

OGGETTO:

P.U.A. - PIANO DI LOTTIZZAZIONE DENOMINATO
"VIALE VERONA 2"

COMMITTENTI:

BENEDETTI CESARE C.F. BNDCSR64P07F861Q
BENEDETTI DANIELA C.F. BNDDNL57C43F861Q
BENEDETTI ROBERTA C.F. BNDRRT58D61F861Y

I RICHIEDENTI

Benedetti Cesare C.F. BNDCSR64P07F861Q

Benedetti Daniela C.F. BNDDNL57C43F861Q

Benedetti Roberta C.F. BNDRRT58D61F861Y

I PROGETTISTI

Ing.ir. Caprini Orazio Cf: CPRRZO53T03H924C

Arch.Cesare Benedetti Cf: BNDCSR64P07F861Q

TAV. 10

GIUGNO
2023

- RELAZIONE GEOLOGICA

Comune di PESCANTINA

Provincia di Verona

P.U.A. – PIANO DI LOTTIZZAZIONE DENOMINATO “VIALE VERONA 2”

Ditta F.lli Benedetti

RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA

D.M. 17.01.2018: Norme tecniche per le costruzioni

Verona, giugno 2023

dott. Paolo De Rossi

geologo

via Bombardi, 23

37131 V E R O N A

tel. 045-8408069 340-4501373

e-mail: pdr@geologoderossi.com - geologoderossi@gmail.com - pdr@epap.sicurezzapostale.it





PROGETTO: P.U.A. – PIANO DI LOTTIZZAZIONE DENOMINATO “VIALE VERONA 2”

COMMITTENTE: ing. Orazio Caprini a nome e per conto della proprietà (F.lli Benedetti)

RESPONSABILE: Dott. Geol. PAOLO DE ROSSI

COLLABORATORI: /

LOCALITA': Pescantina, viale Verona

DATA EMISSIONE: 30 giugno 2023

Questo documento non può essere copiato o riprodotto senza autorizzazione, ogni violazione verrà perseguita a norma di legge.



INDICE

1 - PREMESSA	4
2 – INQUADRAMENTO GEOLOGICO	5
2.1 – Situazione geomorfologica e geologica	5
2.2 - Idrografia superficiale e idrogeologia	6
3 – PREVISIONI DEL P.A.T.	9
4 - SITUAZIONE GEOTECNICA E SISMICA	10
4.1 – Indagini geognostiche	10
4.2 – Caratterizzazione geotecnica	10
4.3 – Caratterizzazione sismica	13
4.3.1 – Faglie attive e capaci	19
5 – STIMA CAPACITA' PORTANTE DELLE FONDAZIONI	21
6 – OPERE DI URBANIZZAZIONE	26
7- CONCLUSIONI	27
 Allegato 1: Stralci del progetto	 28



1 – PREMESSA

L'ing. Orazio Caprini a nome e per conto della proprietà, mi ha incaricato di preparare questa relazione geologica e geotecnica per un P.U.A. in viale Verona nel capoluogo. Il progetto, preparato dall'ing. Orazio Caprini di Pescantina, prevede la urbanizzazione dell'area e la suddivisione in 6 lotti edificabili. Si vedano gli stralci di progetto in allegato per i dettagli.

Questa relazione esegue le verifiche previste nel D.M. 17.1.2018.

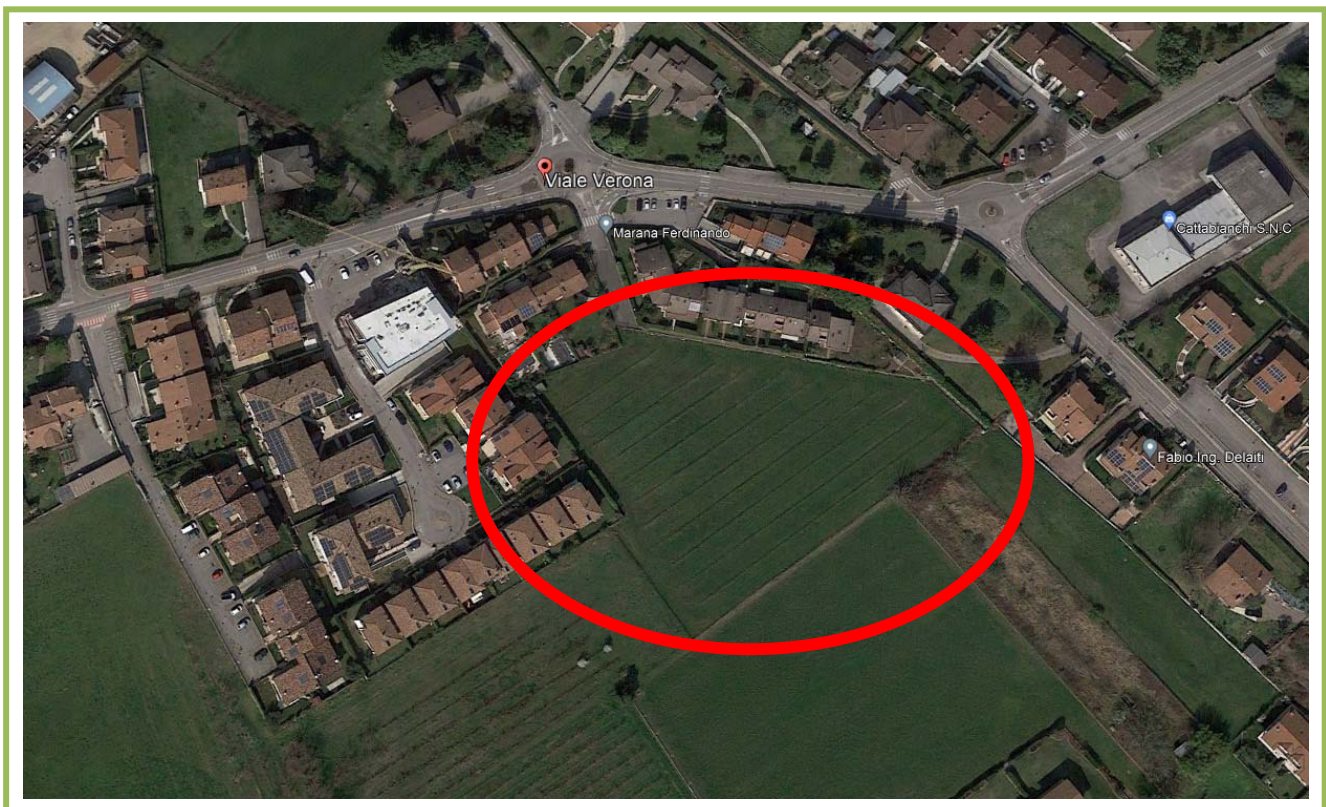


Fig. 1: il sito di progetto

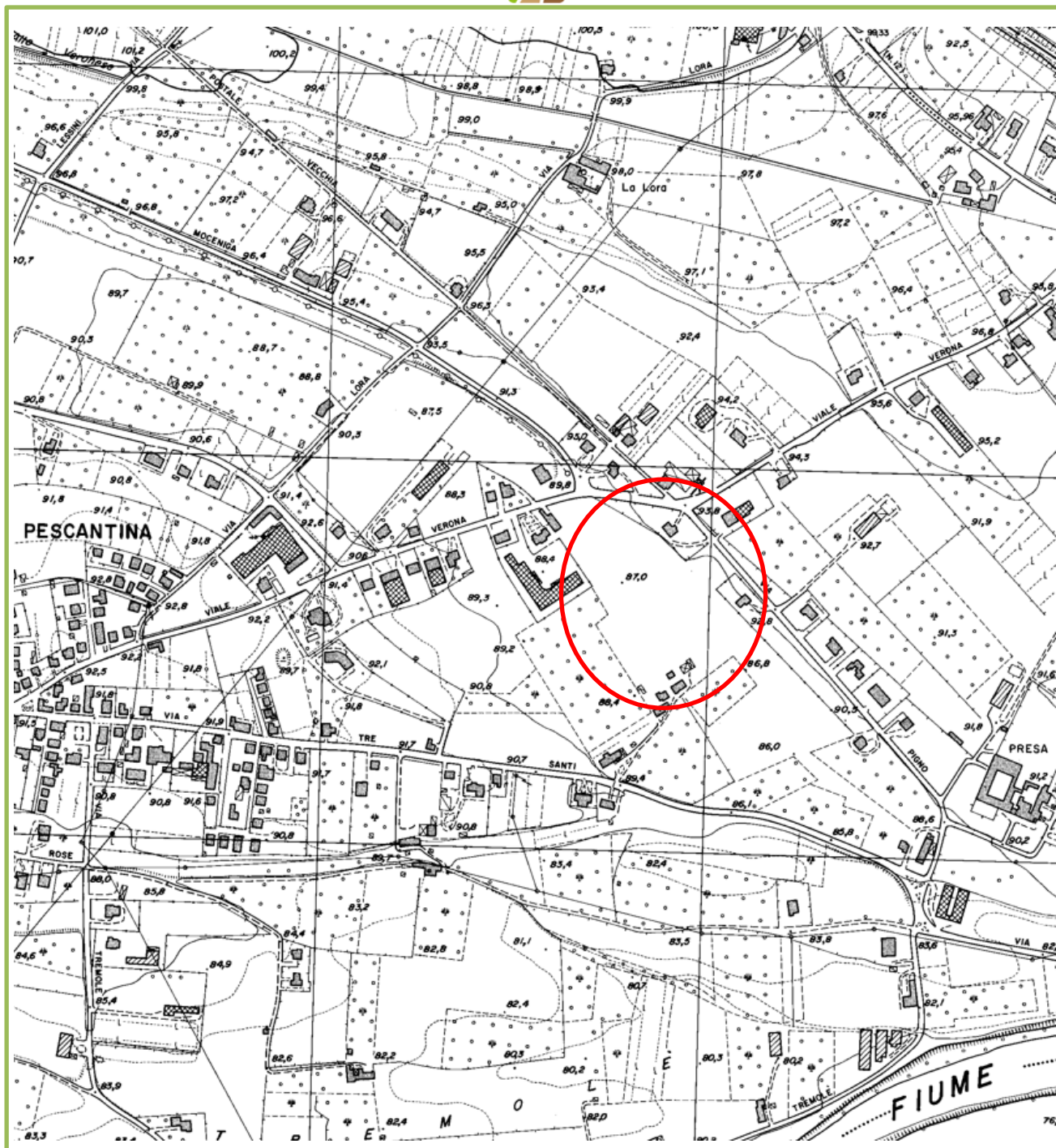


Fig. 2: ubicazione del sito (stralcio CTR scala 1:5.000 modificata)

2 – INQUADRAMENTO GEOLOGICO

2.1 – Situazione geomorfologica e geologica

La zona studiata è posta nella pianura alluvionale dell'Adige e si tratta quindi di un'area pianeggiante e assolutamente stabile dal punto di vista morfologico. La quota è di circa 90 m s.l.m..



La pianura alluvionale atesina è grande struttura morfologica compresa tra i rilievi lessinei a nord, l'anfiteatro morenico del Garda ad ovest e la bassa pianura a sud. Il fiume scorre a circa 900 metri di distanza a sud del sito e a quota più depressa di una ventina di metri. La morfologia dell'intorno dell'area di intervento è pianeggiante. Nella zona di Pescantina sono presenti scarpate di erosione fluviale, talora molto evidenti e con dislivello di parecchi metri, correlate alla azione di sedimentazione e poi di erosione del fiume Adige nel quaternario. Si tratta però di forme morfologiche stabili la più vicina delle quali segue all'incirca il percorso di via Moceniga, circa 100 m nord del sito di progetto.

La evoluzione morfologica della zona è praticamente arrestata venendo a mancare gli agenti naturali che la possono determinare.

La elevata permeabilità dei sedimenti che costituiscono il sottosuolo impedisce la formazione di una rete idrografica superficiale che è infatti assente. Questa caratteristica garantisce anche il buon drenaggio e evita la possibilità di ristagni d'acqua.

Dal punto di vista morfologico (stabilità nei confronti di frane o dissesti) l'area può essere considerata stabile e quindi adatta alla edificazione. L'area confinante a nord con una zona di recente urbanizzazione occupata da numerose altre costruzioni.

Dal punto di vista geologico il sottosuolo è costituito da un primo strato di terreno di coltivo ferrettizzato fino alla profondità di circa 70 cm. Al di sotto dello strato di coltivo si rinviene generalmente ghiaia e sabbia atesina su cui poggeranno le fondazioni degli edifici e le opere di urbanizzazione. Si tratta di ghiaie bianche composte da ciottoli arrotondati poligenici talora di dimensioni rilevanti, con sabbia e scarsa matrice fine e molto consistenti. Il sedimento è esteso fino a parecchie decine di metri di profondità secondo quanto desumibile da dati di bibliografia e di archivio.

2.2 – Idrografia superficiale e idrogeologia

Nella zona di interesse la elevata permeabilità del sottosuolo ghiaioso non consente lo sviluppo di una rete idrografica superficiale e i corsi d'acqua (a parte l'Adige) sono assenti. In campagna si riscontra la presenza di canalette irrigue consortili saltuariamente attive nel periodo estivo. Il fiume Adige, per l'attuale regime idraulico e la posizione ove scorre non può nemmeno eccezionalmente inondare la zona che infatti non è



classificata pericolosa dal Piano di Assetto Idrogeologico dell'Adige e dal Piano per la Gestione del Rischio di Alluvioni.

La falda acquifera in questa zona è profonda circa 35 metri e non esercita di conseguenza alcuna influenza sulle opere in progetto. Essa scorre da nord ovest a sud est con gradiente idraulico inferiore all'uno per mille, che testimonia una elevata permeabilità dell'acquifero. La falda presente è ospitata in un acquifero interamente ghiaioso che non presenta orizzonti argillosi continui.

La ghiaia del sottosuolo è povera di matrice fine e permeabile con coefficiente di permeabilità certamente superiore a 10^{-3} m/s, condizione che consente una facile dispersione delle acque nel terreno.

Tabella 3.1 Coefficiente di permeabilità k per vari terreni

k (m/s)	1	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}	10^{-8}	10^{-9}	10^{-10}	10^{-11}
<i>Drenaggio</i>	buono					povero				praticamente impermeabile		
	ghiaia pulita	sabbia pulita e miscele di sabbia e ghiaia pulita				sabbia fine, limi organici e inorganici, miscele di sabbia, limo e argilla, depositi di argilla stratificati				terreni impermeabili, argille omogenee sotto la zona alterata dagli agenti atmosferici		
						terreni impermeabili modificati dagli effetti della vegetazione e del tempo						

Tabella 3.2 Classificazione del terreno secondo il valore di k

Grado di permeabilità	Valore di k (m/s)
→ alto	superiore a 10^{-3}
medio	$10^{-3} \div 10^{-5}$
basso	$10^{-5} \div 10^{-7}$
molto basso	$10^{-7} \div 10^{-9}$
impermeabile	minore di 10^{-9}

Tabella 1: coefficiente di permeabilità per vari terreni (da Colleselli e Colombo)

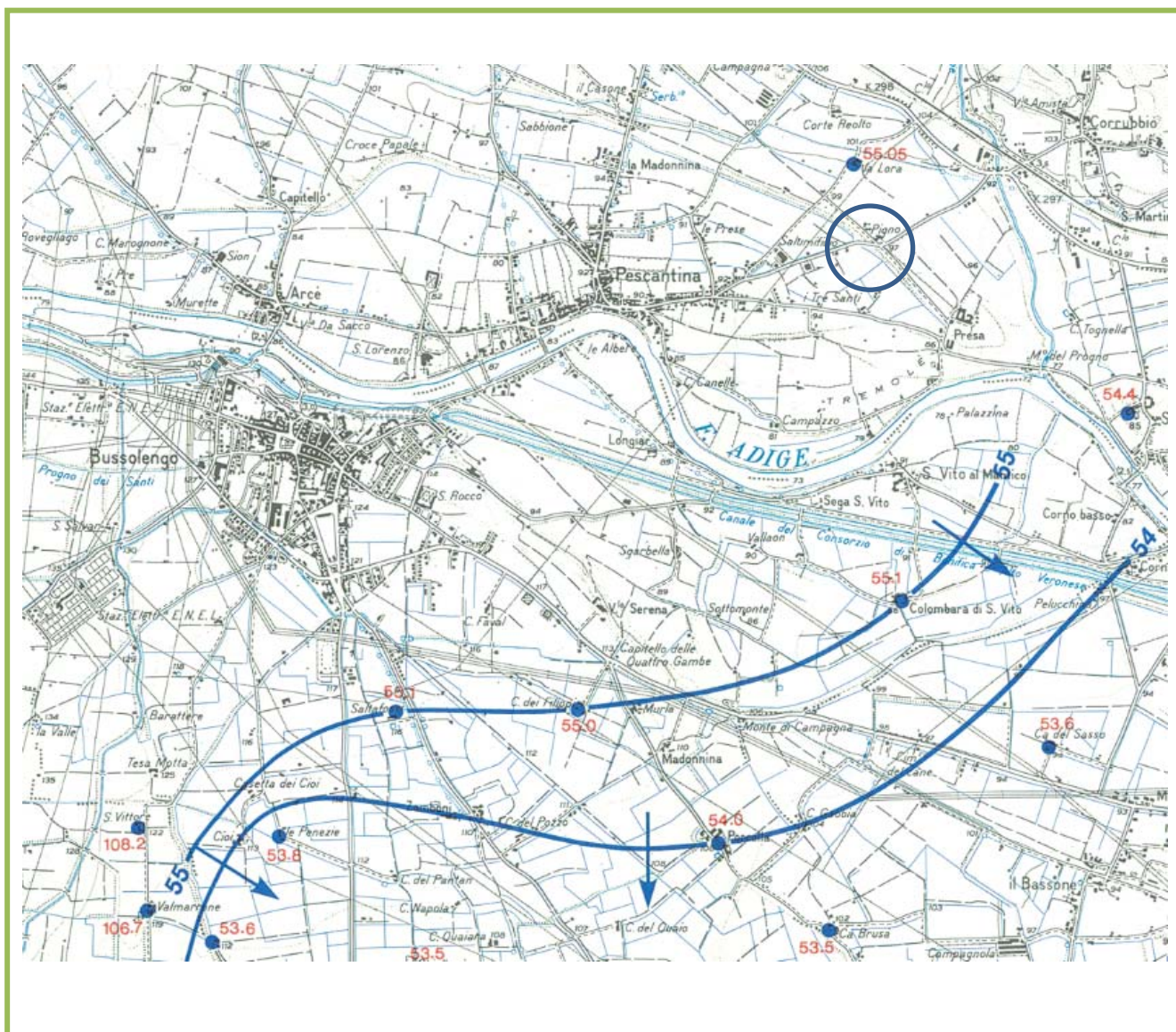


Fig. 3: piezometria della zona – fase di piena 1986 – (Dal Prà e De Rossi)



3 – PREVISIONI DEL P.A.T.

Il P.A.T. del comune di Pescantina, alla Carta delle Fragilità, classifica l'area come idonea alla edificazione (fondo verde) senza segnalare penalità.



Fig. 4: Stralcio della Carta delle Fragilità del P.A.T.



4 - SITUAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

4.1 – Indagini geognostiche

L'incarico ricevuto esclude la possibilità di effettuare indagini con scavi o altri tipi di prova. La zona è ben conosciuta dal punto di vista geotecnico e si è reperita una prova penetrometrica eseguita in via Carducci a poche decine di metri dall'area di progetto, che è verosimilmente rappresentativa anche del sottosuolo, presumibilmente ghiaioso del sito. In tale zona si è in passato osservato il sottosuolo in uno scavo edile.



Fig. 5: il sedimento ghiaioso osservato in uno scavo edile in via Carducci nel 2019

4.2 – Caratterizzazione geotecnica

La caratterizzazione geotecnica si basa su due presupposti non verificati non avendo potuto eseguire indagini:

- 1 – sottosuolo ghiaioso come normalmente si rinviene nella zona;
- 2 – rappresentatività della prova penetrometrica eseguita in via PCarducci anche per il sito di progetto.

Per fornire una caratterizzazione geotecnica aderente alla realtà ci si è riferiti, fatti salvi i presupposti precedenti, a quanto rilevato nel cantiere di via Carducci nel 2019. Il cantiere si trova a circa 50 m dall'area di progetto ed è ragionevole ritenere, vista la omogeneità stratigrafica della zona, che ricada in una situazione geologica e geolitologica analoga al sito di progetto. In tale cantiere si sono eseguite osservazioni sulla parete di scavo e si è effettuata una prova penetrometrica dinamica di cui si riportano a seguire i risultati.

Si è osservato che anche il deposito ghiaioso sottostante presenta una forma di pseudocementazione o pseudocoazione che consiste in un legame dei granuli sabbiosi e ghiaiosi dovuto in parte alla matrice fine ma



che si esplica al di là della resistenza per attrito tra i granuli. La resistenza per attrito del materiale ghiaioso smosso (angolo di attrito residuo o a volume costante) si aggira sui 35° ma quello di picco è molto superiore. In base ai risultati della prova penetrometrica esso si aggira su oltre 45° ma si è considerato più aderente alla realtà fisica ridurlo a 37°, da verificare appena possibile e comunque prima di progettare ed erigere le costruzioni.

In sintesi i parametri geotecnici utilizzati per le verifiche sono quelli derivanti dalla prova penetrometrica opportunamente ridotti per prudenza. I valori dei parametri geotecnici sono riportati con le elaborazioni a seguire.

GEO3 s.a.s. di Riccardo Di Palma & C.

Via Frattini, 48
37045 Legnago (Vr)

Rapporto di prova n°: 18-359

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
ELABORAZIONE STATISTICA

DIN 1

- committente : [REDACTED]
 - lavoro : [REDACTED]
 - località : Pescantina (VR), Via Carducci n. 2
 - sperimentatore :

- data prova : 19/11/2018
 - quota inizio : piano campagna
 - prof. falda : Falda non rilevata

- note : Prof. rifiuto (>100 colpi): -2,70 m

- pagina n°:

n°	Profondità (m)	PARAMETRO	ELABORAZIONE STATISTICA						VCA	β	Nspt	
			M	min	Max	$\frac{1}{2}(M+\min)$	s	M-s				M+s
1	0,00 0,60	N	5,3	0	16	2,7	---	---	---	5	1,52	8
		Rpd	40,5	0	122	20,3	---	---	---	38		
2	0,60 1,80	N	4,8	3	7	3,9	1,5	3,4	6,3	5	1,52	8
		Rpd	35,1	22	50	28,3	11,0	24,1	46,1	37		
3	1,80 2,40	N	26,7	23	33	24,8	---	---	---	27	1,52	41
		Rpd	180,8	156	224	168,4	---	---	---	183		
4	2,40 2,60	N	61,0	61	61	61,0	---	---	---	61	1,52	93
		Rpd	413,6	414	414	413,6	---	---	---	414		

M: valore medio min: valore minimo Max: valore massimo s: scarto quadratico medio VCA: valore caratteristico assunto
 N: numero Colpi Punta prova penetrometrica dinamica (avanzamento $\bar{g} = 20$ cm) Rpd: resistenza dinamica alla punta (kg/cm²)
 β : Coefficiente correlazione con prova SPT (valore teorico $\beta_T = 1,52$) Nspt: numero colpi prova SPT (avanzamento $\bar{g} = 30$ cm)

Nspt - PARAMETRI GEOTECNICI

DIN 1

n°	H1	H2	NATURA GRANULARE						NATURA COESIVA					Q	Litologia	
			Nspt	Vs	G	Dr	σ'	E'	Ysat	Yd	Cu	Ed	Ysat			W
1	0,00	0,60	8	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	1,91	
2	0,60	1,80	8	102	61	28	29	96	1,91	1,46	0,50	48	1,87	35,0	0,945	
3	1,80	2,40	41	150	206	76	38	492	2,10	1,77	2,56	246	2,27	12,4	0,334	
4	2,40	2,60	93	213	451	100	45	1116	2,24	1,99	---	---	---	---	---	

Nspt: numero di colpi prova SPT (avanzamento $\bar{g} = 30$ cm)

DR % - densità relativa $\sigma' (^{\circ})$ - angolo di attrito efficace $E' (kg/cm^2)$ - modulo di deformazione drenato $W\%$ - contenuto d'acqua
 $e (-)$ - indice dei vuoti $Cu (kg/cm^2)$ - coesione non drenata $Ysat, Yd (t/m^3)$ - peso di volume saturo e secco (rispettivamente) del terreno
 $Vs (m/sec)$ - Velocità onde di taglio $G (kg/cm^2)$ - Modulo di taglio dinamico $Q (kg/cm^2) = [Rpd/Chi] [15 \rightarrow Chi \rightarrow 20]$ capacità portante Sanglerat 1972

Tabella 2: Parametri geotecnici da prova penetrometrica

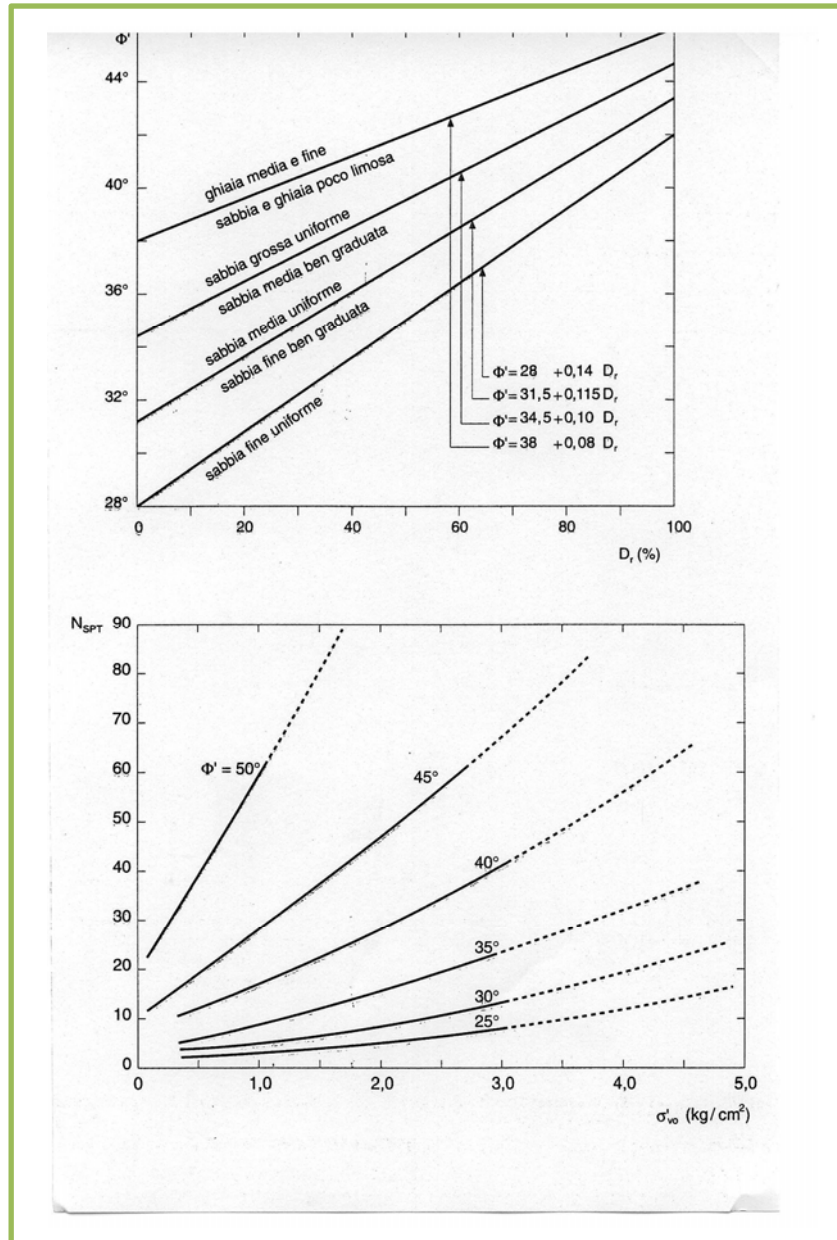


Fig. 6: relazioni fra densità relativa e angolo di attrito (sopra, Schmertmann, 1977) e fra N_{SPT} - pressione effettiva e angolo di attrito. Si vede facilmente che il valore dell'angolo di attrito della ghiaia è ben superiore a 45° e che anche le valutazioni fornite dalla ditta esecutrice della prova penetrometrica sono prudenti

TABELLA 1.4
Parametri geotecnici dei terreni incoerenti

Stato di consistenza	Numero dei colpi	Densità relativa	Angolo di attrito
	N_{SPT}	D_r	Φ'
Molto sciolto	<4	<2	< 30°
Sciolto	4-10	0.2-0.4	30° - 35°
Medio	10-30	0.4-0.6	35° - 40°
Denso	30-50	0.6-0.8	40° - 45°
Molto denso	>50	>0.8	> 45°

Tabella 3: parametri geotecnici da SPT



Il sottosuolo della zona di intervento, in base alle informazioni indirette disponibili, è costituito da ghiaie atesine ben addensate, talora con elementi molto grossolani con scarsa matrice fine. La ghiaia è sovrastata da una coltre di suolo ferrettizzato con spessore di circa 50-70 cm. Si tratta di un terreno a comportamento marcatamente granulare.

Tale terreno consente la rapida dissipazione delle sovrappressioni interstiziali indotte dal peso delle opere e delle costruzioni e il suo comportamento meccanico può essere descritto in termini di pressioni totali.

I parametri geotecnici utilizzati per le valutazioni a seguire sono i seguenti.

PARAMETRO	Ghiaia e sabbia atesina
angolo di attrito	37°
peso di volume	1850 Kg/m ³
coesione non drenata	0 Kg/cm ²
Profondità della falda	35 m

Tabella 4: parametri geotecnici usati per le valutazioni a seguire

Prima della costruzione degli edifici sarà poi possibile (e necessario) verificare meglio la situazione del terreno ed in particolare verificare la assenza di orizzonti sabbiosi che potrebbero costringere ad ulteriori indagini e a valutazioni ancora più riduttive dell'angolo di attrito.

4.3 – Caratterizzazione sismica

Il territorio del comune di Pescantina non era classificato sismico. Successivamente la ORDINANZA DEL PRESIDENTE DEL CONSIGLIO DEI MINISTRI 20 MARZO 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* lo ha inserito in classe 3, con valore di ancoraggio dell'accelerazione sismica orizzontale di 0.15g. La successiva OPCM n. 3519 del 28 aprile 2006 ha rivisto la classificazione sismica non più in riferimento ai comuni ma in modo più dettagliato e puntuale.



La DGRV n. 244 del 09 marzo 2021 (entrata in vigore dal 16 maggio 2021) inserisce l'area in zona sismica 2, con valore di ancoraggio dell'accelerazione sismica orizzontale massima di 0.25g e con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni tra 0,15 e 0,25 g.

<i>Zona sismica</i>	<i>Descrizione</i>	<i>accelerazione con probabilità di superamento del 10% in 50 anni [a_g]</i>	<i>accelerazione orizzontale massima convenzionale (Norme Tecniche) [a_g]</i>	<i>numero comuni con territori ricadenti nella zona (*)</i>
1	Indica la zona più pericolosa, dove possono verificarsi fortissimi terremoti.	$a_g > 0,25 \text{ g}$	0,35 g	703
2	Zona dove possono verificarsi forti terremoti.	$0,15 < a_g \leq 0,25 \text{ g}$	0,25 g	2.224
3	Zona che può essere soggetta a forti terremoti ma rari.	$0,05 < a_g \leq 0,15 \text{ g}$	0,15 g	3.002
4	E' la zona meno pericolosa, dove i terremoti sono rari ed è facoltà delle Regioni prescrivere l'obbligo della progettazione antisismica.	$a_g \leq 0,05 \text{ g}$	0,05 g	1.982

Nel gennaio 2008 è stato introdotto il D.M. 14 gennaio 2008 “Nuove norme tecniche per le costruzioni” che ha nuovamente ridefinito la situazione sismica del territorio italiano su basi statistiche probabilistiche collegando la accelerazione sismica di progetto alle caratteristiche della costruzione oltre che alla situazione morfologica e geologica locale e ovviamente alle condizioni sismologiche del territorio. Infatti essa dipende in primis dalla latitudine e longitudine del sito di interesse.

Il D.M. 17.1.2018 non ha sostanzialmente modificato la normativa previgente ma ha eliminato dalla definizione delle varie categorie sismiche il riferimento ai parametri geotecnici e alle prove penetrometriche.

La risposta sismica locale si valuta mediante specifiche analisi ma per tipi di terreno specificati alla tabella 3.2.II della NTC 2018 si può fare riferimento all'approccio semplificato che si basa sulla velocità di propagazione delle onde di taglio. In base a tale approccio e ai dati raccolti con la indagine svolta il sottosuolo



del sito appartiene alla seguente categoria C (potrebbe facilmente ricadere anche nella più favorevole categoria "B" ma tale condizione può essere accertata solo con apposite prove ad esempio tipo MASW.

CATEGORIA	DESCRIZIONE
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori agli 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo di 3 m
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s ed 800 m/s
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o terreni a grana fine scarsamente consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 m/s ed 180 m/s
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m

In riferimento alla seguente tabella (D.M. 17.1.2018, tab. 3.2.III) il sito ricade nella categoria T1.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Non sussistono le condizioni per la liquefazione sismica del terreno per la profondità della falda e la natura ghiaiosa del sottosuolo. La seguente tabella riporta i parametri sismici della zona.

PERICOLOSITÀ SISMICA

Data: 09/05/2023

Vita nominale (Vn): 50 [anni]
Classe d'uso: II
Coefficiente d'uso (Cu): 1
Periodo di riferimento (Vr): 50 [anni]



Periodo di ritorno (Tr) SLO: 30 [anni]
 Periodo di ritorno (Tr) SLD: 50 [anni]
 Periodo di ritorno (Tr) SLV: 475 [anni]
 Periodo di ritorno (Tr) SLC: 975 [anni]

Tipo di interpolazione: Media ponderata

Coordinate geografiche del punto

Latitudine (WGS84): 45,4830666 [°]
 Longitudine (WGS84): 10,8855915 [°]
 Latitudine (ED50): 45,4839859 [°]
 Longitudine (ED50): 10,8866119 [°]

Coordinate dei punti della maglia elementare del reticolo di riferimento che contiene il sito e valori della distanza rispetto al punto in esame

Punto	ID	Latitudine (ED50) [°]	Longitudine (ED50) [°]	Distanza [m]
1	12284	45,506080	10,853670	3553,78
2	12285	45,507610	10,924830	3971,80
3	12507	45,457630	10,927010	4302,44
4	12506	45,456110	10,855830	3920,23

Parametri di pericolosità sismica per TR diversi da quelli previsti nelle NTC, per i nodi della maglia elementare del reticolo di riferimento

Punto 1

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0,044	2,502	0,233
SLD	50	0,058	2,551	0,241
	72	0,071	2,489	0,250
	101	0,084	2,454	0,259
	140	0,099	2,412	0,264
	201	0,116	2,408	0,270
SLV	475	0,164	2,433	0,276
SLC	975	0,211	2,463	0,281
	2475	0,295	2,392	0,289

Punto 2

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0,044	2,498	0,233
SLD	50	0,058	2,553	0,242
	72	0,071	2,485	0,251
	101	0,084	2,449	0,260
	140	0,099	2,410	0,264
	201	0,116	2,408	0,271
SLV	475	0,164	2,434	0,276
SLC	975	0,211	2,463	0,281
	2475	0,295	2,393	0,289



Punto 3

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0,042	2,502	0,235
SLD	50	0,057	2,535	0,244
	72	0,069	2,504	0,252
	101	0,081	2,468	0,259
	140	0,096	2,413	0,265
	201	0,114	2,406	0,271
SLV	475	0,161	2,431	0,276
SLC	975	0,208	2,466	0,280
	2475	0,291	2,384	0,289

Punto 4

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0,042	2,510	0,234
SLD	50	0,057	2,537	0,243
	72	0,069	2,507	0,250
	101	0,082	2,468	0,258
	140	0,097	2,413	0,264
	201	0,114	2,406	0,270
SLV	475	0,161	2,430	0,276
SLC	975	0,208	2,466	0,280
	2475	0,292	2,384	0,289

Punto d'indagine

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0,043	2,503	0,234
SLD	50	0,057	2,544	0,242
SLV	475	0,162	2,432	0,276
SLC	975	0,210	2,464	0,280

PERICOLOSITÀ SISMICA DI SITO

Categoria sottosuolo: C

Categoria topografica:

T1: Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media minore o uguale a 15°

Muri di sostegno NTC 2008

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0,012	0,016	0,057	0,090
kv	0,006	0,008	0,028	0,045
amax [m/s ²]	0,632	0,845	2,325	2,858
Beta	0,180	0,180	0,240	0,310

Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0,064	0,086	0,237	0,291
kv	0,032	0,043	0,119	0,146
amax [m/s ²]	0,632	0,845	2,325	2,858
Beta	1,000	1,000	1,000	1,000

Stabilità di pendii e fondazioni



Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0,013	0,017	0,057	0,082
kv	0,006	0,009	0,028	0,041
amax [m/s ²]	0,632	0,845	2,325	2,858
Beta	0,200	0,200	0,240	0,280

Muri di sostegno NTC 2018

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	--	0,040	0,090	--
kv	--	0,020	0,045	--
amax [m/s ²]	0,632	0,845	2,325	2,858
Beta	--	0,470	0,380	--

Fronti di scavo e rilevati

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	--	0,040	0,090	--
kv	--	0,020	0,045	--
amax [m/s ²]	0,632	0,845	2,325	2,858
Beta	--	0,470	0,380	--

Effetti cinematici sul terreno di fondazione.

Nel caso di sollecitazioni indotte da un evento sismico è opportuno tenere in considerazione, nel calcolo della portanza, anche degli effetti cinematici sul terreno di fondazione, effetti che conducono ad una diminuzione della capacità portante.

Vesic e Sano & Okamoto hanno proposto di quantificare il problema introducendo nel calcolo della portanza un angolo d'attrito ridotto (j dinamico).

Altri Autori suggeriscono un approccio diverso, caratterizzato dall'applicazione di coefficienti riduttivi ai fattori di portanza N_q , N_c e N_{γ} . Paolucci e Pecker, per esempio, introducono i seguenti fattori:

$$z_q = z_\gamma = \left(1 - \frac{k_{hk}}{tg \varphi}\right)^{0.35}$$

$$z_c = 1 - 0.32k_{hk}$$

dove k_{hk} è il coefficiente sismico orizzontale riferito al piano di posa delle fondazioni (vedi sotto). I nuovi fattori di portanza saranno quindi dati dalle seguenti espressioni:

$$N'_q = z_q N_q$$

$$N'_\gamma = z_\gamma N_\gamma$$

$$N'_c = z_c N_c.$$

Questa correzione comporta generalmente variazioni molto contenute della capacità portante rispetto alle condizioni statiche.

Per quanto riguarda la coesione (drenata e non), le osservazioni confermano che le sollecitazioni sismiche vi inducono effetti del tutto trascurabili.

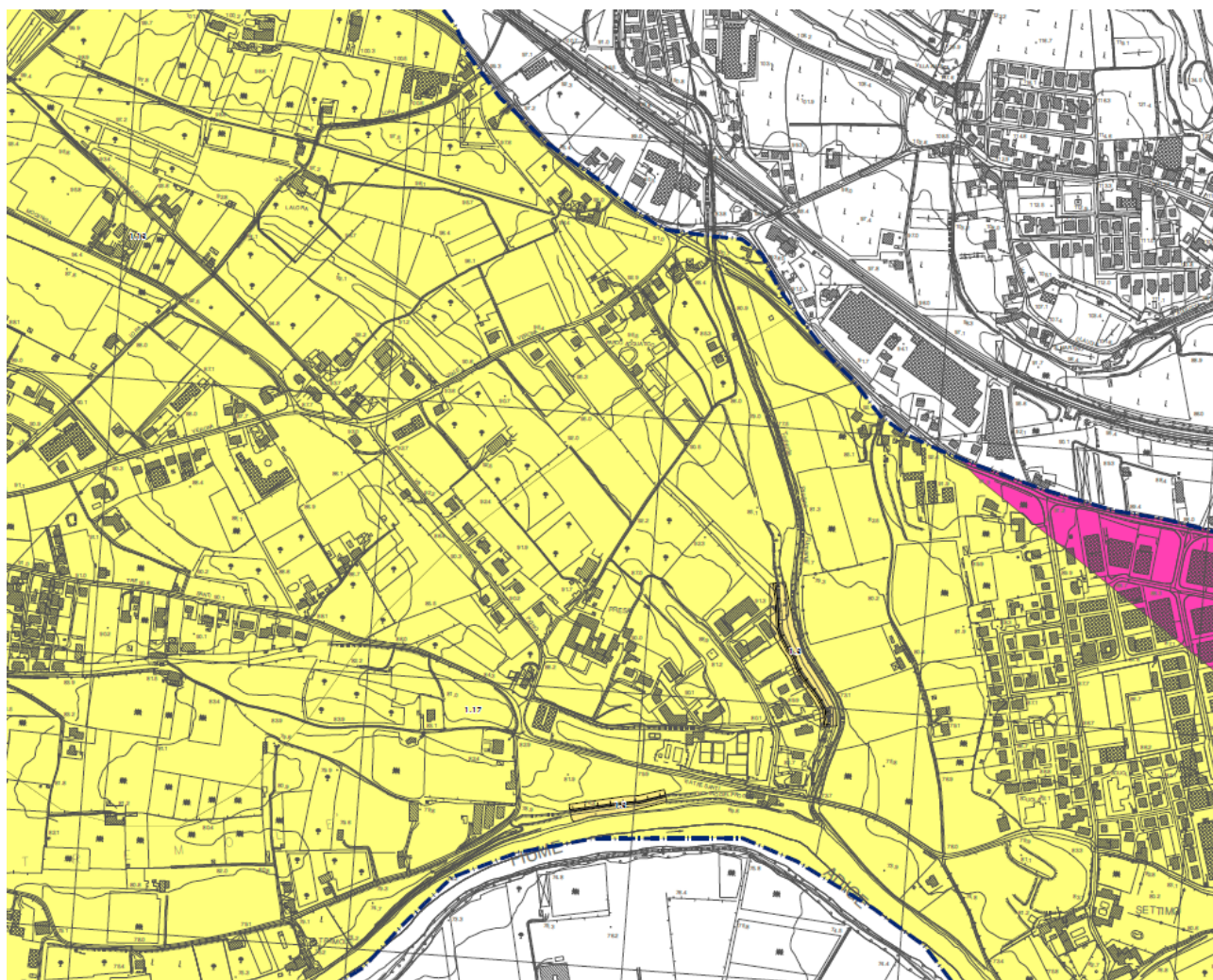


4.3.1 – Faglie attive e capaci

Come da definizione del Gruppo di lavoro MS, 2008, “è considerata **attiva** una faglia che si è attivata almeno una volta negli ultimi 40.000 anni (parte alta del Pleistocene superiore-Olocene), ed è considerata **capace** una faglia attiva che raggiunge la superficie topografica, producendo una frattura/dislocazione del terreno.”



(Linee guida per la gestione del territorio in aree interessate da fagli attive e capaci (FAC) – Protezione Civile, Conferenza delle Regioni e delle Provincie Autonome).

Il portale ITHACA (<http://sgi.isprambiente.it/ithaca/viewer/index.html>), gestito dall’Istituto Superiore per la Protezione e Ricerca Ambientale (ISPRA), censisce le faglie, per le quali esistano studi disponibili in bibliografia, presenti sul territorio nazionale. Le faglie censite da ITHACA non sono necessariamente attive e capaci (FAC), la loro classificazione come FAC o meno richiede maggiori approfondimenti, che sono compito della microzonazione di livello 1 e di livello 3 realizzata dai Comuni. Il comune di Pescantina si è dotato di studi di microzonazione sismica di primo e di secondo livello. Essi non segnalano la presenza nella zona o nelle sue vicinanze di faglie attive e capaci. Le fasce di attenzione per tali lineazioni tettoniche con vincoli alla edificazione non interessano l’area di progetto. Gli studi di microzonazione non segnalano inoltre altri pericolo (liquefazione) nell’area. Essa è quindi soggetta alla amplificazione stratigrafica già considerata in precedenza. Ricorrono quindi le condizioni che consentono di esprimere parere favorevole di Compatibilità Sismica.



Legenda

Zone stabili suscettibili di amplificazioni locali

-  FA = 1.1 - 1.2
-  FA = 1.3 - 1.4

Zone di attenzione per instabilità (livello 2)





-  Zona di Attenzione per faglie attive e capaci
-  Zona di Attenzione per Cedimenti Differenziali / crollo di cavità sotterranee / sinkhole
-  Orlo di scarpata morfologica naturale o artificiale (10-20m)
-  Orlo di terrazzo fluviale (10-20m)



Fig. 7: Carta di Microzonazione Sismica (da studio di secondo livello del comune)

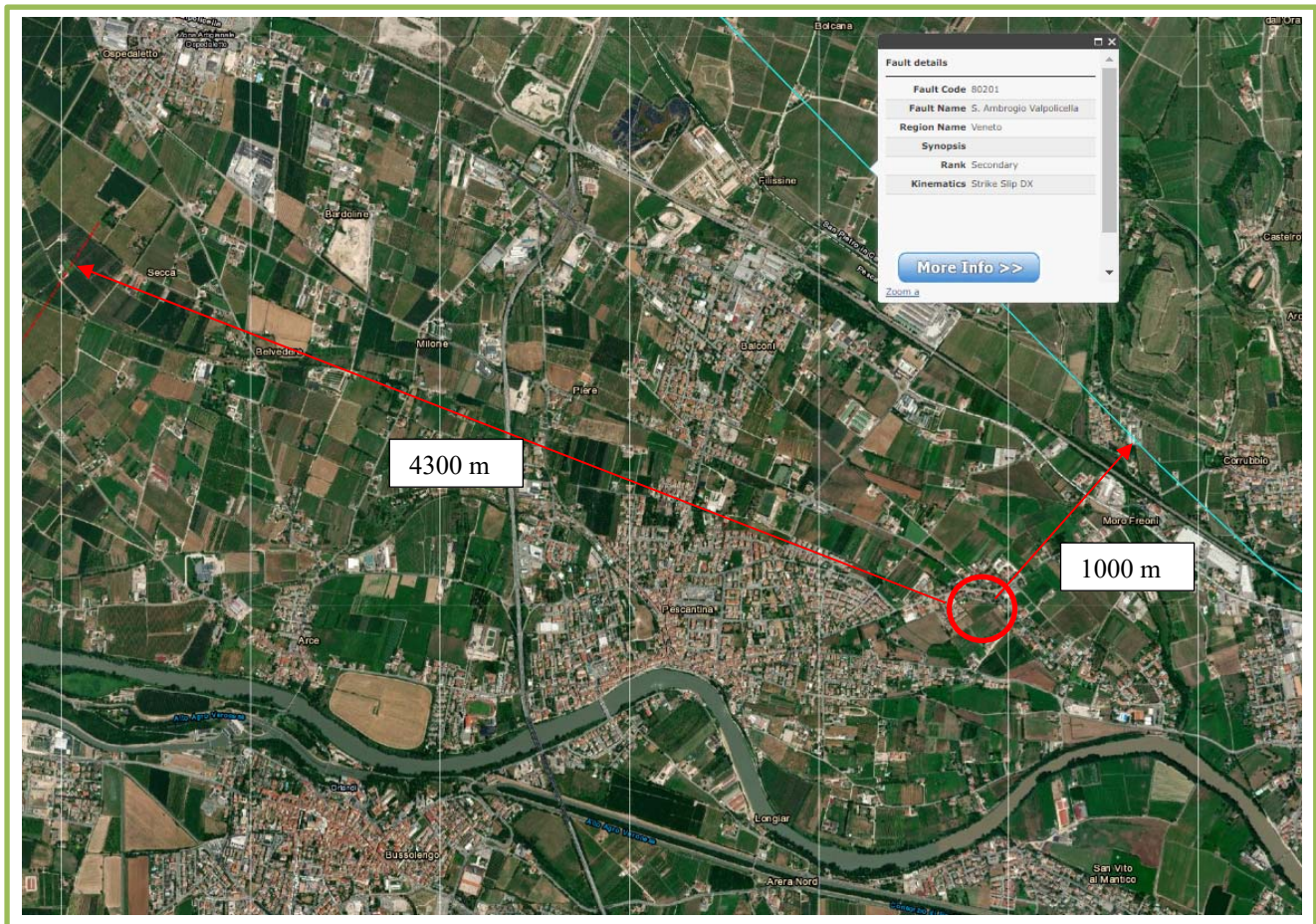


Fig. 8: progetto ITHACA – Posizione delle faglie potenzialmente attive e capaci

5 –STIMA DELLA CAPACITA' PORTANTE DELLE FONDAZIONI

La normativa vigente (D.M. 17.1.2018) prescrive che le verifiche della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi di resistenza si effettua con il “metodo dei coefficienti parziali” di sicurezza rispettando per ogni stato limite la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

Dove:

R_d è la resistenza di progetto del sistema geotecnico;

E_d è il valore di progetto degli effetti delle azioni valutato in base ai valori di progetto delle azioni come indicato nel paragrafo 2.5.3 della normativa o direttamente.

A seguire verranno quantificate le resistenze del terreno, da confrontare con gli effetti delle azioni per valutare se la relazione precedente sia verificata, per le opere di fondazione.



Le verifiche di resistenza del complesso terreno fondazione sono state eseguite per fondazione nastriforme con diverse misure e profondità, al fine di fornire una prima stima con valore indicativo per un predimensionamento delle opere relative ai futuri edifici. Per ciascun edificio si dovrà poi eseguire la indagine e preparare la relazione geologica e geotecnica ai sensi di legge.

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.

$$Q_{lim} = c \times N_c \times s_c \times d_c \times i_c \times b_c \times g_c + s_q \times y_1 \times D \times N_q \times d_q \times i_q \times b_q \times g_q + 0.5 \times y_2 \times B \times N_y \times s_y \times d_y \times i_y \times b_y \times g_y \quad (\text{per } \varphi > 0);$$

$$Q_{lim} = 5.14 \times C_u \times (1 + s_c + d_c - i_c - b_c - g_c) + y_1 \times D \quad (\text{per } \varphi = 0);$$

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

Fattore di forma:

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

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

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

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

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

Fattore di profondità:

$$d'_c = 0.4k$$

$$d_c = 1 + 0.4k$$

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

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

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

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



Fattori di inclinazione del carico

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

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

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

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

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

Con A_f = area effettiva della fondazione e η = inclinazione della base fondazione

Fattori di inclinazione del terreno (fondazione su pendio):

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

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

$$g_q = g_\gamma = (10.5 \tan \beta)^5$$

Fattori di inclinazione del piano di fondazione (base inclinata)

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

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

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

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

I valori di resistenza del complesso terreno fondazione sono riportati nelle tabelle a seguire. Utilizzando il software QSB2 di Programgeo, sono stati eseguiti diversi calcoli di capacità portante, considerando una fondazione nastriforme, con vari dimensionamenti e profondità di posa. L'attuale normativa richiede di eseguire calcoli con l'applicazione 2 (coefficientazione 1 per i parametri geotecnici e 2.3 per la capacità portante calcolata). I Calcoli sono stati eseguiti però anche utilizzando l'applicazione 1 combinazione 2 delle NTC2008, con coefficientazione 1.25 per angolo di attrito e coesione, 1.4 per la coesione non drenata e 1.8



per il fattore di sicurezza globale che forniscono dati utili per confronti e valutazioni seppure tale approccio non sia più previsto.

*Si richiama l'attenzione sul fatto che i valori di capacità portante calcolati si riferiscono a carichi verticali su fondazione di area efficace. La dimensione fondazione va quindi corretta in funzione dell'eccentricità, determinando di fatto una riduzione dell'area effettiva, detta appunto area efficace, e conseguentemente un incremento della pressione trasmessa al terreno. La presenza di momenti o inclinazioni di carico, ivi comprese quelle sismiche, determina un valore inferiore all'unità dei fattori "i" di inclinazione del carico con incidenza, **talora anche molto rilevante**, sulla capacità portante che può essere correttamente valutata solo conoscendo tali inclinazioni o l'entità delle forze orizzontali e verticali del fattore "q" ecc., che possono dipendere da vari fattori. Non essendoci stati comunicati i valori di inclinazione o l'entità delle forze suddette il calcolo è stato eseguito per carichi verticali e in condizioni non sismiche.*

La stima del cedimento non è possibile senza conoscere la effettiva geometria e i carichi agenti sulla fondazione e senza esplorare il sottosuolo al di sotto del piano di posa delle costruzioni per uno spessore adeguato. Generalmente comunque, se il terreno permane ghiaioso, si tratta di assestamenti modesti e con andamento temporale rapido.



Portanza delle fondazioni con parametri variabili

N.	Lar ghezza (m)	Lun ghezza (m)	Profondità di posa (m)	Inclinazione carico su B (°)	Inclinazione carico su L (°)	Carico SLU I2 (kg/cm ²)	Carico di progetto (kg/cm ²)
1	1	10	0,5	0	0	3,31	0
2	1,5	10	0,5	0	0	3,96	0
3	2	10	0,5	0	0	4,62	0
4	1	10	0,6	0	0	3,73	0
5	1,5	10	0,6	0	0	4,36	0
6	2	10	0,6	0	0	5,02	0
7	1	10	0,7	0	0	4,17	0
8	1,5	10	0,7	0	0	4,78	0
9	2	10	0,7	0	0	5,42	0
10	1	10	0,8	0	0	4,62	0
11	1,5	10	0,8	0	0	5,2	0
12	2	10	0,8	0	0	5,84	0
13	1	10	0,9	0	0	5,1	0
14	1,5	10	0,9	0	0	5,64	0
15	2	10	0,9	0	0	6,26	0
16	1	10	1	0	0	5,59	0
17	1,5	10	1	0	0	6,09	0
18	2	10	1	0	0	6,7	0

Metodo di calcolo: Brinch Hansen NTC2008 App.I Comb.2 condizioni non drenate Comb.:

Fs parziale per l'angolo d'attrito: 1,25 Fs parziale per la coesione: 1,4 Fs globale: 1,8

Portanza delle fondazioni con parametri variabili

N.	Lar ghezza (m)	Lun ghezza (m)	Profondità di posa (m)	Inclinazione carico su B (°)	Inclinazione carico su L (°)	Carico SLU II (kg/cm ²)	Carico di progetto (kg/cm ²)
1	1	10	0,5	0	0	6,39	0
2	1,5	10	0,5	0	0	7,89	0
3	2	10	0,5	0	0	9,36	0
4	1	10	0,6	0	0	7,1	0
5	1,5	10	0,6	0	0	8,58	0
6	2	10	0,6	0	0	10,05	0
7	1	10	0,7	0	0	7,84	0
8	1,5	10	0,7	0	0	9,28	0
9	2	10	0,7	0	0	10,76	0
10	1	10	0,8	0	0	8,6	0
11	1,5	10	0,8	0	0	10,01	0
12	2	10	0,8	0	0	11,48	0
13	1	10	0,9	0	0	9,38	0
14	1,5	10	0,9	0	0	10,75	0
15	2	10	0,9	0	0	12,21	0
16	1	10	1	0	0	10,19	0
17	1,5	10	1	0	0	11,51	0
18	2	10	1	0	0	12,96	0

Metodo di calcolo: Brinch Hansen NTC2008/NTC2018 App.II Comb.: fondamentale

Fs parziale per l'angolo d'attrito: 1,0 Fs parziale per la coesione: 1,0 Fs globale: 2,3



6 – OPERE DI URBANIZZAZIONE

Le opere di urbanizzazione sono particolarmente semplici e consistono nella realizzazione di parcheggi privi di particolari manufatti e opere viarie a raso. Per la realizzazione di tali opere è sufficiente adottare le normali regole dell'arte tenendo presente che si lavora su terreni a granulometria presumibilmente ghiaiosa di ottime caratteristiche geotecniche.

L'intervento più rilevante dal punto di vista geologico è la costruzione della strada e parcheggi. Si consiglia di realizzare le zone dove sono previsti parcheggi e strade con materiali di qualità (preferibilmente appartenenti ai gruppi A1 della tabella UNI 11531-1-2014) lavorati a strati sottili fino a raggiungere un modulo di deformazione (norma SNV 670317 o similari) di almeno 600 Kg/cm². Tali materiali possono derivare dagli scavi in quanto la ghiaia del sottosuolo è un ottimo materiali per uso stradale.

Le eventuali scarpate vanno modellate a pendenza ridotta dipendente dal tipo di materiali di cui saranno costituite e dalla previsione di eventuali futuri sovraccarichi in prossimità dei cigli e indicativamente non superiore a 30°.

L'aspetto relativo alla gestione delle acque è trattato in elaborato separato (valutazione di compatibilità idraulica).



5 – CONCLUSIONI

La indagine, effettuata su dati di bibliografia e di archivio permette di concludere quanto segue:

- 1 – la zona di intervento è stabile dal punto di vista morfologico;
- 2 – il sottosuolo della zona in generale e anche del sito di intervento, è costituito da un materasso alluvionale di ghiaie e sabbie di origine atesina di elevate caratteristiche meccaniche, sovrastate da un esile livello di suolo ferrettizzato;
- 3 -il sito di progetto non è esposto a rischio idraulico di allagamento da parte dell'Adige, ai sensi del Piano di Assetto Idrogeologico e del Piano di Gestione del Rischio di Alluvioni 2015-2021, per la posizione sopraelevata rispetto al fiume;
- 3 – la falda acquifera è profonda circa 35 metri nella sua fase di massima escursione stagionale ed è di elevato pregio e notevole ricchezza.

Non sono emersi elementi di criticità che possano sconsigliare o costituire limitazioni rilevanti all'intervento. Dal punto di vista geologico il permesso di realizzare l'intervento di urbanizzazione può essere rilasciato per quanto attiene gli aspetti di competenza. Questa relazione riporta anche una stima preliminare con valore solo indicativo e non esecutivo della capacità portante di fondazioni degli edifici da costruire, poggiate sulla ghiaia. Non può essere utilizzata per la costruzione degli edifici senza la esecuzione delle indagini previste dalla normativa.



ALLEGATO 1: STRALCI DEL PROGETTO

COMUNE DI PESCANTINA		Provincia VR	Anno 2021
P.U.A. - PIANO DI LOTTIZZAZIONE DENOMINATO "VIALE VERONA 2"		COMMITTENTE	F.LLI. BENEDETTI
PROGETTO DEFINITIVO	FAV. 5		
DETERMINAZIONE STANDARD URBANISTICI PLANIMETRIA PLANIVOLUMETRICO		PROGETTO URBANISTICO	Arch. Cesare Benedetti
			Arch. Elena Patruno
NOVEMBRE 2021			
STUDIO DI ARCHITETTURA E DESIGN VIALE VERONA C.A.P. 37026 arch.cesarebenedetti@gmail.com P.E.C.: cesare.benedetti@archiworldpec.it		PROGETTISTI	COLLABORATORI





ALLEGATO 2: RISULTATI DELLA PROVA PENETROMETRICA

GEO3 s.a.s. di Riccardo Di Palma & C.
Via Frattini, 48
37045 Legnago (Vr)

Rapporto di prova n°: 18-359

PENETROMETRO DINAMICO IN USO : DPSH

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

MASSA BATTENTE	M = 63,50 kg
ALTEZZA CADUTA LIBERA	H = 0,75 m
MASSA SISTEMA BATTUTA	Ms = 30,00 kg
DIAMETRO PUNTA CONICA	D = 50,50 mm
AREA BASE PUNTA CONICA	A = 20,0000 cm ²
ANGOLO APERTURA PUNTA	$\alpha = 90^\circ$
LUNGHEZZA DELLE ASTE	La = 1,00 m
MASSA ASTE PER METRO	Ma = 6,00 kg
PROF. GIUNZIONE 1° ASTA	P1 = 0,80 m
AVANZAMENTO PUNTA	$\delta = 0,20$ m
NUMERO DI COLPI PUNTA	N = N(20) \Rightarrow Relativo ad un avanzamento di 20 cm
RIVESTIMENTO / FANGHI	NO
RENDIMENTO SPECIFICO x COLPO	$= (MH)/(A\delta) = 11,91 \text{ kg/cm}^2$ (prova SPT : Qspt = 7,83 kg/cm ²)
COEFF.TEORICO RENDIMENTO	$\beta_t = Q/Q_{spt} = 1,521$ (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



GEO3 s.a.s. di Riccardo Di Palma & C.
Via Fratini, 48
37045 Legnago (Vr)

Rapporto di prova n°: 18-359

**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
TABELLE VALORI DI RESISTENZA**

DIN 1

- committente : [REDACTED]
- lavoro : [REDACTED]
- località : Pescantina (VR), Via Carducci n. 2
- sperimentatore :

- data prova : 19/11/2018
- quota inizio : piano campagna
- prof. falda : Falda non rilevata

- note : Prof. rifiuto (>100 colpi): -2,70 m

- pagina n°:

Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	asta
0,00 - 0,20	----	----	1	1,40 - 1,60	3	21,5	2
0,20 - 0,40	----	----	1	1,60 - 1,80	7	50,2	2
0,40 - 0,60	16	121,6	1	1,80 - 2,00	23	156,0	3
0,60 - 0,80	6	45,6	1	2,00 - 2,20	24	162,7	3
0,80 - 1,00	5	35,8	2	2,20 - 2,40	33	223,8	3
1,00 - 1,20	4	28,7	2	2,40 - 2,60	61	413,6	3
1,20 - 1,40	4	28,7	2				

- PENETROMETRO DINAMICO tipo : **DPSH**

- M (massa battente)= **63,50 kg** - H (altezza caduta)= **0,75 m** - A (area punta)= **20,0000 cm²** - D(diam. punta)= **50,50 mm**

- Numero Colpi Punta N = N(20) [$\delta = 20$ cm]

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



GEO3 s.a.s. di Riccardo Di Palma & C.
Via Frattini, 48
37045 Legnago (Vr)

Rapporto di prova n°: 18-359

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
DIAGRAMMA RESISTENZA DINAMICA PUNTA

DIN 1

Scala 1: 50

- committente : XXXXXXXXXX
- lavoro : XXXXXXXXXX
- località : Pescantina (VR), Via Carducci n. 2
- sperimentatore :

- data prova : 19/11/2018
- quota inizio : piano campagna
- prof. falda : Falda non rilevata

- pagina n°:

Rpd (kg/cm²) Resistenza dinamica alla punta, formula "Olandese" N = N(20) n° colpi $\delta = 20,00$ cm

