



COMUNE DI VERONA

PROVINCIA DI VERONA

INDAGINE GEOLOGICO-TECNICA, IDROGEOLOGICA ED AMBIENTALE RELATIVA ALLA REALIZZAZIONE DI UN COMPLESSO RESIDENZIALE IN VIA MATOZZE

- 1. INTRODUZIONE**
- 2. RELAZIONE GEOLOGICA**
- 3. RELAZIONE GEOTECNICA**
- 4. RELAZIONE IDROGEOLOGICA**
- 5. CONCLUSIONI**
- 6. RELAZIONE AMBIENTALE**

1. INTRODUZIONE

Su incarico dell'Arch. Provolo Gabriele e per conto della Ditta Garonzi Luciano Impresa Edile lo scrivente ha esaminato l'area interessata dal progetto per la realizzazione di un nuovo complesso residenziale in via Matozze.

Al fine di fornire un'adeguata caratterizzazione geologico-tecnica ed ambientale dei terreni interessati sono state eseguite le seguenti indagini:

- utilizzo di informazioni bibliografiche sull'area;
- un rilievo geologico di superficie al fine di identificare le litologie affioranti e la morfologia del territorio;
- n. 3 prospezioni sismiche passive con tecnica HVSR per la determinazione della sismo stratigrafia in onde S, del parametro Vs30, della categoria del suolo di fondazione e della frequenza di risonanza del sito in ottemperanza alle normative vigenti;
- n. 1 trincea esplorativa spinta fino alla profondità di -3,0 m dal p.c.;

Tali indagini sono altresì necessarie per ottemperare alle seguenti normative:

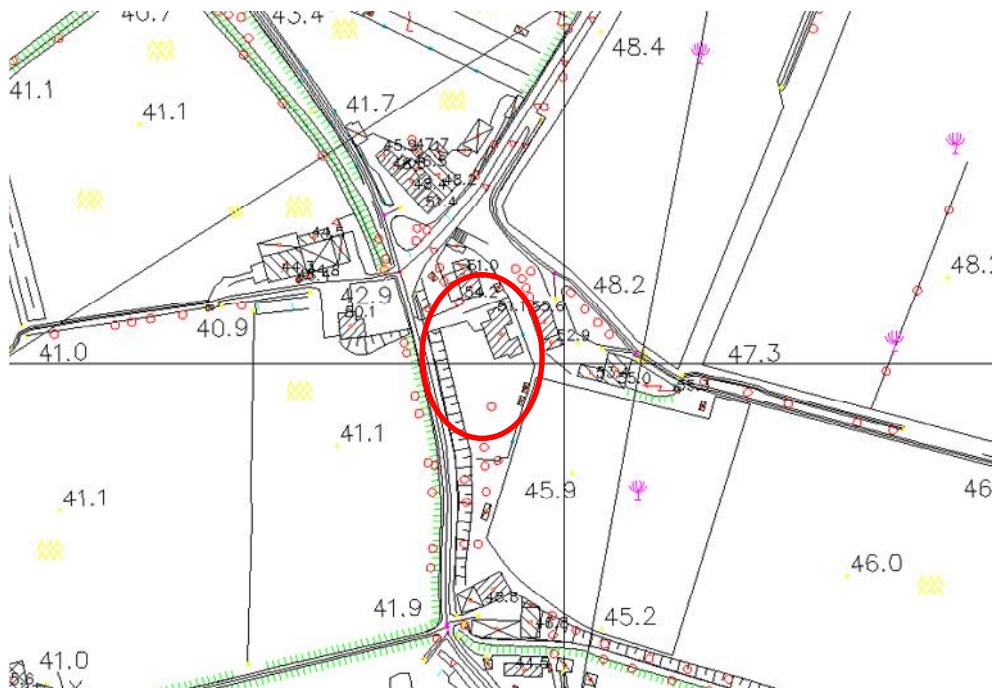
- D.M. 14.01.08;
- D. Lgs 152/06 e le disposizioni del nuovo Piano di Tutela delle Acque della Regione Veneto per lo smaltimento delle acque nere provenienti dal fabbricato in esame in una zona non servita da pubblica fognatura;
- D. Lgs 152/06 e D.G.R.V. n. 2424 del 08/08/08 per il riutilizzo delle terre e rocce da scavo come sottoprodotti.



STUDIO DI GEOLOGIA TECNICA ED AMBIENTALE DOTT. MATTEO SCALZOTTO GEOLOGO

INDAGINE GEOLOGICO-TECNICA, IDROGEOLOGICA ED AMBIENTALE RELATIVA ALLA REALIZZAZIONE DI UN COMPLESSO RESIDENZIALE IN VIA MATOZZE

L'area in esame si trova nella parte centro-orientale del territorio comunale di Verona in via Matozze ad una quota di circa 45 m s.l.m. Per l'ubicazione si fa riferimento alla Carta Tecnica Regionale 123132 elemento "Cà del Bue" scala 1:5000.



Ubicazione dell'area su estratto da ctr 1:5000



Rilievo aerofotogrammetrico (2006); in rosso l'area in esame.

DOTT. GEOL. MATTEO SCALZOTTO
DOMICILIO FISCALE via A. De Gasperi, 2 - 36045 LONIGO (VI)
UFFICIO OPERATIVO: Via Alpone, 7 - 37030 TERROSSA DI RONCA (VR)
Tel. 3382727007

Web: www.sfgeologi.it mail: studiogeologia.sf@libero.it



2. RELAZIONE GEOLOGICA

Geologia: l'area in esame si trova nell'alta pianura veronese, caratterizzata dai depositi alluvionali fluvioglaciali e fluviali del conoide dell'Adige. Tali depositi occupano la parte alta della pianura, compresi tra la zona pedecollinare a N e l'orlo di terrazzo a S, che si prolunga con continuità da Verona fino a Caldiero e che divide tali depositi da quelli del piano di divagazione dell'Adige.

Come si può notare dall'estratto della Carta Geologica tre sono le unità geologiche principali nell'area. Queste unità sono: il conoide dell'Adige (in giallo), il piano di divagazione dell'Adige (in verde) e le alluvioni antiche terrazzate (in azzurro chiaro).

Il lotto in esame è caratterizzato dalla presenza, al di sotto dell'areato superficiale, dai terreni del conoide dell'Adige molto ben caratterizzati in bibliografia, in quanto si tratta dell'area in cui si ubicano le cave di sabbia e ghiaia. Sono composti da sabbie, ghiaie e ciottoli di provenienza atesina. I depositi superficiali del conoide sono alterati per la formazione di un suolo bruno-rossastro avente una potenza superiore ai 50 cm. In essi lo scheletro raggiunge percentuali elevate (30-50%), mentre la matrice ha tessitura franco argillosa.



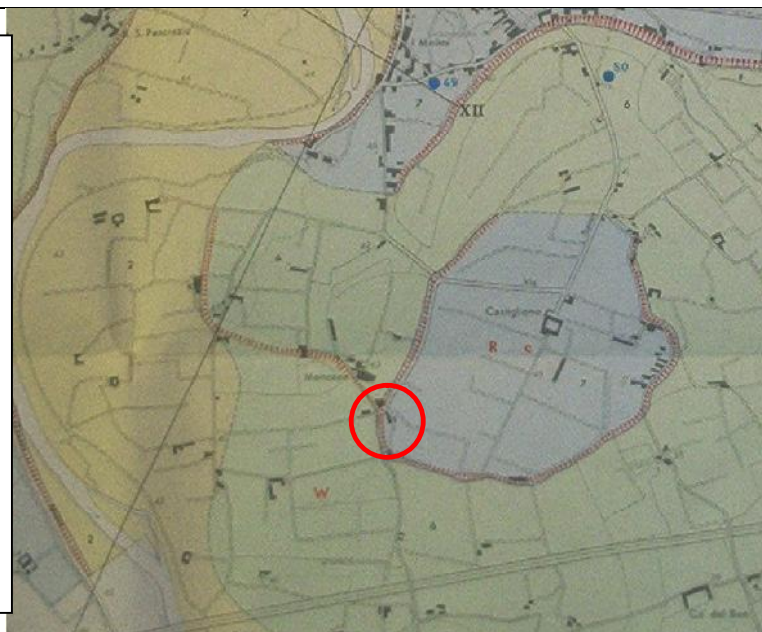
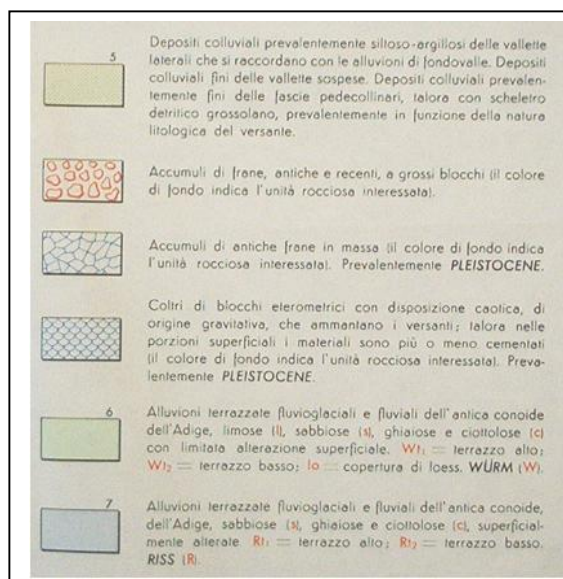
Estratto della carta litologica scala 1:100.000 (Foglio n. 49 "Verona"); in rosso l'area indagata

Si può notare dalla carta geologica di Verona come il lotto in esame si trovi sui terreni ghiaiosi fluvioglaciali terrazzate del conoide dell'Adige ghiaiose e ciottolose, che caratterizzano l'area compresa tra via Matozze e loc. Castiglione, che si trova più elevata topograficamente.



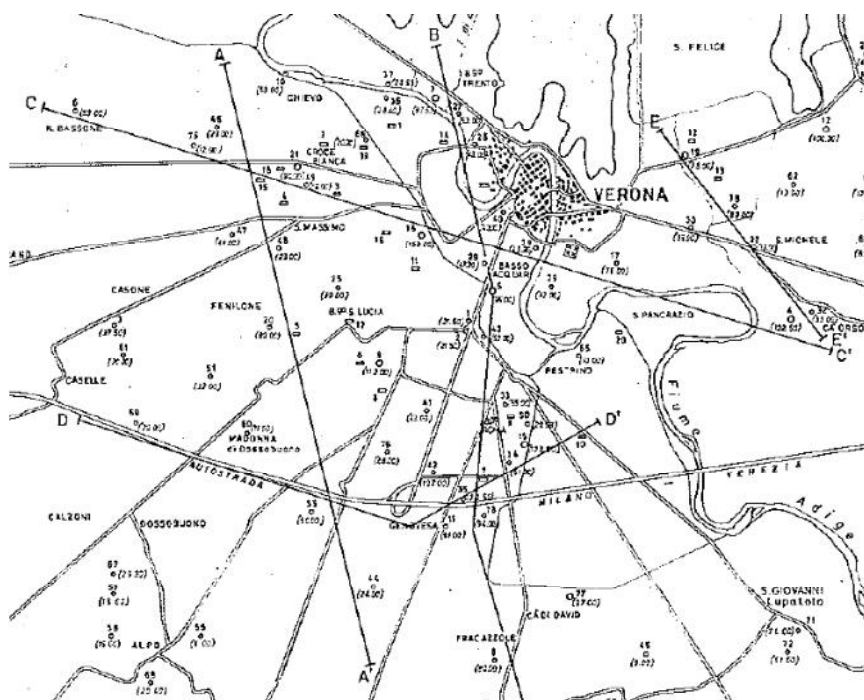
STUDIO DI GEOLOGIA TECNICA ED AMBIENTALE DOTT. MATTEO SCALZOTTO GEOLOGO

INDAGINE GEOLOGICO-TECNICA, IDROGEOLOGICA ED AMBIENTALE RELATIVA ALLA REALIZZAZIONE DI UN COMPLESSO RESIDENZIALE IN VIA MATOZZE



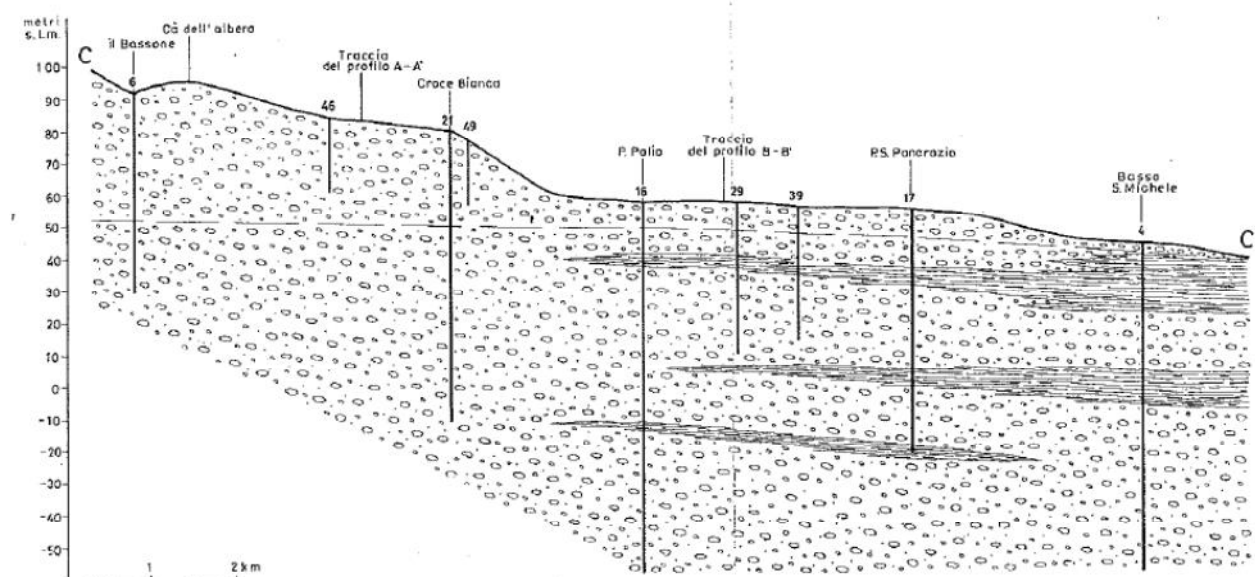
Estratto della carta geologica del Comune di Verona

Dalla sezione sottostante estratta dalla studio "Ricerche idrogeologiche e litostratigrafiche nell'alta pianura alluviale" si può notare come il sottosuolo nella parte nord-orientale dell'alta pianura veronese sia caratterizzato da depositi per lo più ghiaioso-sabbiosi indifferenziati, mentre più ad oriente (area in esame) compaiono livelli limoso-argillosi ben distinguibili a varie profondità e con spessori anche elevati (10-15 m).



DOTT. GEOL. MATTEO SCALZOTTO
DOMICILIO FISCALE via A. De Gasperi, 2 - 36045 LONIGO (VI)
UFFICIO OPERATIVO: Via Alpone, 7 - 37030 TERROSSA DI RONCA' (VR)
Tel. 3382727007

Web: www.sfgeologi.it mail: studiogeologia.sf@libero.it

**INDAGINE GEOLOGICO-TECNICA, IDROGEOLOGICA ED AMBIENTALE RELATIVA ALLA REALIZZAZIONE DI UN COMPLESSO
RESIDENZIALE IN VIA MATOZZE**

In prossimità del lotto in esame sono state individuate alcune stratigrafie che confermano la sezione stratigrafica sopra riportata. Nell'area di via Matozze si trova pertanto un primo strato superficiale di 7 m, seguito da un livello argilloso di 5,5 m, seguito in profondità dalle alluvioni sabbiose-ghiaiose fino a 42 m di profondità.

n° 62

da p.c. a m 7 ghiaia
da m 7 a m 12,5 argilla
da m 12,5 a m 27 sabbia
da m 27 a m 28 argilla
da m 28 a m 42 sabbia e ghiaia

Stratigrafie in prossimità dell'area in esame in allegato alla carta geomorfologica di Verona sottoriportata;

Geomorfologia: Come si può notare dall'estratto della Carta Geologica nella parte orientale del territorio comunale di Verona sono tre le unità geomorfologiche principali. Queste unità sono: il conoide dell'Adige (in giallo), il piano di divagazione dell'Adige (in verde) e le alluvioni antiche terrazzate (in azzurro chiaro).

Dall'estratto della carta geomorfologica di una porzione della pianura sud-est di Verona (Dott. Sorbini, Accorsi, Bandini, Mazzanti, Forlani, Gandini, Meneghel, Rigoni, Sommaruga, 1984) si nota come l'elemento morfologico principale è la scarpata fluviale alta 8 m, che segna nettamente il passaggio tra il conoide dell'Adige ed il piano di divagazione di quest'ultimo.

L'area in esame si trova nel piano di divagazione dell'Adige, area compresa tra le scarpate principali del conoide dell'Adige, che va allargandosi a ventaglio da Verona verso SE, assumendo un'ampiezza di circa 11 km tra Caldiero e Oppeano. Al suo interno sono distinguibili aree caratterizzate da 3 tipi diversi di morfologia:



INDAGINE GEOLOGICO-TECNICA, IDROGEOLOGICA ED AMBIENTALE RELATIVA ALLA REALIZZAZIONE DI UN COMPLESSO RESIDENZIALE IN VIA MATOZZE

1. Aree a canali intrecciati;
2. Aree a canali meandriciformi;
3. Aree palustri bonificate.

L'area ubicata tra Porto San Pancrazio e i Molini fa parte dell'area a canali intrecciati, costituita da zone morfologicamente separate, che generalmente si presentano terrazzate rispetto al piano di divagazione dell'Adige.

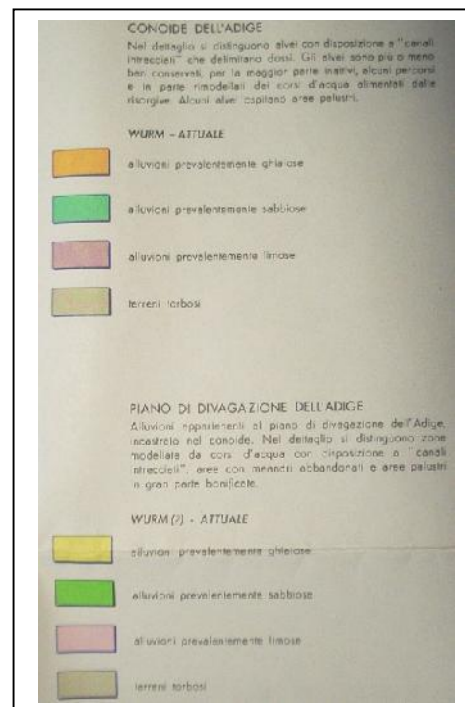
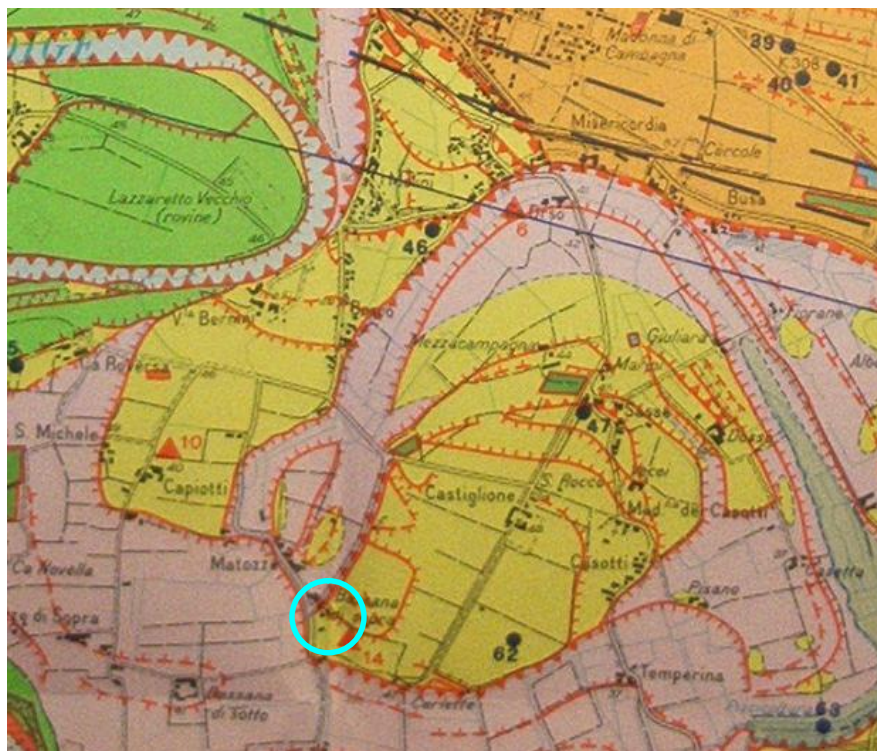
Il lotto in esame si trova su un'area topograficamente più elevata caratterizzata dalla presenza di materiali ghiaiosi più antichi della conoide dell'Adige e dalla presenza di numerose scarpate con altezza variabile tra 1 e 3 m, che individuano antichi canali anastomizzati.

Essendo pianeggiante l'area si presenta stabile dal punto di vista morfologico.

Il sito non rientra nelle aree a pericolosità di frana censite dal PAI dell'Adige.

Vicino al sito in esame sono presenti alcuni punti di sondaggio la cui stratigrafia sarà discussa nella relazione tecnica delle pagine seguenti. Dall'esame della carta geomorfologica di Verona si nota chiaramente il terrazzo alluvionale citato; la colorazione gialla indica la presenza di terreni in prevalenza ghiaiosi.

L'esistenza di numerose tracce di cave testimonia la natura granulare dei terreni anche in profondità.



Estratto della carta geomorfologica di Verona; è indicato il sito in esame

Idrologia: L'area in esame è caratterizzato dalla presenza di una rete di scolo secondaria atta a recepire e smaltire le acque meteoriche provenienti dalle aree insediative e produttive, di competenza del Consorzio Zerpano.

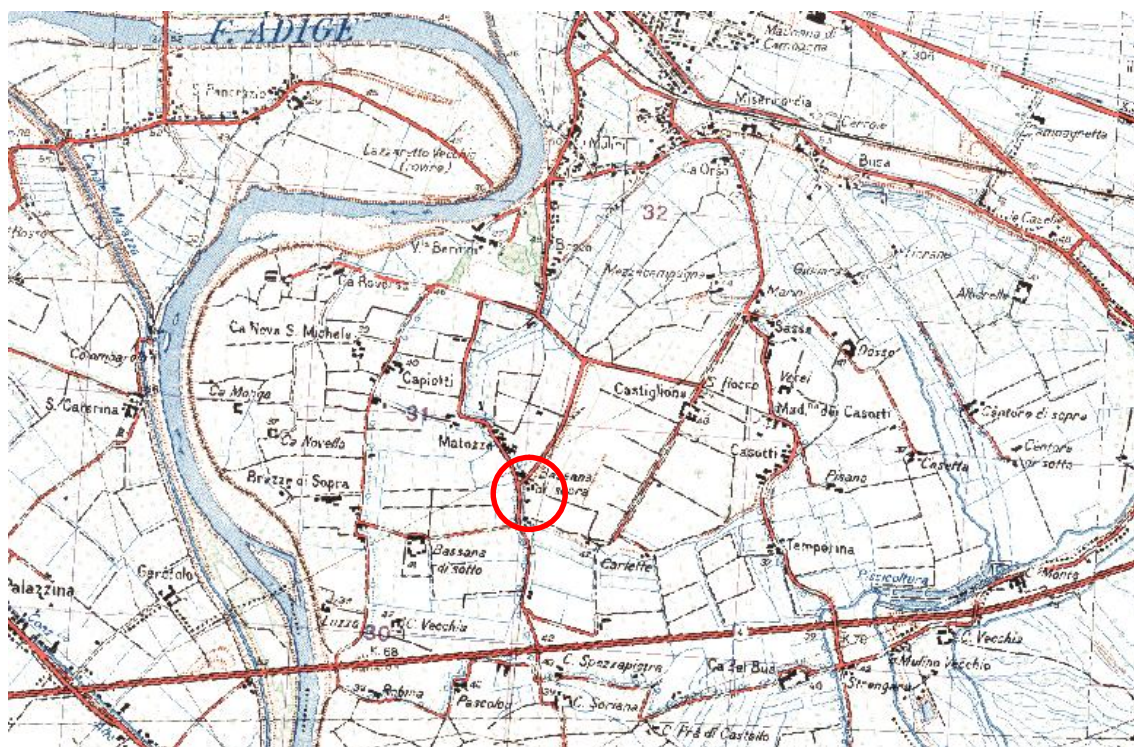
L'elemento idrografico più importante della zona è il Fiume Adige, che dista ad 400 m circa a ovest dall'area in esame.



INDAGINE GEOLOGICO-TECNICA, IDROGEOLOGICA ED AMBIENTALE RELATIVA ALLA REALIZZAZIONE DI UN COMPLESSO RESIDENZIALE IN VIA MATOZZE

L'area di pianura è segnata oltre che dal corso dell'Adige da un reticolo idrografico legato principalmente alle risorgive. Infatti il terrazzo che separa l'antico conoide dell'Adige dal piano di divagazione di quest'ultimo fa affiorare la falda freatica in quelle tipiche sorgenti di pianura, chiamate risorgive.

Il sito non rientra nelle aree a pericolosità idraulica censite dal PAI dell'Adige.



Estratto della carta IGM con indicazione indicato del sito in esame

Idrogeologia: l'alta pianura veronese è costituita da alluvioni fluvio-glaciali deposte dal F. Adige con spessori accertati che superano i 200 m. Nella parte orientale a formare questo potente accumulo di materiali hanno contribuito i corsi provenienti dalle valli dei Monti Lessini, con apporto di sedimenti limoso-argillosi.

All'interno del materasso alluvionale ghiaioso, dotato di permeabilità molto elevata alloggia una ricchissima falda di tipo freatico, la cui profondità varia da valori massimi di 40-50 (Pescantina, Bussolengo) m a valori minimi di 1-2 m.

Questo sistema idrogeologico è alimentato dai seguenti fattori di ricarica:

1. Falda di subalveo della grande vallata dell'Adige (maggior contributo dell'ordine di una decina di mc/s);
2. Infiltrazione diretta degli afflussi meteorici;
3. Falde di sub-alveo della valli dei Lessini;
4. Infiltrazioni delle acque irrigue.

La ricarica continua operata dalla falda di subalveo dell'Adige non provvede solamente all'alimentazione del sistema idrogeologico dell'Alta Pianura, ma condiziona anche la direzione di deflusso delle acque sotterranee e il regime della falda.

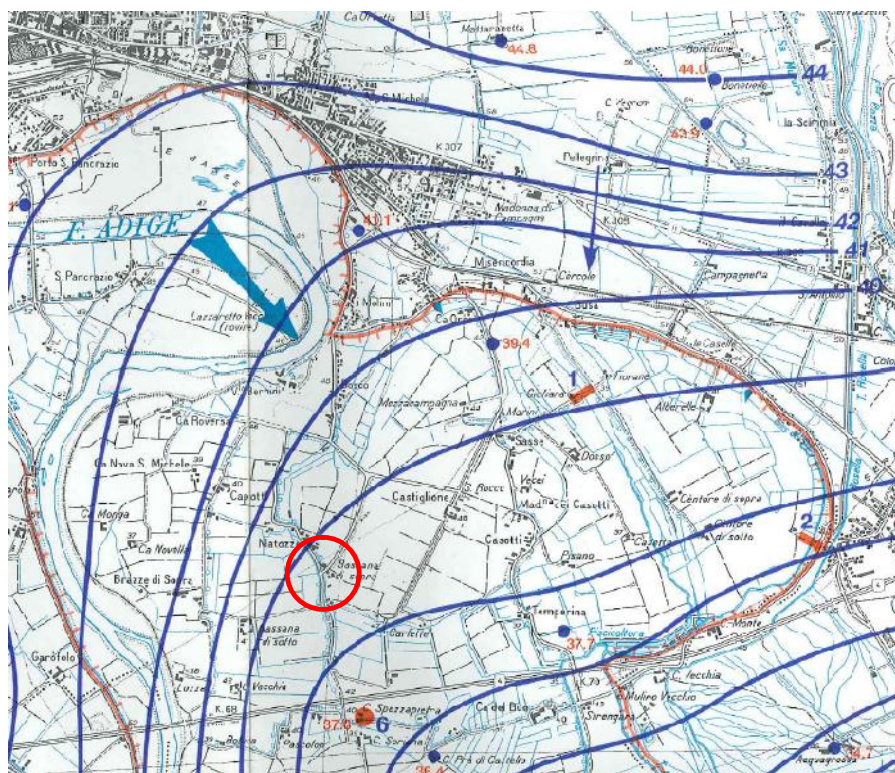
**INDAGINE GEOLOGICO-TECNICA, IDROGEOLOGICA ED AMBIENTALE RELATIVA ALLA REALIZZAZIONE DI UN COMPLESSO
RESIDENZIALE IN VIA MATOZZE**

La direzione di deflusso della falda si sviluppa complessivamente in direzione NNW-SSE.

Il regime della falda è caratterizzato da un'unica fase di piena tardo-estiva e da un'unica fase di magra all'inizio della primavera.

Le oscillazioni freatiche variano da un massimo di 10 m nel limite settentrionale a valori inferiori a 1 m lungo la fascia delle fontanili.

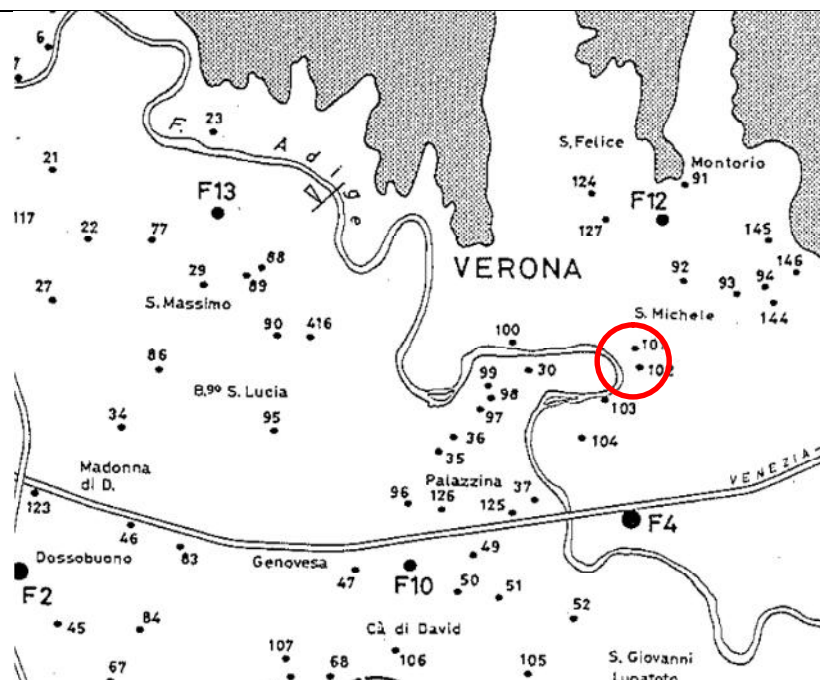
La situazione idrogeologica dell'area di Molini è caratterizzata da una prima falda di tipo freatico contenuta nelle alluvioni ghiaiose. Dalla "Carta idrogeologica dell'alta pianura veronese orientale" (Dal Prà et al., 1997) come i deflussi generali abbiano andamento NW-SE e che la falda è ad una quota di circa 38-39 metri s.l.m.m.. Poiché l'area in esame è ad una quota di 45 m s.l.m.m., si deduce che la falda si trova ad una profondità di 6-7 m circa dal p.c..



Estratto della "Carta idrogeologica dell'alta pianura veronese orientale" (Dal Prà et al., 1997); in rosso l'area in esame

L'escursione della falda freatica nell'area in esame è dell'ordine di 1 m ed è stato misurato su pozzi limitrofi dell'area in esame (vedi studio "Il Regime delle acque sotterranee nell'alta pianura veronese" redatto da Dal Prà, De Rossi, Furlan, Siliotti, Zangheri, 1991).

Dalla tabella sottostante in cui sono riportate le misurazione della falda freatica superficiale per un certo periodo di tempo, si nota come i pozzi esistenti n. 101 e n. 102 presenti nelle vicinanze dell'area in esame presentano rispettivamente un'escursione annua del livello freatico di 1,22 m e 0,68 m.

**INDAGINE GEOLOGICO-TECNICA, IDROGEOLOGICA ED AMBIENTALE RELATIVA ALLA REALIZZAZIONE DI UN COMPLESSO
RESIDENZIALE IN VIA MATOZZE**

TAB. 6 - (continua)

POZZO N.	PERIODO OSSERV.	N. DELLE MISURE			MAX. ASS.	MIN. ASS.	ESC. ASS.
		tot.	in fase di piena	in fase di magra	m s.l.m.	m s.l.m.	m
99	74-88	1	0	1	44.06	44.06	
91	74-88	8	5	1	52.61	49.62	2.99
124	74-88	2	2	0	49.53	49.22	0.31
127	74-88	4	2	1	50.65	48.10	2.55
145	82-88	2	2	0	47.85	47.52	0.33
146	82-88	2	2	0	48.80	47.57	1.23
93	74-88	6	4	1	47.88	A	>1.20
92	74-88	6	5	1	48.39	46.66	1.73
94	74-88	9	5	2	47.93	A	>1.44
144	82-88	2	2	0	46.39	45.74	0.65
101	74-88	6			43.55	42.33	1.22
102	86-88	4	2	1	41.37	40.69	0.68

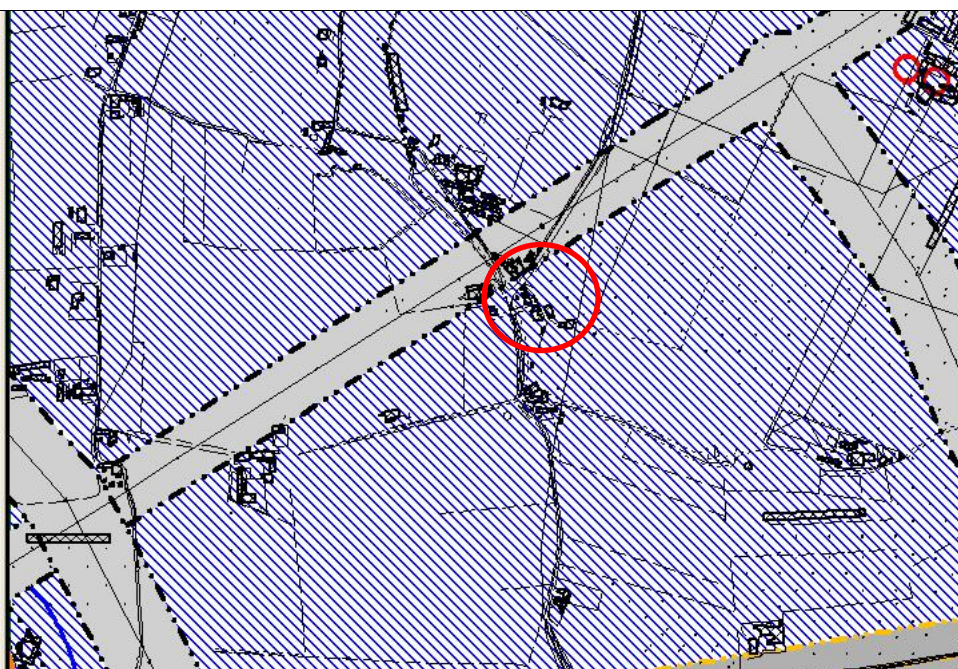
Dalla sezione C-C si nota come a profondità maggiori si trovano ricchi acquiferi confinati, che si estendono verso nord, divenendo indifferenziati all'interno delle valli lessinee, dalle quali traggono alimentazione.

Dalla relazione "Alcune caratteristiche del sottosuolo nella pianura veronese in relazione alla possibilità di smaltimento di acque bianche per dispersione" (Dal Prà, Antonelli 1971), si evince come le alluvioni ghiaiose-sabbiose dell'Adige hanno una permeabilità media dell'ordine di 1×10^{-1} cm/s (1×10^{-3} m/s).

Come si evince dalla carta dei vincoli del PAT di Verona l'area in esame si trova nell'area di ricarica degli acquiferi (art. 32).

**INDAGINE GEOLOGICO-TECNICA, IDROGEOLOGICA ED AMBIENTALE RELATIVA ALLA REALIZZAZIONE DI UN COMPLESSO
RESIDENZIALE IN VIA MATOZZE**

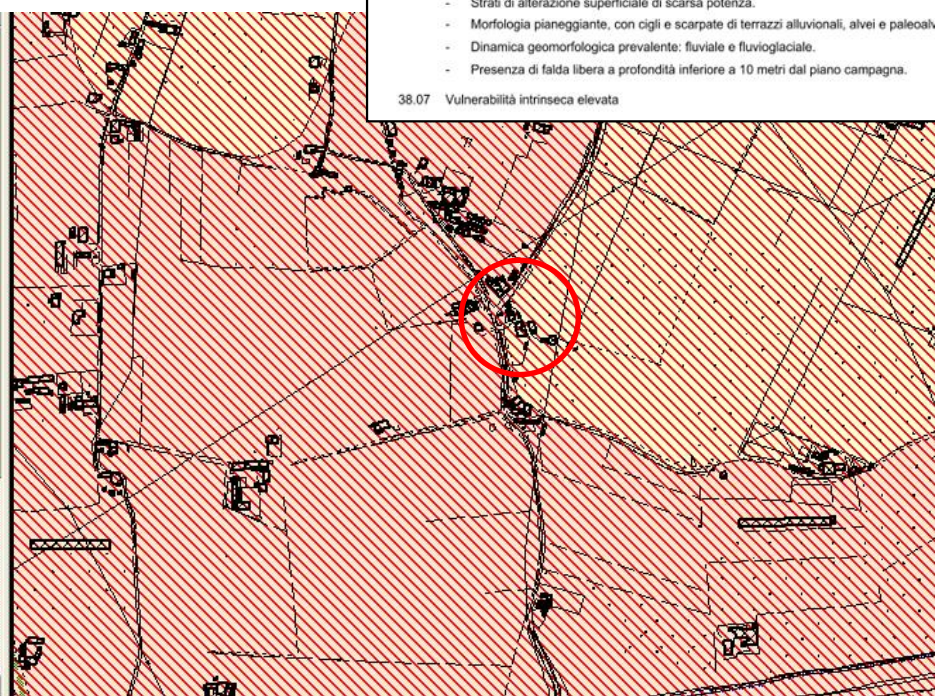
- ☐ Art. 4 - VINCOLO PAESAGGISTICO
- ☒ Art. 26 - AEROPORTI fasce di rispetto
- ☒ Art. 26 - AEROPORTI AEROPORTO
- ☐ Art. 8 - VINCOLO SISMICO
- ☒ Art. 4 - VINCOLO PAESAGGISTICO
- ☐ Art. 4 - VINCOLO PAESAGGISTICO
- ☒ Art. 6 - VINCOLO MONUMENTALE
- ☒ Art. 7 - VINCOLO IDROGEOLOGICO
- ☒ Art. 5 - VINCOLO ARCHEOLOGICO
- ☒ Art. 12 - SITI DI IMPORTANZA COM
- ☒ Art. 11 - RISCHIO IDRAULICO
- ☒ Art. 32 - AREE DI RICARICA DEGLI
- ☒ Art. 30 - CIMITERI fasce di rispetto
- ☒ Art. 30 - CIMITERI CIMITERO
- ☒ Art. 13 - CENTRO STORICO E CEN
- ☒ Art. 9 - AMBITO DI INTERESSE PAI
- ☒ Art. 10 - AMBITI DI RICOMPOSIZIONE



Estratto della Carta dei vincoli del PAT di Verona; in rosso l'area in esame

Nella carta delle fragilità del PAT l'area in esame è classificata come area con terreno buono ai fini edificatori (art. 37) e come area con vulnerabilità intrinseca elevata unità E (art. 38).

- ☐ DISEGNO AGGIORNATO IN LINEA
- ☒ LIMITI AMMINISTRATIVI
 - ☐ Quartieri
 - ☐ Circoscrizioni
 - ☐ Limite Urbano - Codice della Strada
 - ☒ Confine Comunale Aggiornato 2010
- ☒ PAT Tavola Nr 3 - Carta delle Fragilità
 - ☒ Art. 42 - IMPIANTI AD ALTO RISCHIO
 - ☒ Art. 42 - IMPIANTI AD ALTO RISCHIO
 - ☒ Art. 32 - CORSI D'ACQUA E SPECCHI
 - ☒ Art. 38 - VULNERABILITA' INTRINSECA
 - ☒ Art. 37 - PENALITA' AI FINI EDIFICATORI
 - ☒ Art. 12 - AREE PER IL RISPETTO D
 - ☒ Art. 41 - AREE GIA' DESTINATE A E
 - ☒ Art. 5 - AREE ARCHEOLOGICHE A I
 - ☒ Art. 5 - AREE ARCHEOLOGICHE A I
 - ☒ Art. 39 - LIMITE DI BACINO IDROG
 - ☒ Art. 32 - GOLENE

**38.06 Unità E**

- Aree caratterizzate dalla presenza di alluvioni fluviali e fluvio-glaciali a composizione prevalentemente ghiaiosa e sabbiosa, ad elevata permeabilità primaria.
- Strati di alterazione superficiale di scarsa potenza.
- Morfologia pianeggiante, con cigli e scarpate di terrazzi alluvionali, alvei e paleovalle.
- Dinamica geomorfologica prevalente: fluviale e fluvio-glaciale.
- Presenza di falda libera a profondità inferiore a 10 metri dal piano campagna.

38.07 Vulnerabilità intrinseca elevata

Estratto della Carta delle fragilità del PAT di Verona; in rosso l'area in esame



3. RELAZIONE GEOTECNICA

NORMATIVE DI RIFERIMENTO

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

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

Eurocodice 7

Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.

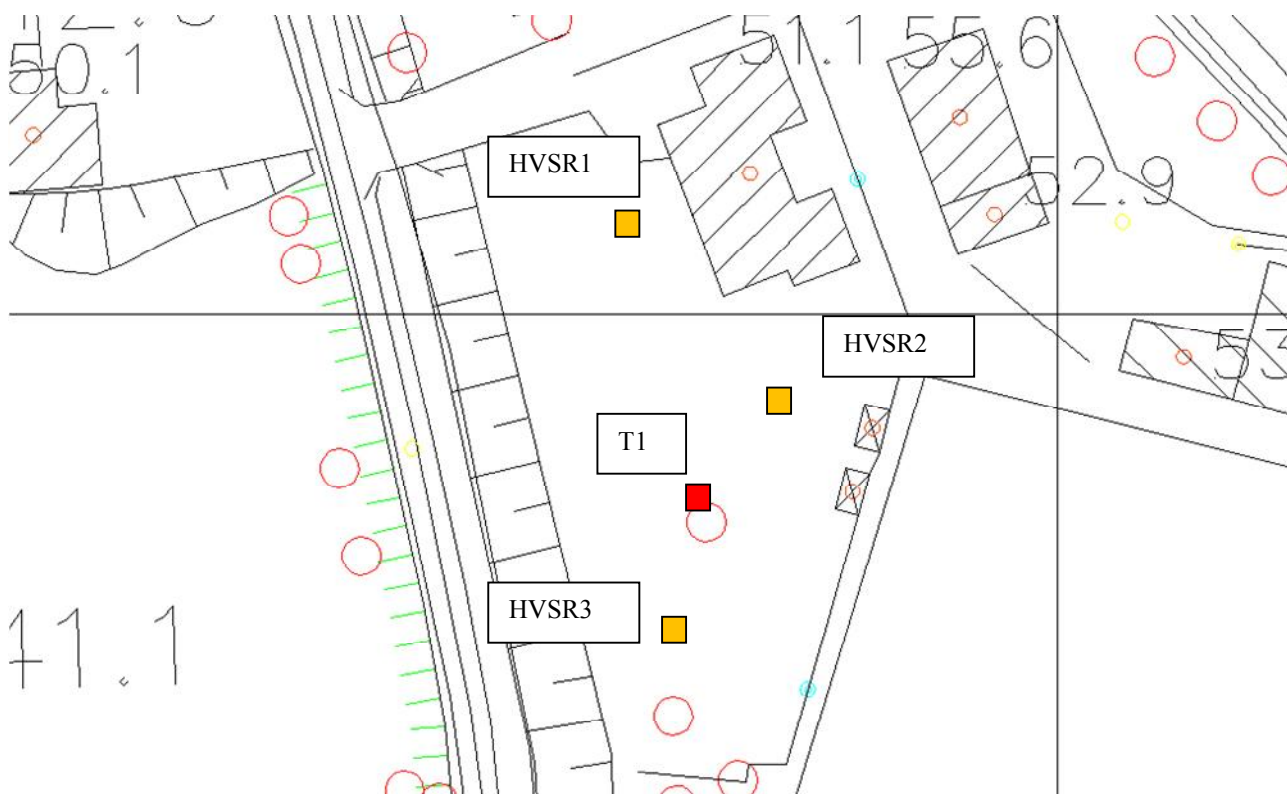
Eurocodice 8

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

D.M. 14.01.2008

La presente relazione si basa sulle informazioni ricavate da n. 1 trincea esplorativa spinta fino alla profondità di - 2,5 m dal p.c., dai risultati di una campagna di prospezione sismica in onde S comprensiva di n.3 prospezioni sismiche passive con tecnica HVSR e dai dati bibliografici riguardanti alcune indagini reperite in bibliografia.

Di seguito si riporta la planimetria con l'indicazione delle indagini eseguite dagli scriventi; segue la descrizione e l'elaborazione di ciascuna metodologia di indagine.



Ubicazione delle indagini su estratto planimetrico



Trincea esplorativa

Allo scopo di verificare la stratigrafia del sito in esame è stato eseguito n. 1 saggio mediante escavatore a benna.

Di seguito sono riportate la stratigrafia della trincea eseguita e la relativa documentazione fotografica.

S&F Consulenze Geologiche			MODULO STRATIGRAFICO				T1				
CANTIERE: VERONA - VIA MATOZZE											
RESPONSABILE: Dr. Geol. Scalzotto Matteo											
SONDAGGIO: T1							DATA: 29.02.2012				
QUOTA FALDA IN METRI DAL P.C.: non rilevata							DATA: 29.02.2012				
METODO DI PERFORAZIONE: Escavatore a benna rovescia											
Da m 0,00	A m 2,60	Profondita' Finale m 2,60	DESCRIZIONE STRATIGRAFICA	PROFONDITA' m da p.c.	SIMBOLOGIA STRATIGRAFICA	CAMPIONI		POCKET PENETROMETER Kg/cm ²	TORVANE Kg/cm ²	METODO DI PERFORAZIONE	ATTREZZO DI PERFORAZIONE
						NUMERO	PROFONDITA' m da p.c.				
			Suolo ghiaioso e sabbioso								
			Ghiala sabbiosa con clasti arrotondati eterometrici poligenici calcarei e porfirici (clasti d = 2-10 cm)								
			Fine sondaggio	2,60							



Foto della trincea eseguita



Particolare del materiale


METODOLOGIA HVSr (RAPPORTI SPETTRALI)

La tecnica dei rapporti spettrali o HVSr (Nakamura, 1989) è completamente non invasiva, molto rapida, si può applicare ovunque e non necessita di nessun tipo di perforazione, né di stendimento di cavi, né di energizzazioni esterne diverse dal rumore ambientale.



Sismografo triassiale in dotazione con sensori ortogonali da 4,5 Hz e convertitore A/D 24 bit

Dati generali

Nome progetto:	Indagine HVSr
Committente:	Ditta Garonzi Impresa Edile
Cantiere:	Realizzazione complesso residenziale
Località:	Via Matozze – Verona (VR)
Operatore:	Dott. Matteo Scalzotto
Responsabile:	Dott. Matteo Scalzotto
Data:	29/02/2012

DOTT. GEOL. MATTEO SCALZOTTO
 DOMICILIO FISCALE via A. De Gasperi, 2 - 36045 LONIGO (VI)
 UFFICIO OPERATIVO: Via Alpone, 7 - 37030 TERROSSA DI RONCA' (VR)
 Tel. 3382727007

Web: www.sfgeologi.it mail: studiogeologia.sf@libero.it

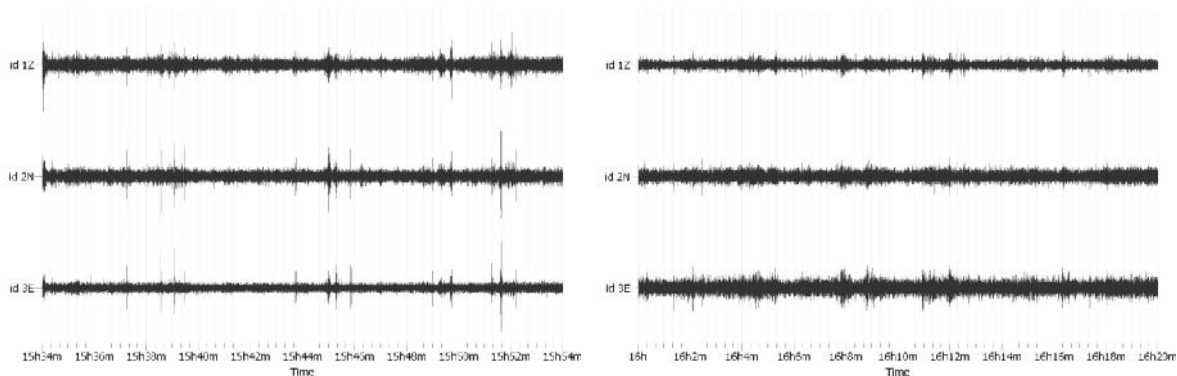
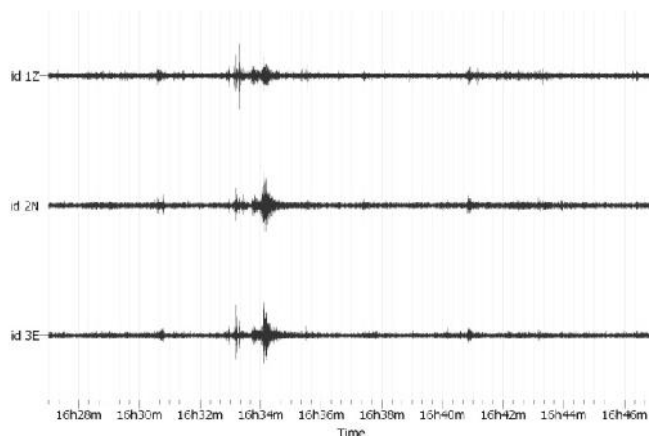


Tracce in Input

Dati riepilogativi:

Numero tracce:	3
Durata registrazione:	1200 s
Frequenza di campionamento:	300,00 Hz
Numero campioni:	360000
Direzioni tracce:	Nord-Sud; Est-Ovest; Verticale.

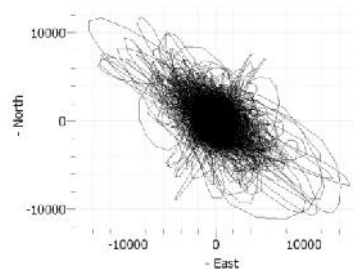
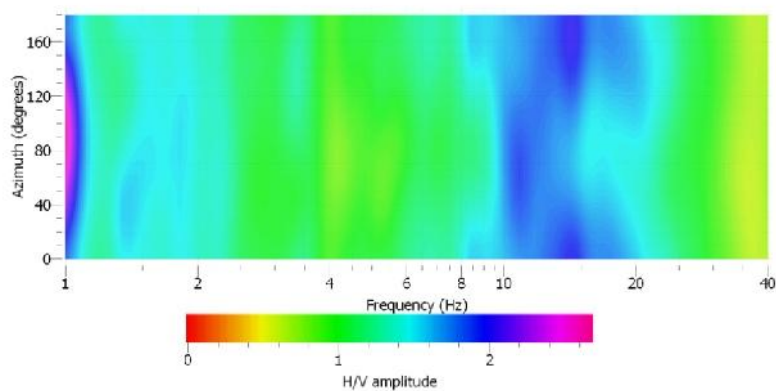
Grafici tracce:

**HVS1****HVS2****HVS3**

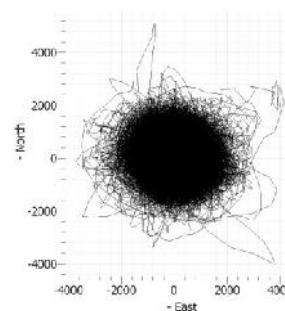
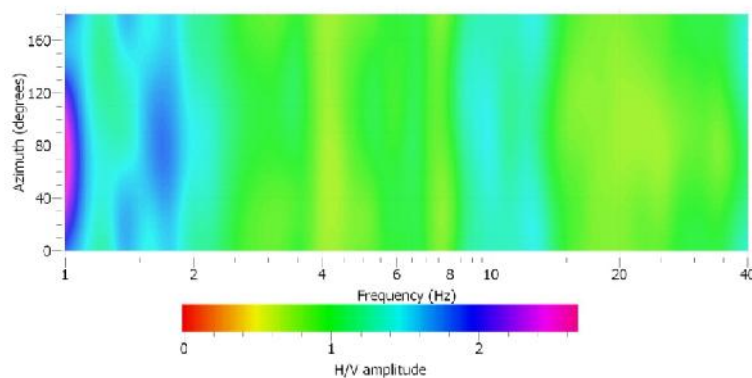


STUDIO DI GEOLOGIA TECNICA ED AMBIENTALE DOTT. MATTEO SCALZOTTO GEOLOGO

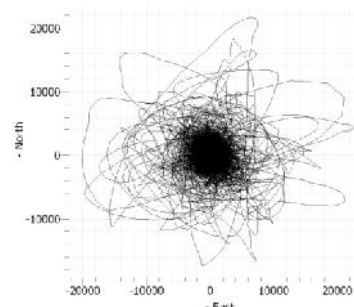
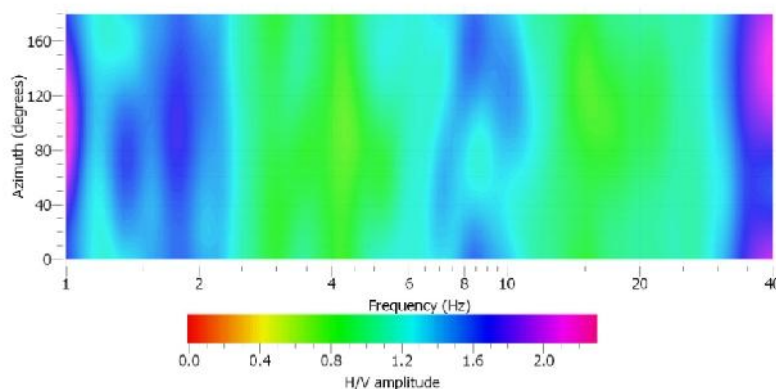
INDAGINE GEOLOGICO-TECNICA, IDROGEOLOGICA ED AMBIENTALE RELATIVA ALLA REALIZZAZIONE DI UN COMPLESSO RESIDENZIALE IN VIA MATOZZE



Direzionalità del rumore ambientale HVS1 (il sondaggio risulta rappresentativo in quanto il segnale risulta multi direzionale)



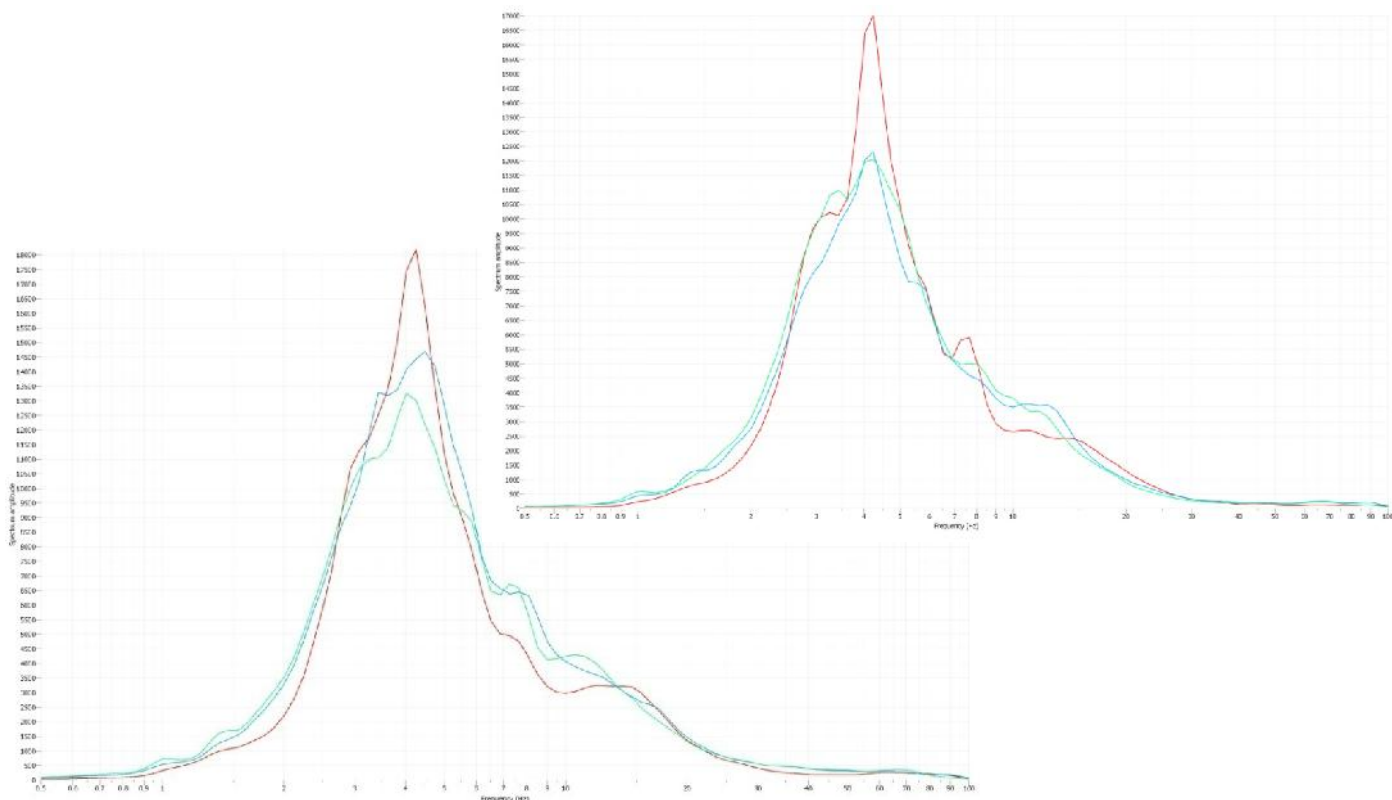
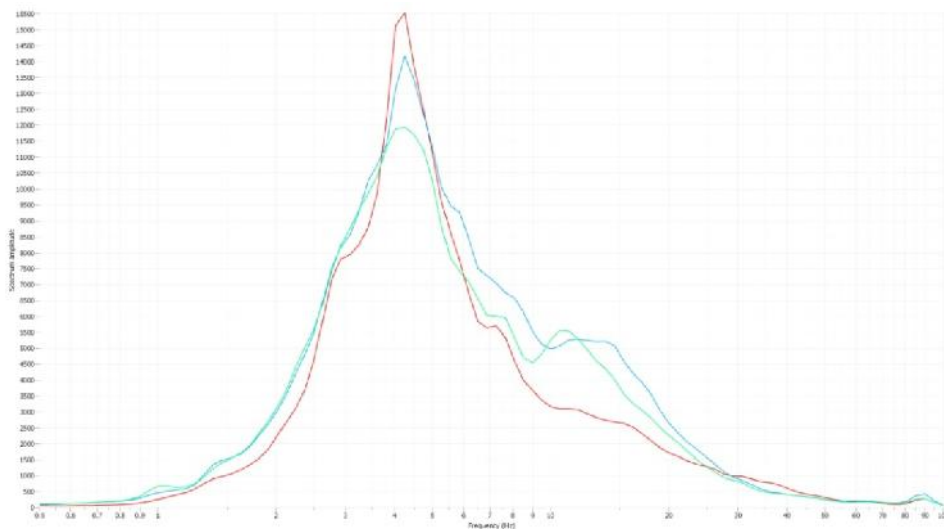
Direzionalità del rumore ambientale HVS2 (il sondaggio risulta rappresentativo in quanto il segnale risulta multi direzionale)



Direzionalità del rumore ambientale HVS3 (il sondaggio risulta rappresentativo in quanto il segnale risulta multi direzionale)

DOTT. GEOL. MATTEO SCALZOTTO
DOMICILIO FISCALE via A. De Gasperi, 2 - 36045 LONIGO (VI)
UFFICIO OPERATIVO: Via Alpone, 7 - 37030 TERROSSA DI RONCA' (VR)
Tel. 3382727007

Web: www.sfgeologi.it mail: studiogeologia.sf@libero.it



HVSR1,2,3: Spettri dei singoli sensori; in rosso sensore verticale, in blu e verde sensori orizzontali; le differenze tra le ampiezze di spettro tra i sensori orizzontali e quello verticale determinano i massimi della funzione H/V; laddove tutte le componenti subiscono un aumento dell'ampiezza spettrale si è in presenza di transienti, mentre il picco litologico è riconoscibile laddove le componenti orizzontali aumentano mentre quella verticale contestualmente diminuisce.



Tale tecnica costituisce una parte importante nella valutazione del rischio sismico di un determinato sito perché permette di calcolarne la frequenza fondamentale o frequenza di risonanza.

La **frequenza caratteristica di risonanza** di un sito rappresenta un parametro fondamentale per il corretto dimensionamento degli edifici in termini di risposta sismica locale. Si dovranno quindi adottare adeguate precauzioni nell'edificare edifici aventi la medesima frequenza di vibrazione del terreno per evitare effetti di "doppia risonanza", estremamente pericolosi.

La **frequenza fondamentale di risonanza di un edificio** può essere misurata eseguendo le misurazioni all'interno dello stesso. In seguito sarà possibile confrontarla con quella del terreno su cui sorge per comprendere al meglio il rischio sismico a cui è sottoposto l'edificio in caso di sisma. Infatti la pericolosità è dovuta per l'effetto della doppia risonanza terreno – struttura (esistente o di progetto) laddove risultino coerenti i valori della frequenza di sito e quelli della struttura in analisi, per la quale il periodo fondamentale, se non direttamente misurato, può essere preliminarmente stimato dalla relazione:

$$T_{ed} \approx Ch^{3/4} \approx n/10$$

dove: T_{ed} è il periodo dell'edificio, h è la sua altezza ed n è il numero di piani; mentre il parametro $C = 0,050$ (edifici in muratura, $C = 0.075$ (edifici in muratura e calcestruzzo, $C = 0.085$ (edifici a telaio in calcestruzzo).

Le vibrazioni sismiche ambientali (rumore sismico) sono onde sismiche di bassa energia con ampiezze dell'ordine di 10^{-4} - 10^{-2} mm (Okada, 2003). In riferimento al contenuto in frequenza, il rumore sismico è anche chiamato microtremore se contiene alte frequenze (in genere maggiori di 0.5 Hz) e microsisma per basse frequenze. Per quanto riguarda l'origine del rumore sismico, è certo che le sorgenti dei microsismi sono le perturbazioni atmosferiche sugli oceani che si propagano come onde superficiali sui continenti, mentre le sorgenti dei microtremorisono le attività antropiche come il traffico veicolare, le attività industriali etc. e si propagano come onde superficiali di Rayleigh. Le misure puntuali di rumore sismico possono essere utilizzate per la stima sia degli effetti di sito (funzione di amplificazione), sia degli effetti sulle costruzioni nel rispetto della normativa che ne stabilisce la soglia massima (UNI9916).

In relazione agli effetti di sito, l'analisi delle misure di rumore sismico può essere condotta con tre metodi:

- Spettri di Fourier
- Rapporti spettrali
- Rapporti spettrali H/V



STUDIO DI GEOLOGIA TECNICA ED AMBIENTALE
DOTT. MATTEO SCALZOTTO GEOLOGO

INDAGINE GEOLOGICO-TECNICA, IDROGEOLOGICA ED AMBIENTALE RELATIVA ALLA REALIZZAZIONE DI UN COMPLESSO RESIDENZIALE IN VIA MATOZZE

Tra questi quello che sembra fornire i risultati migliori è quello dei Rapporti spettrali H/V noto anche come metodo HVSR (Horizontal to Vertical Spectral Ratio) o metodo di Nakamura .

La tecnica dei rapporti spettrali H/V consiste nel calcolo del rapporto degli spettri di Fourier del rumore nel piano orizzontale H (generalmente lo spettro H viene calcolato come media degli spettri di Fourier delle componenti orizzontali NS ed EW) e della componente verticale V. Il metodo è applicabile alle misure di rumore registrate in una singola stazione posta su sedimenti. Il metodo è stato introdotto da scienziati giapponesi agli inizi degli anni '70, tra i quali Nogoshi e Igarashi (1971) e Shiono et al. (1979), che indagarono sul significato fisico del rapporto H/V e mostrarono la sua relazione diretta con la curva di ellitticità delle onde di Rayleigh. Essi conclusero che il picco massimo di ampiezza si verifica alla frequenza di risonanza fondamentale della copertura di terreni. Nel 1989, Nakamura propose in inglese il rapporto H/V come stima affidabile della funzione di trasferimento delle onde S per un dato sito. Le argomentazioni usate da Nakamura sono estremamente qualitative e si basano sull'ipotesi che i microtremori siano originati da sorgenti molto locali, come il traffico vicino al sismometro, e siano onde di Rayleigh che si propagano in un solo strato su un semispazio. Tale tecnica, ampiamente utilizzata da anni nel settore sismologico, di recente viene sempre più impiegata in campo geotecnico / ingegneristico per derivare i seguenti parametri :

- la frequenza fondamentale di risonanza F_0 dei terreni presenti nel sottosuolo;
- la stima del profilo del terreno in termini delle velocità V_s e V_p e della densità e quindi delle velocità V_s nei primi 30 m (ed oltre) dal piano campagna , attraverso opportuni metodi di inversione
- la frequenza fondamentale di risonanza di un edificio e i relativi modi di vibrare



HVSr

Rapporto spettrale H/V

Dati riepilogativi:

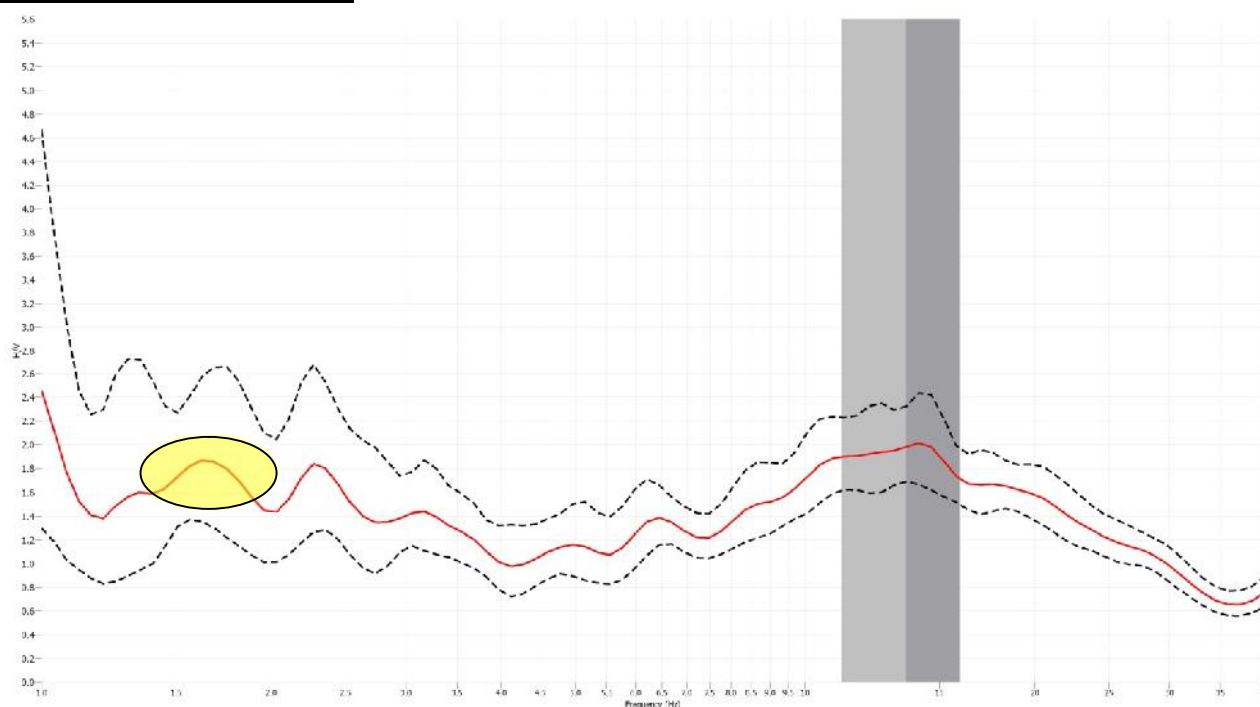
Frequenza massima: 40,00 Hz
Frequenza minima: 1,00 Hz
Passo frequenze: 0,15 Hz
Tipo di lisciamento: Konno&Ohmachi
Percentuale di lisciamento: 10,00 %
Tipo di somma direzionale: Media aritmetica

Risultati:

HVSr1 Frequenza del picco del rapporto H/V: 1,70 Hz $\pm 0,16$ Hz

HVSr2 Frequenza del picco del rapporto H/V: 1,70 Hz $\pm 0,19$ Hz

HVSr3 Frequenza del picco del rapporto H/V: 1,80 Hz $\pm 0,26$ Hz

Grafico rapporto spettrale H/V1



STUDIO DI GEOLOGIA TECNICA ED AMBIENTALE
DOTT. MATTEO SCALZOTTO GEOLOGO

INDAGINE GEOLOGICO-TECNICA, IDROGEOLOGICA ED AMBIENTALE RELATIVA ALLA REALIZZAZIONE DI UN COMPLESSO RESIDENZIALE IN VIA MATOZZE

Grafico rapporto spettrale H/V2

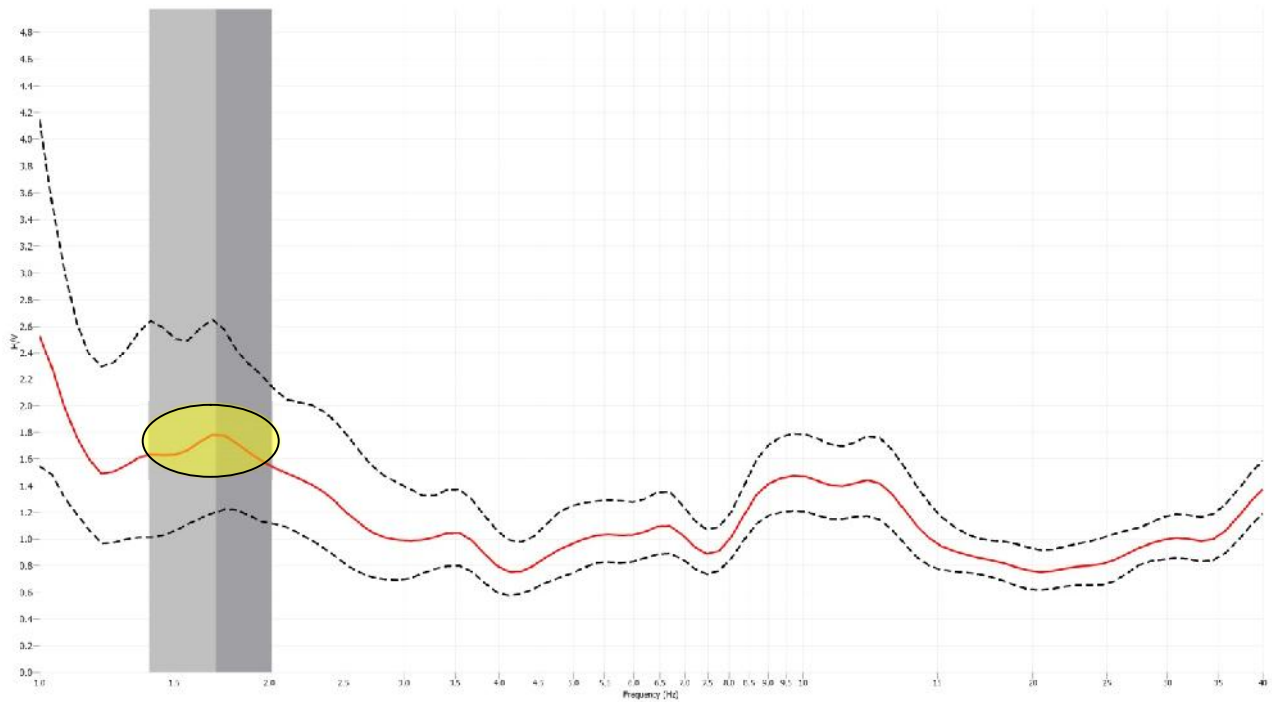
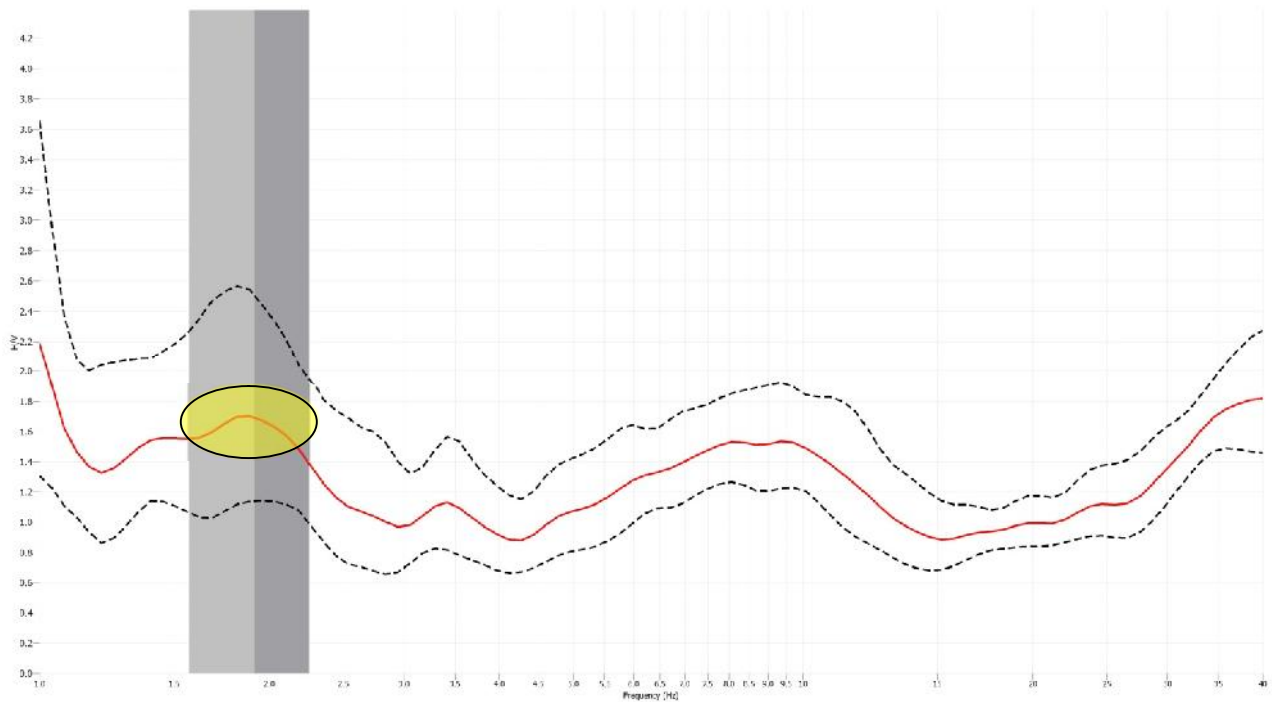


Grafico rapporto spettrale H/V3



DOTT. GEOL. MATTEO SCALZOTTO
 DOMICILIO FISCALE via A. De Gasperi, 2 - 36045 LONIGO (VI)
 UFFICIO OPERATIVO: Via Alpone, 7 - 37030 TERROSSA DI RONCA' (VR)
 Tel. 3382727007

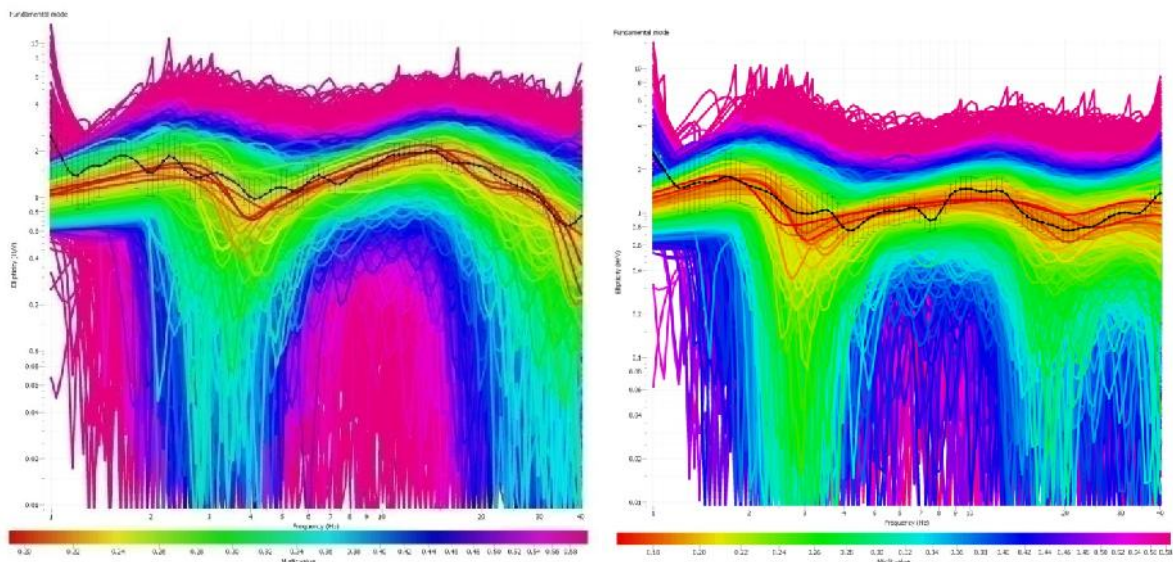
Web: www.sfgeologi.it mail: studiogeologia.sf@libero.it



Verifiche SESAME:

Verifica	Esito
$f_0 > 10/l_w$	OK
$n_c(f_0) > 200$	OK
$\sigma_A(f) < 2$ per $0.5 \cdot f_0 < f < 2 \cdot f_0$ se $f_0 > 0.5H$	OK
$\sigma_A(f) < 3$ per $0.5 \cdot f_0 < f < 2 \cdot f_0$ se $f_0 < 0.5H$	OK
$\exists f^- \in [f_0/4, f_0] \mid A_{H/V}(f^-) < A_0/2$	OK
$\exists f^+ \in [f_0, 4 \cdot f_0] \mid A_{H/V}(f^+) < A_0/2$	OK
$A_0 > 2$	OK
$f_{picco}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	OK
$\sigma_f < \varepsilon(f)$	OK
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	OK

L_w	window length
n_w	number of windows used in the analysis
$n_c = L_w n_w f_0$	number of significant cycles
f	current frequency
f_0	H/V peak frequency
σ_f	standard deviation of H/V peak frequency
$\varepsilon(f_0)$	threshold value for the stability condition $\sigma_f < \varepsilon(f_0)$
A_0	H/V peak amplitude at frequency f_0
$A_{H/V}(f)$	H/V curve amplitude at frequency f
f^-	frequency between $f_0/4$ and f_0 for which $A_{H/V}(f^-) < A_0/2$
f^+	frequency between f_0 and $4f_0$ for which $A_{H/V}(f^+) < A_0/2$
$\sigma_A(f)$	standard deviation of $A_{H/V}(f)$, $\sigma_A(f)$ is the factor by which the mean $A_{H/V}(f)$ curve should be multiplied or divided
$\sigma_{\log A_{H/V}}(f)$	standard deviation of $\log A_{H/V}(f)$ curve
$\theta(f_0)$	threshold value for the stability condition $\sigma_A(f) < \theta(f_0)$

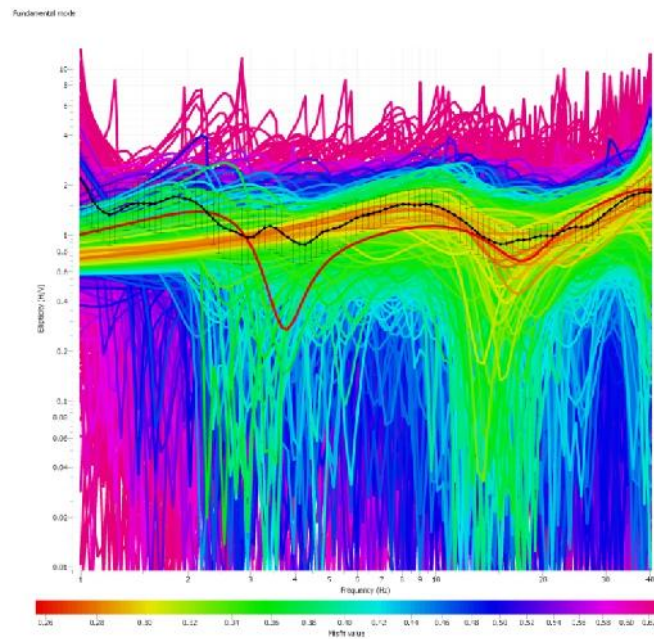


HVSR 1 e 2 Operazione di "fitting" della curva di ellitticità secondo il miglior valore di confidenza

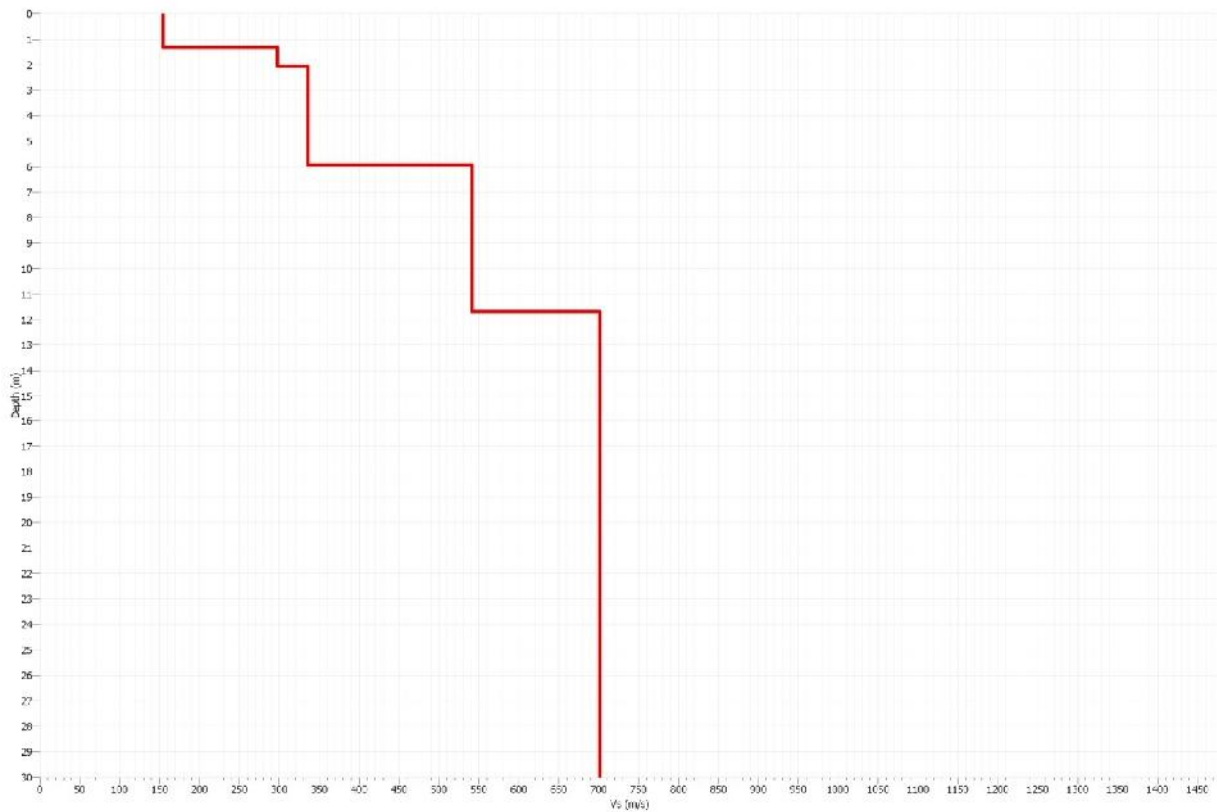


STUDIO DI GEOLOGIA TECNICA ED AMBIENTALE
DOTT. MATTEO SCALZOTTO GEOLOGO

INDAGINE GEOLOGICO-TECNICA, IDROGEOLOGICA ED AMBIENTALE RELATIVA ALLA REALIZZAZIONE DI UN COMPLESSO RESIDENZIALE IN VIA MATOZZE



HVSr 3 Operazione di "fitting" della curva di ellitticità secondo il miglior valore di confidenza



HVSr 1 Profilo di Vs mediante inversione (curva migliore corrispondente ai valori di confidenza più bassi)

DOTT. GEOL. MATTEO SCALZOTTO
DOMICILIO FISCALE via A. De Gasperi, 2 - 36045 LONIGO (VI)
UFFICIO OPERATIVO: Via Alpone, 7 - 37030 TERROSSA DI RONCA' (VR)
Tel. 3382727007

Web: www.sfgeologi.it mail: studiogeologia.sf@libero.it

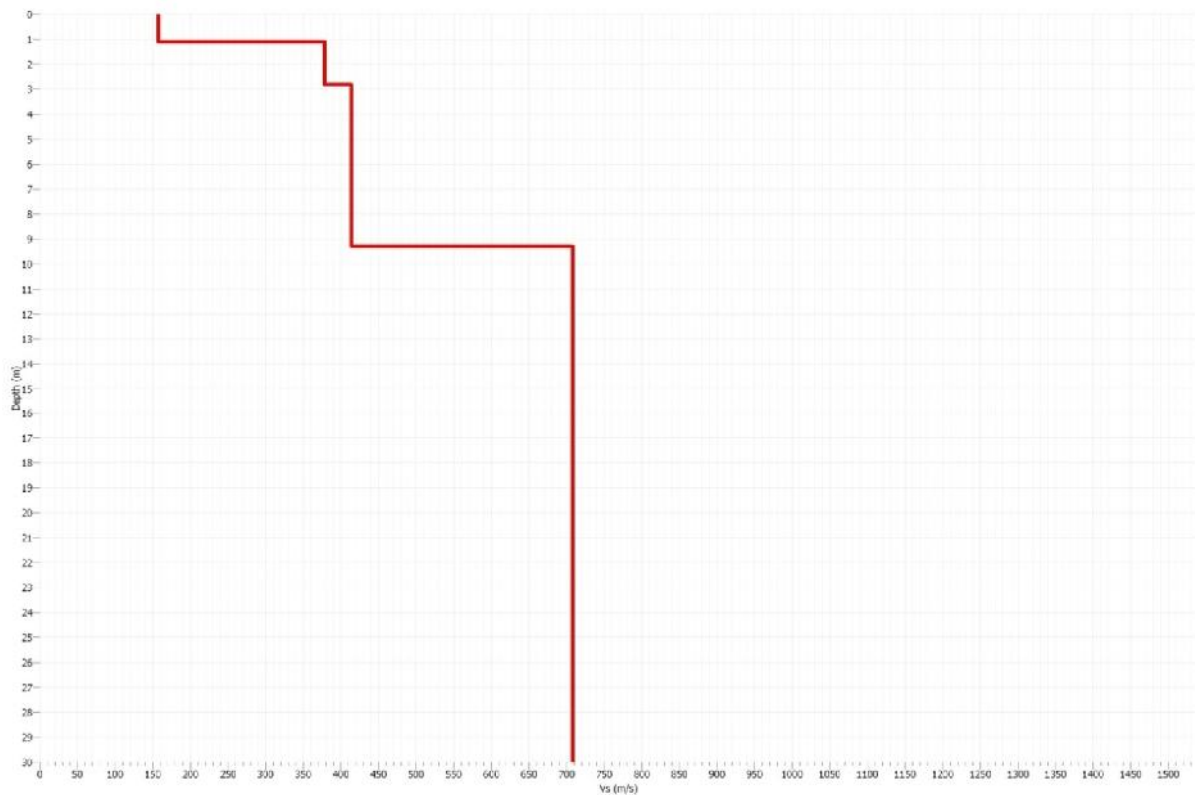


**STUDIO DI GEOLOGIA TECNICA ED AMBIENTALE
DOTT. MATTEO SCALZOTTO GEOLOGO**

INDAGINE GEOLOGICO-TECNICA, IDROGEOLOGICA ED AMBIENTALE RELATIVA ALLA REALIZZAZIONE DI UN COMPLESSO RESIDENZIALE IN VIA MATOZZE



HVSR 2 Profilo di Vs mediante inversione (curva migliore corrispondente ai valori di confidenza più bassi)



HVSR 3 Profilo di Vs mediante inversione (curva migliore corrispondente ai valori di confidenza più bassi)

DOTT. GEOL. MATTEO SCALZOTTO
DOMICILIO FISCALE via A. De Gasperi, 2 - 36045 LONIGO (VI)
UFFICIO OPERATIVO: Via Alpone, 7 - 37030 TERROSSA DI RONCA' (VR)
Tel. 3382727007

Web: www.sfgeologi.it mail: studiogeologia.sf@libero.it



Modello stratigrafico

Dati riepilogativi:

Numero strati:	3/4
Frequenza del picco dell'ellitticità:	1,95 Hz
Valore di disadattamento:	0,2
Valore Vs30 (HVS1) :	512 m/s
Valore Vs30 (HVS2) :	494 m/s
Valore Vs30 (HVS3) :	536 m/s

Valore Vs30 (medio) : 514 m/s

Analisi dei risultati

La modellazione in onde di taglio indica la presenza di un primo sismo strato avente spessore di circa 1,1 m e Vs = 160 m/s caratterizzato da depositi superficiali incoerenti sciolti, seguiti da depositi con 335 m/s < Vs < 410 m/s indicativa di litotipi ghiaiosi presenti a profondità variabili tra 6 e 9 m a seconda del punto di indagine; oltre tali profondità le velocità incrementano per presenza di depositi maggiormente addensati o compatti. Non sono riscontrabili evidenze di inversioni di velocità.

Per quanto riguarda l'analisi delle curve H/V è evidente un andamento con modesti picchi alle alte e medie frequenze indicativi di deboli contrasti di rigidità tra i depositi ; inoltre è riscontrabile la presenza di un picco medio di frequenza di sito $f_0 = 1,73$ Hz, corrispondente ad un periodo $T = 0,578$ s attribuibile ad un contrasto di rigidità profondo. Tale periodo di vibrazione, in relazione al tipo di struttura, dovrà essere valutato dai progettisti per la verifica della risonanza tra terreno e struttura.

STIMA Vs30

Dai profili sismo stratigrafici è possibile calcolare il parametro Vs30 attraverso la seguente espressione, quindi stimare la categoria del suolo di fondazione:

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_i}}$$

dove h_i e V_i indicano lo spessore in metri e la velocità delle onde di taglio (per deformazioni di taglio $D\check{\gamma} < 10^{-6}$) dello strato i -esimo per un totale di N strati presenti nei 30 metri superiori. La proposta della nuova normativa conclude che il sito verrà classificato sulla base del valore di Vs30 se disponibile, altrimenti sulla base del valore di N_{sp} o della cu.



Viene in sostanza enfatizzata l'importanza del parametro V_s che com'è noto è il parametro geofisico che meglio rappresenta la variabilità geotecnica dei materiali geologici presenti nel sottosuolo.

In base alla determinazioni svolte si evince che la velocità media delle onde di taglio fino alla profondità di 30 m dal piano di fondazione o piano campagna (p.c.) è di circa 514 m/s ($V_{s30} = 514 \text{ m/s} \pm 20 \%$), pertanto la categoria del sottosuolo, fino alla profondità significativa, può essere classificata come segue:

B–*Depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti*, con spessori di diverse decine di metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità, caratterizzati da valori di V_{s30} compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero resistenza penetrometrica $N_{SPT} > 50$, o coesione non drenata $c_u > 250 \text{ kPa}$).

Caratteristiche meccaniche del terreno:

Le caratteristiche geotecniche dei depositi superficiali sono deducibili da una ricerca bibliografica una volta esaminato i depositi affioranti e determinato lo spessore probabile e le velocità delle onde di taglio. Per i depositi presenti in profondità, le indagini, date l'accessibilità del sito, hanno permesso esclusivamente di determinare le caratteristiche geofisiche pertanto, considerate le correlazioni note in bibliografia, si riporteranno solamente alcuni parametri che andranno considerati in modo esclusivamente qualitativo in quanto descrivono in via indicativa i depositi presenti in sito.

Stratigrafia e parametri geotecnici medi ricavati da elaborazione statistica delle indagini reperite (eseguite dagli scriventi nell'area) e correlate con i dati del rilevamento in sito e della prospezione geofisica.

Strato	m da p.c.	INTERPRETAZIONE LITOLOGICA ⁽¹⁾	PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI					
			V_s media (m/s)	C_u (kg/cm ²)	ϕ°	γ_{d-s} (g/cm ³)	G (dinamico) MPa	NSPT
1	0.00 – 1.10	Depositi granulari sciolti	160	/	33	1.93	50,3	5
2	1.10 – 7.00	Depositi granulari maggiormente addensati	365	/	35	2.05	278	18
3	>7,00	Depositi compatti o addensati	622	/	40	2.15	847	>50

(1) L'interpretazione litologica è dedotta da correlazioni ed ha valore puramente indicativo delle litologie presenti

Modulo di taglio (G) (OHTA Y., GOTO N., 1978)

$$G = \frac{\gamma_t}{g} * (V_s)^2$$



Dove:

γ_t = peso di volume naturale

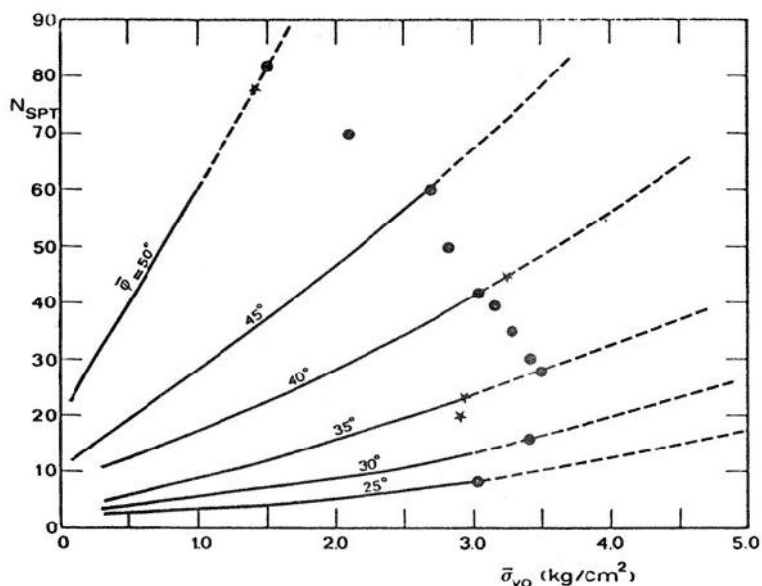
g = accelerazione di gravità ($9,81 \text{ m/s}^2$)

V_s = velocità delle onde di taglio (S)

ed NSPT è dato da:

Tabella 3. Correlazioni valide per tutti i tipi di terreno

Autore	V_s (m/s)
Ohta e Goto (1978)	$V_s = 85.35 N_{\text{SPT}}^{0.348}$
Imai (1977)	$V_s = 91 N_{\text{SPT}}^{0.337}$
Yoshida e Motonori (1988)	$V_s = 55 N_{\text{SPT}}^{0.25} \sigma'_{v0}^{0.14}$
Iysan (1996)	$V_s = 51.5 N_{\text{SPT}}^{0.516}$



CORRELAZIONE DI DE MELLO $\bar{\sigma} = f(N_{\text{SPT}}, \bar{\sigma}_v)$



Oppure per terreni prevalentemente sabbiosi :

Dal valore indicativo di N_{SPT} è possibile avere una stima dell'angolo di attrito ϕ ; tale correlazione, lungamente dibattuta in bibliografia e dimostrata con diverse relazioni empiriche indicative in quanto dipendenti da una molteplicità di fattori, può essere schematizzata come in tabella seguente:

Definizione Terzaghi-Peck 1948	SPT N	Densità relativa D_r^*	Angolo res. al taglio $^{**}(appross.)$	Campo di variab. peso unità di vol. kN/m^3
Molto sciolta	5-10	0-15	25°-30°	11 - 16
Sciolta	8-15	35	27°-32°	14 - 18
Media	10-40	65	30°-35°	17 - 20
Densa	20-70	85	35°-40°	17 - 22
Molto densa	35	100	38°-43°	20 - 23

da Bowles (1982)

* dipende da p_0 e può variare da 70 a 500 kPa. Bassi valori di N corrispondono a bassi valori di p_0

** Secondo Meyerhof (1956) - Usare i valori maggiori di ϕ per terreni contenenti il 5% di fini o percentuali inferiori di sabbie e silt.

Comparazione di parametri da valori N_{SPT}

Noti questi parametri, unitamente al peso di volume del materiale è possibile avere una stima indicativa della capacità portante secondo le equazioni proposte dal Terzaghi et alii

Le correlazioni suddette sono naturalmente approssimate, mancando riscontri diretti in laboratorio su campioni indisturbati di terreno, specialmente per quanto riguarda la compressibilità ed i valori che ne derivano sono del tutto indicativi.

INDAGINE GEOLOGICO-TECNICA, IDROGEOLOGICA ED AMBIENTALE RELATIVA ALLA REALIZZAZIONE DI UN COMPLESSO
RESIDENZIALE IN VIA MATOZZE**Coesione non drenata c_u**

- TERZAGHI & PECK: questa correlazione è valida solo per le argille di media plasticità. La coesione non drenata è calcolata in funzione del numero di colpi N_{SPT} ed è espressa in kg/cm^2 .

$$c_u = 0.067 \cdot N_{SPT}$$

- DESIGN MANUAL FOR SOIL MECHANICS: questa correlazione è valida per le argille a bassa, media ed alta plasticità. La coesione non drenata è calcolata in funzione del numero di colpi N_{SPT} ed è espressa in kg/cm^2 .

Per le argille a bassa plasticità $\Rightarrow c_u = 0.038 \cdot N_{SPT}$

Per le argille a media plasticità $\Rightarrow c_u = 0.074 \cdot N_{SPT}$

Per le argille ad alta plasticità $\Rightarrow c_u = 0.125 \cdot N_{SPT}$

- SANGLERAT: questa correlazione è valida solo per le argille di bassa e media plasticità. La coesione non drenata è calcolata in funzione del numero di colpi N_{SPT} ed è espressa in kg/cm^2 .

Per le argille a media plasticità $\Rightarrow c_u = 0.125 \cdot N_{SPT}$

Per le argille limose $\Rightarrow c_u = 0.100 \cdot N_{SPT}$

Per le argille limo-sabbiose $\Rightarrow c_u = 0.067 \cdot N_{SPT}$

- SHIOI & FUKUI: questa correlazione è valida solo per le argille di media ed alta plasticità. La coesione non drenata è calcolata in funzione del numero di colpi N_{SPT} ed è espressa in kg/cm^2 .

Per le argille a media plasticità $\Rightarrow c_u = 0.025 \cdot N_{SPT}$

Per le argille ad alta plasticità $\Rightarrow c_u = 0.050 \cdot N_{SPT}$

Tipologia progettuale e note tecniche

Il progetto prevede la demolizione del vecchio fabbricato delle scuole e la costruzione di n. 3 palazzine bifamiliari di circa 160 mq con piano interrato e n. 2 piani fuori terra.

Vista la tipologia di progetto e l'assetto geolitologico locale saranno analizzate le seguenti soluzioni, in modo da poter valutare l'interazione della struttura con il sottosuolo:

- Fondazioni di tipo **NASTRIFORME** poggianti alla profondità di - 3,50 m dal p.c. attuale.

Capacità portante di fondazioni subsuperficiali

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

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

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

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

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

DOTT. GEOL. MATTEO SCALZOTTO
DOMICILIO FISCALE via A. De Gasperi, 2 - 36045 LONIGO (VI)
UFFICIO OPERATIVO: Via Alpone, 7 - 37030 TERROSSA DI RONCA' (VR)
Tel. 3382727007

**INDAGINE GEOLOGICO-TECNICA, IDROGEOLOGICA ED AMBIENTALE RELATIVA ALLA REALIZZAZIONE DI UN COMPLESSO RESIDENZIALE IN VIA MATOZZE**

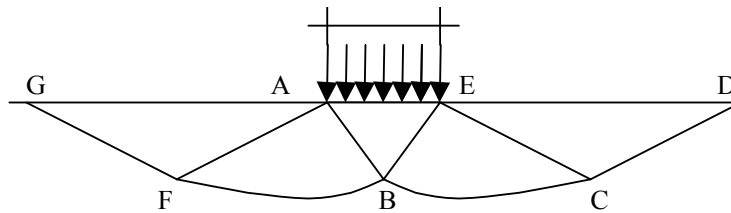
All'atto della rottura si verifica la plasticizzazione del materiale racchiuso fra la superficie limite del semispazio e la superficie *GFBCD*.

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

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

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

2b



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

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

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

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

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

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

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

Risolvendo le equazioni di equilibrio si arriva all'espressione:

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

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

Metodo di Terzaghi (1955)

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

Sotto l'azione del carico trasmesso dalla fondazione il terreno che si trova a contatto con la fondazione stessa tende a sfuggire lateralmente, ma ne è impedito dalle resistenze tangenziali che si sviluppano fra la fondazione ed il terreno. Ciò comporta una modifica dello stato tensionale nel terreno posto direttamente al di sotto della fondazione; per tenerne conto **Terzaghi** assegna ai lati *AB* ed *EB* del cuneo di Prandtl una inclinazione ψ rispetto all'orizzontale, scegliendo il valore di ψ in funzione delle caratteristiche meccaniche del terreno al contatto terreno-opera di fondazione.

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

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

in cui *C* è un coefficiente che risulta funzione dell'angolo di attrito φ del terreno posto al di sotto del piano di posa e dell'angolo φ prima definito; *b* è la semilarghezza della striscia.

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

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

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

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

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

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

DOTT. GEOL. MATTEO SCALZOTTO
DOMICILIO FISCALE via A. De Gasperi, 2 - 36045 LONIGO (VI)
UFFICIO OPERATIVO: Via Alpone, 7 - 37030 TERROSSA DI RONCA' (VR)
Tel. 3382727007

Web: www.sfgeologi.it **mail:** studiogeologia.sf@libero.it



INDAGINE GEOLOGICO-TECNICA, IDROGEOLOGICA ED AMBIENTALE RELATIVA ALLA REALIZZAZIONE DI UN COMPLESSO RESIDENZIALE IN VIA MATOZZE

$$\tan \varphi_{rid} = \frac{2}{3} \times \tan \varphi \text{ e } c_{rid} = \frac{2}{3} \times c$$

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

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

dove:

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

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

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

$$N_\gamma = \frac{\tan \varphi}{2} \left(\frac{K p_\gamma}{\cos^2 \varphi} - 1 \right)$$

Formula Brich-Hansen (EC 7 – EC 8)

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

$$V_d \leq R_d$$

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

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

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

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

Dove:

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

c_u Coesione non drenata.

q pressione litostatica totale sul piano di posa.

s_c Fattore di forma

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

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

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

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

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

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

Dove:

DOTT. GEOL. MATTEO SCALZOTTO
DOMICILIO FISCALE via A. De Gasperi, 2 - 36045 LONIGO (VI)
UFFICIO OPERATIVO: Via Alpone, 7 - 37030 TERROSSA DI RONCA' (VR)
Tel. 3382727007



INDAGINE GEOLOGICO-TECNICA, IDROGEOLOGICA ED AMBIENTALE RELATIVA ALLA REALIZZAZIONE DI UN COMPLESSO RESIDENZIALE IN VIA MATOZZE

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

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

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

Fattori di forma

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Metodo di Richards et. Al.

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

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

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

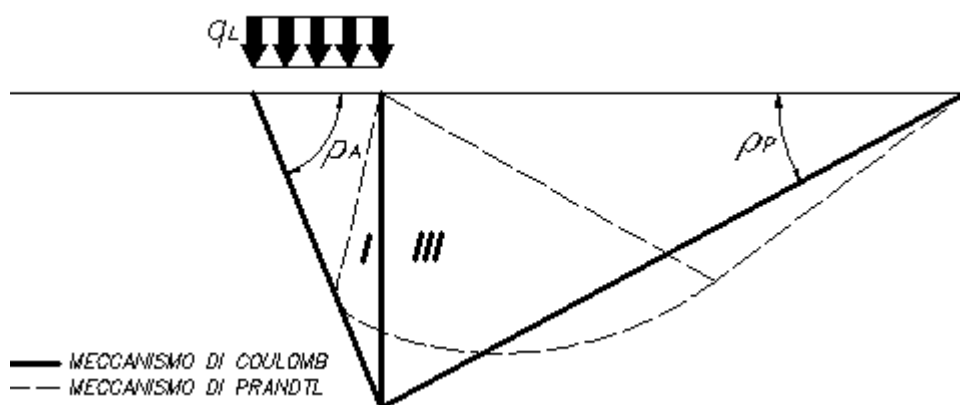
$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot(\phi)$$



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

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

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



Schema di calcolo del carico limite (q_L)

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

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

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

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

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

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



INDAGINE GEOLOGICO-TECNICA, IDROGEOLOGICA ED AMBIENTALE RELATIVA ALLA REALIZZAZIONE DI UN COMPLESSO RESIDENZIALE IN VIA MATOZZE

pari a k_h e k_v . Sono state così ottenute le estensioni delle espressioni di p_a e p_p , nonché di K_A e K_P , rispettivamente indicate come p_{AE} e p_{PE} e come K_{AE} e K_{PE} per denotare le condizioni sismiche:

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

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

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

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

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

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

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

$$\phi = 30^\circ \quad \delta = 15^\circ$$

Per diversi valori dei coefficienti di spinta sismica:

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

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

VERIFICA A SLITTAMENTO

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

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

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

**INDAGINE GEOLOGICO-TECNICA, IDROGEOLOGICA ED AMBIENTALE RELATIVA ALLA REALIZZAZIONE DI UN COMPLESSO RESIDENZIALE IN VIA MATOZZE****FATTORI CORRETTIVI SISMICI: PAOLUCCI E PECKER**

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

$$z_q = \left(1 - \frac{k_h}{tg\phi}\right)^{0,35}$$
$$z_c = 1 - 0,32 \cdot k_h$$
$$z_\gamma = z_q$$

Dove k_h è il coefficiente sismico orizzontale.

Calcolo coefficienti sismici

Le NTC 2008 calcolano i coefficienti k_h e k_v in dipendenza di vari fattori:

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

$$k_v = \pm 0,5 \times k_h$$

β = coefficiente di riduzione accelerazione massima attesa al sito;

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

g = accelerazione di gravità;

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

γ_I : fattore di importanza,

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

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

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

Il coefficiente sismico verticale k_v è definito in funzione di k_h , e vale:

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

L'analisi delle fondazioni è stato condotto secondo le disposizioni contenute nelle nuove NTC2008 in vigore, considerando un carico unitario compatibile con le scelte progettuali e le resistenze disponibili

**ANALISI DELLE FONDAZIONI SECONDO IL MODELLO GEOTECNICO****DATI GENERALI**

Azione sismica	NTC 2008
Larghezza fondazione	1,0 m
Lunghezza fondazione	15,0 m
Profondità piano di posa	3,5 m
Altezza di incastro	0,7 m

SISMA

Accelerazione massima (ag/g)	0,19
Effetto sismico secondo	NTC(C7.11.5.3.1)
Fattore di struttura [q]	1,5
Periodo fondamentale vibrazione [T]	0,453
Coefficiente intensità sismico terreno [Khk]	0,0455
Coefficiente intensità sismico struttura [Khi]	0,2695

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

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe II
Vita nominale:	50,0 [anni]
Vita di riferimento:	50,0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	B
Categoria topografica:	T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30,0	0,4	2,51	0,24
S.L.D.	50,0	0,55	2,5	0,25
S.L.V.	475,0	1,55	2,43	0,28
S.L.C.	975,0	2,01	2,47	0,28

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0,48	0,2	0,0098	0,0049
S.L.D.	0,66	0,2	0,0135	0,0067
S.L.V.	1,86	0,24	0,0455	0,0228
S.L.C.	2,4069	0,28	0,0687	0,0344


STRATIGRAFIA TERRENO

Corr: Parametri con fattore di correzione (TERZAGHI)

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

DH [m]	Gam [Kg/m ³]	Gams [Kg/m ³]	Fi [°]	Fi Corr. [°]	c [Kg/cm ²]	c Corr. [Kg/cm ²]	cu [Kg/cm ²]	Ey [Kg/cm ²]	Ed [Kg/cm ²]	Ni	Cv [cmq/s]	Cs
1,1	1930,0	2050,0	33,0	33	0,0	0,0	0,0	135,0	0,0	0,0	0,0	0,0
5,9	2050,0	2100,0	35,0	35	0,0	0,0	0,0	200,0	0,0	0,0	0,0	0,0
5,0	2150,0	2250,0	40,0	40	0,0	0,0	0,0	250,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [Kg/cm ²]	N [Kg]	Mx [Kg·m]	My [Kg·m]	Hx [Kg]	Hy [Kg]	Tipo
1	A1+M1+R1	1,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
2	A2+M2+R2	1,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
3	Sisma	1,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
4	S.L.E.	1,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio
5	S.L.D.	1,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

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

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...A2+M2+R2

Autore: TERZAGHI (1955)

Carico limite [Qult]	3,58 Kg/cm ²
Resistenza di progetto[Rd]	1,99 Kg/cm ²
Tensione [Ed]	1,5 Kg/cm ²
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	2,38
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata



A2+M2+R2

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

=====	
Fattore [Nq]	16,92
Fattore [Nc]	28,42
Fattore [Ng]	13,38
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore profondità [Dc]	1,52
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,04
Fattore profondità [Dq]	1,38
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,97
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,34
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	3,92 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	2,18 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

=====	
Fattore [Nq]	20,58
Fattore [Nc]	34,96
Fattore [Ng]	17,92
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,34
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	3,58 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	1,99 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

=====	
Fattore [Nq]	16,92
Fattore [Nc]	28,42
Fattore [Ng]	13,82
Fattore forma [Sc]	1,04



STUDIO DI GEOLOGIA TECNICA ED AMBIENTALE
DOTT. MATTEO SCALZOTTO GEOLOGO

INDAGINE GEOLOGICO-TECNICA, IDROGEOLOGICA ED AMBIENTALE RELATIVA ALLA REALIZZAZIONE DI UN COMPLESSO RESIDENZIALE IN VIA MATOZZE

Fattore profondità [Dc]	2,19
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,02
Fattore profondità [Dq]	1,6
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,02
Fattore profondità [Dg]	1,6
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,34
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	4,73 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	2,63 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

=====

Fattore [Nq]	16,92
Fattore [Nc]	28,42
Fattore [Ng]	20,08
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore profondità [Dc]	1,52
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,04
Fattore profondità [Dq]	1,38
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,97
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,34
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	4,15 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	2,31 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

=====

Fattore [Nq]	16,92
Fattore [Nc]	28,42
Fattore [Ng]	13,38
Fattore forma [Sc]	1,03
Fattore profondità [Dc]	1,52

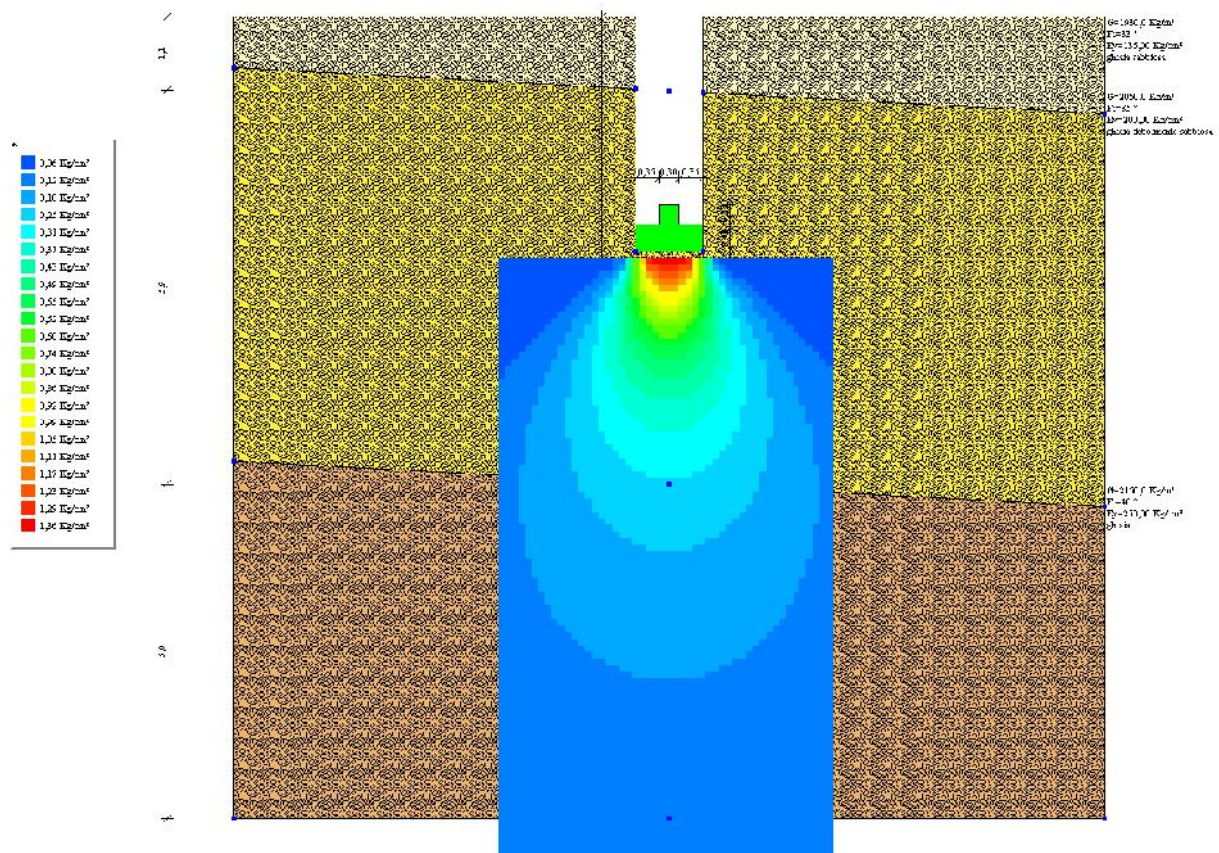


INDAGINE GEOLOGICO-TECNICA, IDROGEOLOGICA ED AMBIENTALE RELATIVA ALLA REALIZZAZIONE DI UN COMPLESSO RESIDENZIALE IN VIA MATOZZE

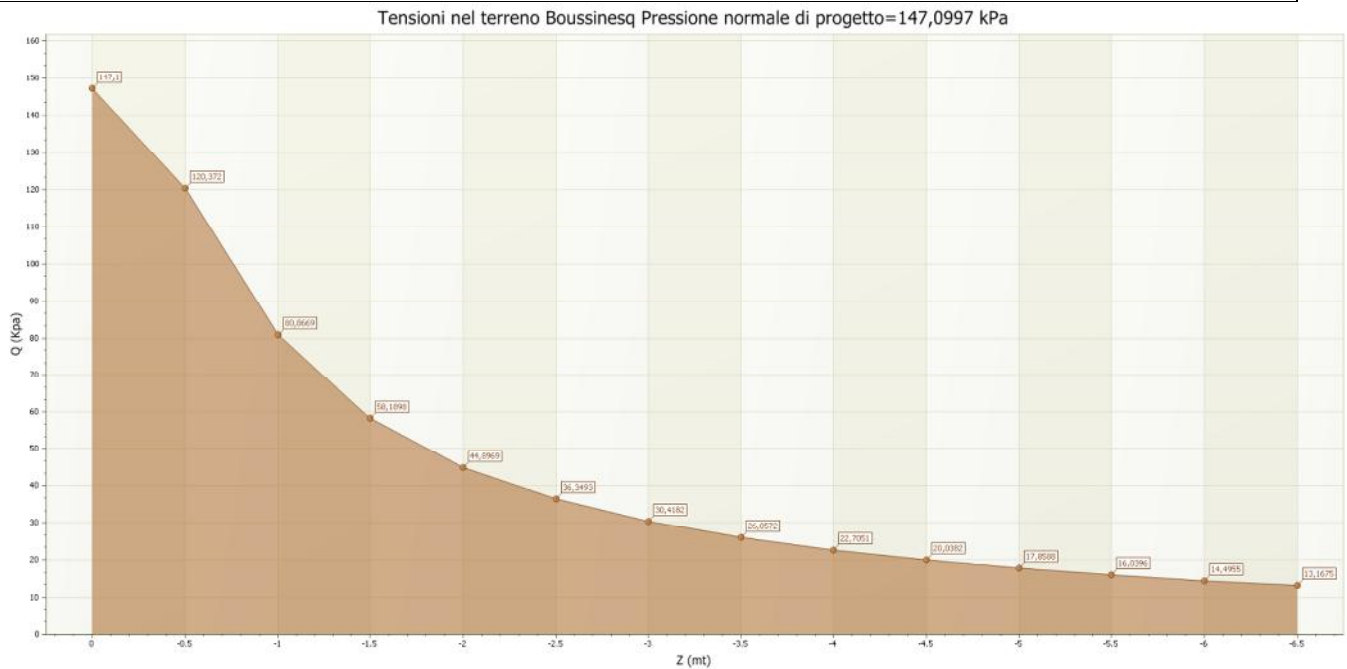
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,03
Fattore profondità [Dq]	1,38
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,98
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,34
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	3,91 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	2,17 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata



Analisi fondazione-terreno con distribuzione delle tensioni



L'analisi del sistema terreno-fondazione indica che le resistenze di progetto, calcolate con il metodo più cautelativo ed in condizioni sismiche sono di circa 2,0Kg/cm² (Terzaghi), in riferimento alla soluzione a trave rovescia poggiante sulle alluvioni ghiaiose, con le dimensioni e le resistenze di progetto ipotizzate (carico agente ipotizzato in 1,5 Kg/cm²max), pertanto la condizione risulta verificata per carichi unitari cautelativamente non superiori a 2,0 Kg/cm²

Cedimenti di fondazioni superficiali

I cedimenti sono difficilmente calcolabili senza la raccolta di campioni indisturbati per il laboratorio. Essi comunque riguardano in modo particolare i terreni coesivi, più compressibili e possono essere stimati in via approssimativa utilizzando approcci di tipo empirico.

CEDIMENTI di Schmertmann

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

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

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

nella quale:

Δq rappresenta il carico netto applicato alla fondazione;

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

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

B/2 per fondazione circolare o quadrata

B per fondazioni nastriformi

e vale

**INDAGINE GEOLOGICO-TECNICA, IDROGEOLOGICA ED AMBIENTALE RELATIVA ALLA REALIZZAZIONE DI UN COMPLESSO RESIDENZIALE IN VIA MATOZZE**

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

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

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

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

C_1 e C_2 sono due coefficienti correttivi.

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

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

Le espressioni dei due coefficienti C_1 e C_2 sono:

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

che tiene conto della profondità del piano di posa.

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

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

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

CEDIMENTI DI BURLAND e BURBIDGE

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

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

nella quale:

q' = pressione efficace lorda;

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

B = larghezza della fondazione;

I_c = indice di compressibilità;

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

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

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

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

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

dove N_c è il valore corretto da usare nei calcoli.

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

$$N_c = 1.25 N_{spt}$$

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

DOTT. GEOL. MATTEO SCALZOTTO
DOMICILIO FISCALE via A. De Gasperi, 2 - 36045 LONIGO (VI)
UFFICIO OPERATIVO: Via Alpone, 7 - 37030 TERROSSA DI RONCA' (VR)
Tel. 3382727007

INDAGINE GEOLOGICO-TECNICA, IDROGEOLOGICA ED AMBIENTALE RELATIVA ALLA REALIZZAZIONE DI UN COMPLESSO
RESIDENZIALE IN VIA MATOZZE

$$f_S = \left(\frac{1.25 \cdot L/B}{L/B + 0.25} \right)^2$$
$$f_H = \frac{H}{z_i} \left(2 - \frac{H}{z_i} \right)$$
$$f_t = \left(1 + R_3 + R \cdot \log \frac{t}{3} \right)$$

Con:

t = tempo in anni > 3 ;

R_3 = costante pari a 0.3 per carichi statici e 0.7 per carichi dinamici;
 R = 0.2 nel caso di carichi statici e 0.8 per carichi dinamici.

CEDIMENTI ELASTICI

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

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

dove:

q_0 = Intensità della pressione di contatto

B' = Minima dimensione dell'area reagente,

E e μ = Parametri elastici del terreno.

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

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

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

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

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

Il cedimento dello strato di spessore H vale:

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

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

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

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

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

**CEDIMENTI RELATIVI A FONDAZIONI SECONDO IL MODELLO GEOTECNICO****CEDIMENTI PER OGNI STRATO*****Cedimento edometrico calcolato con: Metodo consolidazione monodimensionale di Terzaghi**

Pressione normale di progetto	1,5 Kg/cm ²
Cedimento dopo T anni	15,0
Cedimento totale	0,5 cm

Z: Profondità media dello strato; Dp: Incremento di tensione; Wc: Cedimento di consolidazione; Ws: Cedimento secondario (deformazioni viscosi); Wt: Cedimento totale.

Strato	Z (m)	Tensione (Kg/cm ²)	Dp (Kg/cm ²)	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
2	5,25	0	0	Schmertmann	0,35	0,15	0,5
3	9,5	0	0	Schmertmann	0	--	0

CEDIMENTI ELASTICI

Pressione normale di progetto	1,5 Kg/cm ²
Spessore dello strato	3,5 m
Profondità substrato roccioso	100,0 m
Modulo Elastico	200,0 Kg/cm ²
Coefficiente di Poisson	0,3

Coefficiente di influenza I1	0,64
Coefficiente di influenza I2	0,14
Coefficiente di influenza Is	0,72

Cedimento al centro della fondazione	3,23 mm
--------------------------------------	---------

Coefficiente di influenza I1	0,42
Coefficiente di influenza I2	0,15
Coefficiente di influenza Is	0,5
Cedimento al bordo	1,13 mm

I cedimenti teorici valutati per le tipologie di fondazioni analizzate, considerando un ipotetico carico unitario uniforme (1,5 Kg/cm²), risultano compresi tra 0,3 cm e 0,5 cm in prossimità del centro della fondazione pertanto di entità trascurabile in virtù delle litologia presenti in sito.



PRESCRIZIONI GENERALI E NOTE TECNICHE

Scavi a parete sub-verticale per predisposizione opere di fondazione (piani interrati):

Lo scavo dovrà essere realizzato in stagione favorevole (con bassa intensità di piogge) onde sfavorire i processi di erosione accelerata e concentrata del medesimo; si dovrà provvedere a dare alle pareti l'inclinazione minima consentita dalla logistica del sito (distanze dai confini, etc.) e comunque con pareti ad inclinazione non superiore a circa 60°. Si consiglia di organizzare il cantiere in maniera che sia il più breve possibile. In caso di eventi piovosi prolungati le pareti dovranno essere opportunamente protette mediante coperture impermeabili onde evitare cedimenti. Una volta realizzate le opere dovrà essere posta particolare cura nel ripristinare il contatto fra la struttura ed il terreno mediante riempimento di terreno adatto addensato in sito mediante mezzo opportuno.

La validità di quanto sopra esposto, in mancanza di analisi specifiche, è valida se sono rispettate le seguenti condizioni:

- a) *Sia monitorato lo stato delle pareti di scavo; qualora si dovessero individuare cedimenti o fessurazioni allontanare gli operatori ed avvertire il progettista o un tecnico specialista*
- b) *Si limiti il più possibile di concentrare carichi nelle vicinanze del bordo dello scavo; sotto quest'ottica è consigliabile gettare il cls tenendo le betoniere a debita distanza utilizzando i bracci per il pompaggio;*
- c) *Si rammenta che le valutazioni di stabilità sono state condotte con metodologie empiriche. Qualora gli scavi, soprattutto se i tempi di cantiere dovessero allungarsi o se sopraggiungessero condizioni naturali sfavorevoli (piogge intense o prolungate) recassero segnali di instabilità è consigliabile, oltre ad adottare procedure di sostegno di urgenza, eseguire analisi geotecniche di laboratorio su campioni prelevati in sito.*
- d) *Dato che gli scavi subverticali si autosostengono per un tempo limitato difficilmente calcolabile senza analisi di laboratorio, è consigliabile provvedere all'esecuzione dei lavori nei tempi più brevi possibili (compatibili con le attività di cantiere).*



Classificazione sismica

Secondo le norme per l'individuazione delle zone sismiche ai sensi dell'art. 93, lg del D.L. 112/1998 il comune di VERONA è inserito nella 3^a categoria alle quali si assegnano i valori indicati in tabella:

Zona	Accelerazione orizzontale con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni (a_g/g)	Accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastica (norme Tecniche) (a_g/g)
3	0.05-0.15	0.15

Secondo la normativa sismica OPCM 3274 recepita nel D.M. 14/01/2008 in vigore il suolo di fondazione si può classificare come segue:

B—*Depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti*, con spessori di diverse decine di metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità, caratterizzati da valori di V_{S30} compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero resistenza penetrometrica $N_{SPT} > 50$, o coesione non drenata $c_u > 250$ kPa).

Di seguito si riportano i parametri sismici di sito



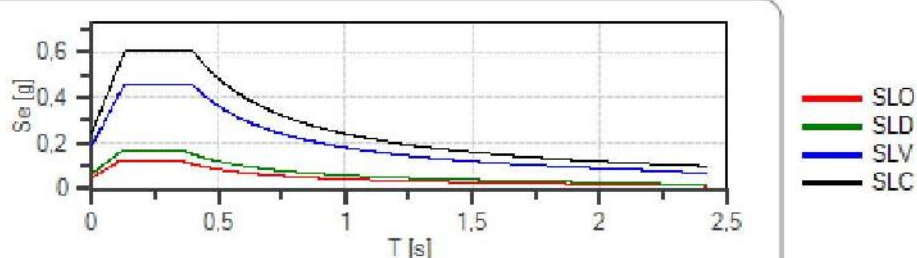
Spettri di risposta

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali e verticali

Coefficiente di smorzamento viscoso $\xi = 5\%$

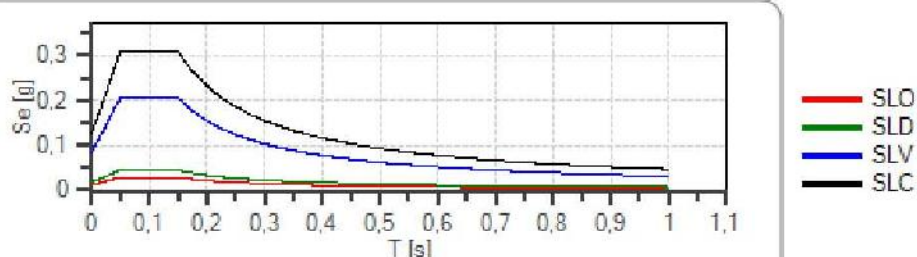
Fattore che altera lo spettro elastico $\eta = 1,000$

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali



	α	a_g [g]	T_0 [s]	T_{eff} [s]	S_s	C_0	S_1	S	η	T_B [s]	T_C [s]	T_D [s]
SLC	1	0,041	2,513	0,236	1,200	1,470	1,000	1,200	1,000	0,113	0,347	1,733
SLD	1	0,056	2,533	0,248	1,200	1,450	1,000	1,200	1,000	0,123	0,360	1,823
SLV	1	0,158	2,433	0,277	1,200	1,420	1,000	1,200	1,000	0,131	0,253	2,232
SLC	1	0,205	2,472	0,280	1,200	1,420	1,000	1,200	1,000	0,132	0,357	2,423

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti verticali



	α	a_g [g]	T_0 [s]	T_{eff} [s]	S_s	C_0	S_1	S	η	T_B [s]	T_C [s]	T_D [s]
SLC	1	0,041	2,513	0,236	1,000	1,470	1,000	1,000	1,000	0,053	0,150	1,000
SLD	1	0,056	2,533	0,248	1,000	1,450	1,000	1,000	1,000	0,053	0,150	1,000
SLV	1	0,158	2,433	0,277	1,000	1,420	1,000	1,000	1,000	0,053	0,150	1,000
SLC	1	0,205	2,472	0,280	1,000	1,420	1,000	1,000	1,000	0,053	0,150	1,000



Spettro di progetto

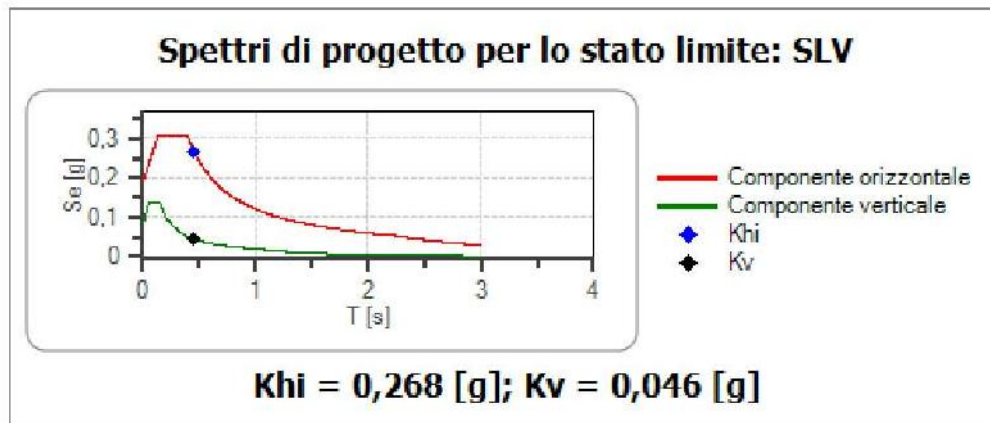
Coefficiente di struttura q per lo spettro orizzontale = 1.5

η per lo spettro orizzontale = 0,667

Coefficiente di struttura q per lo spettro verticale = 1.5

η per lo spettro verticale = 0,667

Stato limite: SLV



	α	α_g [g]	F_0	T_0^* [s]	S_u	α_c	S_l	S	q	T_E [s]	T_C [s]	T_D [s]
SLV orizzontale	1	0.158	2.430	0.277	1.200	1.420	1.000	1.200	1.500	0.121	0.293	2.232
SLV verticale	1	0.158	2.430	0.277	1.200	1.420	1.000	1.000	1.500	0.050	0.150	1.000

Periodo: 0.45[sec]

K_{hi} : 0.268 [g]

K_v : 0.046 [g]



NOTA SULLA VULNERABILITA' DELL'ACQUIFERO

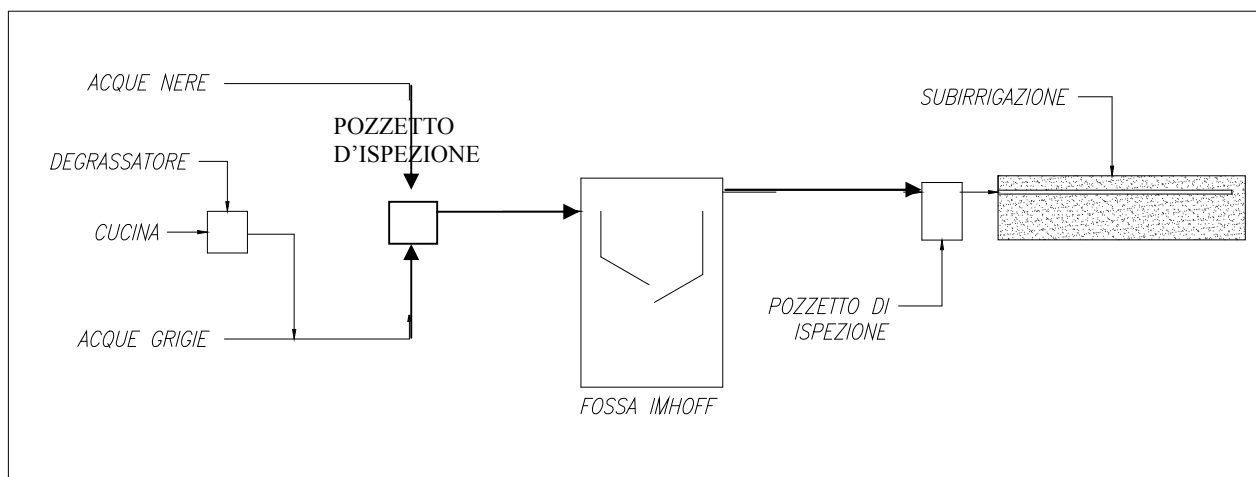
Il PAT di Verona, approvato dalla Regione Veneto con DGRV 4148 del 18/12/07, individua sul territorio comunale diverse unità geoambientali.

L'area in esame è caratterizzata dall'unità E, caratterizzata da una vulnerabilità intrinseca alta dell'acquifero.

L'art. 38.20 prevede che per i progetti di PUA e gli interventi edilizi di cui alle lett. d), e) ed f), comma 1, art. 3 del D.P.R. 380/2001 potranno essere autorizzati e/o assentiti a condizione che rispettino le previsioni del Piano Regionale di Tutela delle Acque, adottato con D.G.R. 29 dicembre 2004, n° 4453. A tal fine, nella relazione geologica allegata al progetto, dovrà essere:

- a) dato esplicitamente atto del rispetto delle presenti direttive e prescrizioni;
- b) precisate le opere incidenti sulla vulnerabilità degli acquiferi;
- c) illustrate, anche progettualmente, le misure di tutela, salvaguardia e mitigazione proposte.

Il progetto in esame prevede che vengano realizzati i nuovi fabbricati con sistemi di smaltimento delle acque nere in una zona non servita da pubblica fognatura secondo quanto previsto dal Piano di Tutela delle Acque della Regione Veneto.



Schema del sistema di smaltimento delle acque nere

-Degrassatore-

E' necessario installare degli idonei pozzetti per la raccolta dei liquami e degli oli alimentari, che sono particolarmente nocivi per il buon funzionamento del sistema assorbente. Questi pozzetti, detti degrassatori, vengono posti in corrispondenza degli scarichi delle cucine e vengono dimensionati tenendo conto del volume di liquami che si accumulano nel periodo intercorrente tra due svuotamenti successivi. Per mantenere in efficienza il degrassatore è necessario che le semplici operazioni di manutenzione e conduzione vengano condotte con accuratezza e regolarità (rimozione del materiale galleggiante e del materiale depositato).

È regola accettabile che per il dimensionamento, la capacità del condensagrassi sia calcolata a 50 litri/abitante/giorno.

Prima dello scarico a valle dei sistemi di smaltimento dovrà essere previsto un pozzetto, idoneo all'esecuzione dei prelievi.

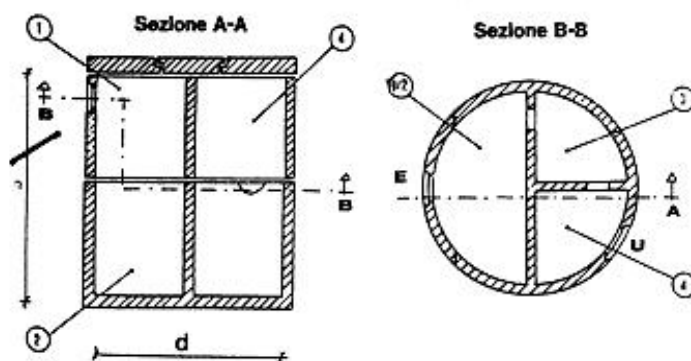
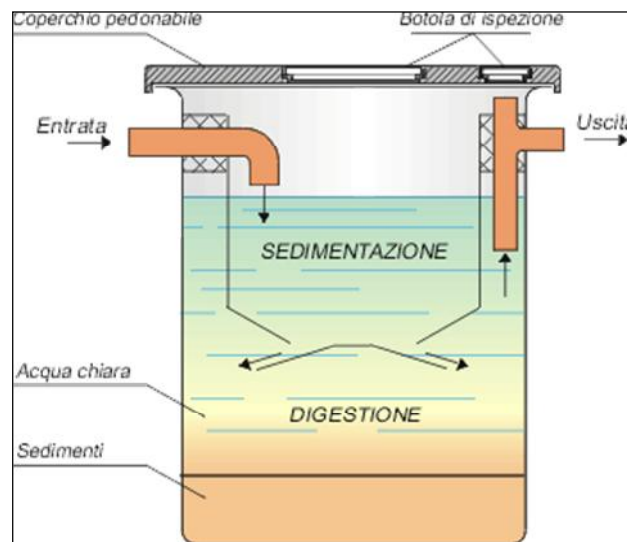


Foto e schema del degrassatore



-Vasca Imhoff-

Le vasche settiche tipo Imhoff sono costituite da una vasca principale (digestione anaerobica) che contiene al suo interno un vano secondario (di sedimentazione). L'affluente entra nel comparto di sedimentazione, che ha lo scopo di trattenere i corpi solidi e di destinare il materiale sedimentato attraverso l'apertura sul fondo inclinato, al comparto inferiore di digestione. È proporzionato in modo tale da garantire il giusto tempo di ritenzione e da impedire che fenomeni di turbolenza, causati dal carico idrico, possano diminuire l'efficienza di sedimentazione. Il comparto di digestione è dimensionato affinché avvenga la stabilizzazione biologica delle sostanze organiche sedimentate (fermentazione o digestione anaerobica). Sono costruite in conformità alle descrizioni, al proporzionamento dei volumi ed alla capacità di depurazione sancite dal Comitato dei Ministri per la tutela delle acque dall'inquinamento nella delibera del 04/02/77 (S.O.G.U. n. 48 del 21/02/77).



Schema Vasca Imhoff

Le vasche settiche di tipo Imhoff devono essere costruite a regola d'arte, sia per proteggere il terreno circostante e l'eventuale falda, sia per permettere un idoneo attraversamento del liquame nel primo comparto, un'ideale raccolta del fango nel secondo scomparto sottostante e l'uscita continua del liquame chiarificato.

Devono avere accesso dall'alto a mezzo di apposito vano ed essere munite di idoneo tubo di ventilazione.

Per l'ubicazione valgono le stesse prescrizioni delle vasche settiche tradizionali:

- i. mai sottostanti ai fabbricati, ma esterne ad essi; distanti almeno 1 m dal filo esterno dei muri di fondazione ed indipendenti da questi;
- ii. disposizione planimetrica nei riguardi di fabbricati ed aree frequentate tale, che le operazioni di estrazione dei residui non rechino fastidi, o risultino sgradevoli alla vista.

Nel proporzionamento occorre tenere presente che il comparto di sedimentazione deve permettere circa 4÷6 ore di detenzione per le portate di punta; se le vasche sono piccole si consigliano valori più elevati: occorre aggiungere una certa capacità per persona per le sostanze galleggianti.



Come valori medi del comparto di sedimentazione si hanno circa 40÷50 litri per utente; in ogni caso, anche per le vasche più piccole, la capacità non dovrebbe essere inferiore a 250÷300 litri complessivi. Per il compartimento del fango si hanno 100÷120 litri pro capite, in caso di almeno due estrazioni all'anno; per le vasche più piccole è consigliabile adottare 180÷200 litri pro capite, con una estrazione all'anno.

L'art. 22 delle Norme tecniche del Piano di Tutela delle Acque della Regione Veneto, adottato con D.C.R.V. n. 107 del 05.11.2009, prevede che il dimensionamento minimo delle vasche imhoff sia il seguente:

COMPARTO DI SEDIMENTAZIONE: 0,05 mc/abitante

COMPARTO DI DIGESTIONE DEI FANGHI: 0,15 mc/abitante

La progettazione dei singoli sistemi dovrà prevedere i dimensionamenti sopraccitati relativi alle NTA del Pinao di Tutela delle Acque.

L'estrazione del fango e della crosta avviene periodicamente da una a quattro volte; i fanghi, asportati da una ditta specializzata iscritta all'Albo, dovranno essere consegnati ad un depuratore pubblico o impianto di trattamento rifiuti autorizzato.

I documenti comprovanti le pulizie effettuate e i formulari di trasporto dovranno essere conservati presso il fabbricato, a disposizione degli organi di vigilanza per almeno cinque anni.

-Dispersione nel terreno mediante subirrigazione-

Il liquame proveniente dalla chiarificazione, mediante condotta a tenuta, perviene in vaschetta in muratura o in calcestruzzo a tenuta con sifone di cacciata, per l'immissione nella condotta o rete disperdente.

La condotta disperdente è in genere costituita da elementi tubolari di cotto, gres, calcestruzzo o cemento amianto, di 10÷12 cm di diametro e lunghezza di 30÷50 cm, con estremità tagliate dritte e distanziate di 1÷2 cm coperta superiormente con tegole o elementi di pietrame e con pendenza fra lo 0,2 e 0,5 %.

La condotta viene posta in trincea profonda circa 2/3 di metro, dentro lo strato di pietrisco collocato nella metà inferiore della trincea stessa; l'altra parte della trincea viene riempita con il terreno proveniente dallo scavo adottando accorgimenti acciocché il terreno di rinterro non penetri, prima dell'assestamento, nei vuoti del sottostante pietrisco: un idoneo sovrassetto eviterà qualsiasi avvallamento sopra la trincea.

La trincea può avere la condotta disperdente su di una fila o su di una fila con ramificazioni o su più file. Le trincee con condotte disperdenti sono poste lontane da fabbricati, aie, aree pavimentate o altre sistemazioni che ostacolano il passaggio dell'aria nel terreno; la distanza fra il fondo della trincea ed il massimo livello della falda non dovrà essere inferiore al metro; la falda non potrà essere utilizzata a valle per uso potabile o domestico o per irrigazione di prodotti mangiati crudi a meno di accertamenti chimici e microbiologici caso per caso da parte dell'autorità sanitaria. Fra la trincea e una qualunque condotta, serbatoio od altra opera destinata al servizio di acqua potabile ci deve essere una distanza minima di 30 metri.



Lo sviluppo della condotta disperdente, da definirsi preferibilmente con prove di percolazione, deve essere in funzione della natura del terreno: di seguito si riportano comunque altri elementi di riferimento:

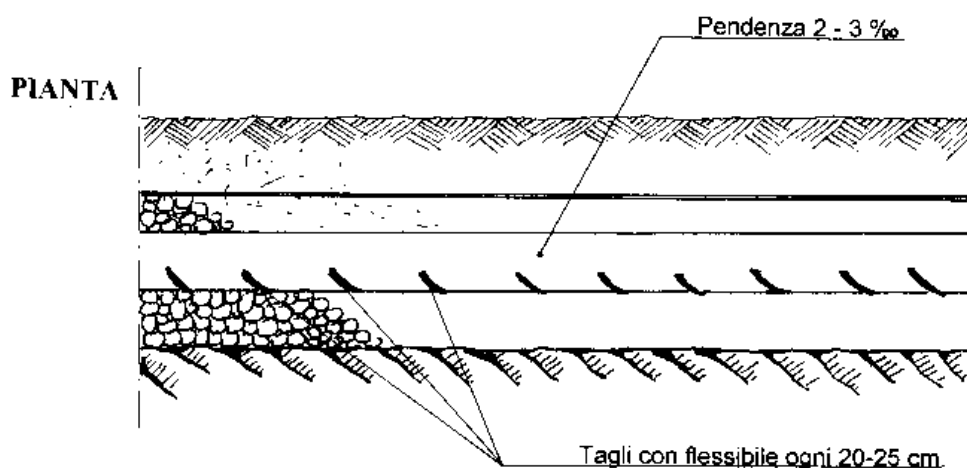
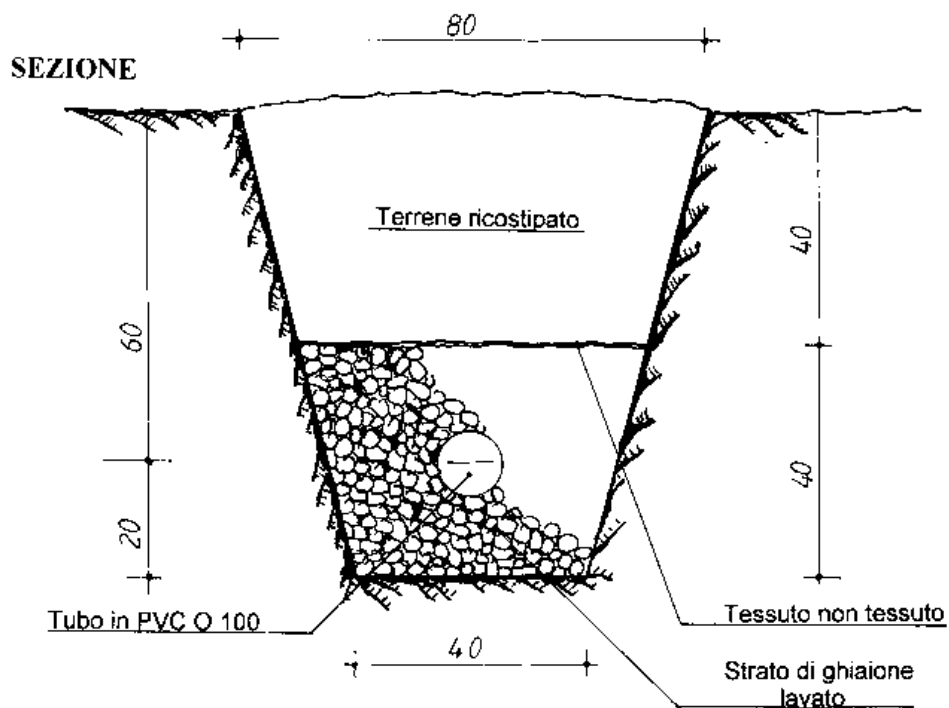
- sabbia sottile, materiale leggero di riporto: 2 m per abitante;
- sabbia grossa e pietrisco: 3 m per abitante;
- sabbia sottile con argilla: 5 m per abitante;
- argilla con un pò di sabbia: 10 m per abitante;
- argilla compatta: non adatta.

Per cui nel nostro caso, essendo il terreno costituito da ghiaia e pietrisco, la progettazione di ogni trincea drenate dovrà essere fatto considerando 3 m per ogni abitanti equivalente.

Per l'esercizio si controllerà, di tanto in tanto, che non vi sia intasamento del pietrisco o del terreno sottostante, che non si manifestino impaludamenti superficiali, che il sifone funzioni regolarmente, che non aumenti il numero delle persone servite ed il volume di liquame giornaliero disperso.



SUBIRRIGAZIONE





5. CONCLUSIONI

Fattibilità geologica: l'area in cui è inserito il sito si può definire (in base alle considerazioni esposte nella presente relazione) a medio basso "rischio idrogeologico s.l.".

Fattibilità geotecnica:

FONDAZIONE TIPO CONTINUA (larghezza 0,8 m) :

Resistenze di progetto: Dall'analisi del sistema terreno-fondazione risulta che le resistenze di progetto, calcolate con il metodo più cautelativo ed in condizioni sismiche sono di circa $2,0 \text{ Kg/cm}^2$, in riferimento alla soluzione a trave rovescia poggiante sulle alluvioni ghiaiose, con le dimensioni e le resistenze di progetto ipotizzate (carico agente ipotizzato in $1,5 \text{ Kg/cm}^2 \text{ max}$), pertanto la condizione risulta verificata per carichi unitari cautelativamente non superiori a $2,0 \text{ Kg/cm}^2$

Cedimenti: I cedimenti teorici valutati per le tipologie di fondazioni analizzate, considerando un ipotetico carico unitario uniforme ($1,5 \text{ Kg/cm}^2$), risultano variabili tra 0,3 cm e 0,5 cm in prossimità del centro della fondazione pertanto di entità trascurabile in virtù dei depositi ghiaiosi presenti in sito.

Rischio sismico: la normativa sismica in fase di elaborazione assegna il Comune di VERONA alla **classe 3**. Considerato l'assetto geologico e geomorfologico e stratigrafico dell'area in cui è inserito il sito i rischi legati a sismicità sono remoti mentre suolo di fondazione è classificato come **B**.

Per quanto riguarda l'analisi delle curve H/V è evidente un andamento con modesti picchi alle alte e medie frequenze indicativi di deboli contrasti di rigidità tra i depositi ; inoltre è riscontrabile la presenza di un piccolo medio di frequenza di sito $f_0 = 1,73 \text{ Hz}$, corrispondente ad un periodo $T = 0,578$ attribuibile ad un contrasto di rigidità profondo. Tale periodo di vibrazione, in relazione al tipo di struttura, dovrà essere valutato dai progettisti per la verifica della risonanza tra terreno e struttura.

Vulnerabilità acquifero: viste le indicazioni e le prescrizioni derivanti dalle normative sulla tutela degli acquiferi (art. 38 del PAT) si comunica che per i fabbricati in progetto verranno realizzati dei sistemi di smaltimento delle acque nere in una zona non servita da pubblica fognatura secondo quanto previsto dal Piano di Tutela delle Acque della Regione Veneto. I sistemi disperdenti saranno superficiali e pertanto avranno un franco dalla falda sotterranea di 5-6 m.



**STUDIO DI GEOLOGIA TECNICA ED AMBIENTALE
DOTT. MATTEO SCALZOTTO GEOLOGO**

**INDAGINE GEOLOGICO-TECNICA, IDROGEOLOGICA ED AMBIENTALE RELATIVA ALLA REALIZZAZIONE DI UN COMPLESSO
RESIDENZIALE IN VIA MATOZZE**

Sistema di smaltimento acque nere: i fabbricati in progetto saranno dotati di apposito sistema di smaltimento delle acque nere, che consiste nella subirrigazione, previa chiarificazione in vasca imhoff. Nella relazione idrogeologica sono riportati i dati necessari per il corretto dimensionamento di ogni sistema disperdente da realizzare.

Indagini e relazione eseguite nel mese di FEBBRAIO - MARZO 2012

Dr. Geol. Matteo Scalzotto





6. RELAZIONE AMBIENTALE

La seguente relazione ambientale è redatta in conformità a quanto previsto dalla D.G.R.V. n. 2424 del 08/08/08 per il riutilizzo delle terre e rocce da scavo come sottoprodotti.

Il progetto prevede la costruzione di n. 3 palazzine bifamiliari con piano interrato, che comporterà la produzione di circa 6.000m³ di materiale scavato.

INQUADRAMENTO GENERALE

L'inquadramento geologico, idrogeologico e geomorfologico generale è descritto nel cap. 2, mentre quello a scala locale è descritto nel cap. 3.

INDAGINE STORICA DEL SITO

L'area in esame si trova in via Matozze nella parate orientale del territorio comunale di Verona caratterizzato per lo più da aree agricole. Il sito in esame è sempre stato utilizzato come area residenziale (vecchie scuole elementari e di via Matozze) L'area è classificata dal PAT di Verona come area agricola "Variante 312 Immobile già scuole elementari di via Matozze".



Estratto da PAT di Verona con indicazione dell'area in esame



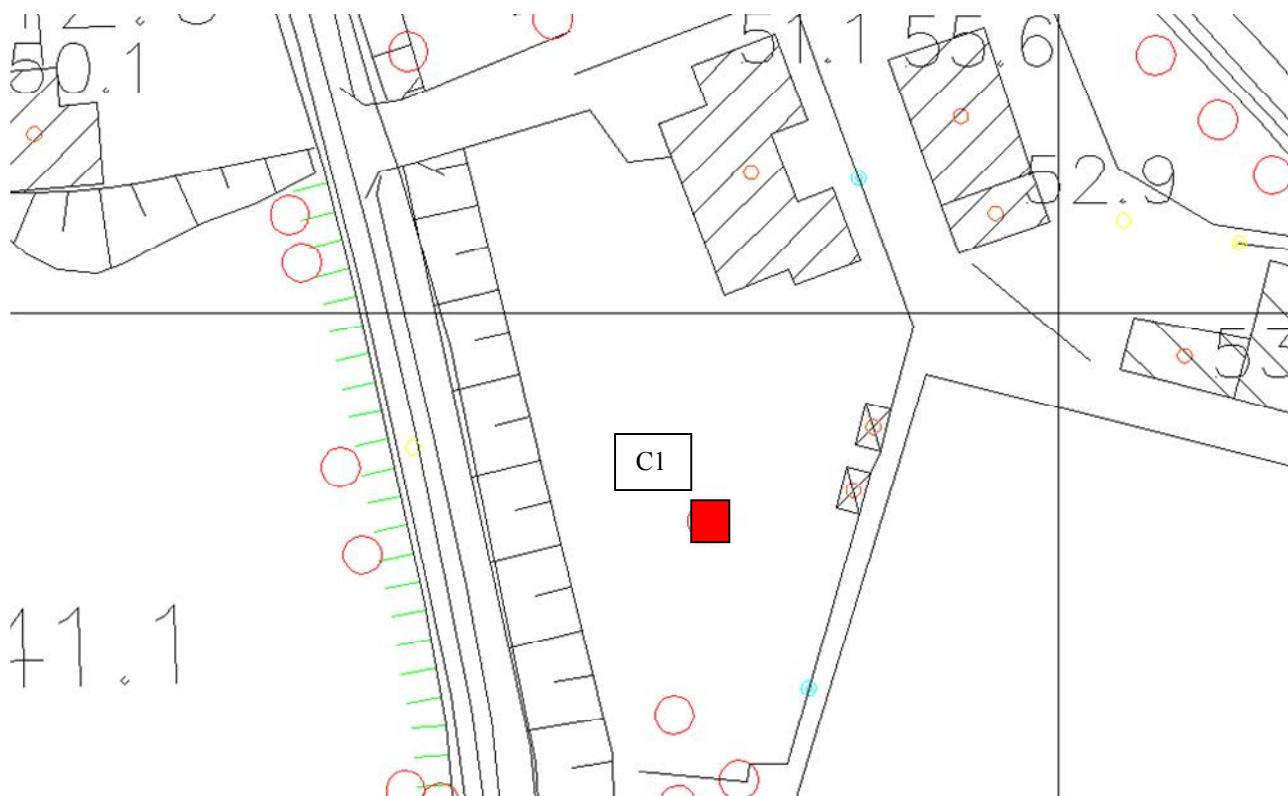
VERIFICA DELLE FONTI DI PRESSIONE ESISTENTI

Nell'area in esame e nelle aree limitrofe non si sono rilevati fonti di pressione (aree industriali, cisterne di gasolio interrate, strade ad alta percorrenza).

QUADRO GEOCHIMICO LOCALE

Dall'indagine storica del sito e dalla verifica delle fonti di pressioni esistenti si è provveduto a realizzare un campione di terreno su una trincea spinta fino alla profondità di 0,7 m (vedi planimetria sottostante) e a verificarne i seguenti parametri secondo le indicazioni della DGRV 2424. Gli analiti determinati sono i seguenti:

- As, Cd, Cr tot, Cr VI, Ni, Pb, Cu, Zn;
- Idrocarburi pesanti.



Estratto da planimetria di progetto con l'indicazione della trincea eseguita per il prelievo del campione

CERTIFICATO LABORATORIO ANALISI

Le analisi effettuate sui terreni del lotto in esame hanno evidenziato che i parametri analizzati rientrano nei limiti fissati dalla colonna A della tab. 1 All. 5 titolo V Parte IV del D. Lgs. 152/06.

Si riportano di seguito i limiti tabellari degli analiti più comuni secondo l'allegato 5 alla parte IV del D.Lgs 152/2006.



STUDIO DI GEOLOGIA TECNICA ED AMBIENTALE DOTT. MATTEO SCALZOTTO GEOLOGO

INDAGINE GEOLOGICO-TECNICA, IDROGEOLOGICA ED AMBIENTALE RELATIVA ALLA REALIZZAZIONE DI UN COMPLESSO RESIDENZIALE IN VIA MATOZZE

		A	B
		Siti ad uso Verde pubblico, privato e residenziale (mg kg ⁻¹ espressi come ss)	Siti ad uso Commerciale e Industriale (mg kg ⁻¹ espressi come ss)
	Composti inorganici		
1	Antimonio	10	30
2	Arsenico	20	50
3	Berillio	2	10
4	Cadmio	2	15
5	Cobalto	20	250
6	Cromo totale	150	800
7	Cromo VI	2	15
8	Mercurio	1	5
9	Nichel	120	500
10	Piombo	100	1000
11	Rame	120	600
12	Selenio	3	15
13	Stagno	1	350
14	Tallio	1	10
15	Vanadio	90	250
16	Zinco	150	1500
	Idrocarburi		
94	Idrocarburi Leggeri C inferiore o uguale a 12	10	250
95	Idrocarburi pesanti C superiore a 12	50	750



STUDIO DI GEOLOGIA TECNICA ED AMBIENTALE DOTT. MATTEO SCALZOTTO GEOLOGO

INDAGINE GEOLOGICO-TECNICA, IDROGEOLOGICA ED AMBIENTALE RELATIVA ALLA REALIZZAZIONE DI UN COMPLESSO RESIDENZIALE IN VIA MATOZZE



Rapporto di prova n° 000149 /12 del 19/03/2012

Spettabile:

GARONZI S.R.L. COSTRUZIONI EDILI
VIA GARONZI, 20/a
37028 ROVERE' VERONESE (VR)

Matrice **Terreni, materiali da scavo**

Data presentazione: **05/03/2012**

Data inizio analisi: **05/03/2012**

Prelevato da: **Dott. Scalzotto Matteo Geologo**

Denominazione: **TERRENO DA SCAVO. CAMPIONE N. 1**

Luogo prelievo: **Ciente**

Note: **Campionamento ed analisi eseguiti in conformità al D. Lgs. 152/2006 e al DGR 2424 del 08/08/2008**

Risultati Analitici

Parametro	U.M.	Risultato	Limiti (1)	Metodo di analisi
Scheletro	%	56,6		D.M. 13/09/1999 S.O. n°185 G.U. n°248
Residuo secco a 105°C	%	90,6		CNR IRSA 2 Q64 VOL 2 1984
Arsenico	mg/Kg As s.s.	< 1	20	EPA 3050B + EPA 6010C
Cadmio	mg/Kg Cd s.s.	< 1	2	EPA 3050B + EPA 7130
Cromo totale	mg/Kg Cr s.s.	13,4	150	EPA 3050B + EPA 7190
Cromo esavalente	mg/Kg Cr s.s.	< 1	2	APAT CNR IRSA 3150C Man 29-2003
Nichel	mg/Kg Ni s.s.	2,6	120	EPA 3050 B + EPA 7520
Piombo	mg/Kg Pb s.s.	4,6	100	EPA 3050B + EPA 7420
Rame	mg/Kg Cu s.s.	3,3	120	EPA 3050B + EPA 7210
Zinco	mg/Kg Zn s.s.	8,6	150	EPA 3050B + EPA 7950
Idrocarburi pesanti C>12	mg/Kg s.s.	< 10	50	UNI EN 14039:2005

(1) D. Lgs. 152/06. Parte IV Titolo V All.5 Tabella 1 Col.A - Siti ad uso verde pubblico, privato e residenziale

Rapporto di prova valido ad ogni effetto di legge, EX R.D. 01/03/28, LEGGE N. 679 - 19/07/58 ART. 16.

I risultati analitici si riferiscono esclusivamente al campione esaminato e alle determinazioni richieste dal committente. Eventuali informazioni riportate in intestazione sono dichiarate dal soggetto che ha presentato il campione e che ne è responsabile fino alla consegna al laboratorio. Il campione non deperibile è conservato per due mesi dalla data del rapporto; eventuali controcampioni devono essere stati identificati dal laboratorio e dal committente. Il rapporto non può essere riprodotto parzialmente salvo approvazione scritta del laboratorio.

e_labo srl - via XXV aprile, 5 - 36071 Arzignano (VI) - tel. 0444 478368 - fax 0444 455249 - e-mail: elabosrl@ELABO.191.it - C.F. - P.Iva R.I.I.T 03093450249 - cap. sociale: € 10.000,00 i.v.

Pag 1 di 1

DOTT. GEOL. MATTEO SCALZOTTO
DOMICILIO FISCALE via A. De Gasperi, 2 - 36045 LONIGO (VI)
UFFICIO OPERATIVO: Via Alpone, 7 - 37030 TERROSSA DI RONCA' (VR)
Tel. 3382727007

Web: www.sfgeologi.it mail: studiogeologia.sf@ilbero.it



STUDIO DI GEOLOGIA TECNICA ED AMBIENTALE DOTT. MATTEO SCALZOTTO GEOLOGO

INDAGINE GEOLOGICO-TECNICA, IDROGEOLOGICA ED AMBIENTALE RELATIVA ALLA REALIZZAZIONE DI UN COMPLESSO RESIDENZIALE IN VIA MATOZZE



Rapporto di prova n° 000150 /12 del 19/03/2012

Spettabile:

GARONZI S.R.L. COSTRUZIONI EDILI
VIA GARONZI, 20/a
37028 ROVERE' VERONESE (VR)

Matrice: Terreni, materiali da scavo

Data presentazione: 05/03/2012

Data inizio analisi: 05/03/2012

Prelevato da: Dott. Scalzotto Matteo Geologo

Denominazione: TERRENO DA SCAVO. CAMPIONE N. 2

Luogo prelievo: Cliente

Note: Campionamento ed analisi eseguiti in conformità al D. Lgs. 152/2006 e al DGR 2424 del 08/08/2008

Risultati Analitici

Parametro	U.M.	Risultato	Limiti (1)	Metodo di analisi
Scheletro	%	88,7		D.M. 13/09/1999 S.O. n°185 G.U. n°248
Residuo secco a 105°C	%	70,6		CNR IRSA 2 Q64 VOL 2 1984
Arsenico	mg/Kg As s.s.	< 1	20	EPA 3050B + EPA 6010C
Cadmio	mg/Kg Cd s.s.	< 1	2	EPA 3050B + EPA 7130
Cromo totale	mg/Kg Cr s.s.	4	150	EPA 3050B + EPA 7190
Cromo esavalente	mg/Kg Cr s.s.	< 1	2	APAT CNR IRSA 3150C Man 29-2003
Nichel	mg/Kg Ni s.s.	< 1	120	EPA 3050 B + EPA 7520
Piombo	mg/Kg Pb s.s.	1,3	100	EPA 3050B + EPA 7420
Rame	mg/Kg Cu s.s.	< 1	120	EPA 3050B + EPA 7210
Zinco	mg/Kg Zn s.s.	2,4	150	EPA 3050B + EPA 7590
Idrocarburi pesanti C>12	mg/Kg s.s.	< 10	50	UNI EN 14039:2005

(1) D. Lgs. 152/06. Parte IV Titolo V All.5 Tabella 1 Col.A - Siti ad uso verde pubblico, privato e residenziale

Rapporto di prova valido ad ogni effetto di legge, EX R.D. 01/03/28, LEGGE N. 679 - 19/07/58 ART. 16.

I risultati analitici si riferiscono esclusivamente al campione esaminato e alle determinazioni richieste dal committente. Eventuali informazioni riportate in intestazione sono dichiarate dal soggetto che ha presentato il campione e che ne è responsabile fino alla consegna al laboratorio. Il campione non deperibile è conservato per due mesi dalla data del rapporto; eventuali controcampioni devono essere stati identificati dal laboratorio e dal committente. Il rapporto non può essere riprodotto parzialmente salvo approvazione scritta del laboratorio.

e_labo srl - via XXV aprile, 5 - 36071 Arzignano (VI) - tel. 0444 478368 - fax 0444 455249 - e-mail: elabosrl@ELABO.191.it - C.F. - P.Iva R.I.T. 03093450249 - cap. sociale: € 10.000,00 i.v.

Pag 1 di 1

DOTT. GEOL. MATTEO SCALZOTTO
DOMICILIO FISCALE via A. De Gasperi, 2 - 36045 LONIGO (VI)
UFFICIO OPERATIVO: Via Alpone, 7 - 37030 TERROSSA DI RONCA' (VR)
Tel. 3382727007

Web: www.sfgeologi.it mail: studiogeologia.sf@libero.it



CONCLUSIONI

Il progetto prevede l'escavazione di materiale per la costruzione del piano interrato nelle tre palazzine, che comporterà la produzione di circa 6.000 m³ di materiale, le cui analisi effettuate hanno evidenziato che i parametri analizzati rientrano nei limiti fissati dalla colonna A della tab. 1 All. 5 titolo V Parte IV del D. Lgs. 152/06.

Il materiale di scavo, derivante dall'attività di urbanizzazione dell'area, potrà essere pertanto riutilizzato:

- come riempimento, rinterri o rimodellazioni in qualsiasi sito;
- in qualsiasi processo industriale in sostituzione dei materiali di cava;

Si ricorda che la procedura per le terre e rocce da scavo prevista dalla D.G.R.V. 2424 del 08.08.08 prevede che:

- prima dell'inizio dei lavori deve essere compilato il MOD. 2 debitamente firmato da Appaltatore/Committente, da Direttore Lavori e da Tecnico incaricato;
- alla fine dei lavori deve essere compilato il MOD. 3 firmato dal Direttore Lavori;
- durante il trasporto del materiale sul mezzo che trasporta il materiale deve essere presente il MOD. 4 firmato da ditta appaltatrice, ditta trasportatrice e ditta ricevente.

Indagini e relazione eseguite nel mese di febbraio-marzo 2012

Dr. Geol. Matteo Scalzotto



In allegato: Mod.1 (DGR 2424 del 08/08/2008): Dichiarazione del tecnico incaricato da allegare al progetto dei lavori privati soggetti a permesso di costruire o D.I.A.