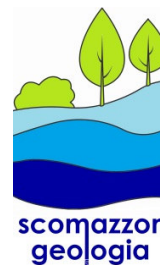


Dott. Geol. Elisa Scmazzon

Via dei pini, 47 – 35014 - Fontaniva PD
Tel. 0424 066634 Fax 0424 061255 Mobile 335 56 32 474
Email elisa@scmazzon-geologia.it
www.scmazzon-geologia.it



COMUNE DI CITTADELLA

Provincia di Padova

Committenza:

FRANCESCA ZANON
MASSIMILIANO ZANON

progetto di:

PDL "ZANON – VIA BATTISTEI", COSTRUZIONE DI DUE EDIFICI RESIDENZIALI IN VIA BATTISTEI



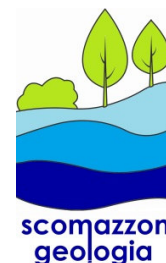
INDAGINE GEOLOGICO TECNICA RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA

D.M. 11/03/1988
D.M. 17/01/2018

29 novembre 2024

Dott. Geol. Elisa Scomazzon

Via dei pini, 47 – 35014 - Fontaniva PD
Tel. 0424 066634 Fax 0424 061255 Mobile 335 56 32 474
Email elisa@scomazzon-geologia.it
www.scomazzon-geologia.it



Indice

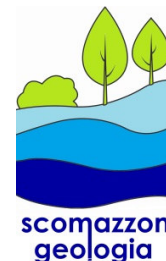
1.- PREMESSA.....	3	6.- ANALISI STATISTICA DEI	
2.- RIFERIMENTI NORMATIVI	8	PARAMETRI GEOTECNICI.....	22
3.- INQUADRAMENTO		7.- CONSIDERAZIONI GEOTECNICHE	
GEOMORFOLOGICO DEL SITO	9	SUL PROGETTO.....	25
4.- INQUADRAMENTO GEOLOGICO		8.- RISPOSTA SISMICA LOCALE.....	29
STRATIGRAFICO	11	9.- STABILITA' NEI CONFRONTI DELLA	
5.- ASSETTO IDROGEOLOGICO		LIQUEFAZIONE	32
LOCALE.....	20	10.- CONCLUSIONI	35

Figure nel testo

Figura 1 - Estratto da CTR Sez.104090 Tezze sul Brenta.....	4
Figura 2 - planimetria dell'intervento con ubicazione prove in sito	5
Figura 3 - sezione schematica della Pianura Veneta.....	9
Figura 4 - Estratto da Carta Geologica del Veneto scala 1:250000.....	21

Allegati

Allegato 1 – Prove in sito
Allegato 2 – Indagine geofisica



1.- PREMESSA

1.a. - Su incarico dei Sigg. **Francesca e Massimiliano Zanon**, questo studio ha eseguito un'indagine geologica e geotecnica a supporto del *progetto di PdL Zanon-via Battistei, con la costruzione due edifici residenziali in via Battistei, Comune di Cittadella (PD)*.

FIG.1 – COROGRAFIA – ESTRATTO DA CTR SEZ. 104090 – TEZZE SUL BRENTA

1.b. - L'intervento in progetto consta nella realizzazione di due edifici residenziali a pianta subrettangolare con dimensioni massime pari a 12.50 m x 18.40 m.

Il volume si sviluppa interamente fuori terra per un massimo di un piano.

Poiché si tratta di terreni pianeggianti approssimativamente a livello strada, nelle ns. verifiche lo 0.00 m di riferimento viene assunto a livello medio terreni.

1.c.- Le indagini sono state svolte mediante:

- osservazioni sulle caratteristiche morfologiche geologiche e idrogeologiche del sito
- Indagine geofisica: caratterizzazione del sottosuolo tramite la tecnica sismica HVSr.
- esecuzione di n.4 prove penetrometriche dinamiche (DP 63.5 kg) con penetrometro pesante spinte fino alla profondità massima di 5.60 m dal piano campagna (rifiuto strumentale)
- Esecuzione di n.1 prova penetrometrica statica (Cone Penetration Test) con punta Begemann, spinta fino a 2.00 m dal piano campagna (rifiuto strumentale) in corrispondenza di DPSH1

Sulla base dei dati raccolti si espongono nella presente relazione le ns. osservazioni in merito agli aspetti geologici, geomorfologici, idrogeologici e geotecnici dell'area oggetto di intervento.

FIG.2 – PLANIMETRIA DELL'INTERVENTO E UBICAZIONE PROVE IN SITO

Dott. Geol. Elisa Scmazzon

Via dei pini, 47 – 35014 - Fontaniva PD
Tel. 0424 066634 Fax 0424 061255 Mobile 335 56 32 474
Email elisa@scmazzon-geologia.it
www.scmazzon-geologia.it

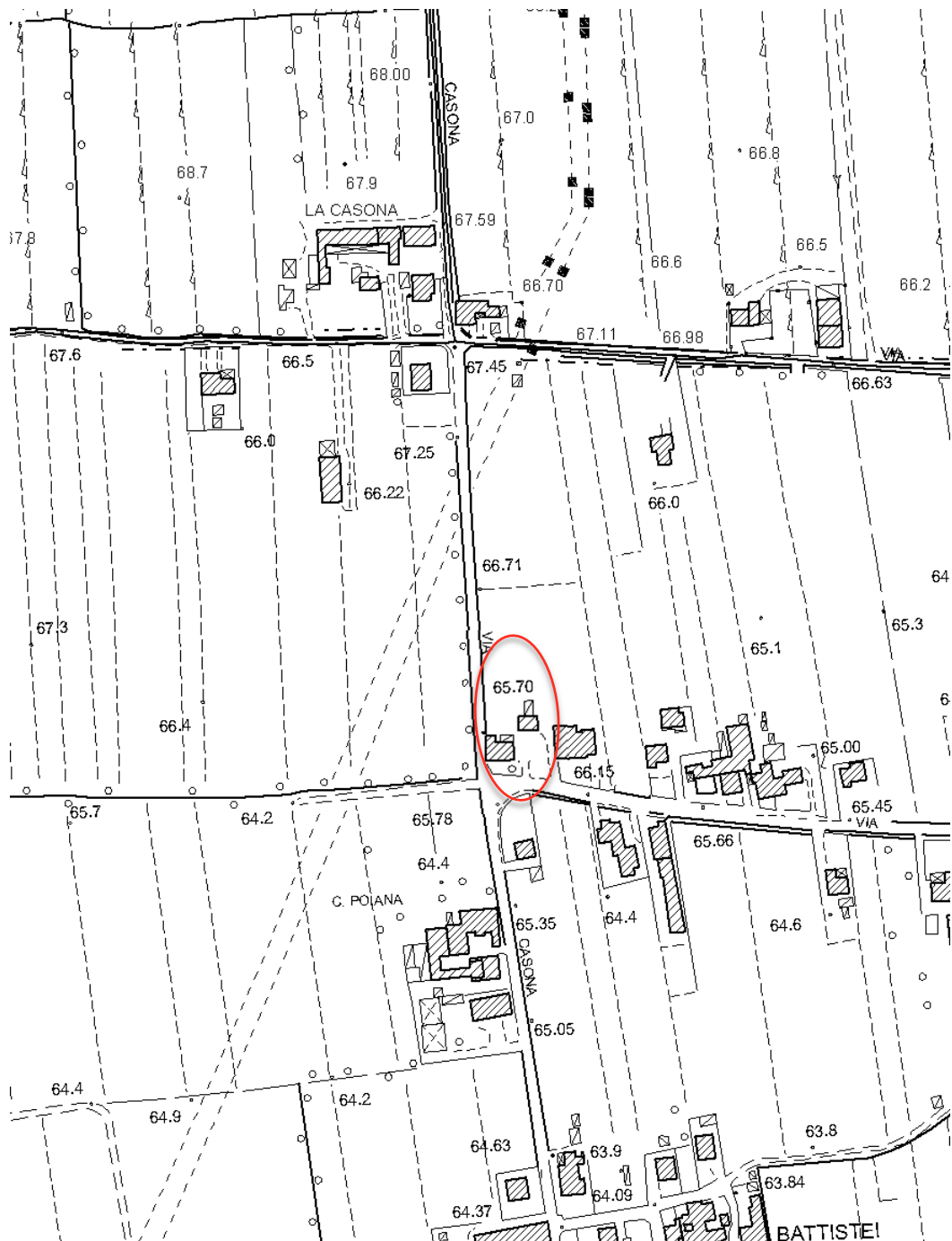


Figura 1 - Estratto da CTR Sez.104090 Tezze sul Brenta

Comune di Cittadella
Committenza: PdL Zanon via Battistei
Progetto di costruzione due edifici residenziali in via Battistei

Dott. Geol. Elisa Scmazzon

Via dei pini, 47 – 35014 - Fontaniva PD
Tel. 0424 066634 Fax 0424 061255 Mobile 335 56 32 474
Email elisa@scmazzon-geologia.it
www.scmazzon-geologia.it

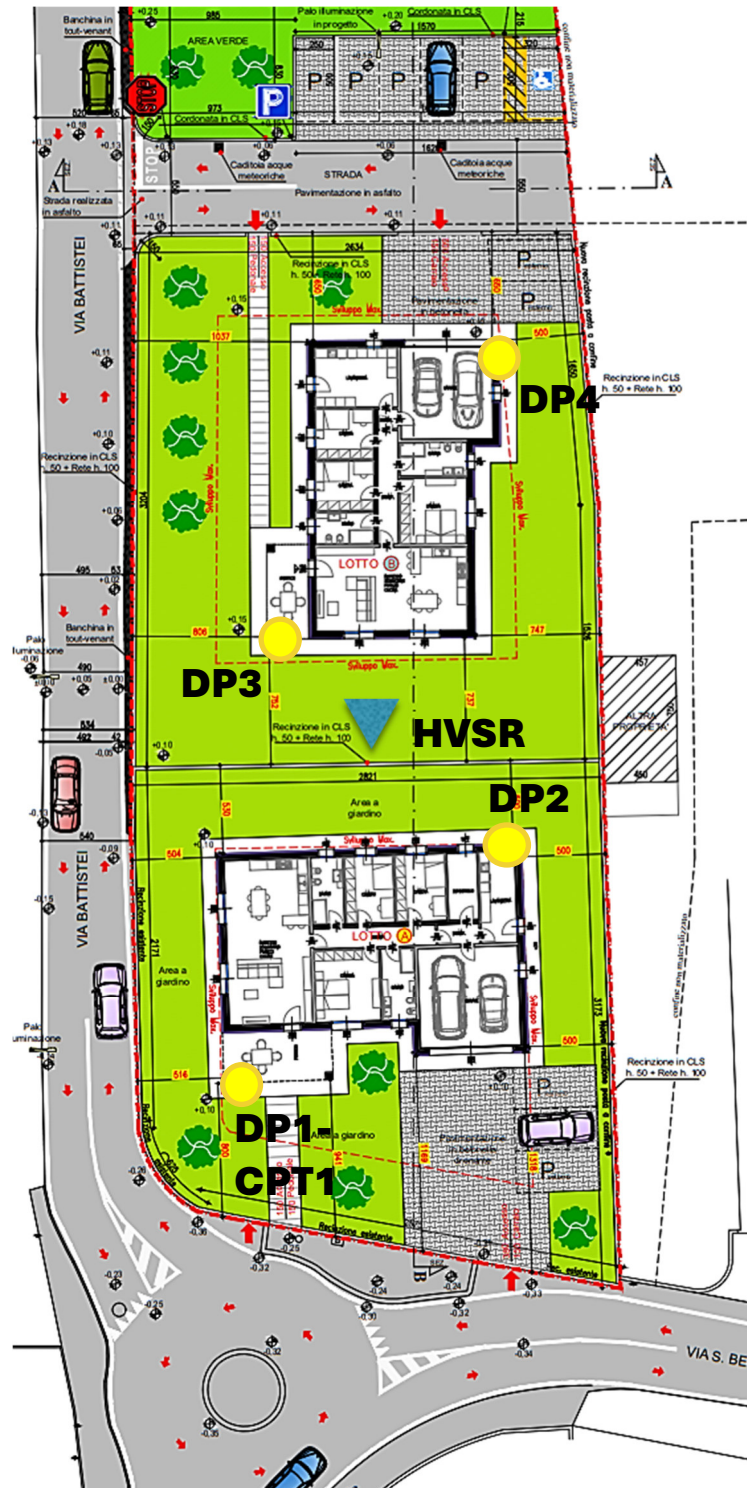


Figura 2 - planimetria dell'intervento con ubicazione prove in sito

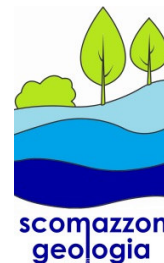
1.d. - Nelle verifiche i simboli hanno il seguente significato:

Z _f	Quota d'imposta della fondazione in m dallo 0.00 m di riferimento
D	Incastro delle fondazioni in m
Z	Profondità della mezzera dello strato compressibile in m
Z _f	quota di imposta della fondazione in m
B	larghezza della fondazione in m
D	incastro della fondazione in m
q _f	Peso della fondazione in kN o kN/m
p _v	Pressione di contatto terreno fondazione in kPa – componente verticale
p _H	Pressione di contatto terreno fondazione in kPa – componente orizzontale
q _v	Carico per unità di lunghezza in kN/m – componente verticale (per fond continue)
q _H	Carico per unità di lunghezza in kN/m – componente orizzontale (per fond continue)
q _M	Momento per unità di lunghezza in kNm/m (per fond continue)
N	Sforzo normale in kN
M	Momento in kNm
T	Sforzo di taglio in kN
G	Pedice che indica che l'azione di riferimento è permanente
Q	Pedice che indica che l'azione di riferimento è variabile
K	Pedice che indica che il valore della grandezza di riferimento è caratteristico
d	Pedice che indica che il valore della grandezza di riferimento è di progetto
Ed _{q_v}	Azione di progetto espressa in termini di carico per unità di lunghezza – componente verticale in kNm
Ed _{q_H}	Azione di progetto espressa in termini di carico per unità di lunghezza – componente orizzontale in kNm
Ed _{p_v}	Azione di progetto espressa in termini di pressione di contatto fondazione terreno – componente verticale in kPa
Ed _{p_H}	Azione di progetto espressa in termini di pressione di contatto fondazione terreno – componente orizzontale in kPa
Ed _N	Azione di progetto espressa in termini di sforzo normale in kN
Ed _T	Azione di progetto espressa in termini di sforzo di taglio in kN
Ed _M	Azione di progetto espressa in termini di momento flettente kNm
Rd _{q_v}	Resistenza di progetto espressa in termini di carico per unità di lunghezza – componente verticale in kNm
Rd _{q_H}	Resistenza di progetto espressa in termini di carico per unità di lunghezza – componente orizzontale in kNm

Rdp _v	Resistenza di progetto espressa in termini di pressione di contatto fondazione terreno – componente verticale in kPa
Rdp _H	Resistenza di progetto espressa in termini di pressione di contatto fondazione terreno – componente orizzontale in kPa
RdN	Resistenza di progetto espressa in termini di sforzo normale in kN
RdT	Resistenza di progetto espressa in termini di sforzo di taglio in kN
$\Psi_{0,1,2}$	Coefficienti di combinazione (NTC 2008)
γ_M	Coefficienti parziali per i parametri geotecnici (NTC 2008)
γ_R	Coefficienti parziali per le verifiche/resistenze (NTC 2008)
$\gamma_G - \gamma_Q$	Coefficienti parziali per le azioni (NTC 2008)
ΔH	Cedimenti in cm
$\Delta \Delta H$	Cedimento differenziale in cm
H	Spessore dello strato compressibile in cm
C _v	Coefficiente di consolidazione (assunto indicativamente in assenza di prove di compressione edometrica) in cm ² /sec.
σ'_{v0}	Pressione verticale efficace in kPa
CR	Rapporto di compressione (si assumono valori indicativi in assenza di prove di compressione edometrica)
E	Modulo di elasticità in kPa
E _{oed}	Modulo edometrico in kPa
ΔH_E	Cedimenti in cm
N _c , N _q , N _γ	Fattori di capacità portante
Δp	Incremento di pressione indotta dal fabbricato in kPa
γ, γ'	Peso di volume e peso di terreno immerso in kN/mc
ϕ'	Angolo di resistenza al taglio
c'	coesione efficace in kPa
C _u	Coesione non drenata in kPa

Dott. Geol. Elisa Scomazzon

Via dei pini, 47 – 35014 - Fontaniva PD
Tel. 0424 066634 Fax 0424 061255 Mobile 335 56 32 474
Email elisa@scomazzon-geologia.it
www.scomazzon-geologia.it



2.- RIFERIMENTI NORMATIVI

2.a.-

Decreto Ministeriale LL.PP. 11/3/1988

Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

Eurocodice 2

Design of concrete structures – ENV 1992, CEN .

Eurocodice 3

Design of steel structures – ENV 1993, CEN .

Eurocodice 7

Geotechnical Design– ENV 1997, CEN .

Eurocodice 8

Design of structures for earthquake resistance

D.M. 14.01.2008

Norme tecniche per le costruzioni

Circolare applicativa n° 617 del 2/02/2009

Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni

D.M. 17.01.2018

Norme tecniche per le costruzioni

3.- INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO DEL SITO

3.a.- Il lotto in esame si pone nell'Alta Pianura Alluvionale Veneta, ad una quota intorno a 65.70 m slmm, in via Battistei, a Nord-Ovest del centro storico del comune capoluogo (Cittadella).

La morfologia è riconducibile all'Alta Pianura con terreni a pendenza da sensibile a blanda che tendono a deprimersi localmente in direzione Est Sud-Est. Le forme naturali sul territorio sono tipiche del modellamento fluviale e fluvioglaciale, che ha originato la piana soprattutto nei periodi glaciali e interglaciali.

La posizione del Comune di Cittadella, lo pone a monte della fascia delle risorgive.

Dal punto di vista stratigrafico l'area si caratterizza per depositi a granulometria prevalentemente grossolana con sabbie e sabbie con ghiaia in alternanza discontinua generati dall'interdigitarsi delle alluvioni depositate dai corsi d'acqua.

Alle forme tipicamente naturali, legate alle dinamiche fluviali si sono sovrainposte sistemazioni antropiche volte soprattutto alla difesa idraulica del territorio, con arginature ed altri interventi.

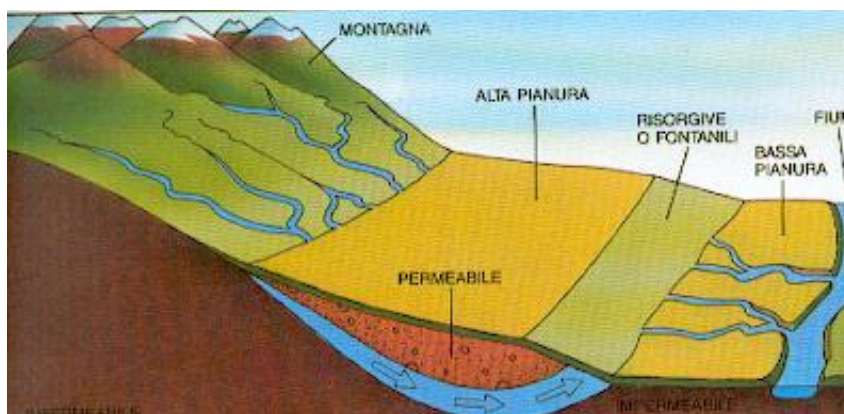


Figura 3 - sezione schematica della Pianura Veneta

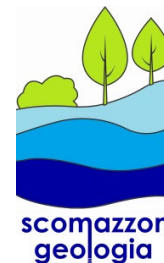
Dott. Geol. Elisa Scomazzon

Via dei pini, 47 – 35014 - Fontaniva PD
Tel. 0424 066634 Fax 0424 061255 Mobile 335 56 32 474
Email elisa@scomazzon-geologia.it
www.scomazzon-geologia.it



Attualmente i processi che hanno originato la pianura si sono esauriti, i fiumi ed i corsi d'acqua principali sono arginati e/o scorrono incassati entro le alluvioni. Pertanto dal punto di vista geomorfologico non si riscontrano fenomeni in evoluzione. Il territorio si presenta con frazionamenti e lineamenti riconducibili soprattutto all'attività antropica.

L'idrografia superficiale è dominata da rogge e canalizzazioni consortili utilizzate soprattutto per il deflusso delle acque irrigue. A circa 3.5 km ad Ovest del sito scorre il fiume Brenta che rappresenta l'elemento idrografico di ordine maggiore.



4.- INQUADRAMENTO GEOLOGICO STRATIGRAFICO

4.a.- La Pianura Veneta è un'unità geologico strutturale formatasi per colmamento della depressione Adriatica da parte dei prodotti della disgregazione della catena Alpina in sollevamento.

L'oceano della Tetide, formatosi del Giurassico fra la placca Africana e quella Europea, già nel Cretacico Medio e Superiore si chiude, ma la placca Adriatica continua la sua migrazione verso Nord anche nel Neogene e nel Quaternario (testimoniato ancora oggi dalla intensa attività sismica della fascia pedemontana), causando sollevamento e deformazione di settori via via più settentrionali delle Alpi.

Il prodotto dell'erosione innescata da questi processi va a riempire la bassura, ultima traccia dell'oceano Giurassico, trasportati da numerosi corsi d'acqua e si accumulano formando un materasso di detriti che risulta dall'unione e parziale sovrapposizione di conoidi alluvionali che si susseguono dal fiume Adige al Livorno con caratteristiche simili ed identica classazione granulometrica da Nord a Sud e da Est ad Ovest.

Oltre a questi processi si ricorda il ruolo svolto dai periodi glaciali Pleistocenici che hanno fornito grandi quantità di detriti fluvioglaciali, distribuiti sulla piana in funzione dell'energia dei corsi d'acqua liberi di divagare.

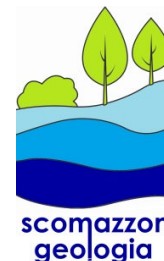
Il risultato delle dinamiche sopra descritte si traduce in una stratigrafia caratteristica.

Nella zona più settentrionale, detta *Alta Pianura*, che si estende al piede dei rilievi per un'ampiezza di 10-15 km, è presente un materasso ghiaioso e ghiaioso sabbioso potente oltre 300 m che ospita un acquifero indifferenziato.

Tra questa prima fascia e la "linea delle risorgive" (Antonelli-Dal Prà, 1980) si segnala la presenza di un orizzonte argilloso ad una profondità media di 35-40 m con spessore variabile da qualche metro a più di 10 m e ampiezza pure variabile da 1 a 10 km. Questo orizzonte che determina il passaggio dall'acquifero indifferenziato ad un sistema multistrato si sviluppa a valle della "linea delle risorgive" in una fascia chiamata Media Pianura.

La particolare posizione si caratterizza per la deposizione di terreni a grana fine e molto fine, che si alternano in profondità con terreni granulari come sabbie e sabbie con ghiaia sottile.

Procedendo in profondità la frazione ghiaiosa può diventare più significativa in funzione dell'area di interesse.



4.b.- Al fine di conoscere le caratteristiche geomeccaniche dei terreni sono state eseguite:

- **n°4 prove penetrometriche dinamiche (DPH 63.5 kg) spinte fino alla profondità max di 5.60 m dal livello terreno (rifiuto strumentale).**

I tabulati e diagrammi di prova e le caratteristiche del penetrometro dinamico sono riportati in allegato 1.

- **n.1 prova penetrometrica statica (Cone penetration test) spinta fino alla profondità massima di 2.00 m dallo 0.00 m di riferimento posto a quota media terreni.**

È stato utilizzato un penetrometro statico munito di Jacket Friction Cone, con determinazione, ogni 20 cm di infissione della Resistenza di alla Punta (Rp in kg/cm²) e della Resistenza di Attrito Laterale locale (RI in kg/cm²).

I dati misurati in campagna sono stati elaborati tabulati e diagrammati in funzione della profondità.

In essi è pure riportato il rapporto Begemann (Rp/RI) che fornisce utili indicazioni sulla natura dei terreni in base alla loro granulometria.

Vengono qui allegati sia i diagrammi penetrometrici che la tabella Rp/RI delle prove eseguite mentre la loro ubicazione si può vedere in Fig.2.

- **n.1 indagine geofisica HVSR a sismica passiva per la definizione della categoria del suolo in prospettiva sismica**

4.c.- Si riporta di seguito la parametrizzazione geomeccanica delle successioni stratigrafiche riscontrate con le prove in sito in cui vengono attribuiti dei valori di resistenza al taglio medi e generici per ogni strato riscontrato.

Nelle verifiche geotecniche il sig. Progettista dovrà scegliere di volta in volta il parametro caratteristico più opportuno in considerazione dello stato limite considerato.

I parametri geotecnici sono stati stimati utilizzando le seguenti Correlazioni:

ANGOLO DI RESISTENZA AL TAGLIO.

Peck-Hansen & Thornburn

$$\phi = 27,2 + 0,28N_{spt}$$

Il metodo di Peck - Hanson & Thornburn è valido per le sabbie in genere e trova le sue condizioni ottimali di applicabilità per profondità di prova inferiori a circa 5 m per terreni sopra falda e inferiori a circa 8 m per terreni in falda (pressione efficace inferiore a 8-10 t/mq).

Sowers

$$\phi = 28 + 0,28N_{sp}$$

Il metodo di Sowers (1961) è valido per le sabbie in genere e trova le sue condizioni ottimali di Applicabilità per profondità di prova inferiori a circa 4 m per terreni sopra falda e inferiori a circa 7 m per terreni in falda ($s > 5-8$ t/mq).



Japanese National Railway

$$\varphi = 0,3N_{spt} + 27$$

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 - 10 m nel caso di terreni sopra falda e di 15 m per terreni immersi in falda ($s > 15-20$ t/mq).

Road Bridge Specification

$$\varphi = \sqrt{(15N_{spt})} + 15$$

Il metodo è valido per sabbie fini o limose e 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 ($s > 15-20$ t/mq).

DENSITÀ RELATIVA.

$$Dr(\%) = \sqrt{\frac{N_{SPT} \sqrt{\frac{98}{\sigma}}}{32 + 0.288 \cdot \sigma}}$$

Skempton

Il metodo è valido per le sabbie da fini a grossolane, per qualunque valore di pressione efficace, in depositi normalmente consolidati. Nel caso di depositi ghiaiosi il valore di $Dr(\%)$ viene sovrastimato, nei depositi limosi viene sottostimato.

COESIONE NON DRENATA

$$C_u = \frac{R_p - \sigma_{vo}}{k}$$

Lunne e Eide

La correlazione si applica al valore della resistenza alla punta R_{pd}

Terzaghi e Peck

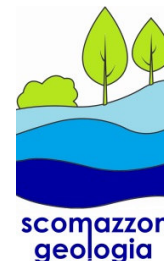
$$C_u(\text{daN/cm}^2) = 0.067N_{spt}$$

Il metodo è valido per argille di media plasticità

N.B.: SI RICORDA: NELLE VERIFICHE GEOTECNICHE IL SIG. PROGETTISTA DOVRÀ SCEGLIERE DI VOLTA IN VOLTA IL PARAMETRO CARATTERISTICO PIÙ OPPORTUNO IN CONSIDERAZIONE DELLO STATO LIMITE CONSIDERATO.

Dott. Geol. Elisa Scmazzon

Via dei pini, 47 – 35014 - Fontaniva PD
Tel. 0424 066634 Fax 0424 061255 Mobile 335 56 32 474
Email elisa@scomazzon-geologia.it
www.scomazzon-geologia.it



I valori letti al penetrometro dinamico utilizzato (NDIN) sono stati ricondotti a valore di (NSPT) tramite la correlazione:

$$NSPT = \beta_t \times NDIN$$

Con:

$$\beta_t = Q_{DIN} / Q_{SPT} =$$

$$Q = (M \times H) / (A \times d)$$

Dove:

M peso del maglio (kg)
H volata del maglio (cm)
d passo di lettura (cm)
Ap area della punta (cmq)

Visto il tipo di penetrometro usato la costante di correlazione vale $\beta_t = 1.53$.

	SPT	DPSH-TG 63		
M (kg)	63,50	63,50	peso maglio	
H (cm)	75,00	75,00	volata del maglio	
d (cm)	30,00	20,00	passo di lettura	
Ap (cmq)	20,40	20,00	area di punta	
		32		
$Q = (M \times H) / (A \times d)$			energia specifica per colpo	
$Q_{DIN} =$	11,91			
$Q_{SPT} =$	7,78			
$\beta_t = Q_{DIN} / Q_{SPT} =$		1,53		
$NSPT = \beta_t \times NDIN$				

Si riportano di seguito i tabulati di prova con i valori di NSPT calcolati come sopra (costante di correlazione vale $\beta_t = 1.53$), Rpd in daN/cm².

Dott. Geol. Elisa Scomazzon

Via dei pini, 47 – 35014 - Fontaniva PD
Tel. 0424 066634 Fax 0424 061255 Mobile 335 56 32 474
Email elisa@scomazzon-geologia.it
www.scomazzon-geologia.it

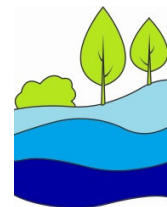


Dott. Geol. Elisa Scomazzon

Via dei pini, 47 – 35014 - Fontaniva PD
Tel. 0424 066634 Fax 0424 061255 Mobile 335 56 32 474
Email elisa@scomazzon-geologia.it
www.scomazzon-geologia.it



DIN 1 Falda non rilevata					DIN 2 Falda non rilevata				
prof (m)	NDP (n°)	Rpd (daN/cm ²)	NSPT (n°)	Asta	prof (m)	NDP (n°)	Rpd (daN/cm ²)	NSPT (n°)	Asta
0,20	4	43	6	1	0,20	5	54	8	1
0,40	4	43	6	1	0,40	3	32	5	1
0,60	4	39	6	2	0,60	4	39	6	2
0,80	3	30	5	2	0,80	3	30	5	2
1,00	3	30	5	2	1,00	3	30	5	2
1,20	3	30	5	2	1,20	5	49	8	2
1,40	4	39	6	2	1,40	7	69	11	2
1,60	3	27	5	3	1,60	13	119	20	3
1,80	5	46	8	3	1,80	12	109	18	3
2,00	10	91	15	3	2,00	12	109	18	3
2,20	14	128	21	3	2,20	10	91	15	3
2,40	24	219	37	3	2,40	19	173	29	3
2,60	31	263	47	4	2,60	21	178	32	4
2,80	38	322	58	4	2,80	25	212	38	4
3,00	31	263	47	4	3,00	29	246	44	4
3,20	22	186	34	4	3,20	25	212	38	4
3,40	33	280	50	4	3,40	26	220	40	4
3,60	26	206	40	5	3,60	29	230	44	5
3,80	22	41	34	55	3,80	24	190	37	5
4,00	24	190	37	5	4,00	24	190	37	5
4,20	50	396	77	5	4,20	43	340	66	5
					4,40	33	261	50	5
					4,60	36	267	55	6
					4,80	42	312	64	6
					5,00	50	371	77	6



DIN 3 Falda non rilevata					DIN 4 Falda non rilevata				
prof (m)	NDP (n°)	Rpd (daN/cm q)	NSPT (n°)	Asta	prof (m)	NDP (n°)	Rpd (daN/cm q)	NSPT (n°)	Asta
0,20	4	43	6	1	0,20	4	43	6	1
0,40	4	43	6	1	0,40	2	22	3	1
0,60	4	39	6	2	0,60	2	20	3	2
0,80	3	30	5	2	0,80	2	20	3	2
1,00	4	39	6	2	1,00	4	39	6	2
1,20	5	49	8	2	1,20	5	49	8	2
1,40	7	69	11	2	1,40	5	49	8	2
1,60	7	64	11	3	1,60	9	82	14	3
1,80	4	36	6	3	1,80	11	100	17	3
2,00	5	46	8	3	2,00	13	119	20	3
2,20	6	55	9	3	2,20	15	137	23	3
2,40	16	146	24	3	2,40	23	210	35	3
2,60	29	246	44	4	2,60	20	170	31	4
2,80	32	271	49	4	2,80	18	153	28	4
3,00	25	212	38	4	3,00	23	195	35	4
3,20	25	212	38	4	3,20	24	203	37	4
3,40	27	229	41	4	3,40	20	170	31	4
3,60	30	238	46	5	3,60	25	198	38	5
3,80	27	214	41	5	3,80	23	182	35	5
4,00	24	190	37	5	4,00	22	174	34	5
4,20	17	135	26	5	4,20	20	158	31	5
4,40	26	206	40	5	4,40	33	261	50	5
4,60	33	245	50	6	4,60	29	215	44	6
4,80	36	267	55	6	4,80	36	267	55	6
5,00	28	208	43	6	5,00	32	238	49	6
5,20	45	334	69	6	5,20	50	371	77	6
5,40	44	327	67	6					
5,60	50	350	77	7					

CPT 1		Falda no			
		Dati elaborati			
Quota (m)	Rp daN	RI daN	Rp daN/cm ²	RI daN/cm ²	Rp/RI
0,00	0	0	0	0	0
-0,20	0	0	0,00	0,00	0,00
-0,40	32	42	32,00	0,67	48,00
-0,60	46	68	46,00	1,47	31,36
-0,80	38	56	38,00	1,20	31,67
-1,00	68	90	68,00	1,47	46,36
-1,20	22	40	22,00	1,20	18,33
-1,40	69	90	69,00	1,40	49,29
-1,60	72	104	72,00	2,13	33,75
-1,80	68	99	68,00	2,07	32,90
-2,00	230	269	230,00	2,60	88,46

Si procede alla parametrizzazione dei terreni e alla identificazione di livelli omogenei riconoscibili su tutta l'area di interesse.

Vista la presenza di un primo strato (livello A) che dal piano campagna si spinge fino ai primi 2.00 m di profondità, che sarà quello interessato direttamente dalla posa delle fondazioni degli edifici, si è proceduto all'integrazione con una prova penetrometrica statica (CPT) che ha permesso di valutare con più precisione il grado di addensamento e l'eventuale presenza di terreni coesivi (argille e limi).

DPSH 1-2-3-4 – CPT 1

LIVELLO A: *Limo, limo sabbioso limo debolmente argilloso e sabbia limosa*

DP (n°)	TOP (-m)	BOT (-m)	NSPT min	NSPT max	NSPT Med	Rpd Med (daN/cm ²)
A1	0.00	1.80	5	8	6	36
A2	0.00	1.40	5	11	7	43
A3	0.00	2.20	5	11	7	47
A4	0.00	1.40	3	8	5	35

$$\phi \cong 29^\circ \quad Dr \cong (60 \div 70)\%$$

CPT (n°)	TOP (-m)	BOT (-m)	Rpmin (daN/cm ²)	Rpmax (daN/cm ²)	Rpmed (daN/cm ²)
A1	0.00	1.80	22	72	51

$$\phi \cong 35^\circ \quad Dr \cong 74\%$$

LIVELLO B: *Ghiaie, sabbie, sabbie limose, sabbie con ghiaia e ghiaia sabbiosa*

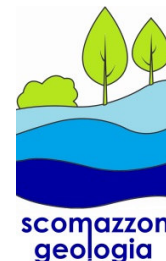
DP (n°)	TOP (-m)	BOT (-m)	N _{SPT} min	N _{SPT} max	N _{SPT} Med	Rpd Med (daN/cm ²)
B1	1.80	4.20	15	77*	41	>100
B2	1.40	5.00	15	77*	40	>100
B3	2.20	5.60	24	77*	46	>100
B4	1.40	5.20	14	77*	36	>100

$$\phi \cong (37 \div 40)^\circ$$

$$Dr \cong 100\%$$

CPT (n°)	TOP (-m)	BOT (-m)	Rpmin (daN/cm ²)	Rpmax (daN/cm ²)	Rpmed (daN/cm ²)
B1	1.80	2.00	230	230*	230

* Rifiuto strumentale



5.- ASSETTO IDROGEOLOGICO LOCALE

5.a.- INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO

La natura geologica particolare della Pianura Veneta si riflette direttamente sull'assetto idrogeologico che ne è diretta conseguenza.

Se nella fascia di Alta Pianura l'acquifero è di tipo freatico, libero e indifferenziato, contenuto nel potente materasso alluvionale a tessitura granulare, il passaggio alla media Pianura cambia radicalmente la situazione.

Il livello argilloso presente già a 30-40 m di profondità interrompe il gradiente della falda che non essendo più libera ma contenuta nelle intercalazioni granulari si trova in alcuni casi anche in pressione e dà vita ai noti fenomeni di risorgenza che caratterizzano tutta la Fascia delle Risorgive.

Nella bassa pianura le risorse idriche sotterranee sono molto povere.
Mancano normalmente nel sottosuolo, almeno fino alle profondità esplorate, acquiferi ghiaiosi ad elevata permeabilità.

In certe aree della bassa pianura, esistono tuttavia falde in pressione insediate in acquiferi prevalentemente sabbiosi; le loro portate nei pozzi sono molto modeste.

L'acquifero indifferenziato e quello inferiore con falde confinate costituiscono la principale risorsa per l'approvvigionamento idrico della Regione Veneto

La proprietà è sita a Nord della linea settentrionale della fascia delle risorgive.

I fattori di alimentazione naturale delle falde sono individuabili nella dispersione dei corsi d'acqua, nelle infiltrazioni delle acque irrigue e nell'infiltrazione degli afflussi meteorici.

Si riporta di seguito un estratto dalla Carta Geologica del Veneto in cui si trova indicata in rosso il limite settentrionale della fascia delle risorgive.

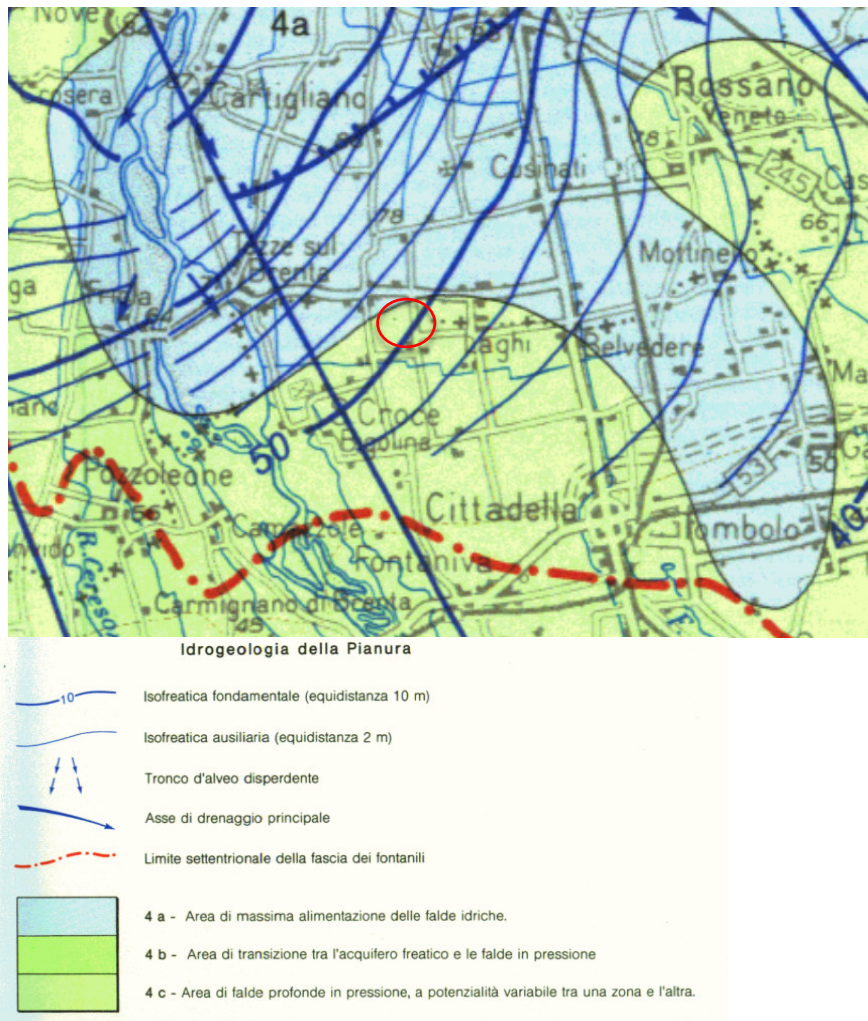


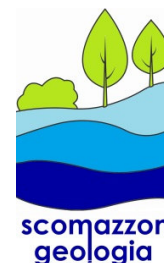
Figura 4 - Estratto da Carta Geologica del Veneto scala 1:250000

5.b FALDA LOCALE

Entro i fori di prova non è stato possibile rilevare i livelli di falda in quanto le pareti sono franate.

Localmente la profondità della falda è correlata alle portate del fiume Brenta che rappresenta ancora un asse disperdente per le acque circostanti.

Il livello medio dedotto dalla carta geologica si pone a circa 15 m dal piano campagna. Si ritiene che le oscillazioni della falda siano strettamente dipendenti dalle differenze di portata annua del fiume che rappresenta l'elemento idrografico di ordine maggiore.



6.- ANALISI STATISTICA DEI PARAMETRI GEOTECNICI

6.a.- Viste le caratteristiche dei terreni, il planivolumetrico del fabbricato, la profondità della falda sono state effettuate verifiche geotecniche di capacità portante (SLU – SLV) e cedimenti (SLE) per platea di fondazione con piano di posa alla $q = -0.40$ m. Il c.s.=0.00m di progetto coincide con il piano campagna attuale. I terreni si stimano mediamente allo stesso livello di via Battistei.

L'analisi statistica si è effettuata fissando una probabilità di non superamento del 5% come indicato dall'Eurocodice 7 e dalle NTC2018 utilizzando le seguenti formule:

$N_{spt\ k} = N_{spt\ m} - X \times \sigma(x)$	distribuzione normale
$N_{spt\ k} = N_{spt\ m} - X \times \sigma(x) / \sqrt{n}$	distribuzione normale (resistenze compensate)
$N_{spt\ k} = N_{spt\ m} - t \times \sigma(x)$	distribuzione di Student
$N_{spt\ k} = N_{spt\ m} - t \times \sigma(x) / \sqrt{n}$	distribuzione di Student (resistenze compensate)

Dove:

$N_{spt\ k}$	valore caratteristico del numero di colpi spt;
$N_{spt\ m}$	valore medio del numero di colpi spt;
$\sigma(x)$	scarto quadratico medio del campione;
X	parametro dipendente dalla legge di distribuzione e dalla probabilità di non superamento (per una distribuzione di tipo gaussiano e probabilità di non superamento 5% $X = -1,645$).
t	t di Student.

La distribuzione normale si applica quando i valori del campione della popolazione superano le 30 unità, nel caso contrario si applica la distribuzione di Student.

Le resistenze compensate sono applicabili quando le opere coinvolgono variazioni tensionali grandi volumi di terreno

"Nelle valutazioni che il progettista deve svolgere per pervenire ad una scelta corretta dei valori caratteristici, appare giustificato il riferimento a valori prossimi ai valori medi quando nello stato limite considerato è coinvolto un elevato volume di terreno, con possibile compensazione delle eterogeneità o quando la struttura a contatto con il terreno è dotata di rigidità sufficiente a trasferire le azioni dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti.

Al contrario, valori caratteristici prossimi ai valori minimi dei parametri geotecnici appaiono più giustificati nel caso in cui siano coinvolti modesti volumi di terreno, con concentrazione delle deformazioni fino alla formazione di superfici di rottura nelle porzioni di terreno meno resistenti del volume significativo, o nel caso in cui la struttura a contatto con il terreno non sia in grado di trasferire forze dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti a causa della sua insufficiente rigidità".

Con riferimento ai tabulati di calcolo di seguito riportati, si ottiene:

quota p.c.	0,00	(-m)										
quota falda	15,0	(-m)										
k per Cu	1											
									PECK-HANSEN	SOWERS	J.N.R.*	R.B.S.**
valore	TOP	BOT	NSPT	RpdK	comp	Z	σ_{w0}	σ_{w0}	j	j	j	ϕ
	(m)	(m)	(n°)	(daN/cm²)		(m)	(kPa)	(kPa)	(°)	(°)	(°)	(°)
medio	0,40	2,00	6	0	G	1,2	21,6	21,60	29	30	29	25
caratteristico	0,40	2,00	6	0	G	1,2	21,6	21,60	29	30	29	24
*	JAPANESE NATIONAL RAILWAY											
**	ROAD BRIDGE SPECIFICATION											
***	MENZEBACH E MALCEV											

n	34	numero di valori
Nsptmedio	6	daN/cm²
$\Sigma(x-\mu(x))^2$	135	
$\sigma(x)$	2	daN/cm² scarto quadratico medio
Nsptk	3	daN/cm² distribuzione normale
Nsptk	6	daN/cm² distribuzione normale resistenze compensate
Nsptk	3	daN/cm² distribuzione di student
Nsptk	6	daN/cm² distribuzione di student resistenze compensate
t	1,699	t di student
COV	0,321	

NUM	DP	Nspt	$(x-\mu(x))^2$
	(n°)		
1,0	1	6	0,0
2,0	1	6	0,0
3,0	1	6	0,0
4,0	1	5	2,9
5,0	1	5	2,9
6,0	1	5	2,9
7,0	1	6	0,0
8,0	1	5	2,9
9,0	1	8	1,8
10,0	2	8	1,8
11,0	2	5	2,9
12,0	2	6	0,0
13,0	2	5	2,9
14,0	2	5	2,9
15,0	2	8	1,8
16,0	2	11	19,4
17,0	3	6	0,0
18,0	3	6	0,0
19,0	3	6	0,0
20,0	3	5	2,9
21,0	3	6	0,0
22,0	3	8	1,8
23,0	3	11	19,4
24,0	3	11	19,4
25,0	33	6	0,0
26,0	3	8	1,8
27,0	3	9	8,3
28,0	4	6	0,0
29,0	4	3	10,5
30,0	4	3	10,5
31,0	4	3	10,5
32,0	4	6	0,0
33,0	4	8	1,8
34,0	4	8	1,8

Il calcolo del valore statistico è dedotto dal livello A con caratteristiche geomeccaniche meno favorevoli, considerato di appoggio delle fondazioni.

Dott. Geol. Elisa Scomazzon

Via dei pini, 47 – 35014 - Fontaniva PD
Tel. 0424 066634 Fax 0424 061255 Mobile 335 56 32 474
Email elisa@scomazzon-geologia.it
www.scomazzon-geologia.it



$N_{spt} \text{ (medio)} = 6$

$N_{sptk} = 6$

Per determinare l'angolo di resistenza al taglio utilizzando l'espressione di Peck-Hansen
 $\varphi = 27.2 + 0.28 N_{spt}$,

si ottiene;

$$\varphi_{med} = 27.2 + 0.28 \times 6 = 29^\circ$$

$$\varphi_k = 27.2 + 0.28 \times 6 = 29^\circ$$

Per determinare l'angolo di resistenza al taglio utilizzando l'espressione di Sowers
 $\varphi = 28 + 0.28 N_{spt}$,

si ottiene;

$$\varphi_{med} = 28 + 0.28 \times 6 = 30^\circ$$

$$\varphi_k = 28 + 0.28 \times 6 = 30^\circ$$

7.- CONSIDERAZIONI GEOTECNICHE SUL PROGETTO

7.a.- Si prevede la realizzazione di due edifici residenziali con fondazione a platea. Il progetto può essere descritto schematicamente come:

- costruzione di edificio residenziale a pianta subrettangolare con dimensioni massime pari a circa 12.50 m x 18.40 m.

Il volume si sviluppa interamente fuori terra per un massimo di un piano.
Poiché si tratta di terreni pianeggianti approssimativamente a livello strada, nelle ns. verifiche lo 0.00 m di riferimento viene assunto a livello medio terreni.

7.b.- Viste le caratteristiche dei terreni, il planivolumetrico del fabbricato e la profondità della falda si sono effettuate verifiche geotecniche di capacità portante (SLU) e cedimenti (SLE) per una fondazione a platea con piano di posa a - 0.40 m dal piano campagna attuale.

Si considera l'appoggio sui terreni sabbiosi e limoso sabbiosi del livello A, si dovrà quindi prevedere opportuno scotico del livello agrario superficiale (minimo 0.5 m).

Data la presenza di piccoli fossati di scolo delle acque irrigue e di manufatti e costruzioni già insistenti sull'area, per raggiungere il piano di posa della platea si procederà come segue:

1. *rimozione di terreno agrario (minimo 50 cm) ed eventualmente anche di fondazioni, manufatti e muretti preesistenti. In caso si intercettassero terreni scadenti di riempimento di fossetti o scoli, si dovranno rimuovere.*
2. *riporto alla quota d'imposta prevista con la stesa di ghiaione ben costipato per strati non superiori ai 20 cm di spessore*

Il valore caratteristico delle azioni agli SLU non è stato fornito dal Sig. Progettista al quale si rimanda la verifica della:

$E_d < R_d$

7.c.- Resistenze di progetto (approccio 2)

La resistenza di progetto si determina a partire dal carico limite utilizzando la seguente espressione:

$$Rd = \frac{1}{\gamma_R} \cdot q \lim$$

Il carico limite si calcola applicando la formula di Vesic:

$$q \lim = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot (s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma \cdot d_\gamma \cdot h_\gamma) + c \cdot N_c \cdot (s_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c \cdot d_c \cdot h_c) + N_q \cdot \gamma \cdot D \cdot (s_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q \cdot d_q \cdot h_q)$$

Dove (rif. Allegato 1):

$N_\gamma; N_c; N_q$ fattori di capacità portante;

$B'; L'$ dimensioni della fondazione equivalente per carico eccentrico;

$s_\gamma; s_c; s_q$ fattori correttivi dipendenti dalla forma della fondazione;

$i_\gamma; i_c; i_q$ fattori correttivi dipendenti dall'inclinazione del carico;

$b_\gamma; b_c; b_q$ fattori correttivi dipendenti dall'inclinazione della base della fondazione;

$g_\gamma; g_c; g_q$ fattori correttivi dipendenti dall'inclinazione del piano campagna;

$d_\gamma; d_c; d_q$ fattori correttivi dipendenti dalla profondità del piano di posa;

$h_\gamma; h_c; h_q$ fattori correttivi che tengono conto dell'azione sismica (Maugeri e Novità).

Nel calcolo, per semplificare, si pone: $b_\gamma; b_c; b_q = g_\gamma; g_c; g_q = d_\gamma; d_c; d_q = 1$

Si riporta di seguito una tabella con la sintesi dei risultati ottenuti.

Verifiche effettuate applicando l'approccio 2 delle NTC 2018

– PLATEA A – 0.40 m

Si considera:

$\varphi_k = 30^\circ$
 $\gamma = 18 \text{ kN/mc}$
 $D = 0.40 \text{ m}$ valore minimo garantito
 $B^* = 1.00 \text{ m}$

SLU	
Nq	18,40
Nc	30,14
N γ	15,07

(Hansen 1970)

Fattori di forma		Fattori di inclinazione del carico		Fattori di cap. por. in condizioni sismiche	
sq	1	jq	1	hq	1
sc	1	jc	1	hc	1
s γ	1	j γ	1	h γ	1

Verifica Rd

Coefficiente di capacità portante NTC 2018

$\gamma_R = 2.3$

$q_{lim} = 268 \text{ kPa}$

Rd = 117 kPa

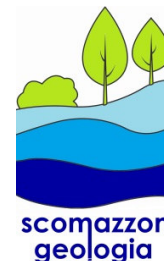
Si ricorda che la resistenza di progetto dipende anche dall'inclinazione e dal punto di applicazione del carico.

Le verifiche di capacità portante dovranno essere pertanto rifatte dal Sig. Calcolatore alla luce delle reali sollecitazioni agenti (considerando anche le procedure, le ipotesi ed i parametri geomeccanici contenuti nella presente relazione).

Si ricorda altresì che tutte le verifiche agli SLU SLV e SLE dovranno essere prodotte dal progettista strutturale e riportate in una specifica relazione geotecnica sulle fondazioni.

Dott. Geol. Elisa Scomazzon

Via dei pini, 47 – 35014 - Fontaniva PD
Tel. 0424 066634 Fax 0424 061255 Mobile 335 56 32 474
Email elisa@scomazzon-geologia.it
www.scomazzon-geologia.it



7.d. – Verifica SLE – calcolo dei cedimenti

La verifica agli SLE si limita, nella presente relazione, alla stima dei cedimenti prevedibili.

La stima dei cedimenti si effettua applicando la teoria monodimensionale di Terzaghi, con la formula:

$$\Delta H = \frac{H \cdot \Delta p}{E_{ed}}$$

Dove:

ΔH	cedimento in cm
H	spessore dello strato compressibile in kPa
E_{ed}	modulo edometrico dello strato compressibile

Vista la natura dei terreni (sabbie limose sabbie e limi sabbiosi) ed i prevedibili carichi al piede, i cedimenti, principalmente di origine elastica, si possono stimare dell'ordine del centimetro circa ed in esaurimento al completamento del carico.

Si dovrà in ogni caso prevedere una fondazione sufficientemente rigida da trasmettere il carico uniformemente sul sedime naturale, nel rispetto delle ipotesi di calcolo

8.- RISPOSTA SISMICA LOCALE

8.a. – Amplificazione stratigrafica

Da Normativa vigente:

“...Qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle categorie definite nella Tab. 3.2.II, si può fare riferimento a un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio, V_S .

I valori dei parametri meccanici necessari per le analisi di risposta sismica locale o delle velocità V_S per l'approccio semplificato costituiscono parte integrante della caratterizzazione geotecnica dei terreni compresi nel volume significativo, di cui al § 6.2.2.

I valori di V_S sono ottenuti mediante specifiche prove oppure, con giustificata motivazione e limitatamente all'approccio semplificato, sono valutati tramite relazioni empiriche di comprovata affidabilità con i risultati di altre prove in sito, quali ad esempio le prove penetrometriche dinamiche per i terreni a grana grossa e le prove penetrometriche statiche.

La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, $V_{S,eq}$ (in m/s), definita dall'espressione:

$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{S,i}}}$$

Dove

h_i = spessore (in metri) dell'i-esimo strato compreso nei primi 30 m di profondità;

$V_{S,i}$ = velocità delle onde di taglio nell'i-esimo strato;

H = profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da V_S non inferiore a 800 m/s.

Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{S,eq}$ è definita dal parametro $V_{S,30}$, ottenuto ponendo $H=30$ m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità. Le categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato sono definite in Tab. 3.2.II.

Correlando i valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio con la resistenza alla punta del penetrometro statico (q_c).

La correlazione viene effettuata con l'espressione di Iyislian (1996):

$$\begin{aligned} \text{argilla} \quad V_s &= 55.3 \cdot q_c^{0.377} \\ \text{sabbia} \quad V_s &= 0.70 \cdot q_c + 218 \end{aligned}$$

Il valore di $V_{s,30}$ ad esempio si determina con la formula

$$V_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_{s,i}}}$$

Dove

h_i = spessore (in metri) dell' i -esimo strato compreso nei primi 30 m di profondità;
 $V_{s,i}$ = velocità delle onde di taglio nell' i -esimo strato;

8.b. – Categoria del suolo

Nel presente caso la categoria del suolo **B** è stata dedotta da una apposita prova geofisica. In allegato a fine testo si trova il report dell'indagine geofisica.

Tab. 3.2.II – *Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.*

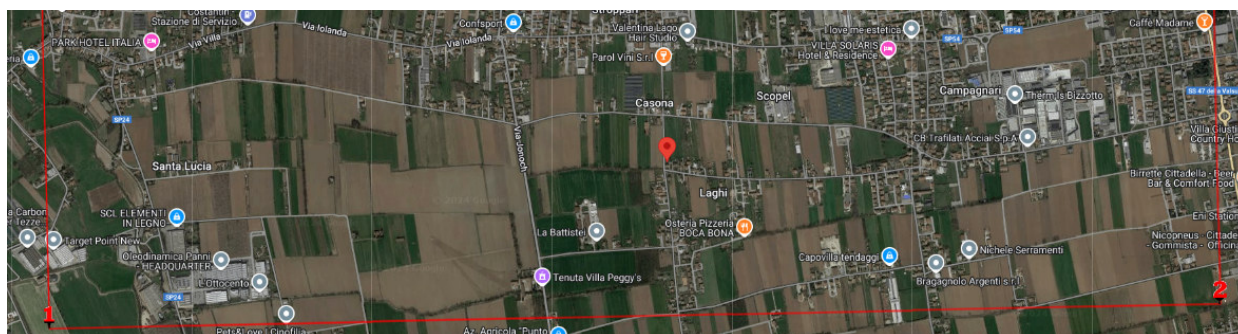
Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina 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.</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente 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 100 e 180 m/s.</i>
E	<i>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.</i>

8.c. – Amplificazione topografica.

Il sito, sulla base del rilievo di progetto appartiene alla categoria topografica T1.

Tab. 3.2.III – *Categorie topografiche*

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 $i > 30^\circ$

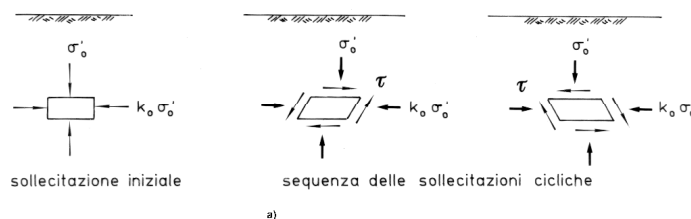


CLASSE USO II				Cu=1		
VITA NOMINALE				50	anni	
CATEGORIA SUOLO DI FONDAZIONE				B		
CATEGORIA TOPOGRAFICA				T1		
STATO LIMITE	TR (s)	ag (m/s^2)	Fo	T*c (s)	Ss	St
SLO	30	0,45	2,48	0,238	1,20	1,00
SLD	50	0,60	2,47	0,252	1,20	1,00
SLV	475	1,68	2,39	0,298	1,20	1,00
SLC	975	2,21	2,397	0,306	1,18	1,00

9.- STABILITA' NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE

9.a.- Il fenomeno della liquefazione interessa quei depositi sabbiosi saturi che, nel corso di un terremoto o più genericamente durante e immediatamente dopo una sollecitazione di tipo ciclico, subiscono una drastica riduzione della resistenza al taglio

La causa principale della liquefazione dei terreni non coesivi saturi, che si verifica nel corso dei terremoti, è il sorgere dell'eccesso delle pressioni interstiziali indotte dalle sollecitazioni di taglio cicliche che sono attribuite alla propagazione nel terreno delle onde di taglio



I metodi semplificati si basano sul rapporto che intercorre fra le sollecitazioni di taglio che producono liquefazione e quelle indotte dal terremoto; hanno perciò bisogno di valutare i parametri relativi sia all'evento sismico sia al deposito.

Si privilegiano metodi basati su correlazioni della resistenza alla liquefazione con parametri desunti da prove in situ. La resistenza del deposito alla liquefazione viene quindi valutata in termini di fattore di resistenza alla liquefazione

$$F_s = \frac{CRR_{7.5}}{CSR_{7.5}}$$

dove CRR (Cyclic Resistance Ratio) indica la resistenza del terreno agli sforzi di taglio ciclico e CSR (Cyclic Stress Ratio) la sollecitazione di taglio massima indotta dal sisma.

I metodi semplificati proposti differiscono fra loro soprattutto per il modo con cui viene ricavata CRR, la resistenza alla liquefazione. Il parametro maggiormente utilizzato è il numero dei colpi nella prova SPT anche se oggi, con il progredire delle conoscenze, si preferisce valutare il potenziale di liquefazione utilizzando prove statiche (CPT) o prove di misurazione delle onde di taglio Vs. Questi metodi sono in genere utilizzati per la progettazione di opere di media importanza.

Seed e Idriss (1971b) per poter determinare gli sforzi di taglio indotti dal sisma propongono una semplice procedura basata sull'ipotesi di terreno omogeneo.

Ipotizzando la propagazione verticale di onde sismiche di taglio, una colonna di terreno di altezza z si muove rigidamente in direzione orizzontale.

Poiché nella realtà il terreno è deformabile, lo sforzo di taglio è minore che nell'ipotesi di corpo rigido e quindi bisogna introdurre un coefficiente riduttivo r_d .

$$\frac{\tau_{av}}{\sigma_{v0}^1} = CSR_{7.5} = 0.65 \frac{ag}{g} \cdot \frac{\sigma_{v0}}{\sigma_{v0}'} \cdot r_d$$

espressione valida per sismi di magnitudo 7.5. Per magnitudo diverse bisogna dividere per il fattore correttivo MSF (Magnitudo Scaling Factor):

$$CSR = \frac{CSR_{7.5}}{MSF}$$

Il 'metodo di Seed e Idriss' (1982) è il più noto e utilizzato dei metodi semplificati e richiede solo la conoscenza di pochi parametri geotecnici: la granulometria, il numero dei colpi nella prova SPT, la densità relativa, il peso di volume. Per determinare il valore del coefficiente riduttivo r_d viene utilizzata la formula empirica proposta da Iwasaki et al. (1978):

$$r_d = 1 - 0.015 z$$

mentre per il fattore correttivo MSF si veda la Tabella 1 dove viene riportato il valore di questo fattore ottenuto da vari ricercatori, tra cui Seed H. B. e Idriss I. M (1982).

Magnitudo	Seed H. B. & Idriss I. M. (1982)
5.5	1.43
6.0	1.32
6.5	1.19
7.0	1.08
7.5	1.00
8.0	0.94
8.5	0.89

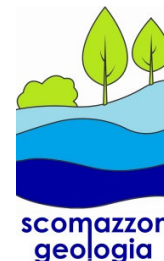
La resistenza alla liquefazione CRR, viene calcolata in funzione della magnitudo, del numero di colpi, della pressione verticale effettiva, della densità relativa.

Si calcola inizialmente il numero dei colpi corretto alla quota desiderata per tenere conto della pressione litostatica mediante la seguente espressione:

$$(N_{1.60}) = C_N \cdot N_m$$

Dott. Geol. Elisa Scomazzon

Via dei pini, 47 – 35014 - Fontaniva PD
Tel. 0424 066634 Fax 0424 061255 Mobile 335 56 32 474
Email elisa@scomazzon-geologia.it
www.scomazzon-geologia.it



dove:

N_m è il numero medio dei colpi nella prova penetrometrica standard SPT;
 C_N è un coefficiente correttivo che si calcola mediante la seguente espressione:

$$C_N = \left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.5}$$

dove:

σ'_{v0} è la pressione verticale efficace;
 P_a la pressione atmosferica espressa nelle stesse unità di σ'_{v0} ;
 n un'esponente che dipende dalla densità relativa del terreno (0.5).

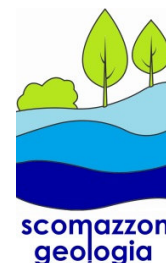
E' stato dimostrato che per un terremoto di magnitudo pari a 7,5 CRR è:

se $F_s > 1,3$ il deposito non è liquefacibile.

Gli Autori hanno precisato che questa procedura è valida per sabbie con $D_{50} > 0,25$ mm; per sabbie limose e limi suggeriscono di correggere ulteriormente il valore di $N_{1,60}$:

$$(N_{1,60})_{CS} = N_{1,60} + 7.5$$

Nel caso in esame vista la profondità di falda e la presenza di terreni granulari ad alto grado di addensamento non vi sono i presupposti per il verificarsi di fenomeni di liquefazione.



10.- CONCLUSIONI

10.a.- Dall'analisi comparata della conoscenza dei terreni in sito e delle verifiche effettuate si possono trarre le seguenti considerazioni conclusive:

a) Stratigrafia

L'assetto stratigrafico è dedotto dall'interpretazione di quattro prove penetrometriche dinamiche pesanti spinte fino alla quota – 5.60 m dal livello medio terreni attuali da cui è emersa generalmente la presenza di terreni a caratteristiche geomeccaniche da medie a buone. Ad ulteriore approfondimento è stata eseguita una prova penetrometrica statica (CPT) che ha permesso di caratterizzare con precisione il livello A.

Sono emerse ghiaie e ghiaie sabbiose (livello B) alla base di un livello continuo di limi sabbiosi sabbie limose e sabbie (livello A).

La successione stratigrafica risulta coerente con la geologia e le dinamiche geomorfologiche del sito.

b) Categoria suolo di fondazione

Sulla base dei risultati dell'indagine geofisica si classifica il terreno come appartenente alla categoria suolo di fondazione **tipo B**.

c) Idrogeologia

Entro i fori di prova non è stato possibile rilevare i livelli di falda in quanto le pareti sono franate.

Localmente la profondità della falda è correlata alle portate del fiume Brenta che rappresenta ancora un asse disperdente per le acque che trasporta.

Il livello, dedotto da cartografia generale si stima a circa 15 m dal piano campagna.

d) Fondazioni

Sono effettuate verifiche geotecniche di capacità portante (SLU) e cedimenti (SLE) per una fondazione a platea con piano di appoggio su terreni naturali a – 0.40 m dallo 0.00 m di riferimento posto a livello strada.

Si ricorda che le fondazioni dovranno essere spinte ad una profondità tale da intercettare terreni naturali indisturbati di natura limoso sabbiosa e sabbiosa (livello A).

Per la realizzazione del piano di appoggio della fondazione si procederà come segue:

- 1- asporto del terreno vegetale e di qualsiasi manufatto o fondazione fino a raggiungere il livello A dei terreni naturali (sabbie, sabbie limose e limi sabbiosi) minimo 0.50 m.
- 2- Eventuale riporto alla quota d'imposta delle fondazioni mediante magrone o ghiaione ben costipato per strati non superiori ai 20 cm

I valori caratteristici delle pressioni di contatto terreno fondazione non sono stati indicate dal Sig. Calcolatore al quale si rimanda per la verifica di $R_d < E_d$.

e) R_d

La verifica di resistenza di progetto (SLU) in condizioni statiche è stata effettuata considerando la rottura sul livello a caratteristiche geomeccaniche peggiori, utilizzando l'approccio 2 delle NTC 2018 R_d risulta

– platea a – 0.40 m

$R_d = 117 \text{ kPa}$

Si ricorda che la resistenza di progetto dipende anche dall'inclinazione e dal punto di applicazione del carico.

Le verifiche di capacità portante dovranno essere pertanto rifatte dal Sig. Calcolatore alla luce delle reali sollecitazioni agenti (considerando anche le procedure, le ipotesi ed i parametri geomeccanici contenuti nella presente relazione).

Si ricorda altresì che tutte le verifiche agli SLU SLV e SLE dovranno essere prodotte dal progettista strutturale e riportate in una specifica relazione geotecnica sulle fondazioni.



f) Cedimenti

Vista la natura dei terreni (sabbie, sabbie debolmente limose, ghiaie e ghiaie sabbiose) i cedimenti, principalmente di origine elastica, si possono stimare dell'ordine del centimetro circa ed in esaurimento al completamento del carico.

Si dovrà in ogni caso prevedere una fondazione sufficientemente rigida da trasmettere il carico uniformemente sul sedime naturale, nel rispetto delle ipotesi di calcolo.

Ove si intercettassero vecchi fossati o accumuli di terreni scadenti e/o organici, questi dovranno essere bonificati.

g) Verifica a liquefazione

vista la profondità di falda e la presenza di terreni granulari ad alto grado di addensamento si ritiene che non vi siano i presupposti per il verificarsi di fenomeni di liquefazione.

10.b.- Considerazioni finali

La presente relazione non costituisce proposta progettuale.

Le ns. verifiche vanno intese come un approccio ragionato alla valutazione dell' interazione struttura-terreno su cui in Sig. Progettista potrà eseguire le proprie verifiche e scelte progettuali, anche alla luce dei dati emersi dall'indagine.

PRESCRIZIONI TECNICHE

Tutte le verifiche agli SLE e agli SLU prescritte dalle NTC 2018 dovranno essere effettuate dal Sig. Calcolatore e riportate in una specifica relazione geotecnica sulle fondazioni utilizzando le azioni che derivano dall'analisi strutturale.

Le verifiche presenti in questa relazione dovranno essere riviste ed integrate anche alla luce delle reali sollecitazioni agenti derivante dalla progettazione e analisi strutturale esecutiva.

Nelle verifiche geotecniche il progettista dovrà scegliere di volta in volta il parametro caratteristico più opportuno in considerazione dello stato limite considerato.

Il piano di posa dovrà garantire l'appoggio su terreno naturale presente in sito e non su riporti e/o terreno superficiale rimaneggiato.

Il calcolo è da considerarsi esemplificativo utile per un primo inquadramento geotecnico del problema allo studio.

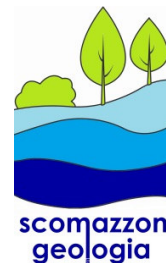
Il calcolo della capacità portante da utilizzare per la progettazione delle fondazioni dovrà essere effettuato dal Sig. Calcolatore sulla base della reale geometria e piano di posa delle fondazioni e delle sollecitazioni derivanti dalle strutture in elevazione.

Le verifiche agli SLU sono state eseguite utilizzando l'approccio 2 delle NTC 2018.

29 novembre 2024
Dott. Geol. Elisa Scomazzon

Dott. Geol. Elisa Scomazzon

Via dei pini, 47 – 35014 - Fontaniva PD
Tel. 0424 066634 Fax 0424 061255 Mobile 335 56 32 474
Email elisa@scomazzon-geologia.it
www.scomazzon-geologia.it

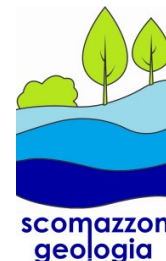


ALLEGATO 1

INDAGINI IN SITO

Dott. Geol. Elisa Scomazzon

Via dei pini, 47 – 35014 - Fontaniva PD
Tel. 0424 066634 Fax 0424 061255 Mobile 335 56 32 474
Email elisa@scomazzon-geologia.it
www.scomazzon-geologia.it



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA

Committente: Sigg. Zanon
Cantiere: via Battistei
Località: Cittadella - PD

Caratteristiche Tecniche-Strumentali Sonda: DP Dinamico Super Pesante 63.5 kg

Peso Massa battente	63.5Kg
Altezza di caduta libera	0,75m
Peso sistema di battuta	7,8Kg
Diametro punta conica	50,80mm
Area di base punta	20,0 cm ²
Lunghezza delle aste	1,0 m
Peso aste a metro	6.3Kg
Profondità giunzione prima asta	0,40 m
Avanzamento punta	0,20 m
Numero colpi per punta	N(20)
Coeff. Correlazione	1,504
Rivestimento/fanghi	No
Angolo di apertura punta	60 °

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

Note illustrative - Diverse tipologie di penetrometri dinamici

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

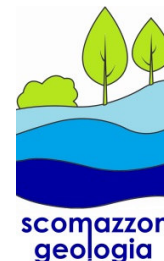
Le Prove Penetrometriche Dinamiche sono molto diffuse ed utilizzate nel territorio da geologi e geotecnici, data la loro semplicità esecutiva, economicità e rapidità di esecuzione.

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

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

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

Elementi caratteristici del penetrometro dinamico sono i seguenti:



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

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

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

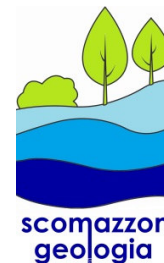
Classificazione ISSMFE dei penetrometri dinamici:

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

penetrometri in uso in Italia

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

- DINAMICO LEGGERO ITALIANO (DL-30) (MEDIO secondo la classifica ISSMFE)
massa battente M = 30 kg, altezza di caduta H = 0.20 m, avanzamento δ = 10 cm, punta conica ($\alpha=60-90^\circ$), diametro D 35.7 mm, area base cono A=10 cm² rivestimento / fango bentonitico : talora previsto;
- DINAMICO LEGGERO ITALIANO (DL-20) (MEDIO secondo la classifica ISSMFE)
massa battente M = 20 kg, altezza di caduta H=0.20 m, avanzamento δ = 10 cm, punta conica ($\alpha= 60-90^\circ$), diametro D 35.7 mm, area base cono A=10 cm² rivestimento / fango bentonitico : talora previsto;
- DINAMICO PESANTE ITALIANO (SUPERPESANTE secondo la classifica ISSMFE)
massa battente M = 73 kg, altezza di caduta H=0.75 m, avanzamento $\delta=30$ cm, punta conica ($\alpha = 60^\circ$), diametro D = 50.8 mm, area base cono A=20.27 cm² rivestimento: previsto secondo precise indicazioni;
- DINAMICO SUPERPESANTE (Tipo EMILIA)
massa battente M=63.5 kg, altezza caduta H=0.75 m, avanzamento $\delta=20-30$ cm, punta conica conica ($\alpha = 60^\circ-90^\circ$) diametro D = 50.5 mm, area base cono A = 20 cm², rivestimento / fango bentonitico : talora previsto.



Correlazione con N_{spt}

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

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

Dove:

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

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

L'energia specifica per colpo viene calcolata come segue:

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

in cui

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

Valutazione resistenza dinamica alla punta R_{pd}

Formula Olandesi

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

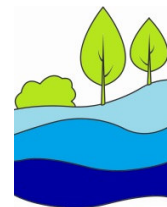
- R_{pd} = resistenza dinamica punta (area A);
- e = infissione media per colpo (δ / N);
- M = peso massa battente (altezza caduta H);
- P = peso totale aste e sistema battuta.

Dott. Geol. Elisa Scmazzon

Via dei pini, 47 – 35014 - Fontaniva PD
Tel. 0424 066634 Fax 0424 061255 Mobile 335 56 32 474
Email elisa@scmazzon-geologia.it
www.scmazzon-geologia.it



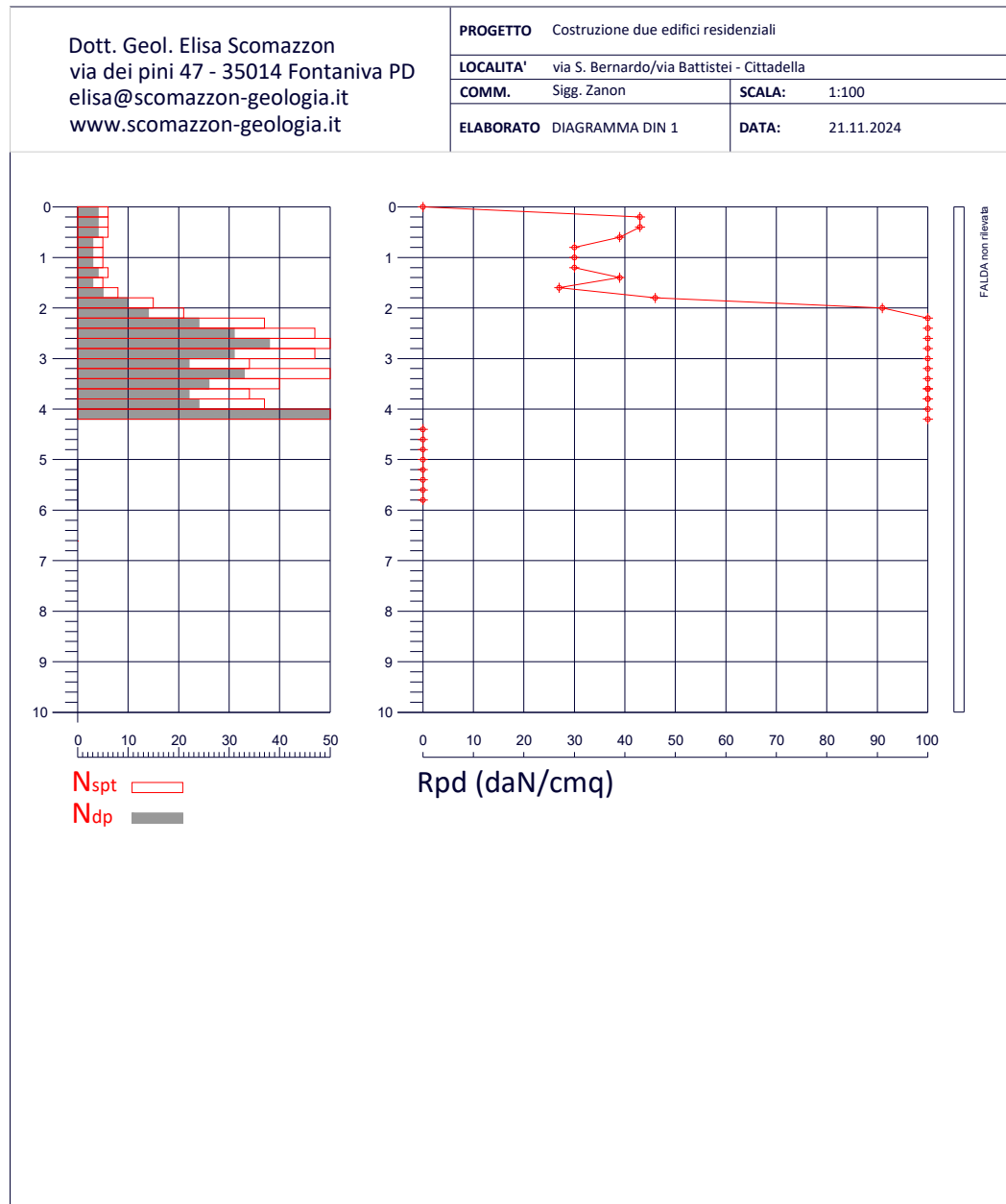
DIN 1 Falda non rilevata					DIN 2 Falda non rilevata				
prof (m)	NDP (n°)	Rpd (daN/cm ²)	NSPT (n°)	Asta	prof (m)	NDP (n°)	Rpd (daN/cm ²)	NSPT (n°)	Asta
0,20	4	43	6	1	0,20	5	54	8	1
0,40	4	43	6	1	0,40	3	32	5	1
0,60	4	39	6	2	0,60	4	39	6	2
0,80	3	30	5	2	0,80	3	30	5	2
1,00	3	30	5	2	1,00	3	30	5	2
1,20	3	30	5	2	1,20	5	49	8	2
1,40	4	39	6	2	1,40	7	69	11	2
1,60	3	27	5	3	1,60	13	119	20	3
1,80	5	46	8	3	1,80	12	109	18	3
2,00	10	91	15	3	2,00	12	109	18	3
2,20	14	128	21	3	2,20	10	91	15	3
2,40	24	219	37	3	2,40	19	173	29	3
2,60	31	263	47	4	2,60	21	178	32	4
2,80	38	322	58	4	2,80	25	212	38	4
3,00	31	263	47	4	3,00	29	246	44	4
3,20	22	186	34	4	3,20	25	212	38	4
3,40	33	280	50	4	3,40	26	220	40	4
3,60	26	206	40	5	3,60	29	230	44	5
3,80	22	41	34	55	3,80	24	190	37	5
4,00	24	190	37	5	4,00	24	190	37	5
4,20	50	396	77	5	4,20	43	340	66	5
					4,40	33	261	50	5
					4,60	36	267	55	6
					4,80	42	312	64	6
					5,00	50	371	77	6



DIN 3 Falda non rilevata					DIN 4 Falda non rilevata				
prof (m)	NDP (n°)	Rpd (daN/cm q)	NSPT (n°)	Asta	prof (m)	NDP (n°)	Rpd (daN/cm q)	NSPT (n°)	Asta
0,20	4	43	6	1	0,20	4	43	6	1
0,40	4	43	6	1	0,40	2	22	3	1
0,60	4	39	6	2	0,60	2	20	3	2
0,80	3	30	5	2	0,80	2	20	3	2
1,00	4	39	6	2	1,00	4	39	6	2
1,20	5	49	8	2	1,20	5	49	8	2
1,40	7	69	11	2	1,40	5	49	8	2
1,60	7	64	11	3	1,60	9	82	14	3
1,80	4	36	6	3	1,80	11	100	17	3
2,00	5	46	8	3	2,00	13	119	20	3
2,20	6	55	9	3	2,20	15	137	23	3
2,40	16	146	24	3	2,40	23	210	35	3
2,60	29	246	44	4	2,60	20	170	31	4
2,80	32	271	49	4	2,80	18	153	28	4
3,00	25	212	38	4	3,00	23	195	35	4
3,20	25	212	38	4	3,20	24	203	37	4
3,40	27	229	41	4	3,40	20	170	31	4
3,60	30	238	46	5	3,60	25	198	38	5
3,80	27	214	41	5	3,80	23	182	35	5
4,00	24	190	37	5	4,00	22	174	34	5
4,20	17	135	26	5	4,20	20	158	31	5
4,40	26	206	40	5	4,40	33	261	50	5
4,60	33	245	50	6	4,60	29	215	44	6
4,80	36	267	55	6	4,80	36	267	55	6
5,00	28	208	43	6	5,00	32	238	49	6
5,20	45	334	69	6	5,20	50	371	77	6
5,40	44	327	67	6					
5,60	50	350	77	7					

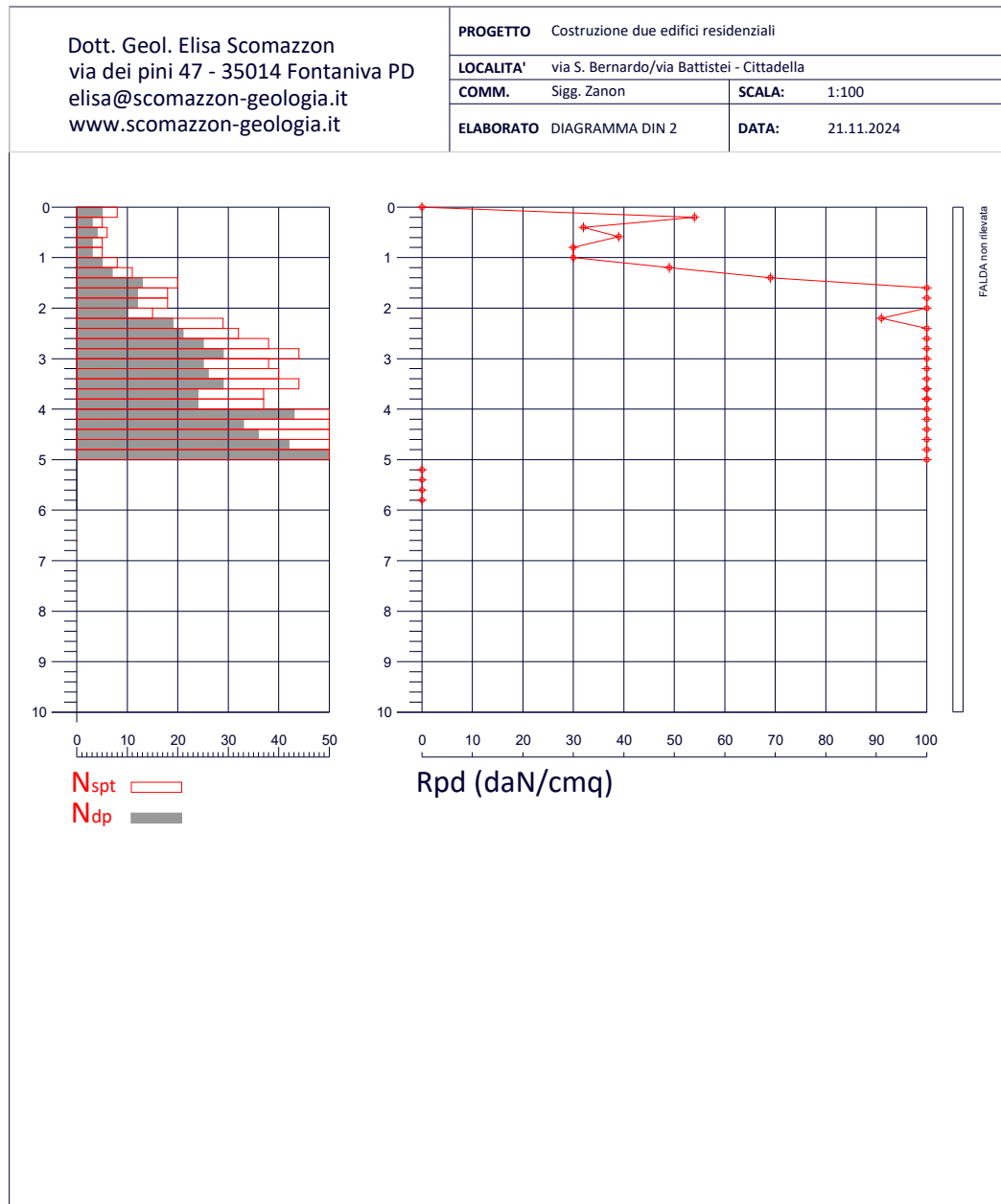
Dott. Geol. Elisa Scomazzon

Via dei pini, 47 – 35014 - Fontaniva PD
Tel. 0424 066634 Fax 0424 061255 Mobile 335 56 32 474
Email elisa@scomazzon-geologia.it
www.scomazzon-geologia.it



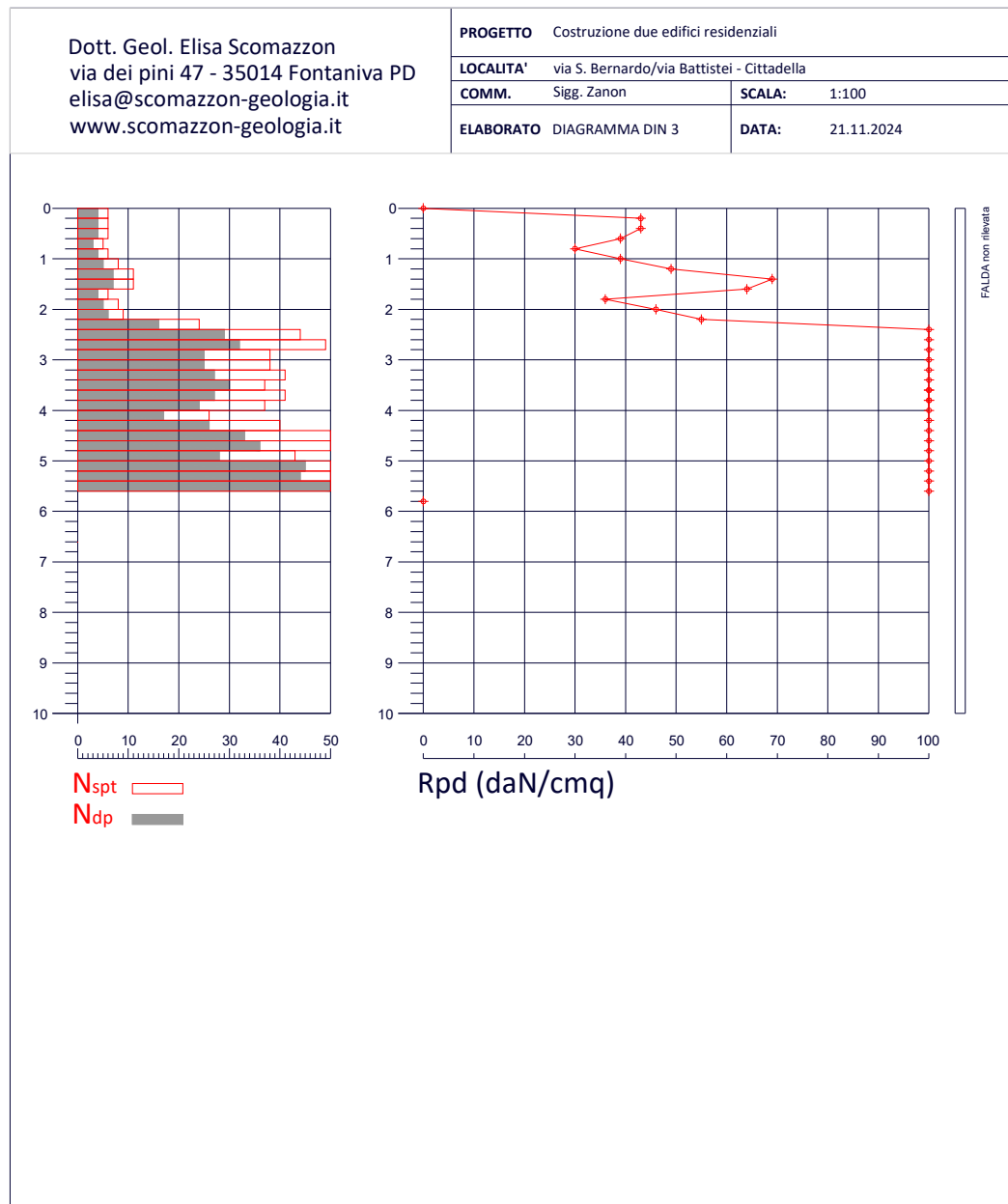
Dott. Geol. Elisa Scomazzon

Via dei pini, 47 – 35014 - Fontaniva PD
Tel. 0424 066634 Fax 0424 061255 Mobile 335 56 32 474
Email elisa@scomazzon-geologia.it
www.scomazzon-geologia.it



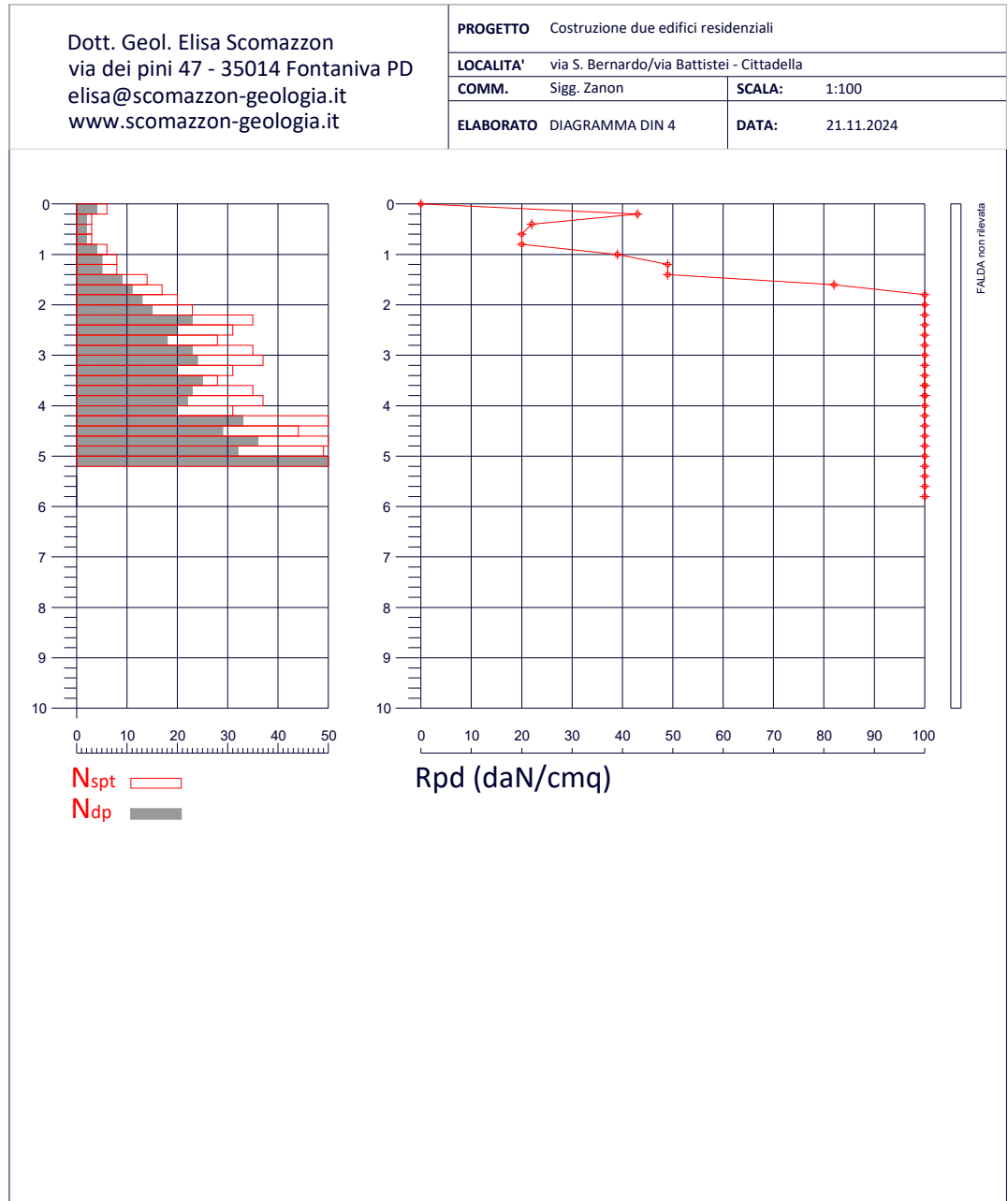
Dott. Geol. Elisa Scomazzon

Via dei pini, 47 – 35014 - Fontaniva PD
Tel. 0424 066634 Fax 0424 061255 Mobile 335 56 32 474
Email elisa@scomazzon-geologia.it
www.scomazzon-geologia.it



Dott. Geol. Elisa Scmazzon

Via dei pini, 47 – 35014 - Fontaniva PD
Tel. 0424 066634 Fax 0424 061255 Mobile 335 56 32 474
Email elisa@scomazzon-geologia.it
www.scomazzon-geologia.it



Dott. Geol. Elisa Scomazzon

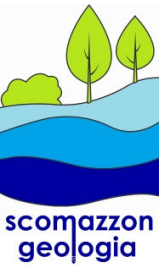
Via dei pini, 47 – 35014 - Fontaniva PD
Tel. 0424 066634 Fax 0424 061255 Mobile 335 56 32 474
Email elisa@scomazzon-geologia.it
www.scomazzon-geologia.it



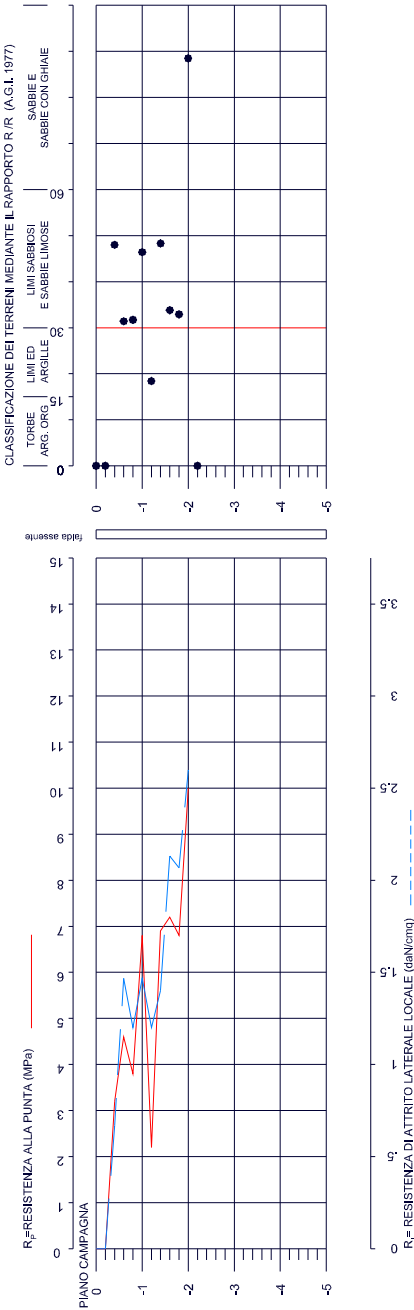
CPT 1			Falda no		
			Dati elaborati		
Quota	Rp	RI	Rp	RI	Rp/RI
(m)	daN	daN	daN/cm ²	daN/cm ²	
0,00	0	0	0	0	0
-0,20	0	0	0,00	0,00	0,00
-0,40	32	42	32,00	0,67	48,00
-0,60	46	68	46,00	1,47	31,36
-0,80	38	56	38,00	1,20	31,67
-1,00	68	90	68,00	1,47	46,36
-1,20	22	40	22,00	1,20	18,33
-1,40	69	90	69,00	1,40	49,29
-1,60	72	104	72,00	2,13	33,75
-1,80	68	99	68,00	2,07	32,90
-2,00	230	269	230,00	2,60	88,46

Dott. Geol. Elisa Scmazzon

Via dei pini, 47 – 35014 - Fontaniva PD
Tel. 0424 066634 Fax 0424 061255 Mobile 335 56 32 474
Email elisa@scmazzon-geologia.it
www.scmazzon-geologia.it

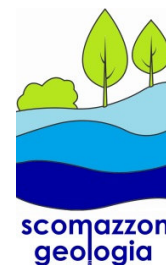


Dott. Geol. Elisa Scmazzon via dei pini 47 - 35014 Fontaniva PD elisa@scmazzon-geologia.it www.scmazzon-geologia.it	PROGETTO	costruzione due edifici residenziali		
	LOCALITA'	Via S. Bernardo/Battistei Cittadella - PD		
	COMM.	Sig. Zanon	SCALA:	1:100
	ELABORATO	DIAGRAMMA CPT 1	DATA:	21 novembre 2024



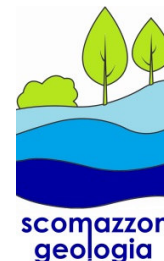
Dott. Geol. Elisa Scomazzon

Via dei pini, 47 – 35014 - Fontaniva PD
Tel. 0424 066634 Fax 0424 061255 Mobile 335 56 32 474
Email elisa@scomazzon-geologia.it
www.scomazzon-geologia.it



ALLEGATO 2

INDAGINE GEOFISICA



1. CENNI TEORICI E STRUMENTAZIONE UTILIZZATA

La tecnica sismica passiva (tecnica dei rapporti spettrali o H.V.S.R., Horizontal to Vertical Spectral Ratio) è totalmente non invasiva, molto rapida, si può applicare ovunque e non richiede nessun tipo di perforazione, né di stendimenti di cavi, né di energizzazione esterne diverse dal rumore ambientale che in natura esiste ovunque. I risultati che si possono ottenere da una registrazione di questo tipo sono:

- la frequenza caratteristica di risonanza del sito che rappresenta un parametro fondamentale per il corretto dimensionamento degli edifici in termini di risposta sismica locale. Si dovranno adottare adeguate precauzioni nel costruire edifici aventi la stessa frequenza di vibrazione del terreno per evitare l'effetto di "doppia risonanza" estremamente pericoloso per la stabilità degli stessi;
- la frequenza fondamentale di risonanza di un edificio, qualora la misura venga effettuata all'interno dello stesso. In seguito, sarà possibile confrontarla con quella caratteristica del sito (*free field*) e capire se in caso di sisma la struttura potrà essere o meno a rischio;
- la velocità media delle onde di taglio Vs calcolata tramite un apposito codice di calcolo. È necessario, per l'affidabilità del risultato, conoscere la profondità di un riflettore noto dalla stratigrafia (prova penetrometrica, sondaggio, ecc.) e riconoscibile nella curva H/V. Sarà quindi possibile calcolare la Vs,eq e la relativa categoria di sottosuolo come esplicitamente richiesto dalle *Norme Tecniche per le Costruzioni del 17 gennaio 2018*;
- la stratigrafia del sottosuolo con un *range* di indagine compreso tra 0,5 e 700 m di profondità anche se il dettaglio maggiore si ha nei primi 100 metri. Il principio su cui si basa la presente tecnica, in termini di stratigrafia del sottosuolo, è rappresentato dalla definizione di strato inteso come unità distinta da quelle sopra e sottostante per un contrasto d'impedenza, ossia per il rapporto tra i prodotti di velocità delle onde sismiche nel mezzo e densità del mezzo stesso.

Le basi teoriche della tecnica H.V.S.R. si rifanno in parte alla sismica tradizionale (riflessione, rifrazione, diffrazione) e in parte alla teoria dei microtremiti. La forma di un'onda registrata in un sito x da uno strumento dipende:

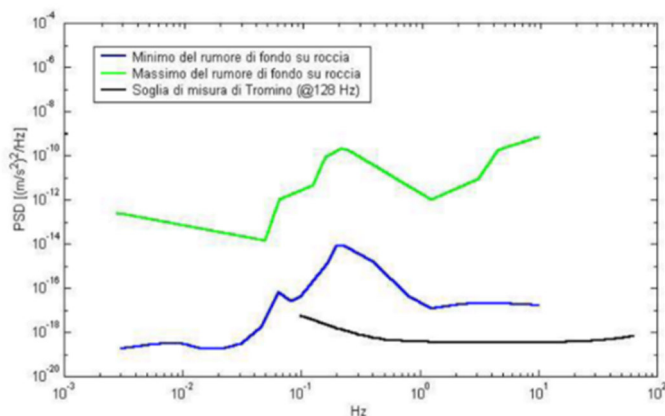
1. dalla forma dell'onda prodotta dalla sorgente s;
2. dal percorso dell'onda dalla sorgente s al sito x (attenuazioni, riflessioni, rifrazioni, incanalamenti per guide d'onda);
3. dalla risposta dello strumento.

Possiamo scrivere questo come:

$$\text{segnale registrazione al sito } x = \text{sorgente} * \text{effetti di percorso} * \text{funzione trasferimento strumento}$$

Il rumore sismico ambientale, presente ovunque sulla superficie terrestre, è generato dai fenomeni atmosferici (onde oceaniche, vento) e dall'attività antropica oltre che, ovviamente, dall'attività dinamica terrestre. Si chiama anche *microtremore* poiché riguarda oscillazioni molto piccole, molto più piccole di quelle indotte dai terremoti. I metodi che si basano sulla sua acquisizione si dicono passivi poiché il rumore non è generato *ad hoc*, come ad esempio le esplosioni della sismica attiva. Nel tragitto dalla sorgente *s* al sito *x* le onde elastiche (sia di terremoto che microtremore) subiscono riflessioni, rifrazioni, intrappolamenti per fenomeni di guida d'onda, attenuazioni che dipendono dalla natura del sottosuolo attraversato. Questo significa che se da un lato l'informazione riguardante la sorgente è persa e non sono più applicabili le tecniche della sismica classica, è presente comunque una parte debolmente correlata nel segnale che può essere estratta e che contiene le informazioni concernenti il percorso del segnale e, in particolare, relative alla struttura locale vicino al sensore. Dunque, anche il debole rumore sismico, che tradizionalmente costituisce la parte di segnale scartata dalla sismologia classica, contiene informazioni. Questa informazione è però "sepolta" all'interno del rumore casuale e può essere estratta attraverso tecniche opportune. Una di queste tecniche è la teoria dei rapporti spettrali o, semplicemente, H.V.S.R. che è in grado di fornire stime affidabili delle frequenze principali del sottosuolo; informazione di notevole importanza nell'ingegneria sismica.

Per l'acquisizione dei dati è stato utilizzato un tromometro digitale della ditta Moho S.p.a. modello "Tromino ENGY - PLUS" che rappresenta la nuova generazione di strumenti ultra-leggeri e ultra-compatti in alta risoluzione adatti a tali misurazioni. Lo strumento racchiude al suo interno due terne velocimetriche con i sensori ortogonali tra loro e con intervallo di frequenza compreso tra 0.1 e 256 Hz. Nella figura seguente si riporta la curva di rumore di "Tromino" a confronto con i modelli standard di Terra. Gli spettri di potenza sono espressi in termini di accelerazione e sono relativi alla componente verticale del moto.



Per la determinazione delle velocità delle onde di taglio si utilizza un codice di calcolo appositamente creato per interpretare i rapporti spettrali (H.V.S.R.) basati sulla simulazione del campo d'onde di superficie (Rayleigh e Love) in sistemi multistrato a strati piani e paralleli secondo la teoria descritta in AKI (1964) e Ben-Menahem e Singh (1981). Operativamente si costruisce un modello teorico H.V.S.R. avente tante discontinuità sismiche quante sono le discontinuità evidenziate dalla registrazione eseguita. Successivamente, tramite uno

specifico algoritmo, si cercherà di adattare la curva teorica a quella sperimentale; in questo modo si otterranno gli spessori dei sismostrati con la relativa velocità delle onde Vs. Per eseguire la procedura sopra descritta in maniera univoca è necessario conoscere la profondità di un riflettore acustico individuabile nello spettro sismico registrato.

2. EVOLUZIONE NORMATIVA E CENNI DI INGEGNERIA SISMICA

La storia della classificazione sismica Italiana comincia dopo il terribile terremoto di Reggio Calabria e Messina del 1908 (XI grado MCS) che provocò la morte di circa 80.000 persone. In seguito a questo evento ci fu un deciso impegno dello Stato a tradurre in legge le conoscenze scientifiche e tecniche sulle costruzioni sino ad allora maturate. Fu così emanato il Regio decreto n° 193 [1909] nel quale è contenuta la prima classificazione sismica del territorio Italiano. Negli anni a seguire si continuò ad aggiornare la normativa tecnica ampliando la classificazione in base alle zone colpite da eventi sismici. Nel 1962 fu pubblicata la Legge n° 1684, in seguito ai terremoti di Carnia (1956), Valle del Velino (1961) e Irpinia (1962) dove, per la prima volta, si prescrisse l'applicazione delle norme sismiche ai comuni "soggetti a intensi movimenti sismici" e non solo a quelli colpiti dal terremoto. In seguito ai terremoti dei Monti Nebroli (1967), della Valle del Belice (1968) e di Tuscania (1971), fu emanata la Legge n° 64 [1974], che costituisce una pietra miliare nel panorama della normativa sismica poiché stabilì che la classificazione sismica dovesse procedere sulla base di comprovate motivazioni tecniche scientifiche.

La promulgazione dell'Ordinanza P.C.M. n° 3274 del 20/3/2003 e successive modifiche ed integrazioni ha determinato sul panorama nazionale un grande rinnovamento sul fronte della normativa tecnica in zona sismica, rappresentata fino ad allora dai contenuti del D.M. 16 gennaio 1996. La principale novità introdotta dall'O.P.C.M. n° 3274 è l'abbandono del carattere puramente prescrittivo e convenzionale che caratterizzava le norme tecniche di vecchia concezione, come il D.M. 16/01/1996, per abbracciare un'impostazione puramente prestazionale, in cui gli obiettivi della progettazione e quindi il livello di sicurezza sono esplicitamente dichiarati, a seconda della risposta sismica attesa per la struttura e il sito di costruzione, per un prefissato livello di severità dell'azione sismica.

Le attuali norme tecniche per le costruzioni (N.T.C. D.M. - 17 gennaio 2018) ereditano gran parte dei contenuti dell'O.P.C.M. n° 3274 in merito alla progettazione in zone sismiche; tuttavia rispetto a quest'ultimo documento sono anche stati apportati importanti cambiamenti, di cui forse il più rilevante riguarda la definizione dell'**azione sismica**.

Per comprendere pienamente il significato della nuova normativa è necessario rifarsi al concetto di **risposta sismica locale**. Dal punto di vista strettamente fisico, per effetto di sito (risposta sismica locale) s'intende l'insieme delle modifiche in ampiezza, durata e contenuto in frequenza che un moto sismico, relativo ad una formazione rocciosa di base (R), subisce attraversando gli strati di terreno sovrastanti fino alla superficie (S). Nel presente lavoro si sfrutterà la teoria di Nakamura che relaziona lo spettro di risposta del substrato roccioso (rapporto spettrale $H / V = 1$) con quello effettivamente misurato in superficie.

Il moto sismico è amplificato in corrispondenza di determinate frequenze che corrispondono alle frequenze naturali f_n di vibrazione del deposito:

$$f_n = 1 / T_n = (V_s^*(2n - 1)) / (4*H) \quad \text{con } n = 1, 2, \dots,$$

[3.1]

mentre risulta ridotto di amplificazione alle frequenze elevate a causa dello smorzamento del terreno. Di particolare importanza è la prima frequenza naturale di vibrazione del deposito denominata frequenza fondamentale di risonanza:

$$f1 = 1 / T1 = Vs / 4H$$

[3.2]

E' quindi necessario porre estrema attenzione a fenomeni di “**doppia risonanza**”, cioè la corrispondenza tra le frequenze fondamentali del segnale sismico così come trasmesso in superficie e quelle dei manufatti ivi edificati in quanto le azioni sismiche su di essi sarebbero, a dir poco, gravose.

Dal punto di vista empirico, è noto che la frequenza di risonanza di un edificio è governata principalmente dall'altezza e può essere pertanto calcolata, in prima approssimazione, secondo la formula (cfr. Es. Pratt):

$$\text{freq. naturale edificio} \approx 10 \text{ Hz} / \text{numero piani.} \quad [3.3]$$

E' la coincidenza di risonanza tra terreno e struttura:

$$\text{freq. naturale edificio} \approx \text{freq. fondamentale di risonanza del sito} \quad [3.4]$$

ad essere particolarmente pericolosa, poiché da luogo alla massima amplificazione e deve quindi essere oggetto di studi approfonditi.

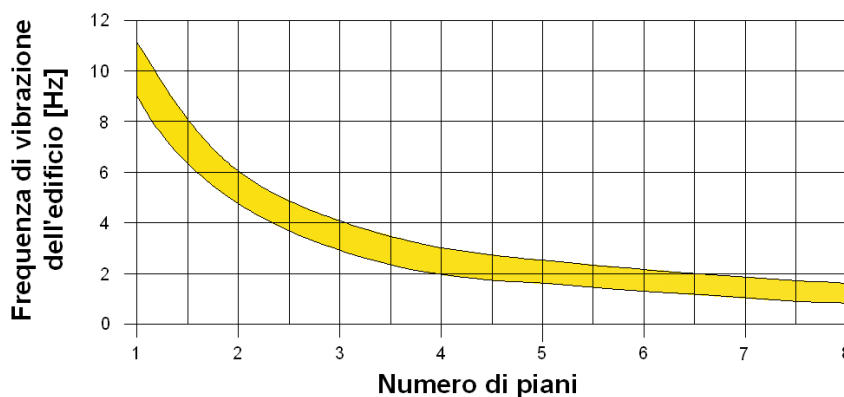
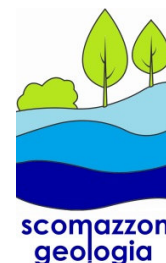


Figura - Frequenza di vibrazione degli edifici rapportata al numero di piani



Per una corretta ricostruzione sismica del sottosuolo e una buona stima delle onde Vs è necessario adottare una modellizzazione numerica che può essere rappresentata dalla seguente equazione:

$$\hat{v}_s = \frac{H}{\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{v_i}} \quad [3.5]$$

Vs = valore di velocità delle onde di taglio [m/s];

H = profondità alla quale si desidera stimare Vs [m] (30 m in caso di Vs,30);

hi = spessore dello strato i - esimo [m];

vi = velocità delle onde Vs all'interno dello strato i - esimo [m/s].

In via puramente indicativa, al fine di correlare le velocità delle onde di taglio ad un tipo di suolo, si riportano i valori tabulati da Borchardt (1992; 1994) assieme a quelli ottenuti sperimentalmente in diversi ambienti sedimentari da altri autori (Budny, 1984; Ibs von Seht e Wohlenberg, 1999; Delgado et al., 2000 a, b; Parolai et al., 2002; Scherbaum et al., 2003; D'Amico et al., 2004, 2006; Hinzen et al., 2004).

TIPO DI SUOLO	Vs min [m/s]	Vs media [m/s]	Vs max [m/s]
ROCCE MOLTO DURE (es. rocce metamorfiche molto - poco fratturate)	1400	1620	-
ROCCE DURE (es. graniti, rocce ignee, conglomerati, arenarie e argilliti, da mediamente a poco fratturate)	700	1050	1400
SUOLI GHIAIOSI e ROCCE DA TENERE A DURE (es. rocce sedimentarie ignee tenere, arenarie, argilliti, ghiaie e suoli con > 20% di ghiaia)	375	540	700
ARGILLE COMPATTE e SUOLI SABBIOSI - GHIAIOSI (es. ghiaie e suoli con < 20% di ghiaia, sabbie da sciolte a molto compatte, limi e argille sabbiose, argille da medie a compatte e argille limose)	200	290	375
TERRENI TENERI (es. terreni di riempimento sotto falda, argille da tenere a molto tenere)	100	150	200

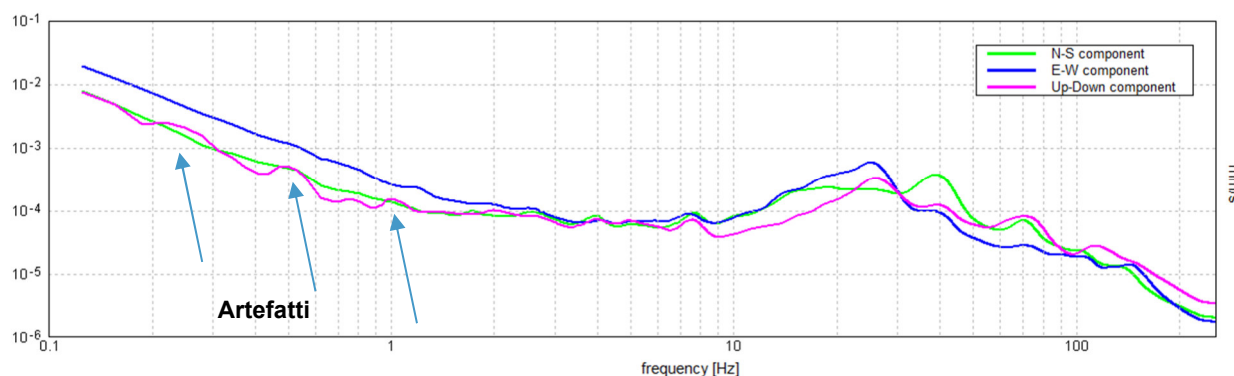
3. INTERPRETAZIONE DELLA MISURA ESEGUITA

Nel caso specifico del sito in esame, si è cercato di correlare i valori di picco dello spettro di risposta H.V.S.R. con le frequenze fondamentali di risonanza di sito.

Interpretando i minimi della componente verticale come risonanza del modo fondamentale dell'onda di Rayleigh e i picchi delle componenti orizzontali come contributo delle onde SH, si sono potute ricavare le frequenze relative ad ogni discontinuità sismica.

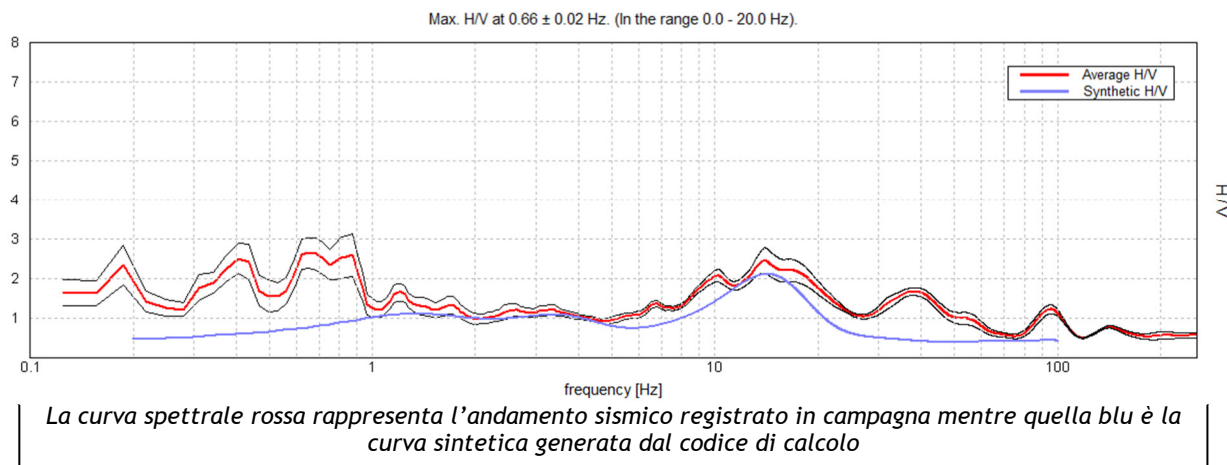
La frequenza fondamentale di risonanza di sito, generata dalla discontinuità sismica a più elevato rapporto spettrale ($H/V \approx 3,5$) nell'intervallo di interesse ingegneristico - strutturale considerato per questa misura (0,1 - 20,0 Hz), è risultata di ≈ 15 Hz.

Si segnala che la misura risulta fortemente disturbata alle basse frequenze, dove sono presenti degli artefatti di natura antropica, come visibile dall'andamento delle tre componenti del moto sismico di base.



È ormai consolidata, sia a livello accademico sia professionale, l'ipotesi che le strutture subiscono le sollecitazioni sismiche maggiori quando c'è coincidenza tra la frequenza di vibrazione naturale del terreno investito da un'onda sismica e quella naturale dell'edificio.

Si dovrà quindi porre estrema attenzione nell'edificare strutture aventi lo stesso periodo di vibrazione del terreno, poiché il rapporto H/V calcolato è tale da ipotizzare un fattore di amplificazione, seppur modesto, del moto sismico in superficie.

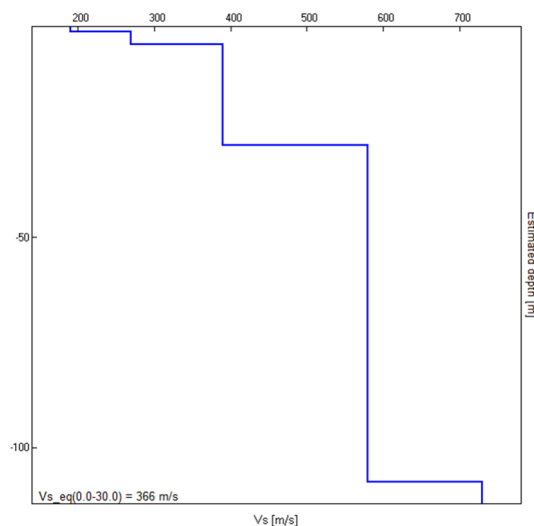


La ricostruzione sismo-stratigrafica di sito può essere schematizzata in un sismo-strato da poco a moderatamente addensato ($V_s \approx 190-270$ m/s) fino ad una profondità di circa 4,2 m dal p.c. locale mentre a profondità maggiori la velocità di propagazione delle onde cresce a valori di circa 390 m/s.

A circa 28 m di profondità rispetto al p.c. locale incontriamo un sismostrato con valori di V_s di circa 580 m/s.

L'ultimo incremento di velocità è stato riscontrato a circa 108 m dal p.c. locale con valori prossimi a 730 m/s.

Il rilievo nello specifico ha fornito i seguenti dati sismici (*modello sismo - stratigrafico interpretativo*):



H.V.S.R.	Velocità onde di taglio [m/s]	Spessori [m]	Profondità [m]
I SISMOSTRATO	190	1,2	0,0 - 1,2
II SISMOSTRATO	270	3,0	1,2 - 4,2
III SISMOSTRATO	390	24	4,2 - ≈28
IV SISMOSTRATO	580	80	≈28 - ≈108
V SISMOSTRATO	730	Semisp.	≈108 - Semisp.

4. MODELLO SISMICO LOCALE

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi o in rapporto ad un approccio semplificato che si basa sull'individuazione di Categorie di Sottosuolo di riferimento.

Per definire le Categorie, il D.M. 17 gennaio 2018 prevede il calcolo del parametro $V_{s,eq}$, ovvero della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio V_s dei terreni posti al di sopra del substrato di riferimento ($V_{s,30}$ per depositi con profondità del substrato superiore a 30 m). La profondità del substrato è riferita al piano di posa delle fondazioni superficiali, alla testa dei pali per fondazioni indirette, al piano di imposta delle fondazioni per muri di sostegno di terrapieni o alla testa delle opere di sostegno di terreni naturali.

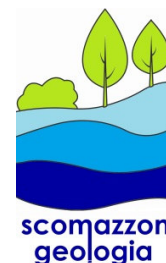
Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina 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 di terreni a grana fina scarsamente 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 100 e 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.

Dall'assetto sismo-stratigrafico desunto dall'indagine sismica effettuata, è possibile constatare la presenza del *bedrock* geofisico (substrato di riferimento) a profondità superiore a 30 m.

Pertanto, come espressamente richiesto dalla normativa vigente (*Norme Tecniche sulle Costruzioni* - D.M. 17/01/2018), si è calcolata la velocità media di propagazione delle onde di taglio fino alla profondità di 30 m dal piano di posa delle fondazioni ($V_{s,30}$), a partire da varie profondità dal piano campagna:

Profondità piano di posa delle fondazioni	H.V.S.R. ($V_{s,30}$)
0 m dal p.c.	$V_s (0 - 30) \approx 366$ m/s
1 m dal p.c.	$V_s (1 - 31) \approx 382$ m/s
2 m dal p.c.	$V_s (2 - 32) \approx 394$ m/s
3 m dal p.c.	$V_s (3 - 33) \approx 404$ m/s



Dalla ricostruzione del quadro geofisico emerso dal presente studio e dalle indicazioni normative si prevede l'inserimento del sito d'indagine nella **Categoria di Sottosuolo denominata B**, così definita:

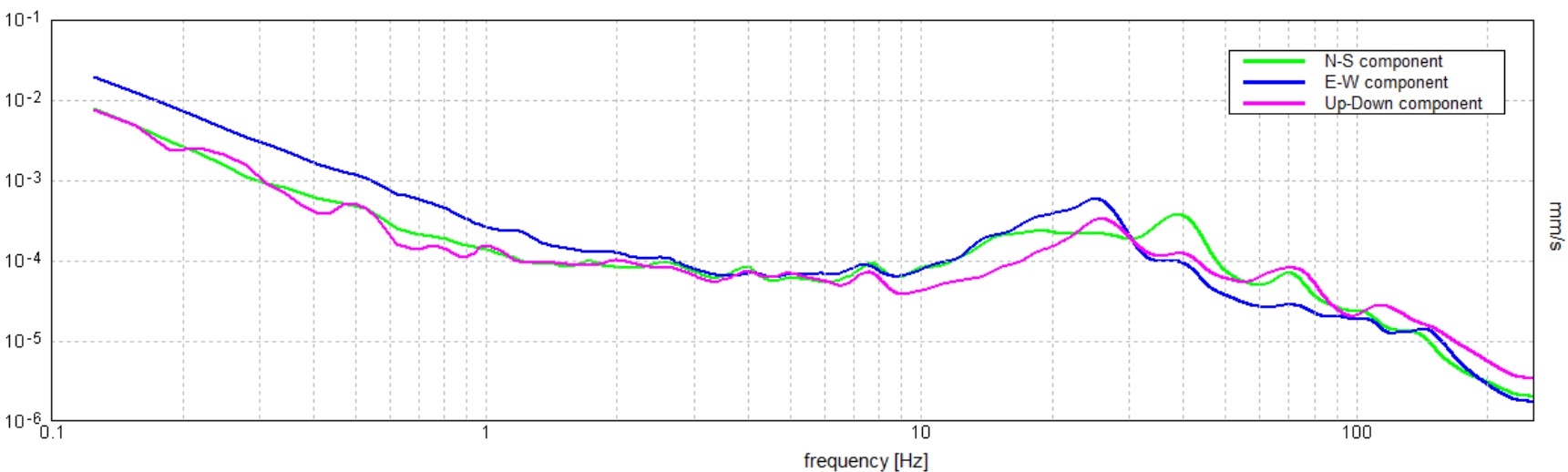
Categoria B - Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.

Si ricorda che qualunque tecnica di geofisica applicata ha un margine di errore intrinseco variabile in funzione del tipo di tecnica usata, di strumentazione utilizzata e di problematiche incontrate durante la fase di acquisizione. Infine, i profili di Vs ricavati con questa metodologia, come tutti i metodi indiretti, non presentano una soluzione univoca e quindi più modelli possono fornire curve sintetiche simili tra loro.

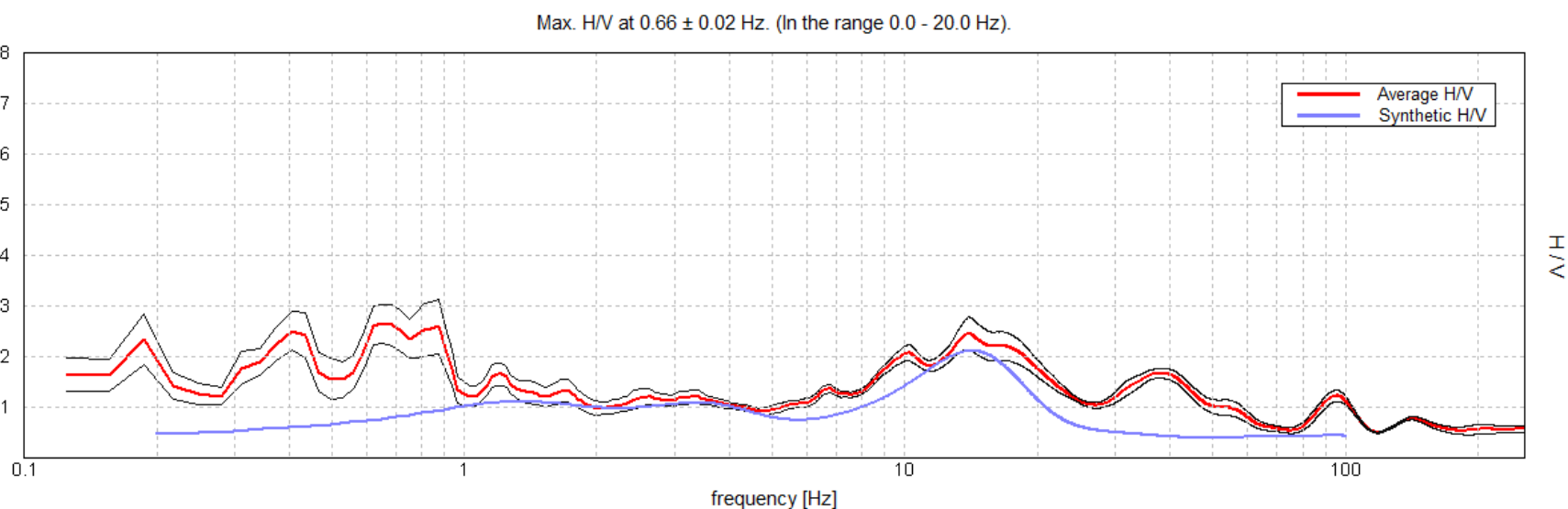
BIBLIOGRAFIA ESSENZIALE

- ✓ Aki K., 1964. A note on the use of microseisms in determining the shallow structures of the earth's crust, *Geophysics*, 29, p. 665 - 666.
 - ✓ Arai H. e Tokimatsu K., 2004. S-Wave Velocity Profiling by Inversion of Microtremor H/V Spectrum, *Bull. Seismol. Soc. Am.*, 94, p. 53 - 63.
 - ✓ Castellaro S., Mulargia F. Bianconi L., 2005. Stratigrafia sismica passiva: una nuova tecnica accurata, rapida ed economica, *Geologia Tecnica Regionale*, vol. 3.
 - ✓ D'Amico V., Picozzi M., Albarello D., Naso G. e Tropenscovino S., 2004. Quick estimates of soft sediments thicknesses from ambient noise horizontal to vertical spectral ratios: a case study in southern Italy, *J. Earthq. Eng.*, 8, p. 895 - 908.
 - ✓ Gallipoli R., La Penna V., Lorenzo P. et al., 2000. Comparison of geological and geophysical prospecting techniques in the study of a landslide in southern Italy, *European J. Environm. and Eng. Geophys.*, 4, p. 117 - 128.
 - ✓ Ibs-von Seht M. e Wohlenberg J., 1999. Microtremor measurements used to map thickness of soft sediments, *Bull. Seismol. Soc. America*, 89, p. 250 - 290.
 - ✓ Mucciarelli M. e Gallipoli M.R., 2001. A critical review of 10 Years of microtremor HVSR technique, *Bollettino di Geofisica Teorica ed Applicata*, 42, P. 255 - 266.
 - ✓ Mucciarelli M. e Gallipoli M.R., 2006. Comparison between Vs30 and other estimates of site amplification in Italy, *Conf. Eartq. Eng. And Seismol.*, Ginevra, 3-8 Sept. no 270.
 - ✓ Mulargia F., Castellaro S., Rossi P.L., 2007. Effetti di sito e Vs30: una risposta alla normativa antisismica", *Il geologo - Ordine dei Geologi Regione Emilia Romagna*.
- Nakamura Y., 1989. A method for dynamic characteristics estimates of subsurface using microtremor on the round surface, *QR of*

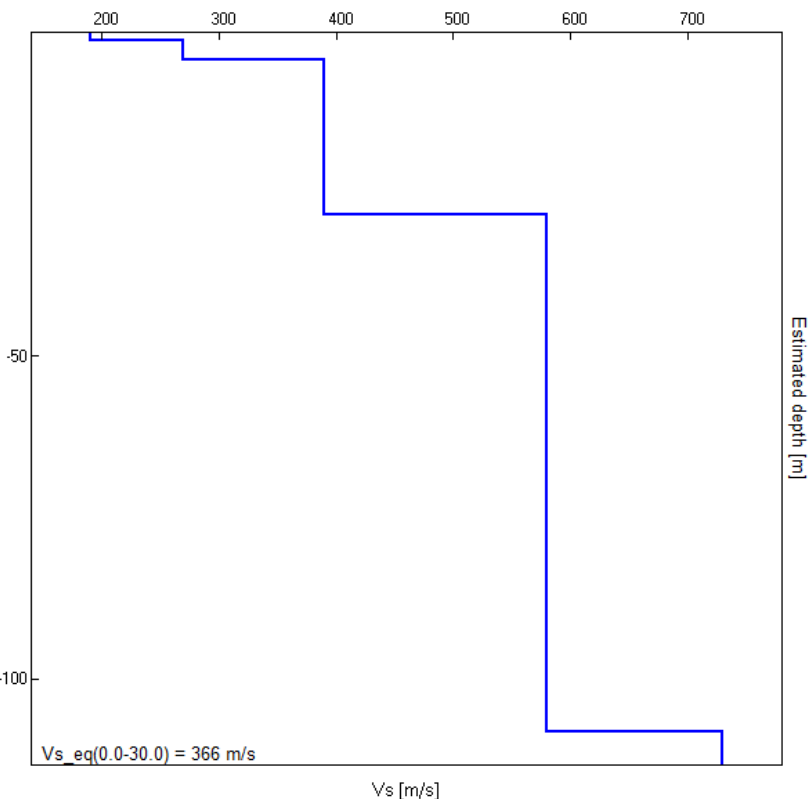
Andamento delle tre componenti del moto sismico



Spettro sismico a curva sintetica da misura a stazione singola (H.V.S.R.)



Profilo verticale onde S (Vs)



Profondità piano di posa delle fondazioni	H.V.S.R. (Vs,30)
0 m dal p.c.	Vs (0 - 30) $\approx$ 366 m/s
1 m dal p.c.	Vs (1 - 31) $\approx$ 382 m/s
2 m dal p.c.	Vs (2 - 32) $\approx$ 394 m/s
3 m dal p.c.	Vs (3 - 33) $\approx$ 404 m/s

Categoria B di Sottosuolo

Modello sismo-stratigrafico interpretativo

H.V.S.R.	Velocità onde di taglio [m/s]	Spessori [m]	Profondità [m]
I SISMOSTRATO	190	1,2	0,0 - 1,2
II SISMOSTRATO	270	3,0	1,2 - 4,2
III SISMOSTRATO	390	24	4,2 - $\approx$ 28
IV SISMOSTRATO	580	80	$\approx$ 28 - $\approx$ 108
V SISMOSTRATO	730	Semisp.	$\approx$ 108 - Semisp.



INDAGINE GEOFISICA

Via San Bernardo - Comune di Cittadella (PD)

Lat. 45.677786°N - Lon. 11.740450°E (WGS-84)

Comm.: Dott.ssa Geol. Elisa Scomazzon

**Indagine sismica
H.V.S.R.**

dicembre 2024