utilizzate

Le resistenze del terreno di fondazione sono state calcolate utilizzando l'Approccio 1, Combinazione 2, e sono state assunte le metodologie di analisi qui di seguito elencate.

- Azioni: pressioni omogenee determinate da carichi centrati e verticali applicati alle fondazioni;
- Resistenze del terreno: calcolate con il metodo di Brinch - Hansen (1970) come consigliato dal DM 14.01.2008;
- Condizioni sismiche: considerando l'accelerazione sismica legata allo Stato limite di Salvaguardia della Vita (SLV) e utilizzando il Metodo di calcolo proposto da Paolucci & Pecker (NTC 2008);
- Condizioni drenate;
- Livello piezometrico posizionato a 1,5 m di profondità 1,5 m dal piano di campagna.

I calcoli sono stati effettuati considerando fondazioni continue poste ad una profondità di 3,5 m.

Per calcolare i cedimenti è stato utilizzato un programma di calcolo per p.c. denominato LoadCap della Geostru basato sul metodo "monodimensionale" di Terzaghi.

L'analisi della stabilità dei fronti di scavo necessari alla realizzazione delle opere in progetto è stata condotta ricorrendo ai modelli dell'equilibrio limite implementati nel programma Slide V. 5 © della Rocscience.

Il metodo dell'equilibrio limite consiste nello studiare l'equilibrio di un corpo rigido, costituito dal

pendio e da una superficie di scorrimento di forma qualsiasi (linea retta, arco di cerchio, spirale logaritmica); da tale equilibrio vengono calcolate le tensioni da taglio (τ) e confrontate con la resistenza disponibile (τ_f), valutata in questo caso con il criterio di rottura di Mohr-Coulomb, da tale confronto ne scaturisce la prima indicazione sulla stabilità attraverso il coefficiente di sicurezza $F = \tau_f / \tau$. Tra i metodi dell'equilibrio limite alcuni considerano l'equilibrio globale del corpo rigido (Culman), altri a causa della non omogeneità dividono il corpo in conci considerando l'equilibrio di ciascuno (Fellenius, Bishop, Janbu ecc.).

Le verifiche sono state condotte adottando il metodo proposto da Bishop (1955) che è risultato essere il più cautelativo. Con tale metodo non viene trascurato nessun contributo di forze agenti sui blocchi. Le equazioni usate per risolvere il problema sono:

$$\Sigma F_v = 0, \Sigma M_0 = 0, \text{ Criterio di rottura.}$$

$$F = \frac{\Sigma \{ c_i \times b_i + (W_i - u_i \times b_i + \Delta X_i) \times \tan \varphi_i \} \times \frac{\sec \alpha_i}{1 + \tan \alpha_i \times \tan \varphi_i / F}}{\Sigma W_i \times \sin \alpha_i}$$

I valori di F e di ΔX per ogni elemento che soddisfano questa equazione danno una soluzione rigorosa al problema. Il calcolo del fattore di sicurezza implementato dal programma è ottenuto in modo iterativo, tale procedimento è noto come metodo di Bishop ordinario o semplificato, gli errori commessi rispetto al metodo completo sono di circa 1 %.

Come disposto dalla normativa vigente in materia non è stata considerata, per questa verifica, la condizione sismica, essendo i fronti di scavo, necessari alla realizzazione delle opere in progetto, limitati alla fase di cantiere.

I "Parametri geotecnici di progetto" utilizzati per le Verifiche di stabilità a breve termine degli scavi sono stati ottenuti applicando i coefficienti riduttivi previsti dalla normativa, ai Parametri Geotecnici Caratteristici precedentemente definiti (Vedi Tabella 1) e relativi alla Approccio 1 - Combinazione 2 (A2+M2+R2) e qui di seguito riportati.

I coefficienti applicati ai parametri caratteristici sono riassunti nella seguente tabella estratta dalle N.T.C. (DM 14.01.2008).

Tabella 3: coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno.

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
<i>Coesione efficace</i>	c'_k	γ_c	1,0	1,25
<i>Resistenza non drenata</i>	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	γ	γ_γ	1,0	1,0

I coefficienti parziali applicati alle resistenze del terreno sono riportati in tabella 4.

Tabella 4: coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

7.2 Resistenza del terreno di fondazione (SLU)

In questo paragrafo si riportano i risultati delle verifiche al collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno (DM. 14 Gennaio 2008) e, non essendo disponibili le Azioni di progetto, si ribadisce che sono finalizzate unicamente a fornire un'indicazione per il dimensionamento preliminare dell'intervento.

Per il calcolo è stata considerata una fondazione continua (trave rovescia), lunga 15,0 m e di larghezza variabile (0,8 m – 1,2 m); Nel calcolo è stato assunto un incastrato della fondazione nel terreno pari a 0,5 m e pressioni omogenee determinate da carichi centrati e verticali.

I valori di resistenza ottenuti dalle analisi effettuate sono qui di seguito riportati.

Tabella 5: resistenze del terreno, relative al collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno, per fondazioni tipo Trave rovescia, al variare delle dimensioni.

Larghezza (m)	Incastro (m)	Autore	Condizioni di analisi	Carico limite (kN/m ²)	Resistenza di progetto (kN/m ²)	Cedimento Lato Est (cm)
0,8	0,5	Brinch-Hansen 1970	Statica-drenata	253.14	140.63	2.11
			Sismica	244.18	135.66	1.97
1	0,5	Brinch-Hansen 1970	Statica-drenata	251.40	139.67	2.08
			Sismica	242.20	134.61	1.94
1,2	0,5	Brinch-Hansen 1970	Statica-drenata	252.37	140.21	2.10
			Sismica	243.04	135.02	1.95

L'analisi dei **cedimenti**, fatta con il metodo monodimensionale di Terzaghi e considerando le pressioni di progetto calcolate, ha fornito valori prossimi ai due centimetri che per la tipologia di edificio in progetto sono accettabili per cui le resistenze di progetto del terreno sono verificate anche per i cedimenti di consolidazione (SLE).

In letteratura (Bjerrum 1963) viene posto come limite di sicurezza delle distorsioni angolari, per edifici dove non si vogliono fessurazioni, un valore $\Delta/L = 1/500$ che corrisponde al rapporto tra l'entità del cedimento differenziale " Δ " tra due punti posti ad una distanza " L ".

7.3 Stabilità dei fronti di scavo

Per consentire la realizzazione del piano interrato sono previsti scavi la cui massima profondità è di 3,5 metri.

Con l'analisi di stabilità effettuata, utilizzando i "parametri geotecnici caratteristici" (Tabella 1) ridotti con i coefficienti previsti dalla normativa, è stato possibile determinare la profilatura ottimale dei fronti di scavo al fine di garantire la sicurezza in fase di realizzazione dell'opera.

Da tale analisi è emerso che gli scavi dovranno essere profilati realizzando scarpate inclinate con angoli inferiori o uguali a 65° .

Nel caso tali condizioni non siano realizzabili per mancanza di spazio si dovranno sostenere le pareti di scavo con opere di sostegno temporanee come ad esempio: paratie di micropali, reti chiodate, sottomorazioni, ecc...

In figura 9 è riportato il profilo di analisi con indicato il cerchio di rottura più critico.

Al perimetro dello scavo, e per una fascia di almeno 2,0 m, dovranno essere evitati i carichi eccezionali o il transito ai mezzi.

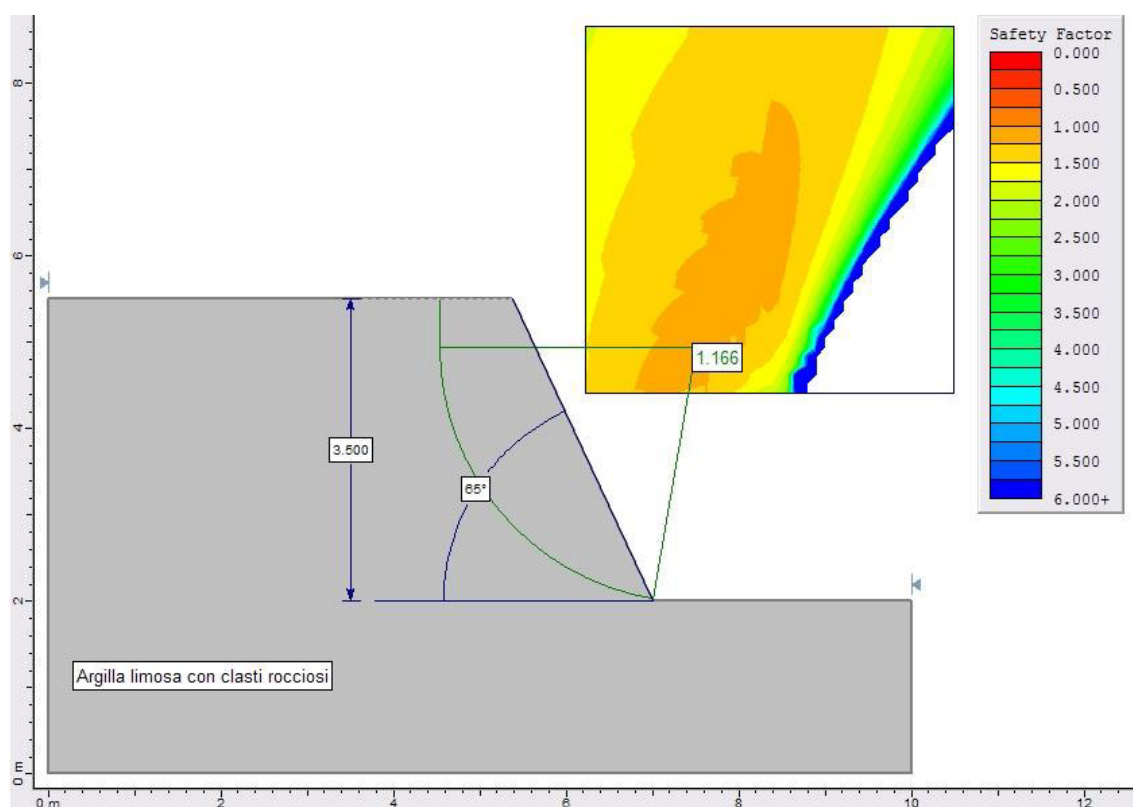


Fig. 9: analisi di stabilità con indicata la superficie di scivolamento con coefficiente di sicurezza minimo ottenuto.

8 INQUADRAMENTO DEL LOTTO NEL PIANO DI ASSETTO TERRITORIALE

Il Piano di Assetto del Territorio di Verona individua, sull'area interessata dal progetto, i seguenti “vincoli” a carattere geologico (Fig. 11):

1. Vincolo sismico – O.P.C.M. 3274/2003 e 3519/2006;
2. Area a rischio idraulico del Bacino dell'Adige in riferimento al PAI
3. Area di ricarica degli acquiferi;

1) Relativamente al vincolo sismico il progetto deve rispettare quanto stabilito dal Decreto Ministeriale del 14/01/08 (Nuove Norme Tecniche per le costruzioni) e dalla Delibera della Regione Veneto n. 71 del 14/01/2008;

2) Secondo quanto indicato dal PAI, dell'Autorità di Bacino del Fiume Adige, l'area interessata dal progetto non rientra in alcuna classe di “Aree a rischio idraulico” e, inoltre, il sito in esame è posizionato in zona morfologicamente rilevata rispetto al fondovalle.

3) L'edificio in progetto non rientra nella tipologia di insediamenti o delle opere vietate per queste aree e, nel caso in oggetto, le acque reflue saranno recapitate in pubblica fognatura e verrà rispettato quanto previsto dal Piano di Tutela delle Acque della Regione Veneto.

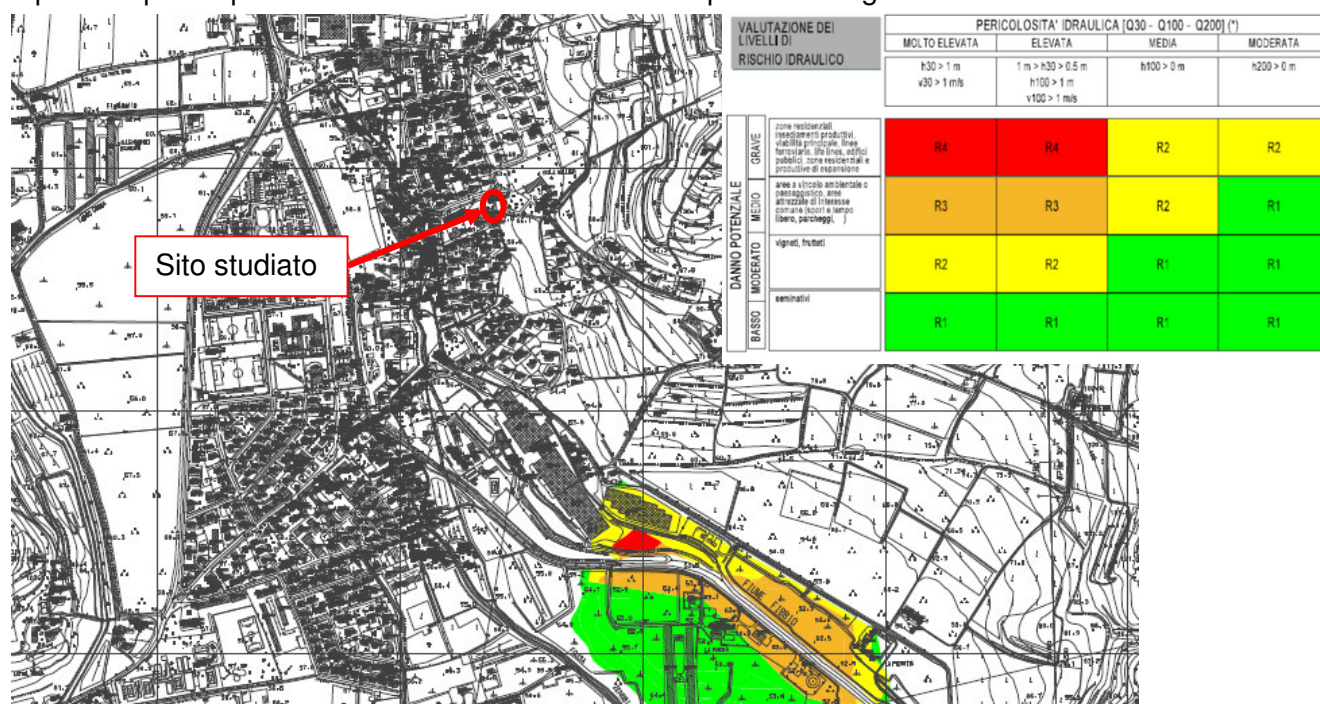


Fig. 10: Estratto dalla Carta delle Aree a diverso grado di Rischio idraulico del PAI dell'Adige.

Il P.A.T. non evidenzia, sull'area interessata dal progetto, la presenza di alcuna “Invariante” geologica (Tavola 2).

La Carta delle Fragilità del P.A.T. (Fig. 12) classifica, ai fini edificatori, l'area oggetto di intervento come “Terreno mediocre” e relativamente alla Vulnerabilità intrinseca degli acquiferi come appartenente all'Unità M o “Unità delle aree di pianura e di fondo valle” alla quale viene attribuita una Vulnerabilità intrinseca media.

Nelle zone con “Terreno mediocre” la normativa tecnica del PAT (art. 37 delle N.T.A.) prescrive che: *“l’edificabilità è possibile, ma richiede indagini geognostiche specifiche, verifiche di stabilità ed eventuali interventi di stabilizzazione preventivi”*.

La modellazione stratigrafica e le analisi effettuate in questo studio hanno permesso di escludere che la realizzazione dell’opera in progetto possa determinare effetti geologici sull’ambiente circostante o sulle opere esistenti al contorno.

Relativamente alla “Vulnerabilità intrinseca degli acquiferi” a cui è soggetta l’area di intervento (art. 38 delle N.T.A.) e sulla base delle indagini e valutazioni fatte nella presente relazione, è possibile riassumere quanto segue:

- Non sono presenti opere o scarichi che possano incidere sugli acquiferi;
- Nell’area interessata dal progetto, non sono presenti sorgenti o risorgive, la sorgente più vicina è posizionata sul fondovalle, ad una distanza di circa 100 metri in direzione sud e vista l’assenza di scarichi nel suolo e la bassissima permeabilità del terreno è possibile escludere qualsiasi interferenza delle opere in progetto con la sorgente stessa;
- La falda freatica presente nella zona di intervento può essere collocata ad una profondità superiore ai 10 m dal piano di campagna e quindi non potrà essere intercettata dagli scavi.

Da quanto sopra riportato si può quindi affermare che il progetto rispetta le disposizioni del Piano di Regionale di Tutela delle Acque e quanto stabilito dal P.A.T. del Comune di Verona;

Non è quindi necessario prevedere misure di tutela, salvaguardia e/o mitigazione.

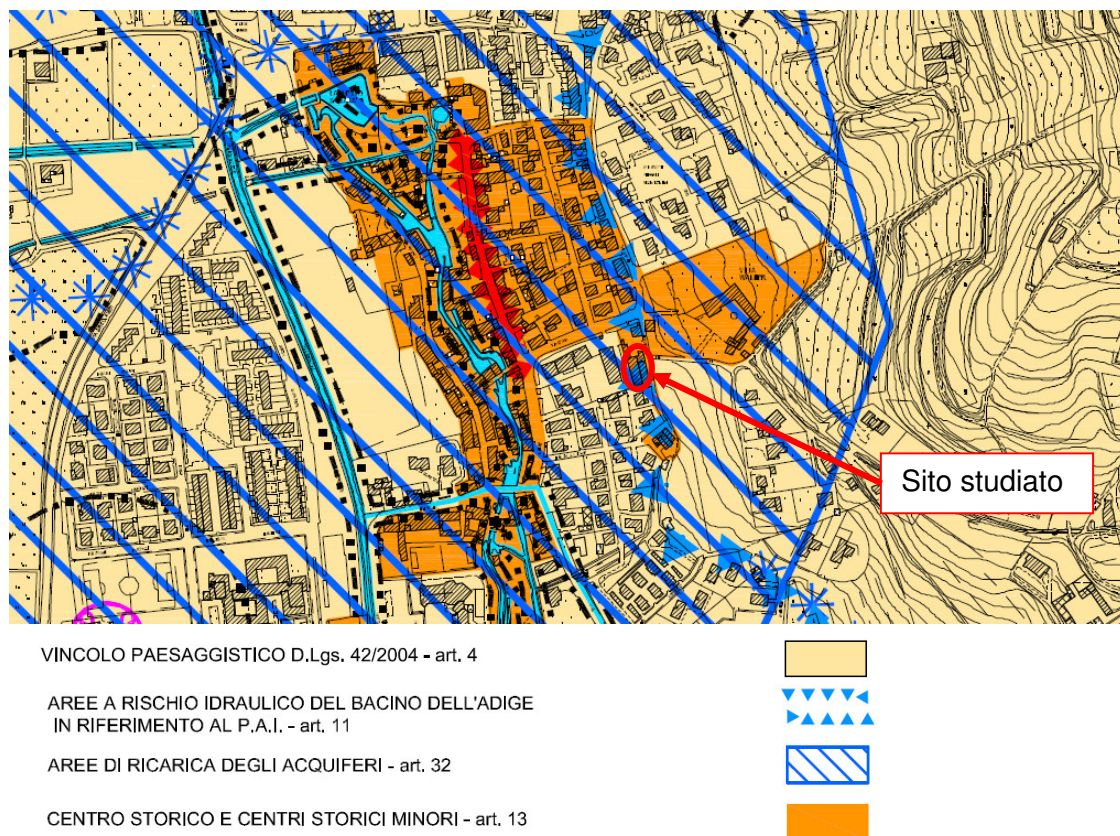
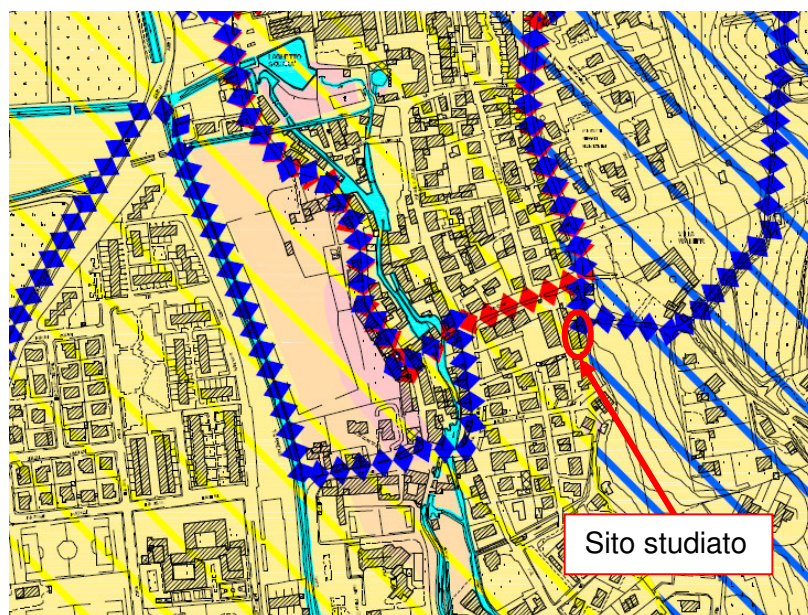


Fig. 11: Carta dei Vincoli e della Pianificazione Territoriale (Tav. 1 del PAT)



PENALITA' AI FINI EDIFICATORI - art. 37

TERRENO OTTIMO	
TERRENO BUONO	
TERRENO MEDIOCRE	
TERRENO SCADENTE	
TERRENO PESSIMO	

VULNERABILITA' INTRINSECA DEGLI ACQUIFERI - art. 38

UNITA' E	
UNITA' A	
UNITA' M	
UNITA' B	
UNITA' C	
UNITA' V	

AREE ARCHEOLOGICHE A RISCHIO - art. 5

b	
c	

Fig. 12: Carta della Fragilità (Tav. 3 del PAT)

9 CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Dalle indagini svolte nel presente lavoro è possibile trarre le seguenti considerazioni conclusive.

- Nel sito di intervento il sottosuolo è costituito da depositi colluviali di versante (limi argillosi con clasti rocciosi e ghiaie).
- Le fondazioni delle opere in progetto saranno impostate ad una profondità di 3,5 m.
- L'assenza di indicatori cinematici e la disposizione topografica dell'area di intervento permettono di escludere la presenza di problematiche geologiche particolari in atto o potenziali relativamente alla stabilità globale dell'intervento in progetto.
- Nella zona di intervento non sono presenti impluvi o corsi d'acqua e non sono state individuate sorgenti d'acqua, risorgive, né falde acquifere per cui è possibile escludere che le opere previste dal progetto possano interferire con i deflussi superficiali della zona o con il regime idrogeologico sotterraneo.
- Ai fini della caratterizzazione sismica si è visto che il lotto interessato dal progetto appartiene ad una Categoria topografica T1 e ha un sottosuolo che rientra nella Categoria "E". L'accelerazione attesa, riferita al bedrock, (a_g) è pari a **0,160 g** e l'accelerazione massima orizzontale (A_{max}) da adottarsi, in conformità a quanto stabilito dalla O.P.C.M. 3519/2006, è pari a circa **2,47 m/s²**, avente una probabilità di superamento del 10% in 50 anni e un tempo di ritorno di 475 anni (Capitolo 6).
- L'analisi geotecnica eseguita ha permesso di calcolare le pressioni ammissibili in funzione del carico di rottura del terreno di fondazione e i dati ottenuti per fondazioni continue e per plinti, considerando il caso di carichi verticali e centrati, sono riportati in tabella 5.
- Le pareti risultanti dagli scavi dovranno essere profilate con un'inclinazione, rispetto al piano orizzontale, inferiore a 65°.

Come previsto dalla normativa vigente, in corso d'opera si dovrà verificare la corrispondenza tra le previsioni progettuali e la situazione riscontrata.

Roverè Veronese lì: 12 febbraio 2014

Dott. geol DARIO GASPARI



ALLEGATO 1
Prove penetrometriche

LEGENDA SPECIFICHE TECNICHE PROVA PENETROMETRICA DINAMICA

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.

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 più sotto riportata) si rileva una prima suddivisione in quattro classi (in base al peso M della massa battente) :

DIVERSE TIPOLOGIE DI PENETROMETRI DINAMICI Classificazione ISSMFE dei penetrometri dinamici

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

Per la visione delle caratteristiche tecniche dei penetrometri, si rimanda alla sezione EDITOR PENETROMETRI.

I PENETROMETRI dinamici in uso in Italia risultano essere i seguenti (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 $\delta \approx 10$ cm, punta conica ($\alpha \approx 60-90^\circ$),
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 $\delta \approx 10$ cm, punta conica ($\alpha \approx 60-90^\circ$),
diametro D = 35.7 mm, area base cono A = 10 cm² rivestimento / fango bentonitico : talora previsto

- DINAMICO PESANTE ITALIANO (SCPT) (SUPERPESANTE secondo la classifica ISSMFE)
massa battente M = 73 kg, altezza di caduta H = 0.75 m, avanzamento $\delta \approx 30$ cm, punta conica ($\alpha \approx 60^\circ$),
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 $\delta \approx 20-30$ cm, punta conica ($\alpha \approx 60^\circ$),
diametro D = 50.5 mm , area base cono A = 20 cm², rivestimento / fango bentonitico : talora previsto .

LEGENDA PARAMETRI GEOTECNICI SPECIFICHE TECNICHE

VALUTAZIONI STATISTICHE - CORRELAZIONI N / Nspt

Il sottosuolo indagato viene suddiviso in strati .

Previa definizione della profondità di ciascuno strato , il programma effettua (con riferimento al numero di colpi N) una serie di elaborazioni statistiche dei dati in memoria, valutando :

valore minimo m , massimo Max , media M, scarto quadratico medio s, valore medio/minimo $(M+m)^{1/2}$

media-scarto quadratico medio (M-s)

Ciò considerato , si potrà adottare il valore caratteristico VCA per N più adatto , a seconda delle esigenze, impostando uno dei valori elaborati sopracitati o un valore a scelta.

Successivamente , con riferimento al valore caratteristico assunto per il numero di colpi N , si potrà avviare un tentativo di correlazione con il numero di colpi Nspt della prova SPT : $Nspt = \beta N$ [ove per il coefficiente β si potrà introdurre un valore sperimentale a piacere (vedi note illustrative), ovvero il coefficiente teorico di energia β_t fornito dal programma] .

VALUTAZIONE RESISTENZA DINAMICA E COEFFICIENTE DI ENERGIA

La resistenza alla punta dinamica Rpd viene comunemente valutata in base alla formula Olandese :

$$Rpd = (M^2 H) / [A e (M + P)] \text{ ove :}$$

N = n. colpi per avanzamento δ Rpd = resist.dinam.punta [area A] M = massa battente [altezza caduta H]

e = avanzamento per colpo = δ/N P = peso tot. sistema battuta e aste ,

ovvero in base alla formula semplificata :

$$Rpd' = (M H) / (A e) = (M H) N / (A \delta) = Q N ,$$

ove : $Q = (M H) / (A \delta)$ = energia specifica teorica per colpo .

Ciò considerato, volendo riferire la prova in esame (N,Q) alla prova SPT (Nspt,Qspt),

dall 'uguaglianza dei valori di resistenza dinamica relativi alle due prove, si ricava teoricamente :

$$Rpd' = Q N = Qspt Nspt \Rightarrow Nspt = N [Q/Qspt] = \beta N ,$$

ove il rapporto $\beta_t = Q/Qspt$ viene definito coefficiente teorico di energia della prova in esame ,

relativamente alla prova SPT ($Qspt = 7.83 \text{ kg/cm}^2 = 0.768 \text{ MPa}$) per $M = 63.5 \text{ kg}$, $H = 0.75 \text{ m}$, $D = 50.8 \text{ mm}$,

$A = 20.27 \text{ cm}^2$, $d = 0.30 \text{ m}$) .

Le scelte litologiche vengono effettuate in base al valore del numero dei colpi SPT equivalente

prevedendo altresì la possibilità di casi dubbi :

Nspt -> Dr DENSITA' RELATIVA (Terreni granulari) - TERZAGHI & PECK (1948-1967)

Nspt -> ϕ' ANGOLO DI ATTRITO EFFICACE (Terreni granulari) - PECK-HANSON-THORBURN (1953-1974)

Nspt -> E' MODULO DI DEFORMAZIONE DRENATO (Terreni granulari) - D'APPOLONIA e altri (1970)

Nspt -> Cu COESIONE NON DRENATA (Terreni coesivi) - TERZAGHI & PECK (1948-1967)

Nspt -> Y PESO DI VOLUME

TERRENI GRANULARI (Terzaghi-Peck 1948/1967) [e.max = 1 e.min = 1/3 G = 2.65]

TERRENI COESIVI (Bowles 1982, Terzaghi-Peck 1948/1967) [p.specifico G = 2.70]

Rpd -> Qd CAPACITA' PORTANTE DINAMICA Herminier, Tchong & Lebegue(1965)

F.L. = accelerazione al suolo che può causare liquefazione (terreni granulari)

(g = accelerazione gravità)(Seed & Idriss 1971 - Sirio 1976) [correlazioni : (Amax/g)]

Vs = velocità di propagazione delle onde sismiche (Sycora e Stokoe 1983)

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA LETTURE DI CAMPAGNA PUNTA E/O TOTALE	DIN	1
	riferimento	30-01-14
	certificato n°	
	n° verb. accett.	

Committente: Dr. Geol. Dario Gaspari	U.M.: kg/cm²	Data esec.: 29/01/2014
Cantiere: Nuovo fabbricato	Pagina: 1	Data certificato: 03/02/2014
Località: Via dei Platani - Montorio (VR)	Elaborato:	Falda: Assente

H m	Asta n°	L1 n°	L2 n°	qcd kg/cm²	H m	Asta n°	L1 n°	L2 n°	qcd kg/cm²
0.20	1	21		452.98					
0.40	1	51		1100.10					
0.60	2	22		474.55					
0.80	2	6		129.42					
1.00	2	13		257.99					
1.20	2	7		138.92					
1.40	2	9		178.61					
1.60	3	7		138.92					
1.80	3	7		138.92					
2.00	3	5		91.88					
2.20	3	6		110.25					
2.40	3	10		183.75					
2.60	4	10		183.75					
2.80	4	10		183.75					
3.00	4	8		136.86					
3.20	4	3		51.32					
3.40	4	6		102.65					
3.60	5	5		85.54					
3.80	5	3		51.32					
4.00	5	8		128.03					
4.20	5	5		80.02					
4.40	5	3		48.01					
4.60	6	4		64.02					
4.80	6	5		80.02					
5.00	6	4		60.14					
5.20	6	3		45.10					
5.40	6	3		45.10					
5.60	7	3		45.10					
5.80	7	4		60.14					
6.00	7	3		42.53					
6.20	7	3		42.53					
6.40	7	3		42.53					
6.60	8	24		340.20					

H = profondità
 L1 = prima lettura (colpi punta)
 L2 = seconda lettura (colpi rivestimento)

qcd = resistenza dinamica punta
 Asta = numero di asta impiegata

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA SUDDIVISIONE GEOTECNICA	DIN	1
	riferimento	30-01-14
	certificato n°	
	n° verb. accett.	

Committente: Dr. Geol. Dario Gaspari	U.M.: kg/cm²	Data esec.: 29/01/2014
Cantiere: Nuovo fabbricato	Pagina: 1	Data certificato: 03/02/2014
Località: Via dei Platani - Montorio (VR)	Elaborato:	Falda: Assente

PARAMETRI GENERALI													
n°	profondità m	statistica	VCA colpi	β -	Nspt colpi	rp kg/cm²	qc kg/cm²	Vs m/sec	G kg/cm²	Q kg/cm²	natura	descrizione	
1	0.00 : 0.60	Media	31	1.51	47	675.88	337.94	126	261	33.79	Granulare		
2	0.60 : 0.80	Media	6	1.51	9	129.42	58.24	102	70	6.47	Coes./Gran.		
3	0.80 : 1.00	Media	13	1.51	20	257.99	140.21	123	132	12.90	Granulare		
4	1.00 : 1.80	Media	8	1.51	11	148.84	66.98	120	82	7.44	Coes./Gran.		
5	1.80 : 2.20	Media	6	1.51	8	101.07	45.48	122	63	5.05	Coes./Gran.		
6	2.20 : 3.00	Media	10	1.51	14	172.03	87.28	142	99	8.60	Granulare		
7	3.00 : 3.20	Media	3	1.51	5	51.32	17.96	43	112	2.57	Coesiva		
8	3.20 : 3.60	Media	6	1.51	8	94.10	42.34	135	63	4.70	Coes./Gran.		
9	3.60 : 3.80	Media	3	1.51	5	51.32	17.96	43	116	2.57	Coesiva		
10	3.80 : 5.00	Media	5	1.51	7	76.71	34.81	139	57	3.84	Coes./Gran.		
11	5.00 : 6.40	Media	3	1.51	5	46.15	16.54	43	126	2.31	Coesiva		
12	6.40 : 6.60	Media	24	1.51	36	340.20	170.10	217	211	17.01	Granulare		

NATURA COESIVA								NATURA GRANULARE						
n°	profondità m	Nspt colpi	Cu kg/cm²	Ysat t/m³	W %	e -	Mo kg/cm²	Dr %	ø °	E' kg/cm²	Ysat t/m³	Yd t/m³	Mo kg/cm²	Liq. -
1	0.00 : 0.60	47	---	---	---	---	---	82	40	554	2.14	1.82	522	---
2	0.60 : 0.80	9	0.56	1.89	34.00	0.92	44	32	30	261	1.92	1.48	173	---
3	0.80 : 1.00	20	---	---	---	---	---	50	33	345	1.99	1.59	292	---
4	1.00 : 1.80	11	0.69	1.91	32.11	0.87	50	37	30	276	1.94	1.51	196	---
5	1.80 : 2.20	8	0.50	1.87	34.98	0.94	41	28	29	253	1.91	1.46	161	---
6	2.20 : 3.00	14	---	---	---	---	---	41	31	299	1.96	1.53	230	---
7	3.00 : 3.20	5	0.31	1.83	39.28	1.06	33	---	---	---	---	---	---	---
8	3.20 : 3.60	8	0.50	1.87	34.98	0.94	41	28	29	253	1.91	1.46	161	---
9	3.60 : 3.80	5	0.31	1.83	39.28	1.06	33	---	---	---	---	---	---	---
10	3.80 : 5.00	7	0.44	1.86	36.00	0.97	39	25	29	245	1.90	1.45	150	---
11	5.00 : 6.40	5	0.31	1.83	39.28	1.06	33	---	---	---	---	---	---	---
12	6.40 : 6.60	36	---	---	---	---	---	71	38	469	2.08	1.74	429	---

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA

DIAGRAMMI COLPI / RESISTENZA

DIN
1

riferimento

30-01-14

certificato n°

n° verb. accett.

 Committente: **Dr. Geol. Dario Gaspari**

 Cantiere: **Nuovo fabbricato**

 Località: **Via dei Platani - Montorio (VR)**

 U.M.: **kg/cm²**

 Scala: **1:35**

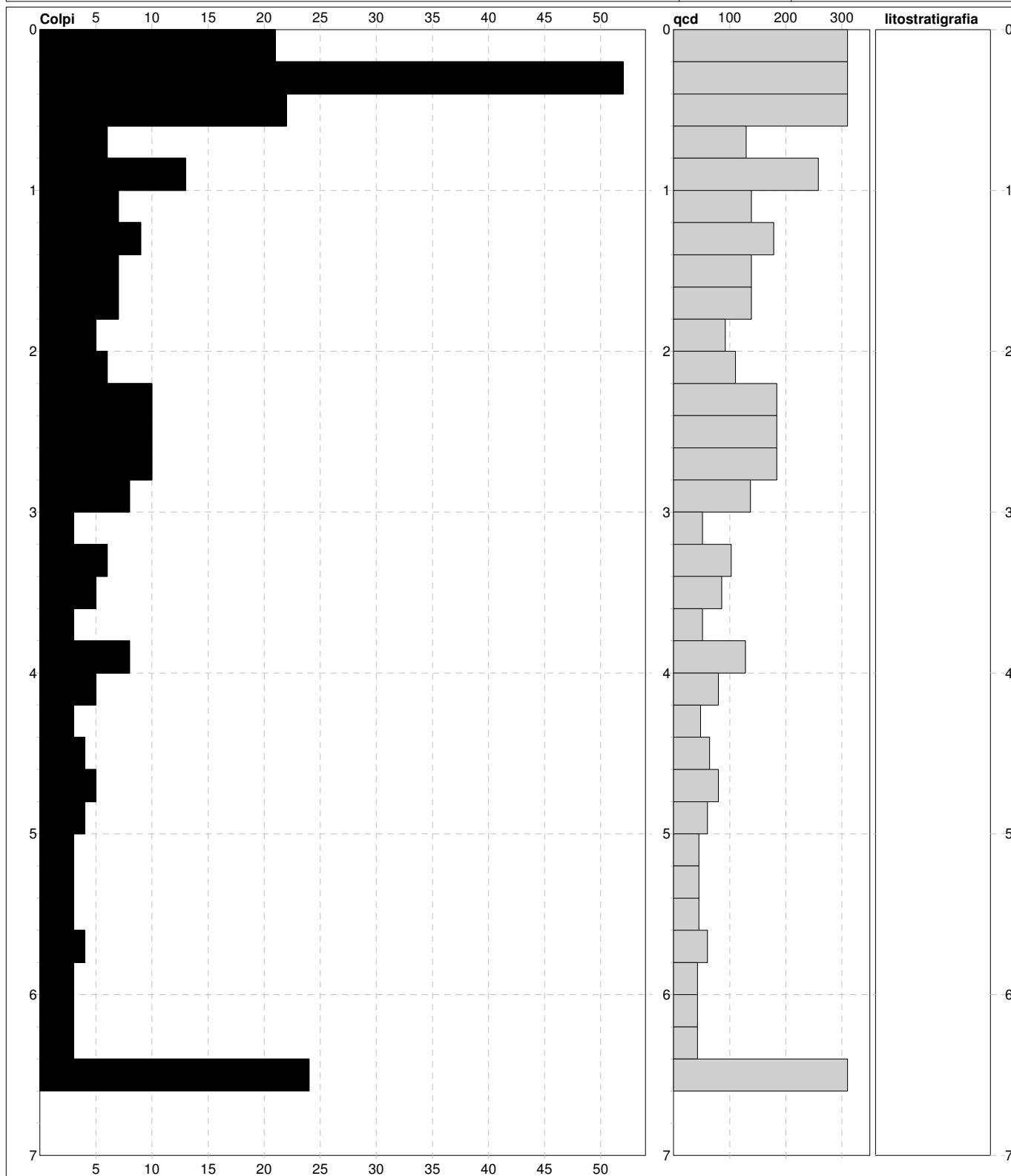
 Pagina: **1**

Elaborato:

 Data esec.: **29/01/2014**

 Data certificato: **03/02/2014**

Quota ass.:

 Falda: **Assente**

 Penetrometro: **SP100**

 Massa battente: **m**

 Altezza caduta: **m**

 Avanzamento: **0.20 m**

 Litologia: **Begemann [qc + qc/fs] 4 Zone**

 Responsabile: **Dr. Geol Calzolari Leonardo**

Assistente:

 Preforo: **m**

 Corr.astine: **kg/ml**

 Cod.ISTAT: **0**
FON065

Software by dott. Geol. Diego Merlin 0425-840820

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA LETTURE DI CAMPAGNA PUNTA E/O TOTALE	DIN	2
	rilasciato	30-01-14
	certificato n°	
	n° verb. accett.	

Committente: Dr. Geol. Dario Gaspari	U.M.: kg/cm²	Data esec.: 29/01/2014
Cantiere: Nuovo fabbricato	Pagina: 1	Data certificato: 03/02/2014
Località: Via dei Platani - Montorio (VR)	Elaborato:	Falda:

H m	Asta n°	L1 n°	L2 n°	qcd kg/cm²	H m	Asta n°	L1 n°	L2 n°	qcd kg/cm²
0.20	1	2		21.57					
0.40	1	2		21.57					
0.60	2	2		21.57					
0.80	2	2		21.57					
1.00	2	2		19.85					
1.20	2	2		19.85					
1.40	2	2		19.85					
1.60	3	3		29.77					
1.80	3	3		29.77					
2.00	3	7		64.31					
2.20	3	10		91.88					
2.40	3	11		101.06					
2.60	4	11		101.06					
2.80	4	5		45.94					
3.00	4	11		94.09					
3.20	4	9		76.98					
3.40	4	7		59.88					
3.60	5	8		68.43					
3.80	5	6		51.32					
4.00	5	9		72.02					
4.20	5	6		48.01					
4.40	5	4		32.01					
4.60	6	6		48.01					
4.80	6	6		48.01					
5.00	6	4		30.07					
5.20	6	5		37.59					
5.40	6	3		22.55					
5.60	7	3		22.55					
5.80	7	2		15.03					
6.00	7	4		28.35					
6.20	7	4		28.35					
6.40	7	3		21.26					
6.60	8	2		14.18					
6.80	8	2		14.18					
7.00	8	2		13.41					
7.20	8	3		20.11					
7.40	8	2		13.41					
7.60	9	2		13.41					
7.80	9	2		13.41					
8.00	9	2		12.72					
8.20	9	2		12.72					

H = profondità	qcd = resistenza dinamica punta
L1 = prima lettura (colpi punta)	Asta = numero di asta impiegata
L2 = seconda lettura (colpi rivestimento)	

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA SUDDIVISIONE GEOTECNICA	DIN	2
	referimento	30-01-14
	certificato n°	
	n° verb. accett.	

Committente: Dr. Geol. Dario Gaspari	U.M.: kg/cm²	Data esec.: 29/01/2014
Cantiere: Nuovo fabbricato	Pagina: 1	Data certificato: 03/02/2014
Località: Via dei Platani - Montorio (VR)	Elaborato:	Falda:

PARAMETRI GENERALI													
n°	profondità m	statistica	VCA colpi	β -	Nspt colpi	rp kg/cm²	qc kg/cm²	Vs m/sec	G kg/cm²	Q kg/cm²	natura	descrizione	
1	0.00 : 1.40	Media	2	1.51	3	20.83	15.10	30	77	1.04	Coesiva		
2	1.40 : 1.80	Media	3	1.51	5	29.77	20.84	43	99	1.49	Coesiva		
3	1.80 : 2.60	Media	10	1.51	15	89.58	89.58	139	105	4.48	Granulare		
4	2.60 : 2.80	Media	5	1.51	8	45.94	41.34	129	63	2.30	Coes./Gran.		
5	2.80 : 4.00	Media	8	1.51	13	70.45	64.15	147	93	3.52	Coes./Gran.		
6	4.00 : 5.00	Media	5	1.51	8	41.22	37.45	143	63	2.06	Coes./Gran.		
7	5.00 : 6.40	Media	3	1.51	5	25.10	18.04	43	126	1.25	Coesiva		
8	6.40 : 8.20	Media	2	1.51	3	14.17	9.91	30	121	0.71	Coesiva		

		NATURA COESIVA						NATURA GRANULARE							
n°	profondità m	Nspt colpi	Cu kg/cm²	Ysat t/m³	W %	e -	Mo kg/cm²	Dr %	ø °	E' kg/cm²	Ysat t/m³	Yd t/m³	Mo kg/cm²	Liq. -	
1	0.00 : 1.40	3	0.19	1.78	44.21	1.19	28	---	---	---	---	---	---	---	
2	1.40 : 1.80	5	0.31	1.83	39.28	1.06	33	---	---	---	---	---	---	---	
3	1.80 : 2.60	15	---	---	---	---	---	43	32	307	1.96	1.54	241	---	
4	2.60 : 2.80	8	0.50	1.87	34.98	0.94	41	28	29	253	1.91	1.46	161	---	
5	2.80 : 4.00	13	0.81	1.93	30.31	0.82	55	40	31	291	1.95	1.53	218	---	
6	4.00 : 5.00	8	0.50	1.87	34.98	0.94	41	28	29	253	1.91	1.46	161	---	
7	5.00 : 6.40	5	0.31	1.83	39.28	1.06	33	---	---	---	---	---	---	---	
8	6.40 : 8.20	3	0.19	1.78	44.21	1.19	28	---	---	---	---	---	---	---	

FON065

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA

DIAGRAMMI COLPI / RESISTENZA

DIN
2

riferimento

30-01-14

certificato n°

n° verb. accett.

Committente: **Dr. Geol. Dario Gaspari**

Cantiere: **Nuovo fabbricato**

Località: **Via dei Platani - Montorio (VR)**

U.M.: **kg/cm²**

Scala: **1:45**

Pagina: **1**

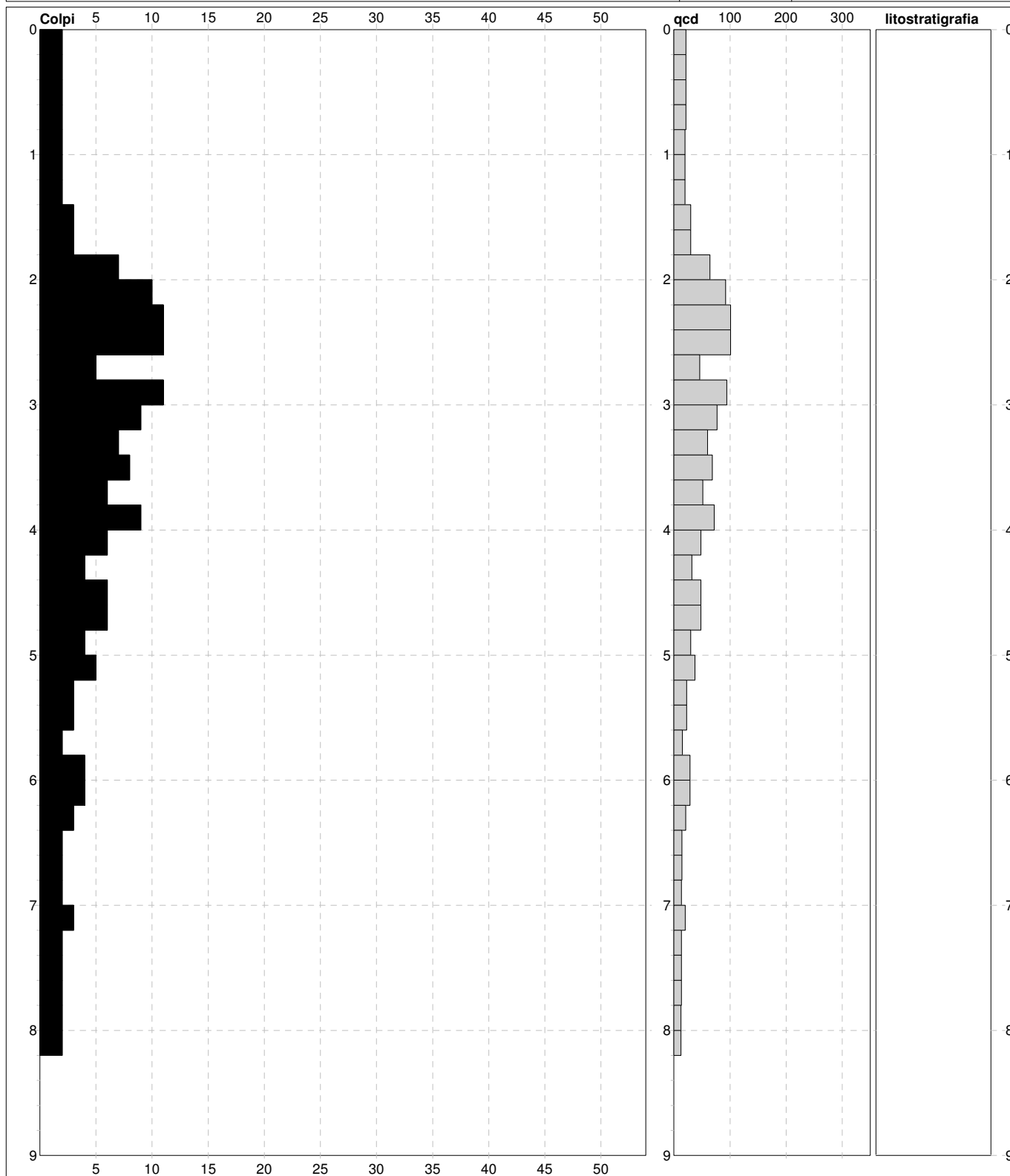
Elaborato:

Data esec.: **29/01/2014**

Data certificato: **03/02/2014**

Quota ass.:

Falda:


Penetrometro: **TG63-200S**

Massa battente: **63.00 m**

Altezza caduta: **0.75 m**

Avanzamento: **0.20 m**

Litologia: **Begemann [qc + qc/fs] 4 Zone**

Responsabile: **Dr. Geol Calzolari Leonardo**

Assistente:

Preforo: **m**

Corr.astine: **kg/ml**

Cod.ISTAT: **0**
FON065

Software by dott. Geol. Diego Merlin 0425-840820