

COMUNE DI FONTANIVA
PROVINCIA DI PADOVA

Lavoro:

**ATTIVAZIONE P.U.A. PER LA REALIZZAZIONE
DI UN NUOVO FABBRICATO AD USO
"CASA FAMIGLIA"**

Proprietà
dell'area:

COMUNE DI FONTANIVA

Titolare del
diritto di superficie:

FRATRES FONTANIVA

Firme:

All.

D

**RELAZIONE
GEOLOGICA**

Scala 1:100

Giugno 2014

Progetto Iniziale

Redazione: AD

Note ed
approvazioni:



STUDIO ASSOCIATO

www.omniaprogettiplazzola.it

OMNIA PROGETTI Studio Associato

Via Del Del Dente, 25 - 35016 Piazzola sul Brenta (PD)
Tel. 049.5599426 - Fax 049.9696582
mail: omnia.progetti@tiscali.it - C.F. e P. IVA 03748740283
P.E.C.: damiano.giunchi@geopec.it
P.E.C.: lucio.antonello@ingpec.eu

Tecnico responsabile:

Geom. DAMIANO GIUNCHI



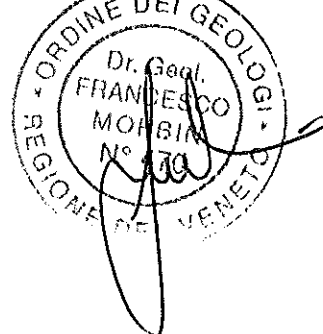
REGIONE VENETO PROVINCIA DI PADOVA
COMUNE DI FONTANIVA

**Realizzazione di un nuovo fabbricato ad uso
“Casa famiglia”**

**RELAZIONE GEOLOGICA E CARATTERIZZAZIONE
GEOTECNICA**

Committente	Fratres Fontaniva
Ubicazione	Via delle Querce – Fontaniva (PD)
Data	25 giugno 2014

Dott. Geol. Francesco Morbin



Rif. ID Commessa: C2618

SOMMARIO

PREMESSA	3
INQUADRAMENTO DELL'AREA.....	4
INDAGINI GEOGNOSTICHE IN SITO.....	12
PLANIMETRIA CON UBICAZIONE INDAGINI	13
RICOSTRUZIONE STRATIGRAFICA.....	14
INDAGINE SISMICA PASSIVA A STAZIONE SINGOLA	15
CLASSIFICAZIONE SISMICA	19
CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE E DEI CEDIMENTI	23
VERIFICA DEL RISCHIO DI LIQUEFAZIONE.....	28
DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA	30

ALLEGATI

Allegato 1: Prove penetrometriche dinamiche

Allegato 2: Indagine sismica passiva

Allegato 3: Report delle verifiche geotecniche

Allegato 4: Verifica del rischio di liquefazione

PREMESSA

Per incarico del Committente è stata eseguita un'indagine geologica e geotecnica nell'area dove è prevista la realizzazione di un nuovo fabbricato ad uso "Casa Famiglia" in via delle querce a Fontaniva (PD).

L'indagine è stata effettuata allo scopo di definire il modello geologico del sito attraverso la ricostruzione dei caratteri litostratigrafici, idrogeologici, geomorfologici e strutturali dell'area. Il modello geologico ipotizzato è stato sottoposto a verifica tramite la realizzazione di indagini geognostiche in sito, che si sono svolte con le seguenti modalità:

- esecuzione di n° 2 prove penetrometriche dinamiche (DPSH); è stato utilizzato un Penetrometro Dinamico Superpesante "tipo Emilia" modello TG63-200 cingolato;
- rilievo della falda all'interno dei fori di prova;
- esecuzione di n. 1 indagine sismica passiva.

L'elaborazione delle informazioni ricavate dalle indagini permette di fornire:

- la caratterizzazione a fini geotecnici della serie litostratigrafica;
- il calcolo della capacità portante delle fondazioni;
- la verifica del rischio di liquefazione dei terreni.

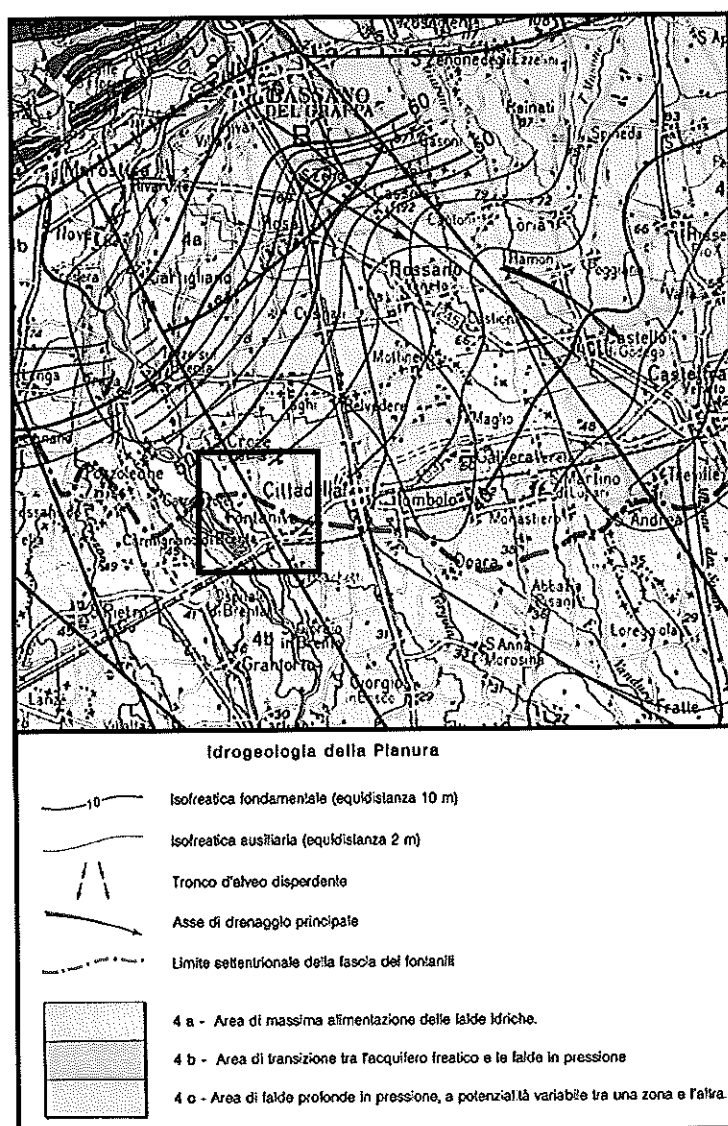
Il lavoro è stato svolto secondo quanto previsto dalle vigenti normative in materia:

- D.M. 14.01.08 – NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI.
- Circ. Min. LL.PP. 2 febbraio 2009, n. 617 - ISTRUZIONI PER L'APPLICAZIONE DELLE "NUOVE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI" DI CUI AL D.M. 14 GENNAIO 2008.
- ORDINANZA n° 3274 del 20.03.03 – PRIMI ELEMENTI IN MATERIA DI CRITERI GENERALI PER LA CLASSIFICAZIONE SISMICA DEL TERRITORIO NAZIONALE E DI NORMATIVE TECNICHE PER LE COSTRUZIONI IN ZONA SISMICA.
- ORDINANZA DEL P.C.M. 28 APRILE 2006 N. 3519 – CRITERI GENERALI PER L'INDIVIDUAZIONE DELLE ZONE SISMICHE E PER LA FORMAZIONE E L'AGGIORNAMENTO DEGLI ELENCHI DELLE MEDESIME ZONE;
- DELIBERAZIONE DELLA GIUNTA DELLA REGIONE VENETO N. 96/CR DEL 7 AGOSTO 2006 – PROPOSTA DI ADOZIONE DEL PROVVEDIMENTO DI CUI ALLA SUDETTA O.P.C.M. N. 3519/06.

INQUADRAMENTO DELL'AREA

Il comune di Fontaniva si inserisce al margine inferiore dell'alta pianura alluvionale veneta, dove ha inizio la fascia delle risorgive; il territorio è morfologicamente pianeggiante, presenta pendenze medio-basse, prevalentemente verso sud-est e si pone a circa 40 m s.l.m.m. nei pressi dell'intervento.

Il sito in esame si trova in un contesto morfologico parzialmente modificato dall'antropizzazione dell'area, in particolare lungo le principali strutture viarie; sono tuttavia presenti aree destinate ad uso agricolo, il cui assetto morfologico naturale ha mantenuto pressoché invariate le sue caratteristiche.



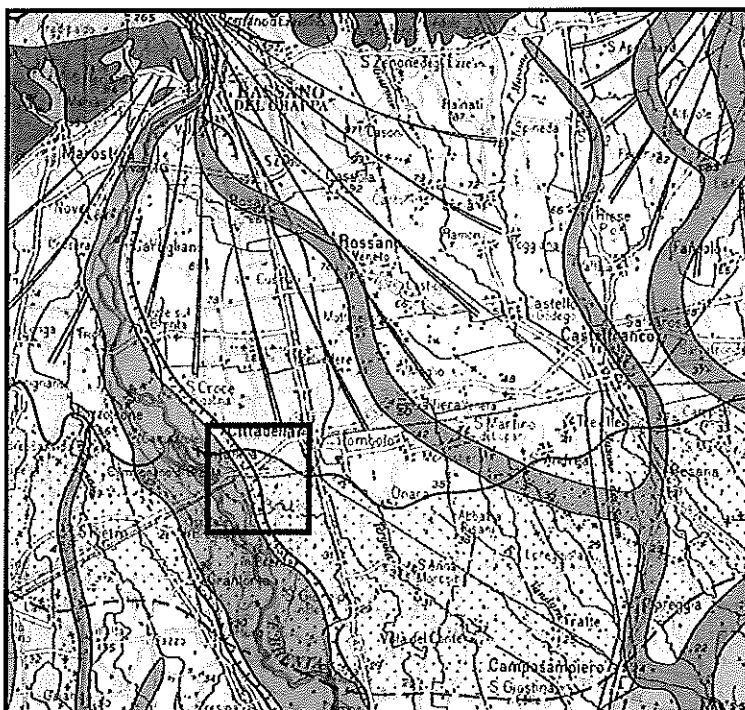
La Pianura Veneta, di cui fa parte il territorio in esame, è costituita da una coltre di depositi alluvionali del Quaternario, senza soluzione di continuità, di origine essenzialmente fluviale – fluvioglaciale (vedi estratto della Carta Geologica della Regione Veneto a lato).

La deposizione di tali materiali sciolti si deve principalmente all'attività dei fiumi che hanno interessato questa porzione di territorio come il Fiume Piave ed il Brenta. L'azione di questi corsi d'acqua iniziò contemporaneamente con le prime fasi orogeniche alpine.

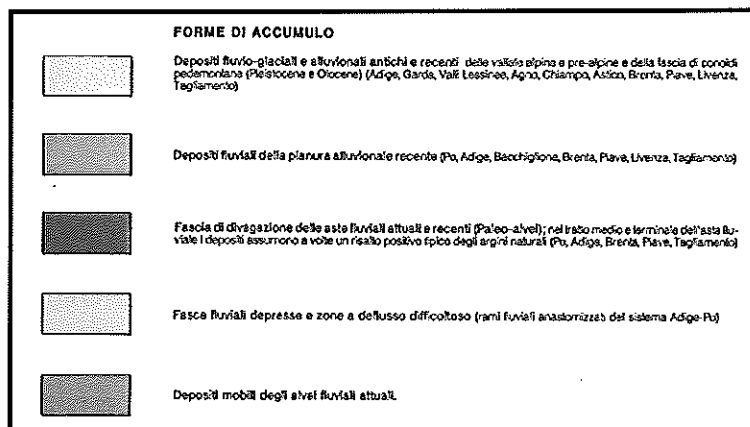
I fiumi veneti in uscita dalle

valli montane hanno depositato, durante il Pleistocene e l'Olocene, i detriti trasportati creando grandi conoidi legate le une alle altre: tra di esse non esistono

linee di separazione nette poiché durante la loro formazione si sono più volte incrociate, sovrapposte, anastomizzate a causa del mutare frequente del corso dei fiumi.



Dal punto di vista stratigrafico è perciò presente una notevole variabilità di materiali, legata ai vari cicli di deposizione ed alle diverse correnti dominanti (vedi estratto della Carta Geomorfologica della Regione Veneto riportata a lato).



Valutando il territorio nel suo insieme, si possono individuare situazioni stratigrafiche ed idrogeologiche tipiche che caratterizzano, seppure orientativamente, intere fasce della pianura veneta. Queste fasce, che definiscono l'alta, la media e la bassa pianura, hanno caratteristiche abbastanza omogenee e si susseguono da N a S dalle Prealpi al Mare Adriatico: esse si sviluppano per tutta l'estensione della Pianura Veneta e Friulana, in direzione subparallela rispetto al limite dei rilievi montuosi ed alla linea attuale di costa e perpendicolarmente ai corsi d'acqua.

Nell'alta pianura, dove insiste l'area in esame, a ridosso dei rilievi prealpini (150÷200 m s.l.m.) dove i fiumi sboccano dai bacini montani, si estende una fascia larga da 5 a 20 km costituita da alluvioni ghiaiose di origine fluviale e fluvio-glaciale praticamente indifferenziate fino al substrato roccioso, dello spessore di anche 300÷400 metri. Il litotipo prevalente è costituito da ghiaie grossolane di natura carbonatica generalmente associate a sabbie grossolane in percentuali dell'ordine del 10÷30%; localmente si rinvencono anche sottili intercalazioni limoso-argillose e livelli ghiaiosi con diverso grado di cementazione.

La Pianura Veneta, di cui fa parte l'area in esame, è stata formata in tempi geologicamente recenti, dalla deposizione di materiali prevalentemente detritici di origine fluviale e fluvio-glaciale da parte delle acque correnti del Fiume Brenta.

Procedendo verso S e SE (media pianura) si assiste ad una progressiva diminuzione del materiale ghiaioso grossolano e ad un conseguente aumento dei litotipi sabbiosi a granulometria variabile da grossa a media di origine prevalentemente fluviale, alternati a sabbie argillose, limi e argille di origine marina; i livelli ghiaiosi presenti fino a 100÷150 metri di profondità si esauriscono quasi completamente dopo qualche decina di chilometri, mentre quelli più profondi si spingono generalmente molto a sud, e in qualche raro caso fino al di sotto delle lagune adriatiche.

Il materasso dell'alta pianura e gran parte di quello della zona mediana del territorio è formato da una serie di grosse conoidi contigue, addentellate e parzialmente sovrapposte, depositate in seguito ad imponenti fenomeni di alluvionamento operati dai fiumi al loro sbocco in pianura. Non esistono nette linee di separazione tra di esse, anzi durante la formazione si sono più volte incrociate, sovrapposte, anastomizzate, a causa del mutare frequente del corso dei fiumi. Tutti i fiumi veneti, tra l'altro, denotano la tendenza nel tempo a spostare la conoide di deiezione pedemontana e i loro corsi di pianura verso E, probabilmente a causa del lentissimo ma progressivo processo di subsidenza che interessa la conca adriatica settentrionale e che svolge un continuo richiamo di acque superficiali.

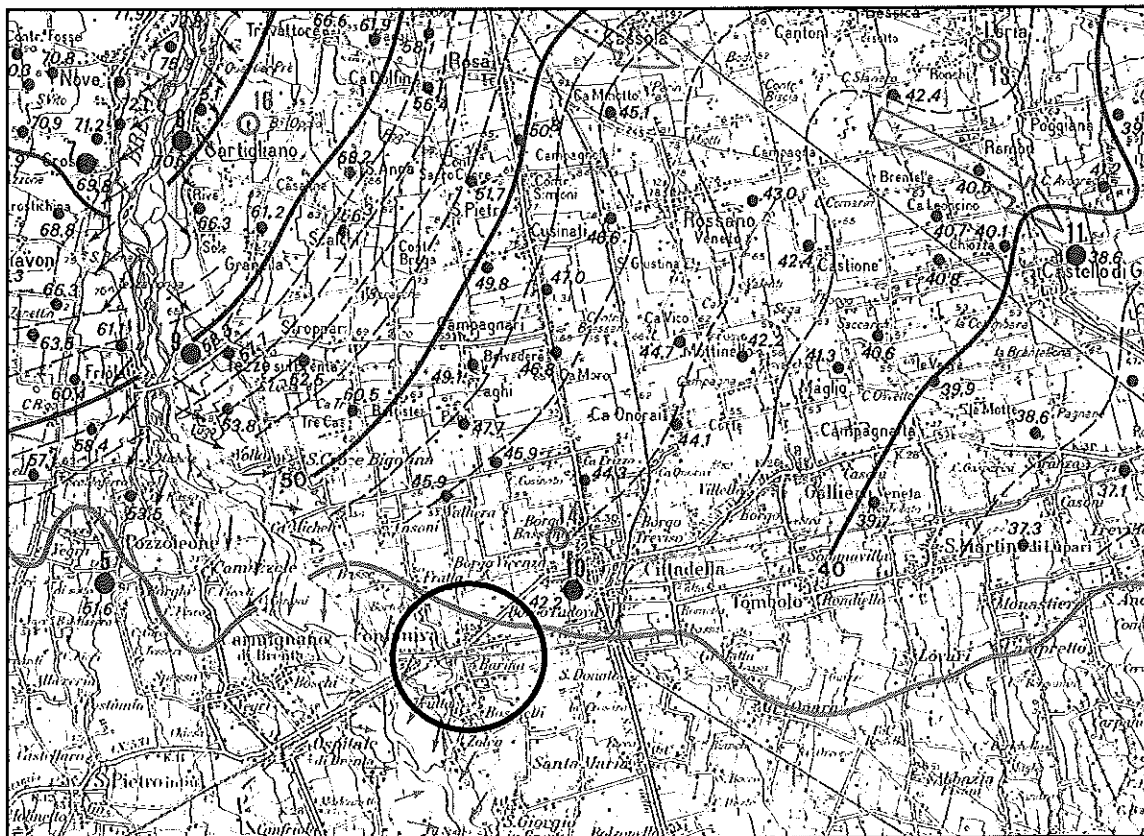
Infine la bassa pianura, una fascia di 10÷20 km di larghezza a ridosso della costa adriatica, appare caratterizzata da alternanze di spessi orizzonti limoso-argillosi con livelli sabbiosi di potenza limitata e generalmente a granulometria fine, di

origine prevalentemente marina (Pleistocene). Risultano rari i letti ghiaiosi mentre quelli sabbiosi mostrano bassi valori di permeabilità e di produttività.

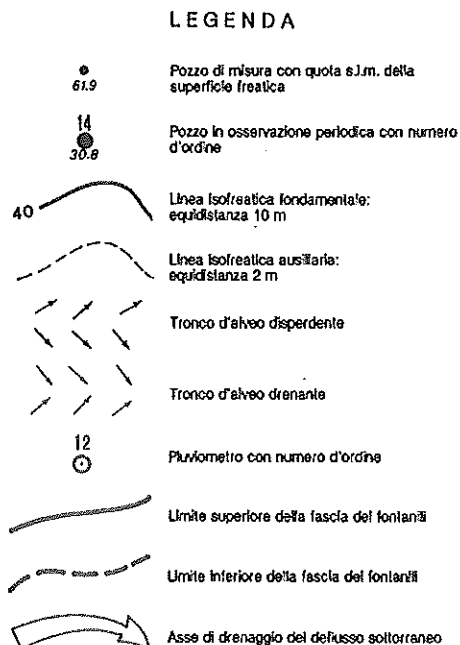
Inquadramento idrogeologico

La costituzione litostratigrafica del sottosuolo della Pianura Veneta determina l'esistenza di differenti situazioni idrogeologiche. Il materasso ghiaioso grossolano nella zona pedemontana (alta pianura), riconducibile alle attività dei principali fiumi, è sede di un acquifero freatico indifferenziato, intensamente sfruttato a scopo idropotabile. Tale falda presenta continuità laterale determinata dal contatto diretto tra i materiali grossolani permeabili delle varie conoidi alluvionali. La profondità della superficie della falda è massima a ridosso dei rilievi prealpini, dove si trova compresa tra i 50 e i 150 metri sotto il piano di campagna. La velocità di deflusso è stata mediamente stimata in qualche metro al giorno. La ricarica dell'acquifero indifferenziato è determinata essenzialmente dalla dispersione in alveo che si verifica allo sbocco in pianura dei principali corsi d'acqua.

Il passaggio tra l'alta e la media pianura e cioè tra l'acquifero freatico indifferenziato a nord ed il sistema multifalde in pressione a sud, fascia in cui si inserisce il sito in esame, avviene in modo graduale attraverso una zona di transizione che coincide arealmente con la fascia di restituzione dei fontanili, o "zona delle risorgive", in corrispondenza della quale la falda freatica del sistema indifferenziato affiora spontaneamente nei punti più depressi, dopo un percorso sotterraneo di 10÷40 km. In corrispondenza della fascia delle risorgive, che definisce la media pianura, nei primi 60÷100 m di sottosuolo prevalgono ancora le ghiaie grossolane, tuttavia compaiono i primi livelli impermeabili limoso-argillosi che sono in genere poco potenti (raramente superano i 10÷15 m di spessore) e molto discontinui. Tale situazione litostratigrafica determina la presenza di un sistema multifalde, costituito da un acquifero freatico a debole profondità (non sempre presente) e da più falde in pressione. Anche nella fascia meridionale della Pianura Veneta (bassa pianura), si riscontrano falde in pressione entro acquiferi prevalentemente sabbiosi.



Estratto Carta Idrogeologica dell'alta Pianura Veneta – A. Dal Prà (1983).



Estratto Carta Idrogeologica
dell'Alta Pianura Veneta
A. Dal Prà - 1983

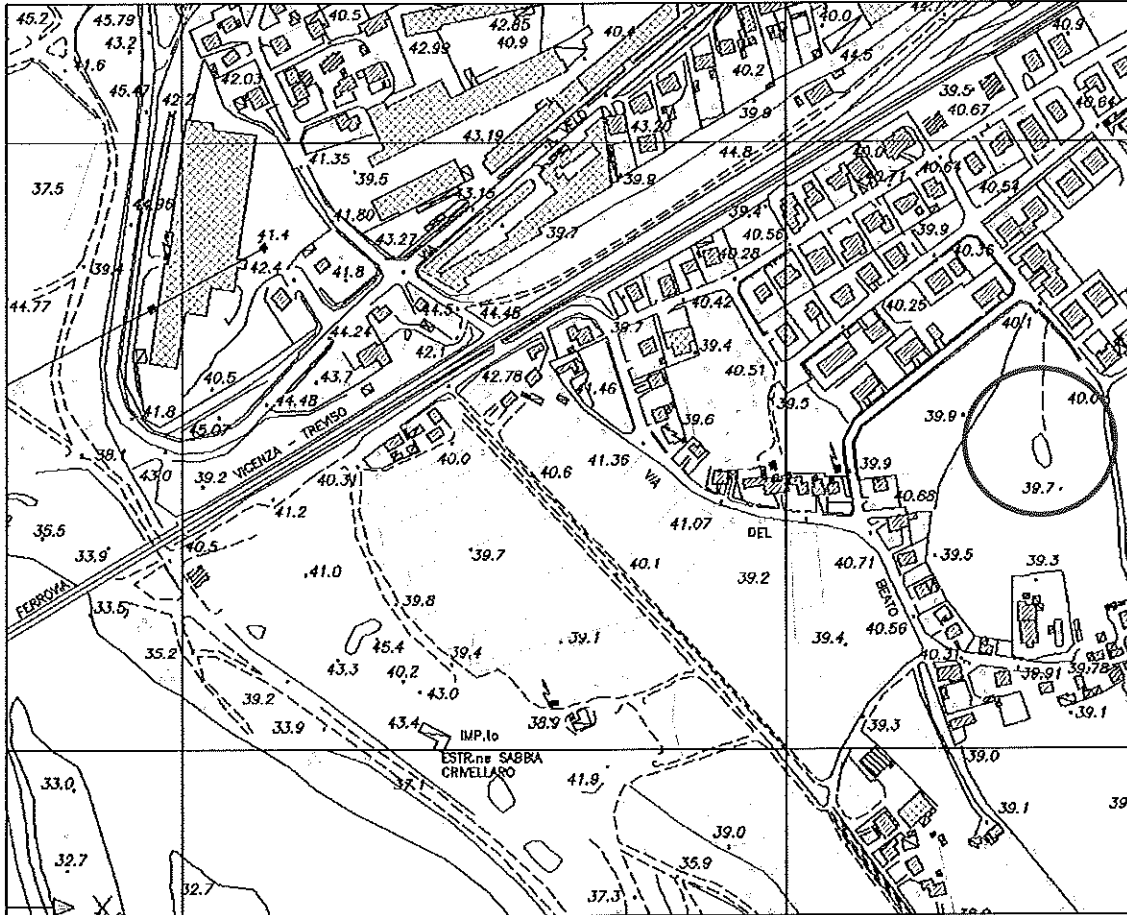
Indicativamente, sulla base dell'esame della documentazione bibliografica, in particolare dall'analisi della Carta delle isofreatiche dell'Alta Pianura della Regione Veneto (1983), riportata di seguito, la direzione di deflusso generale nella porzione di territorio dove insiste il sito in esame segue all'incirca la direttrice NW-SE.

Questa direzione di deflusso è comunque localmente e periodicamente variabile a seconda dell'azione esercitata dai corsi d'acqua che attraversano l'area in esame e a causa della struttura idrogeologica che caratterizza questa zona di pianura.

Come evidenziato dalla cartografia sopra riportata, l'intervento è molto prossimo al Fiume Brenta, ricade nella fascia interessata dal punto di vista idrogeologico dal drenaggio della falda esercitato dal Brenta stesso (frecce rosse) fenomeno che ha inizio proprio in questo tratto di alveo (immediatamente a nord la falda risulta influenzata invece dalle dispersioni in alveo, frecce blu).

Il fiume Brenta è qui il corso d'acqua che maggiormente ha influenzato i processi deposizionali dell'area; esso scorre con direzione all'incirca N-S in questo tratto ed è caratterizzato dalla tipica morfologia con alveo molto ampio a canali anastomizzati (braided) caratterizzato da una distesa di alluvioni ciottolose, solcate da una rete di canali appena incisi con trasporto abbondante di materiale sul fondo. Procedendo verso sud verso il mare il corso del fiume assume un andamento meandriforme con modalità deposizionali tipiche di ambienti ad energia più ridotta.

ESTRATTO C.T.R.



ESTRATTO CATASTALE



INDAGINI GEOGNOSTICHE IN SITO

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA (DPSH)

La strumentazione impiegata è costituita da un penetrometro dinamico superpesante di tipo "Emilia". La prova consiste nell'infissione di aste graduate mediante un maglio di peso e altezza di caduta standard, rispettivamente pari a 63.5 kg e 0.75 m. La punta utilizzata ha un diametro pari a 51 mm ed un angolo di apertura pari a 60°. Le aste sono graduate ad intervalli di 20 cm ed hanno un peso pari a 6.2 kg per metro lineare. Essendo la prova standardizzata, è possibile determinare le caratteristiche dei terreni misurando il numero di colpi necessari ad infiggere di 20 cm la batteria di aste.

Poiché le correlazioni empiriche esistenti in letteratura tra i risultati di una prova penetrometrica dinamica ed i principali parametri geotecnici del terreno fanno riferimento essenzialmente alle prove SPT, occorre applicare una correzione ai risultati delle prove SCPT, per tenere conto delle diverse modalità esecutive.

Ciò viene fatto secondo due criteri differenti:

- correzione sulla base delle differenti modalità esecutive: penetrometri con caratteristiche differenti rispetto all' SPT (peso del maglio, volata, area della punta, ecc.) comportano energie di infissione ovviamente differenti; per rapportare il numero di colpi dell' SPT con quelli del dinamico continuo diversi Autori propongono l'applicazione del seguente fattore correttivo:

$$Cf = \frac{M1 \cdot H1 \cdot P11 \cdot Ap1}{M2 \cdot H2 \cdot P12 \cdot Ap2}$$

Con:

M2	=	peso del maglio SPT (63.5 kg);
H2	=	volata del maglio SPT (75 cm);
P12	=	passo di lettura SPT (15 cm);
Ap2	=	area della punta SPT (20.4 cm ²);
M1	=	peso del maglio del dinamico continuo;
H1	=	volata del maglio del dinamico continuo;
P11	=	passo di lettura del dinamico continuo;
Ap1	=	area della punta del dinamico continuo.

Il numero di colpi da utilizzare nel calcolo dei parametri geotecnici sarà dato da:

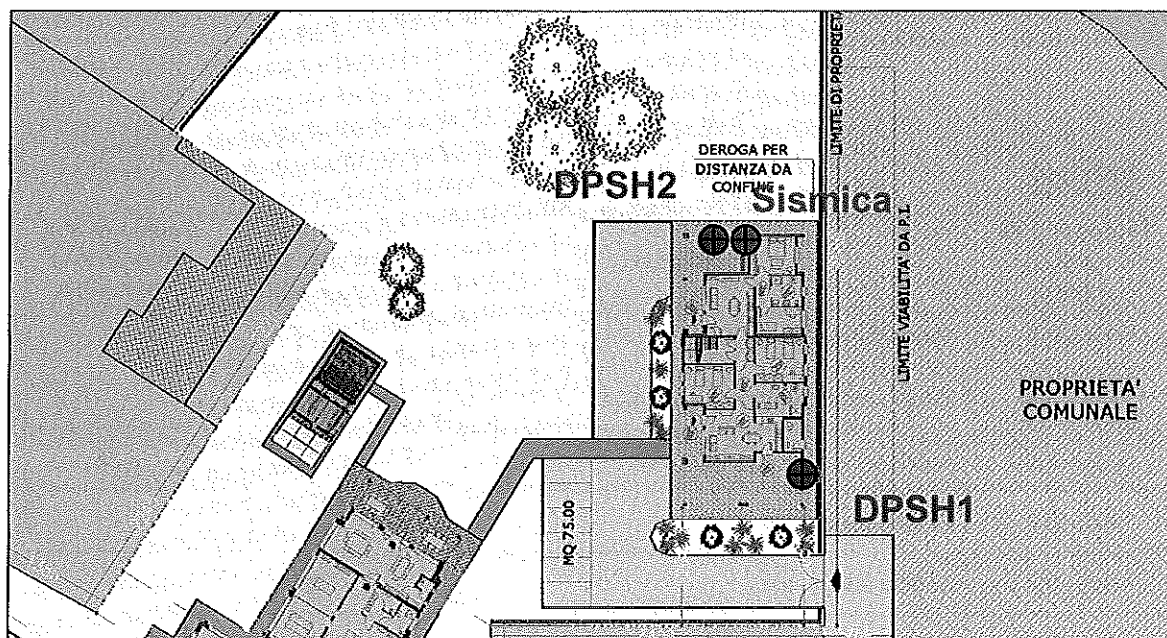
$$N_{SPT} = Cf \times N_{DPSH}$$

- correzione sulla base delle litologie incontrate: si è dimostrato, nelle correlazioni SPT-SCPT, che generalmente il rapporto fra il numero dei colpi misurato con i due strumenti (N_{SPT}/N_{SCPT}) tende a 1 per granulometrie grossolane, mentre tende a crescere per granulometrie più fini; si suggeriscono le seguenti correlazioni proposte in letteratura:

Correlazione				Litologia
N_{SPT}	= 1	X	N_{DPSH}	Ghiaie e ghiaie sabbiose
N_{SPT}	= 1.25	X	N_{DPSH}	Sabbie e ghiaie con fine plastico
N_{SPT}	= 1.5	X	N_{DPSH}	Sabbie con molto fine
N_{SPT}	= 2	X	N_{DPSH}	Limi
N_{SPT}	= 2.5	X	N_{DPSH}	Argille limose/sabbiose
N_{SPT}	= 3	X	N_{DPSH}	Argille

In ogni caso si tratta di correlazioni empiriche che vanno utilizzate con cautela. In particolare, per quanto riguarda la correzione in funzione della litologia, questa andrà calibrata sulla base delle caratteristiche litologiche locali.

PLANIMETRIA CON UBICAZIONE INDAGINI



RICOSTRUZIONE STRATIGRAFICA

Le tabelle che seguono riportano l'interpretazione litologica ed i parametri geotecnici stimati dalle prove eseguite in sito. I parametri geotecnici forniti sono da considerarsi come dati medi, stimati sulla base delle elaborazioni eseguite e sulle conoscenze dei terreni dell'area.

Per un maggior dettaglio si rimanda alle elaborazioni fornite in *Allegato 1*.

DPSH1

Profondità da p.c. [m]	Litologia	Angolo d'attrito (ϕ) [GRADI]	Coesione non drenata (C_u) [kg/cm ²]
0,0 – 1,0	Argilla e limo consistenti	-	0,8
1,0 – 1,8	Argilla e limo poco consistenti	-	0,3
1,8 – 2,4	Sabbia poco addensata	32	-
2,4 – 3,6	Argilla e limo moderatamente consistenti	-	0,6
3,6 – 5,4	Sabbia poco addensata	32	-
5,4 – 6,6	Sabbia poco addensata	30	-
6,6 – 10,0	Sabbia e ghiaia	36	-

DPSH2

Profondità da p.c. [m]	Litologia	Angolo d'attrito (ϕ) [GRADI]	Coesione non drenata (C_u) [kg/cm ²]
0,0 – 2,2	Materiale di riporto	-	-
2,2 – 3,8	Sabbia moderatamente addensata	33	-
3,8 – 4,6	Argilla e limo poco consistenti	-	0,35
4,6 – 5,6	Sabbia poco addensata	30	-
5,6 – 6,2	Sabbia addensata	35	-
6,2 – 7,0	Sabbia poco addensata	31	-
7,2 – 10,0	Sabbia e ghiaia	36	-

Non è stato possibile misurare la profondità della falda acquifera a causa dell'occlusione dei fori di prova al termine della prova.

INDAGINE SISMICA PASSIVA A STAZIONE SINGOLA

Come indicato dal vigente D.M. 14 gennaio 2008, al fine di definire le caratteristiche sismiche e stratigrafiche dell'area in questione, è stato utilizzato un tromografo digitale (mod. Tromino ®) che permette di indagare il sottosuolo in modo non invasivo e senza le difficoltà della sismica classica. Le caratteristiche principali della strumentazione utilizzata sono riportati nella tabella seguente.

PRINCIPALI CARATTERISTICHE TECNICHE DELLA STRUMENTAZIONE

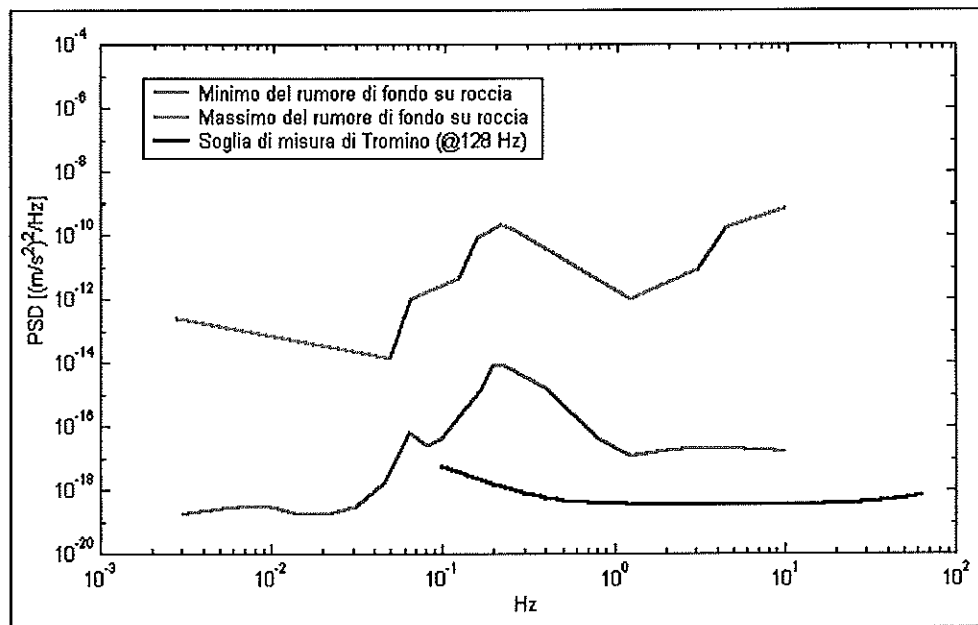
Numero di canali	3+1 analogici
Amplificatori	tutti canali con input differenziali
Rumore	< 0.5 μ V r.m.s. @128 Hz sampling
Impedenza dell'input	10 ⁶ Ohm
Range di frequenze	DC - 360 Hz
Frequenza di campionamento	16384 Hz per canale
Frequenze di sovracampionamento	32x, 64x, 128x
Conversione A/D	equivalente a 24 bit
Massimo input analogico	51.2 mV (781 nV/digit)
Display grafico	grafico, 128 x 64 pixel, retroilluminato
Livella	a bolla d'aria, elevata precisione orizzontale, sensibilità 5' d'arco (0.083°)
Conessioni	porta USB, tipo B
Registrazione dati	memoria interna, standard 512 Mb, opzionale fino a 2 Gb
Accoppiamento col terreno	su punte e cuscinetto reologico
Sensori	3 velocimetri elettrodinamici ortogonali ad alta risoluzione autobloccaggio quando non in acquisizione

Il metodo si basa sulla misura del rumore sismico ambientale, che risulta prodotto sia da fenomeni atmosferici (onde oceaniche, vento) che dall'attività antropica.

Viene chiamato generalmente microtremore perché riguarda oscillazioni molto piccole, inferiori di diversi ordini di grandezza rispetto a quelle indotte dai terremoti.

I metodi che si basano sull'acquisizione dei microtremori si dicono passivi in quanto il "rumore" non viene appositamente generato, come avviene invece nel caso della sismica attiva, ma si utilizza appunto il rumore sismico ambientale, sempre presente naturalmente ovunque.

Lo spettro in frequenza del rumore di fondo in un terreno roccioso pianeggiante presenta dei picchi a 0.14 e 0.07 Hz, comunemente interpretati come originati dalle onde oceaniche (vedi figura seguente).



Modelli standard del rumore sismico massimo (in verde) e minimo (in blu) per la Terra. La linea nera indica la sensibilità strumentale. Gli spettri di potenza sono espressi in termini di accelerazione e sono relativi alla componente verticale del moto.

Tali componenti spettrali vengono attenuate molto poco anche dopo tragitti di migliaia di chilometri per effetto di guida d'onda. A tale andamento generale, che è sempre presente, si sovrappongono le sorgenti locali, antropiche (traffico, industrie ma anche il semplice passeggiare di una persona) e naturali che però si attenuano fortemente a frequenze superiori a 20 Hz, a causa dell'assorbimento anelastico originato dall'attrito interno delle rocce.

Il rumore di fondo agisce da funzione di eccitazione per le risonanze specifiche sia degli edifici che del sottosuolo.

Pertanto il suo utilizzo per identificare in maniera passiva, non intrusiva e la stratigrafia e la frequenza di risonanza del sottosuolo, nonché le frequenze di risonanza degli edifici, risulta interessante e appropriato alle esigenze di caratterizzazione del sottosuolo richieste dalla nuova normativa.

Dunque, anche il debole rumore sismico, che tradizionalmente costituisce la parte di segnale scartata dalla sismologia classica, contiene informazione.

Questa informazione è però sepolta all'interno del rumore casuale e può essere estratta attraverso tecniche opportune.

La verifica della presenza di frequenze di risonanza e dell'amplificazione del sottosuolo oggetto di intervento risulta molto importante. Infatti, nel caso che la risonanza del suolo di fondazione coincida o sia prossima a quella della struttura si ha una situazione cui porre attenzione dal punto di vista della vulnerabilità sismica, ovvero sostanzialmente un'amplificazione delle sollecitazioni per "doppia risonanza".

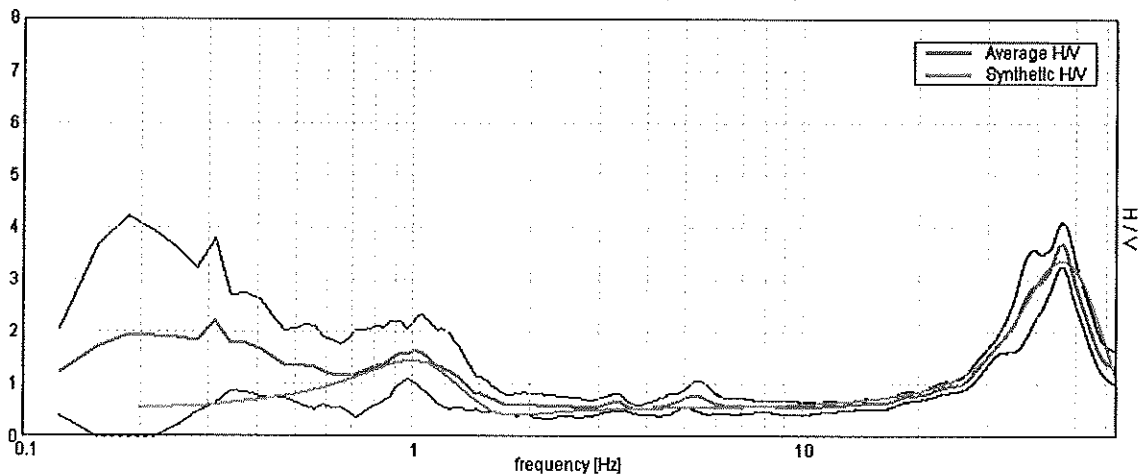
La condizione ideale corrisponde ad un edificio dotato di frequenza di risonanza minore di quella del sottosuolo.

ANALISI DELLA MISURA ESEGUITA

E' stata eseguita n. 1 misura ubicata come da planimetria alle pagine precedenti; l'analisi completa è riportata in Allegato 2.

H/V SPERIMENTALE vs. H/V SINTETICO

Max. H/V at 46.25 ± 5.02 Hz. (In the range 0.0 - 64.0 Hz).



Depth at the bottom of the layer [m]	Thickness [m]	Vs [m/s]	Poisson ratio
0.60	0.60	110	0.35
80.60	80.00	240	0.35
inf.	inf.	520	0.35

VELOCITA' DELLE ONDE DI TAGLIO NEI PRIMI 30 METRI DI SOTTOSUOLO

Misura	Vs30
1	234 m/s

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, così come richiesto dalla recente normativa, è stata pertanto assegnata al suolo di fondazione la **categoria C**.

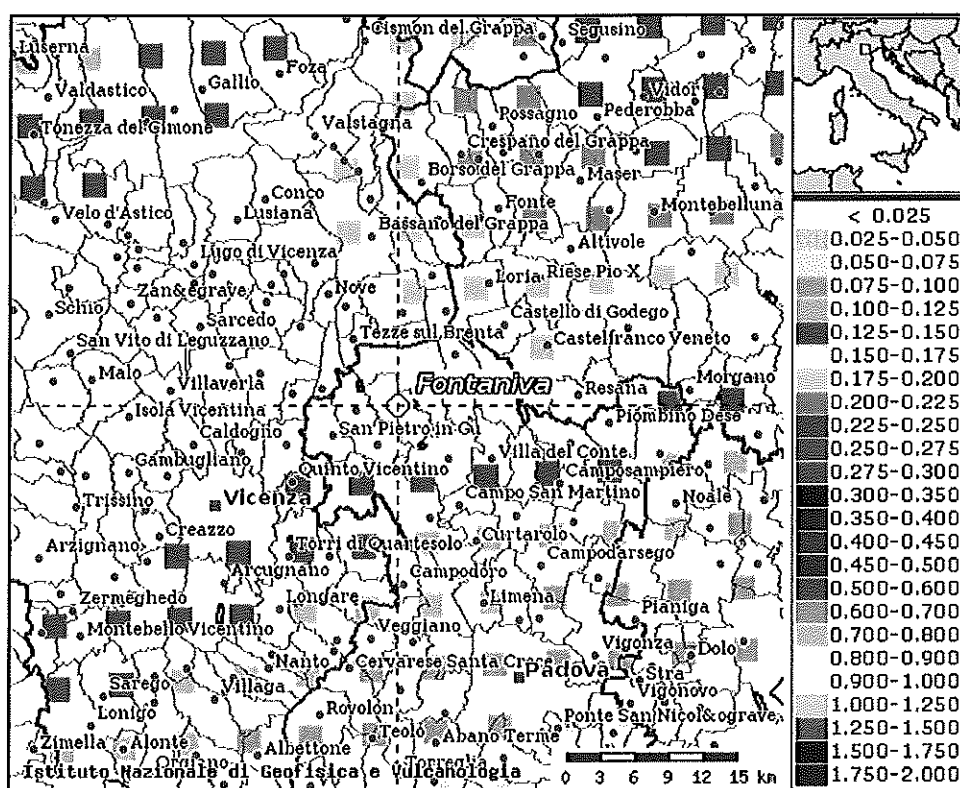
A tale categoria appartengono *depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine media consistenti*, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs,30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < cu_{,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).

CLASSIFICAZIONE SISMICA

Sulla base dell'Ordinanza PCM del 20 Marzo 2003 n. 3274 "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di Normative per le costruzioni in zona sismica", il Comune di Fontaniva (PD) ricade in **zona sismica 3**.

Sulla base dell'Ordinanza PCM del 28 aprile 2006 n. 3519 l'area in esame è caratterizzata da valori di accelerazione massima al suolo a_g , (con probabilità di superamento del 10% in 50 anni, riferita a suoli rigidi caratterizzati da valori di $V_{s30} > 800$ m/s) compresi fra 0,150 e 0,175 m/s.

La Regione del Veneto, con D.G.R. 71 del 22/01/2008, pur confermando per gli aspetti amministrativi la classificazione dei Comuni del Veneto di cui all'allegato I della D.C.R. 67/03, recepisce quanto stabilito dalla O.P.C.M. 3519/06 riguardo le calcolazioni, riferiti alle Norme Tecniche previgenti all'entrata in vigore del D.M. 14/01/2008.



Estratto mappa sismica (OPCM 3519/2006)

Azione sismica

Nel D.M. 14/01/2008 l'obiettivo nei riguardi dell'azione sismica è il controllo del livello di danneggiamento della costruzione a fronte dei terremoti che possono verificarsi nel sito di costruzione.

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A) ed in termini di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} , come definite nella successiva tabella, nel periodo di riferimento V_R .

Il periodo di riferimento V_R si ricava per ciascun tipo di costruzione, moltiplicando la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U definito, al variare della classe d'uso.

La vita nominale V_N relativa al presente intervento di progetto è di 50 anni (tipo di costruzione 2 "Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale").

La classe d'uso utilizzata è:

Classe II: "Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti."

A tale classe corrisponde un coefficiente d'uso C_U pari a 1,0.

In questo modo si ottiene un periodo di riferimento V_R di 50 anni.

Le forme degli spettri di risposta ai sensi delle NTC 2008 sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

a_g : accelerazione orizzontale massima al sito;

F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T_c^* : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Nota la vita di riferimento della costruzione V_R e la probabilità di superamento nella vita di riferimento P_{VR} associate a ciascuno degli stati limite considerati, a partire dai dati di pericolosità sismica disponibili è possibile ricavare le corrispondenti azioni sismiche. Il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R , espresso in anni rappresenta il parametro caratterizzante la pericolosità sismica.

Esso è legato a P_{VR} e V_R dalla:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})}$$

Il sito d'interesse ricade nel Comune di Fontaniva (PD) e presenta le seguenti coordinate:

Coordinate	Datum ED50
Latitudine	45,631183
Longitudine	11,748367

In base a tali valori si ottengono i valori dei parametri precedentemente citati rappresentati nella successiva tabella per i vari periodi di ritorno.

T_R (anni)	a_g (g)	F_0 (-)	T_c (s)
30	0,043	2,476	0,241
50	0,057	2,483	0,253
72	0,069	2,460	0,263
101	0,082	2,418	0,274
140	0,096	2,392	0,281
201	0,113	2,381	0,289
475	0,160	2,400	0,298
975	0,211	2,407	0,305
2475	0,293	2,401	0,323

Valori a_g , F_0 , T_c^* per vari periodi di ritorno T_R

Scelta della strategia di progettazione

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Gli stati limite di esercizio sono:

- **Stato Limite di Operatività (SLO).**
- **Stato Limite di Danno (SLD).**

Gli stati limite ultimi sono:

- **Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV).**
- **Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC).**

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella successiva tabella.

Stati Limite	PVR : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R		T_R (anni)
Stati limite di esercizio	SLO	81%	30
	SLD	63%	50
Stati limite ultimi	SLV	10%	475
	SLC	5%	975

Probabilità di superamento P_{VR} e periodo di ritorno T_R

I parametri a_g , F_0 , T_C^* per i periodi di riferimento corrispondenti agli stati limite considerati sono di seguito riportati in forma tabulare.

STATO LIMITE	T_R (anni)	a_g (g)	F_0 (-)	T_C^* (s)
SLO	30	0,043	2,476	0,241
SLD	50	0,058	2,483	0,253
SLV	475	0,160	2,400	0,298
SLC	975	0,211	2,407	0,305

Valori a_g, F_0, T_C^* per i diversi stati limite

La scelta dello stato limite da utilizzare dipenderà dalle verifiche che il progettista intenderà eseguire.

CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE E DEI CEDIMENTI

Di seguito si propone il calcolo della capacità portante con il metodo della pressione ammissibile e la verifica allo stato limite ultimo (SLU) di tipo geotecnico (GEO).

Si utilizza la formula di Brinch-Hansen:

$$q_{lim} = C_u N_c s_c d_c i_c b_c g_c + \gamma_1 D N_q s_q d_q i_q b_q g_q + 0,5 \gamma_2 B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma$$

dove:

C_u : coesione non drenata (Kg/cm²);

γ_1 : peso di volume del terreno sopra il piano di fondazione (Kg/cm³);

γ_2 : peso di volume del terreno sotto il piano di fondazione (Kg/cm³);

D: profondità minima di posa della fondazione (m);

N_c, N_q, N_γ : fattori di capacità portante adimensionali;

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma;

d_c, d_q, d_γ : fattori di correzione per l'approfondimento;

i_c, i_q, i_γ : fattori correttivi per carichi inclinati;

b_c, b_q, b_γ : fattori correttivi per l'inclinazione della fondazione;

g_c, g_q, g_γ : fattori correttivi fondazioni su pendio.

Viste le strutture in progetto le verifiche ed i calcoli della capacità portante vengono condotti nell'ipotesi di fondazione a platea rigida a causa della presenza di una certa disomogeneità dei terreni superficiali (presenza di 2,2 m di materiale di riporto, prova DPSH2).

Pressione ammissibile:

Nell'ipotesi di platea avente dimensioni di 13x28 m e con piano di posa a -0,5 m di profondità. Il calcolo della capacità portante è stato effettuato considerando che la rottura avvenga nei terreni argillosi poco consistenti ai quali è stato attribuita una coesione non drenata di 0,3 kg/cm².

La pressione ammissibile risulta pari a:

$$q_a = 0,62 \text{ kg/cm}^2 \text{ (60,47 kN/m}^2\text{)}$$

Stati Limite Ultimi

Di seguito si riporta il risultato del calcolo anche nel caso di verifica allo stato limite ultimo SLU di tipo geotecnico (GEO) nel caso di collasso per carico limite

dell'insieme fondazione-terreno.

Le verifiche allo SLU devono essere effettuate, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali proposti nel D.M. 14/01/2008 riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I, seguendo almeno uno dei due approcci:

Approccio 1:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1)
- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

Approccio 2:

Combinazione: (A1+M1+R3)

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

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

Tabella 6.4.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

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

In particolare, nel presente elaborato, si è considerato l'**approccio 2 (A1+M1+R3)**:

IPOTESI	Q (kg/cm ²)	Q (kN/m ²)
Platea	0,8	78,87

Di seguito viene proposto il valore di capacità portante per ciascuna ipotesi, determinato tenendo conto dell'azione sismica ed in particolare si considera lo Stato limite ultimo di salvaguardia della vita SLV.

Gli effetti del sisma di progetto vengono introdotti nel calcolo della Q_{lim} mediante l'introduzione dei fattori correttivi "z" determinati con le seguenti formule proposte dagli autori Paolucci e Pecker:

$$z_q = \left(1 - \frac{k_h}{\tan \phi}\right)^{0,35}$$

$$z_c = 1 - 0,32 \cdot k_h$$

$$z_\gamma = z_q$$

dove :

K_h : coefficiente sismico orizzontale;

ϕ : angolo d'attrito del terreno di fondazione.

Per il calcolo del coefficiente K_h il software utilizza le relazioni proposte nelle NTC 2008 dove:

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

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.

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

I dati generali relativi alle verifiche condotte sono riassunti nel report in Allegato 3; di seguito il risultato del calcolo eseguito considerando l'**approccio 2 (A1+M1+R3)** e lo **stato limite ultimo SLV**.

Si evidenzia come essi entrino in gioco solamente nel caso di terreni di fondazione prevalentemente incoerenti e quindi nel caso di verifiche condotte in condizioni drenate.

IPOTESI	$Q_{lim}(sisma)$ (kg/cm ²)	$Q_{lim}(sisma)$ (kN/m ²)
Platea	0,8	78,87

Le opere previste devono essere verificate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale, ovvero sia in conseguenza alle diverse combinazioni delle azioni, che in relazione alle prestazioni attese. Le opportune e necessarie verifiche dovranno pertanto essere eseguite, in sede di progettazione geotecnica, sulla base di dati dettagliati e specifici, relativi alle azioni di progetto ed ai requisiti prestazionali.

Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove:

E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione.

R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

CEDIMENTI

Il calcolo dei cedimenti con l'approccio edometrico consente di valutare un cedimento di consolidazione di tipo monodimensionale, prodotto dalle tensioni indotte da un carico applicato in condizioni di espansione laterale impedita. Pertanto la stima effettuata con questo metodo va considerata come empirica, piuttosto che teorica.

L'approccio edometrico nel calcolo dei cedimenti passa essenzialmente attraverso due fasi:

- il calcolo delle tensioni verticali indotte alle varie profondità con l'applicazione della teoria dell'elasticità;
- la valutazione dei parametri di compressibilità attraverso la prova edometrica.

In riferimento ai risultati della prova edometrica, il cedimento è valutato come:

$$\Delta H = H_0 \cdot RR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

se si tratta di un terreno sovraconsolidato ($OCR > 1$), ossia se l'incremento di tensione dovuto all'applicazione del carico non fa superare la pressione di preconsolidazione σ'_p ($\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v < \sigma'_p$).

Se invece il terreno è normalconsolidato ($\sigma'_{v0} = \sigma'_p$) le deformazioni avvengono nel tratto di compressione e il cedimento è valutato come:

$$\Delta H = H_0 \cdot CR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

dove:

RR Rapporto di ricomprensione;

CR Rapporto di compressione;

H_0 spessore iniziale dello strato;

σ'_{v0} tensione verticale efficace prima dell'applicazione del carico;

$\Delta \sigma_v$ incremento di tensione verticale dovuto all'applicazione del carico.

In alternativa ai parametri RR e CR si fa riferimento al modulo edometrico M .

Il sottosuolo viene suddiviso in strati omogenei di spessore H , in corrispondenza della profondità media di ogni strato viene calcolato l'incremento di pressione effettiva ΔP provocato dal carico della fondazione, con il metodo di Boussinesq. Il cedimento di ogni singolo strato viene quindi calcolato attraverso la:

$$\Delta S_i = (H_i \times \Delta P_i) / E_{di}$$

Nel caso di terreni granulari il programma di calcolo, per i cedimenti, utilizza il metodo di Schmertmann:

$$S = \frac{C_1 C_2 q_n \sum \frac{I_z \Delta z}{E}}$$

in cui:

C_1 = fattore correttivo che tiene conto della profondità del piano di fondazione;

C_2 = fattore correttivo che tiene conto della compressione secondaria;

q_n = pressione netta applicata al piano di fondazione;

I_z = fattore di deformazione che varia con la profondità
 E = modulo di deformazione.

Il cedimento complessivo viene calcolato sommando i contributi dei singoli strati:

$$S = \sum \Delta S_i$$

Nell'ipotesi di fondazione a platea verificata i cedimenti risultano di 1,9 cm, considerando un carico pari a 40 kN/m².

In Allegato 3 vengono riportati i report delle verifiche geotecniche eseguite.

VERIFICA DEL RISCHIO DI LIQUEFAZIONE

In base alle direttive precedentemente citate deve essere verificata, per i terreni di fondazione nell'area in esame, la suscettibilità alla liquefazione.

Questo fenomeno comporta una diminuzione di resistenza al taglio, causata dall'aumento di pressione interstiziale in un terreno saturo non coesivo durante lo scuotimento sismico, con l'assunzione del comportamento meccanico caratteristico dei liquidi tale da generare deformazioni permanenti significative o persino l'annullamento degli sforzi efficaci nel terreno.

I metodi semplificati si basano sul rapporto che intercorre fra le sollecitazioni di taglio che producono liquefazione e quelle indotte dal terremoto; hanno perciò bisogno di valutare i parametri relativi sia all'evento sismico sia al deposito, determinati questi ultimi privilegiando metodi basati su correlazioni della resistenza alla liquefazione con parametri desunti da prove in situ.

La resistenza del deposito alla liquefazione viene quindi valutata in termini di fattore di resistenza alla liquefazione

$$F_s = \frac{R}{T} MSF$$

dove:

R = resistenza al taglio mobilitabile nello strato.

T = sforzo tagliente indotto dal sisma.

MSF = Magnitudo Scaling Factor

La grandezza *T* dipende dai parametri del sisma di progetto (accelerazione sismica e magnitudo di progetto), mentre *R* è funzione delle caratteristiche meccaniche dello strato e può essere ricavato direttamente attraverso correlazioni con la prova penetrometrica statica.

I metodi semplificati proposti differiscono fra loro soprattutto per il modo con cui viene ricavata *R*, la resistenza alla liquefazione. Il parametro maggiormente utilizzato è il numero dei colpi nella prova SPT anche se oggi, con il progredire delle conoscenze, si preferisce valutare il potenziale di liquefazione utilizzando prove statiche (CPT) o prove di misurazione delle onde di taglio *V_s*.

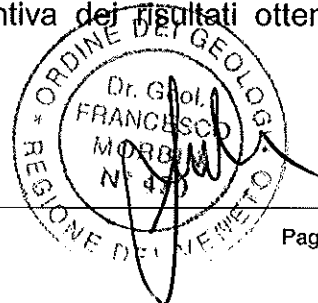
Questi metodi sono in genere utilizzati per la progettazione di opere di media importanza.

Magnitudo	<i>Seed H. B. & Idriss I. M.</i> (1982)	<i>Ambraseys N. N.</i> (1988)	<i>NCEER (Seed R. B. et al.)</i> (1997; 2003)
5.5	1.43	2.86	2,21
6.0	1.32	2.20	1,77
6.5	1.19	1.69	1,44
7.0	1.08	1.30	1,19
7.5	1.00	1.00	1,00
8.0	0.94	0.67	0,84
8.5	0.89	0.44	0,73

Tabella 1 Magnitudo Scaling Factor

Nel caso in esame, per il calcolo del potenziale di liquefazione è stato adottato il metodo di Finn, considerando un'accelerazione sismica massima pari a 0,23 g. L'elaborazione effettuata sugli strati incoerenti ha dimostrato che non sono a rischio di liquefazione.

In Allegato 4 vengono riportati la tabella riassuntiva dei risultati ottenuti ed il relativo grafico.



DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA

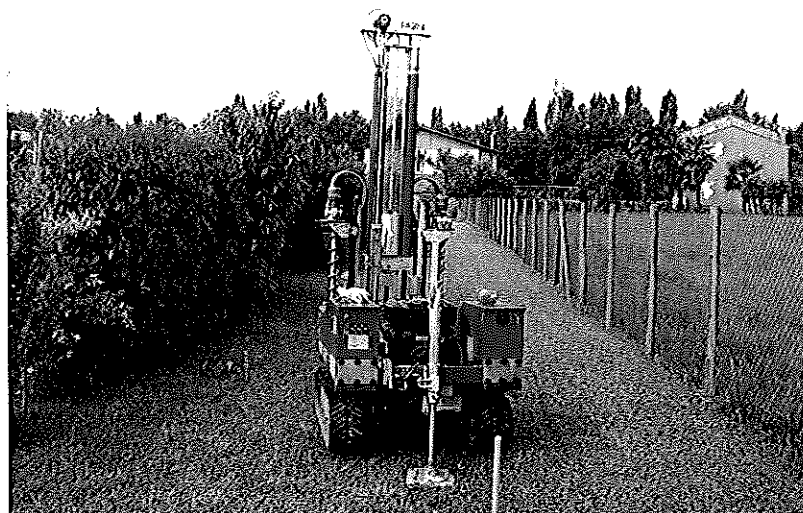


Foto 1: Esecuzione prova penetrometrica dinamica DPH1



Foto 2: Esecuzione prova penetrometrica dinamica DPH2



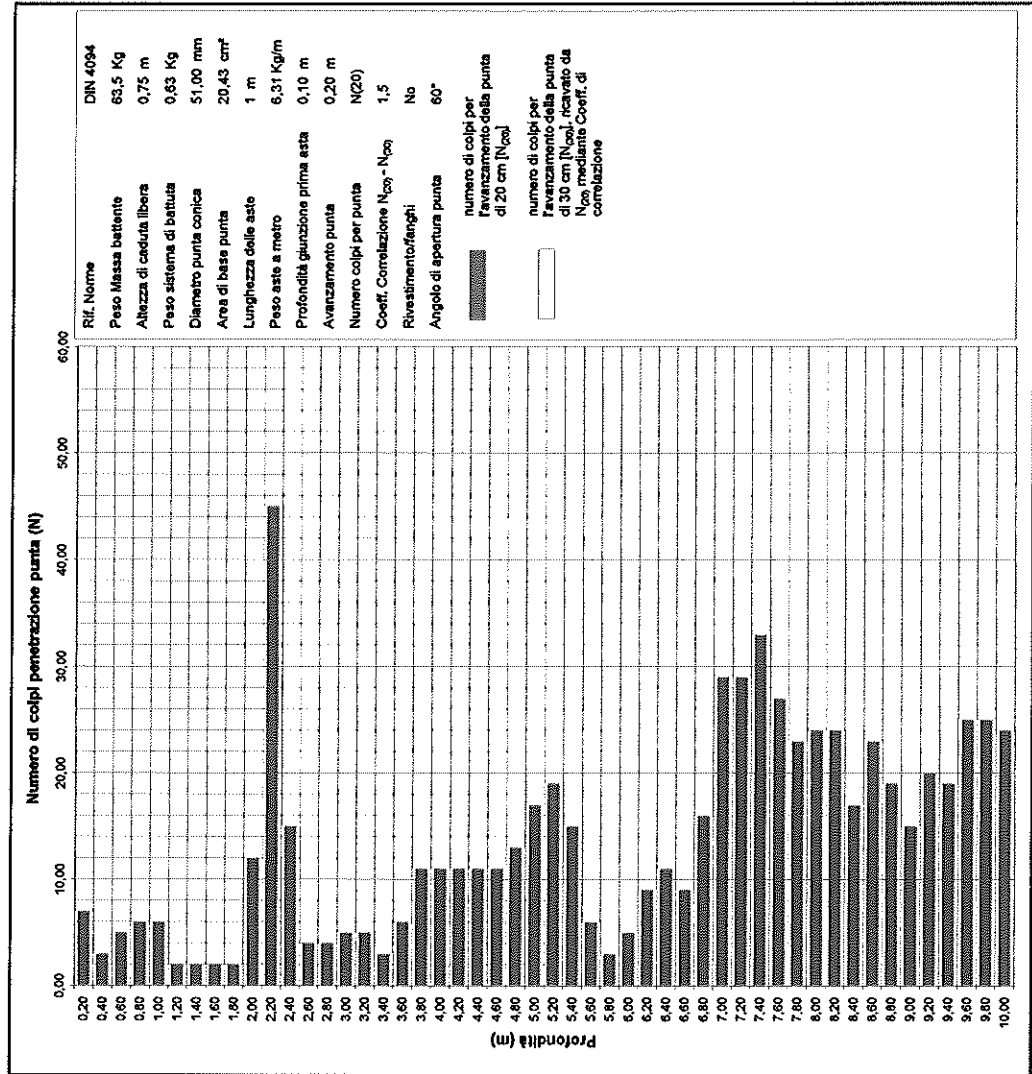
Foto 3: Esecuzione indagine sismica

Allegato 1

Prove penetrometriche dinamiche

Servizi Geologici s.r.l. - Via Bolognese, 105/2 - 40138 Bologna (BO) - Tel. 051/260033 - Fax 051/260034		PROVA PENETROMETRICA DINAMICA		Certificato n°: 0206/14	Prova n°: 0206/14
COMMITTENTE: Fratres Fontaniva		QUOTA P.C.: - m s.l.m.		Data emissione: 23/06/2014	
CANTIERE: Via delle Querce		QUOTA FALDA: - m da p.c.		DPSH1	
LOCALITA': Fontaniva (PD)		DIRETTORE DI LABORATORIO: Dott. Francesco Morbin			
RESPONSABILE DI SITO: Dott. Francesco Morbin		DATA INIZIO: 29/05/2014		DATA FINE: 29/05/2014	
ATTREZZATURA: DPSH TG 63-200 PAGANI					

PROF.	N (cm)	N (cm)
0,20	7,00	10,5
0,40	3,00	4,5
0,60	5,00	7,5
0,80	6,00	9,0
1,00	6,00	9,0
1,20	2,00	3,0
1,40	2,00	3,0
1,60	2,00	3,0
1,80	2,00	3,0
2,00	12,00	18,0
2,20	45,00	67,5
2,40	15,00	22,5
2,60	4,00	6,0
2,80	4,00	6,0
3,00	5,00	7,5
3,20	5,00	7,5
3,40	3,00	4,5
3,60	6,00	9,0
3,80	11,00	16,5
4,00	11,00	16,5
4,20	11,00	16,5
4,40	11,00	16,5
4,60	11,00	16,5
4,80	13,00	19,5
5,00	17,00	25,5
5,20	19,00	28,5
5,40	15,00	22,5
5,60	6,00	9,0
5,80	3,00	4,5
6,00	5,00	7,5
6,20	9,00	13,5
6,40	11,00	16,5
6,60	9,00	13,5
6,80	16,00	24,0
7,00	29,00	43,5
7,20	29,00	43,5
7,40	33,00	49,5
7,60	27,00	40,5
7,80	23,00	34,5
8,00	24,00	36,0
8,20	24,00	36,0
8,40	17,00	25,5
8,60	23,00	34,5
8,80	19,00	28,5
9,00	15,00	22,5
9,20	20,00	30,0
9,40	19,00	28,5
9,60	25,00	37,5
9,80	25,00	37,5
10,00	24,00	36,0



Servizi Geologici s.r.l. - Via Bolognese, 105/2 - 40138 Bologna (BO) - Tel. 051/260033 - Fax 051/260034		UBICAZIONE PUNTO DI INDAGINE: vedi Relazione		Pagina: 1	
COORDINATE GEOGRAFICHE		Lat.	N	Long.	E
INFORMAZIONI SULLA PROVA		Prof.	m	Prof. Finale	10,0
OPERATORE: Massimiliano Mengato					Tot. Pagine: 1
ANOMALIE RISCINTRATE ED EVENTUALI NOTE:					

Servizi Geologici S.p.A.
Via delle Querce
40138 Bologna (BO) - Italia
Tel. 051/2640111 - Fax 051/2640112
www.servizi-geologici.it

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA

Certificato n°: 0207/14
Data emissione: 23/06/2014

COMMITTENTE: Fratres Fontaniva

CANTIERE: Via delle Querce

LOCALITA': Fontaniva (PD)

RESPONSABILE DI SITO: Dott. Francesco Morbin

Prova n°
DPSH2

QUOTA P.C.: - m s.l.m.

QUOTA FALDA: - m da p.c.

DIRETTORE DI LABORATORIO: Dott. Francesco Morbin

ATTREZZATURA: DPSH TG 63-200 PAGANI

DATA INIZIO: 29/05/2014

DATA FINE: 29/05/2014

UBICAZIONE PUNTO DI INDAGINE: vedi Relazione

COORDINATE GEOGRAFICHE Lat. - N Long. - E

INFORMAZIONI SULLA PROVA Prof. Prof. Finale 10,0

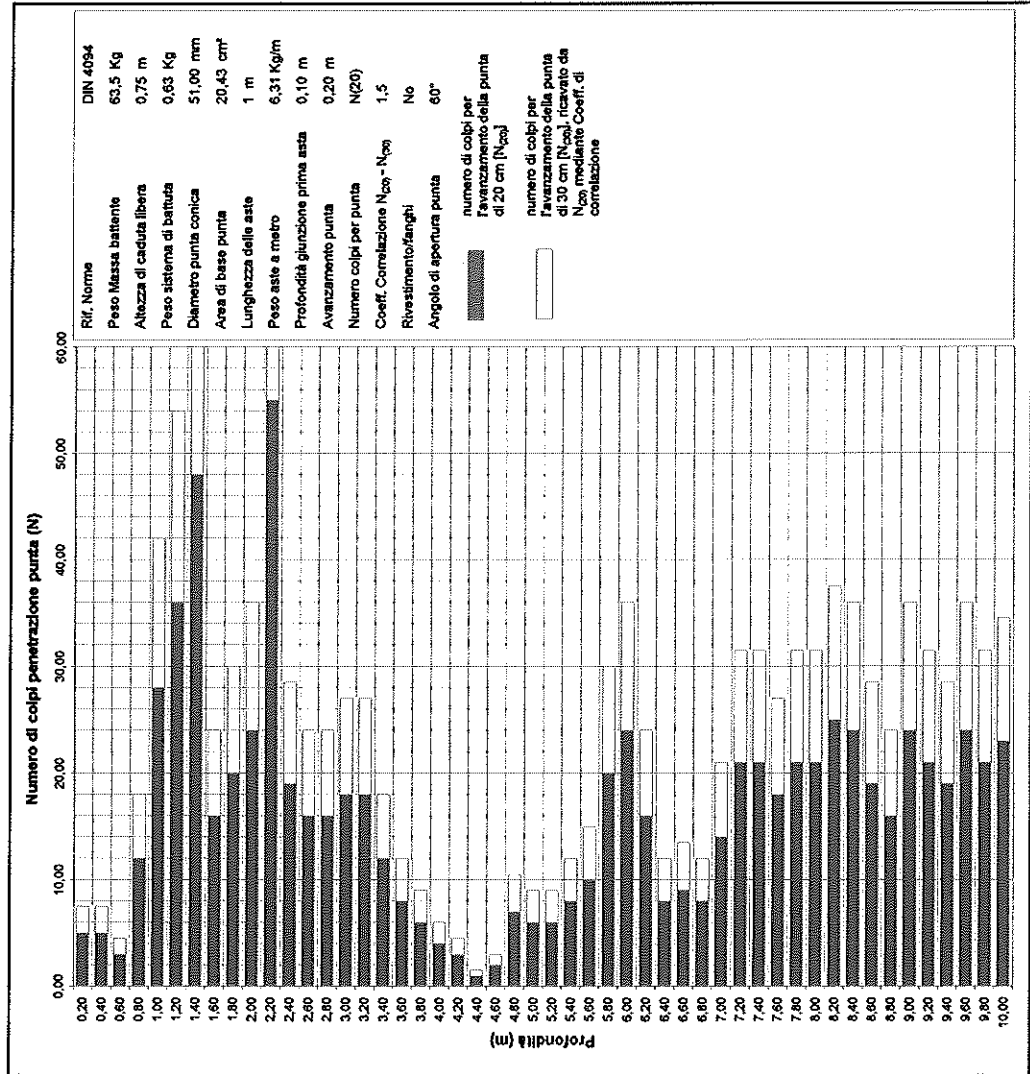
OPERATORE: Massimiliano Mengato

ANOMALIE RISCROSTATE ED EVENTUALI NOTE:

Pagina: 1

Tot. Pagine: 1

PROF.	N _{cap}	N _{pen}
0,20	5,00	7,5
0,40	5,00	7,5
0,60	3,00	4,5
0,80	12,00	18,0
1,00	28,00	42,0
1,20	36,00	54,0
1,40	48,00	72,0
1,60	16,00	24,0
1,80	20,00	30,0
2,00	24,00	36,0
2,20	55,00	82,5
2,40	19,00	28,5
2,60	16,00	24,0
2,80	16,00	24,0
3,00	18,00	27,0
3,20	18,00	27,0
3,40	12,00	18,0
3,60	8,00	12,0
3,80	6,00	9,0
4,00	4,00	6,0
4,20	3,00	4,5
4,40	1,00	1,5
4,60	2,00	3,0
4,80	7,00	10,5
5,00	6,00	9,0
5,20	6,00	9,0
5,40	8,00	12,0
5,60	10,00	15,0
5,80	20,00	30,0
6,00	24,00	36,0
6,20	16,00	24,0
6,40	8,00	12,0
6,60	9,00	13,5
6,80	8,00	12,0
7,00	14,00	21,0
7,20	21,00	31,5
7,40	21,00	31,5
7,60	18,00	27,0
7,80	21,00	31,5
8,00	21,00	31,5
8,20	25,00	37,5
8,40	24,00	36,0
8,60	19,00	28,5
8,80	16,00	24,0
9,00	24,00	36,0
9,20	21,00	31,5
9,40	19,00	28,5
9,60	24,00	36,0
9,80	21,00	31,5
10,00	23,00	34,5



Allegato 2

Indagine sismica passiva

C2618 – Via delle querce FONTANIVA

Instrument: TRZ-0027/01-09

Start recording: 29/05/14 09:57:36 End recording: 29/05/14 10:11:36

Channel labels: NORTH SOUTH; EAST WEST ; UP DOWN

GPS data not available

Trace length: 0h14'00". Analyzed 60% trace (manual window selection)

Sampling rate: 128 Hz

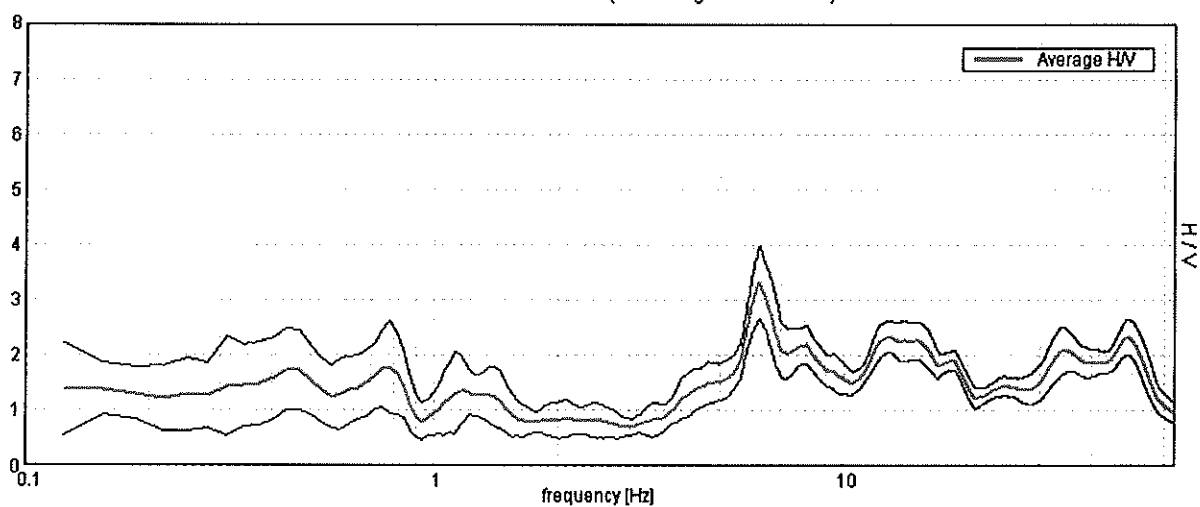
Window size: 20 s

Smoothing type: Triangular window

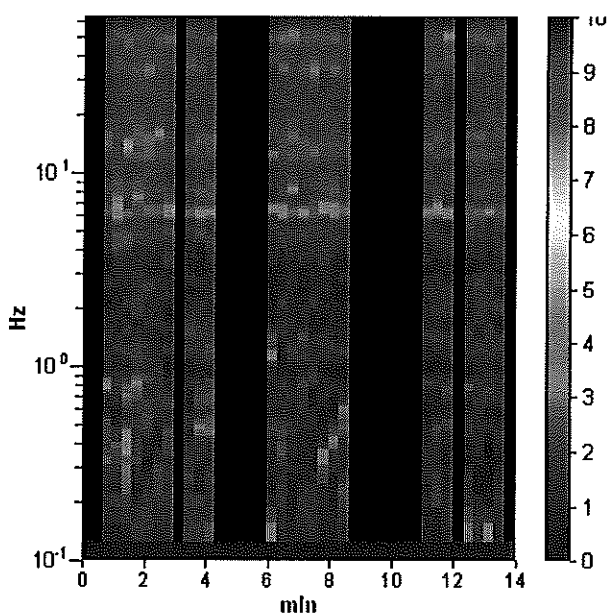
Smoothing: 10%

HORIZONTAL TO VERTICAL SPECTRAL RATIO

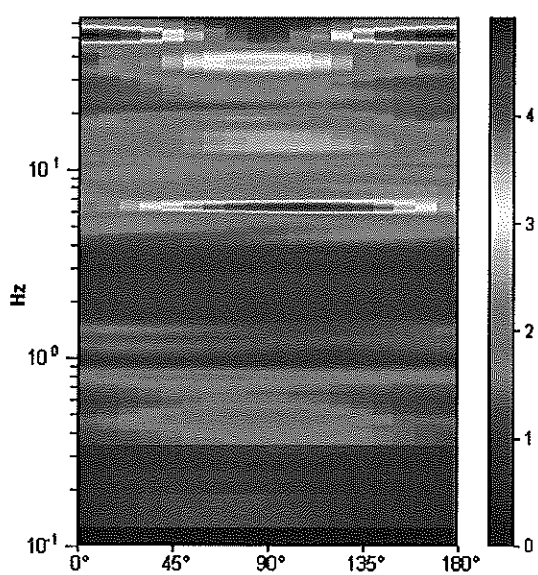
Max. H/V at 6.22 ± 0.65 Hz. (In the range 0.0 - 64.0 Hz).



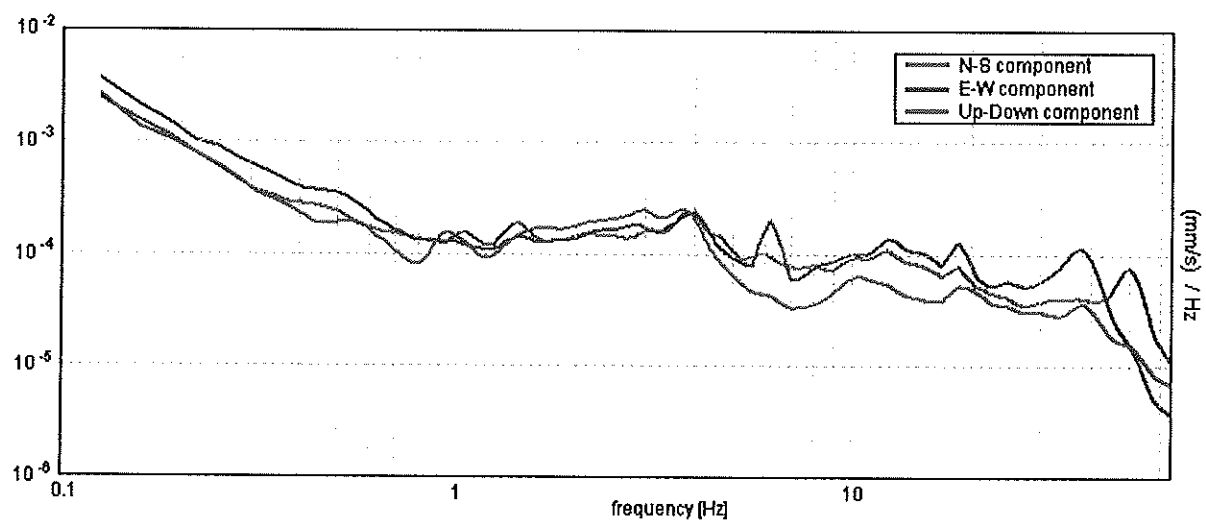
H/V TIME HISTORY



DIRECTIONAL H/V

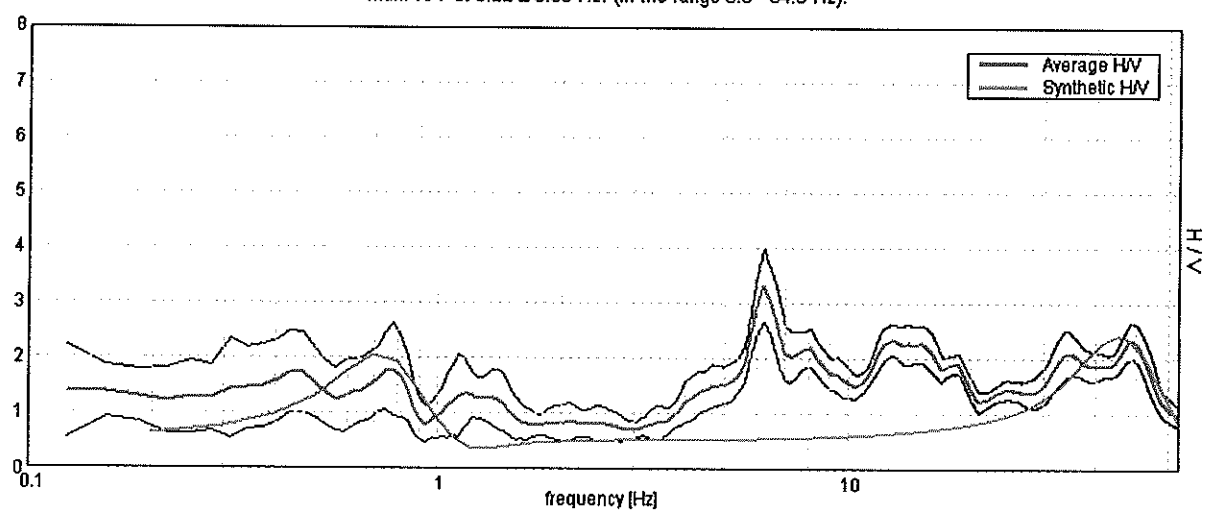


SINGLE COMPONENT SPECTRA



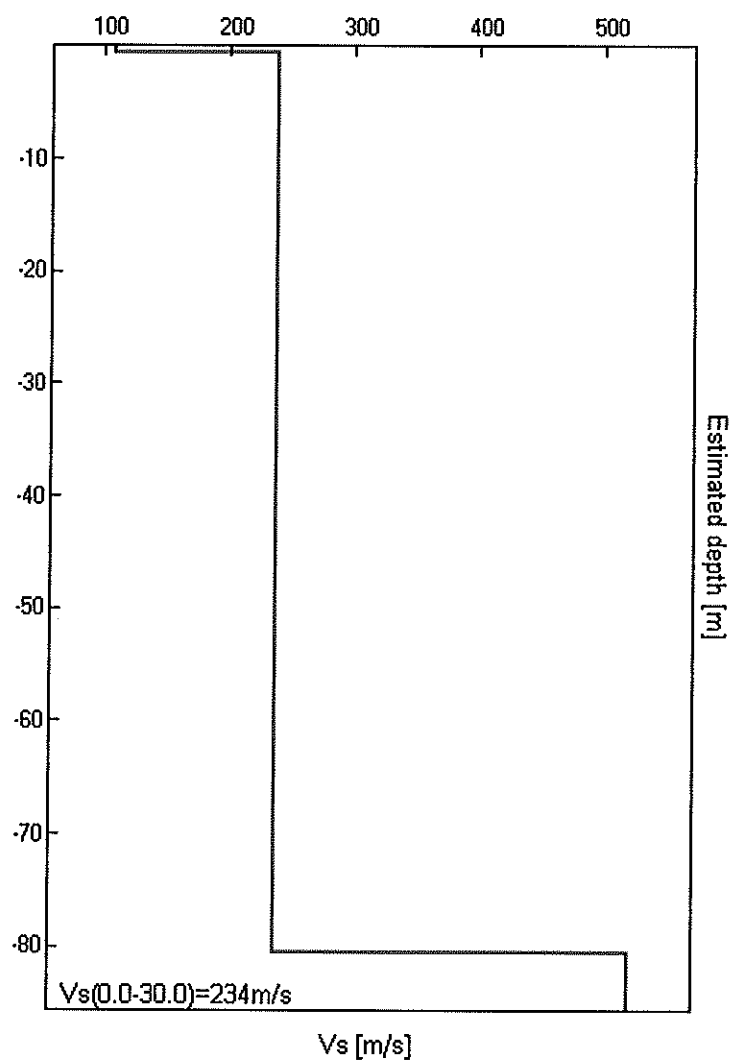
EXPERIMENTAL vs. SYNTHETIC H/V

Max. H/V at 6.22 ± 0.65 Hz. (in the range 0.0 - 64.0 Hz).



Depth at the bottom of the layer [m]	Thickness [m]	Vs [m/s]	Poisson ratio
0.60	0.60	110	0.35
80.60	80.00	240	0.35
inf.	inf.	520	0.35

Vs(0.0-30.0)=234m/s



Allegato 3

Report delle verifiche geotecniche

PORTANZA E CEDIMENTI PER UNA FONDAZIONE DI TIPO PLATEA

DATI GENERALI

Larghezza fondazione	13,0 m
Lunghezza fondazione	28,0 m
Profondità piano di posa	0,5 m
Altezza di incastro	1,0 m
Profondità falda	2,0

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 [kN/m ³]	Gams [kN/m ³]	Fi [°]	Fi Corr. [°]	c [kN/m ²]	c Corr. [kN/m ²]	cu [kN/m ²]	Ey [kN/m ²]	Ed [kN/m ²]	Ni	Cv [cmq/s]	Cs
1,0	20,59	21,57	0,0	0	0,0	0,0	30,0	8278,0	8500,0	0,45	0,006	0,002
0,8	18,63	20,59	0,0	0	0,0	0,0	30,0	3178,0	3500,0	0,45	0,003	0,04
0,6	18,63	19,61	32,0	32	0,0	0,0	0,0	13916,0	0,0	0,45	0,0	0,0
1,2	19,61	21,57	0,0	0	0,0	0,0	60,0	6931,0	7500,0	0,0	0,0	0,0
1,8	18,63	19,61	32,0	32	0,0	0,0	0,0	13795,0	0,0	0,0	0,0	0,0
1,2	17,65	18,63	30,0	30	0,0	0,0	0,0	7400,0	0,0	0,0	0,0	0,0
3,4	19,12	20,59	36,0	36	0,0	0,0	0,0	24069,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Carico limite

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [kN/m ²]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	Carico limite	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto

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. Ca pacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	3	3

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	1,09
Fattore profondità [Dc]	1,02
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	181,41 kN/m ²
Resistenza di progetto	60,47 kN/m ²

A1+M1+R3

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazioni	Pressione normale di progetto [kN/m ²]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	A1+M1+R3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
2	Sisma	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
3	S.L.E.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio
4	S.L.D.	0,00	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. Capacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	2,3	1,1
2	No	1	1	1	1	1	2,3	1,1
3	No	1	1	1	1	1	1	1
4	No	1	1	1	1	1	1	1

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	1,09
Fattore profondità [Dc]	1,02
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	181,41 kN/m ²
Resistenza di progetto	78,87 kN/m ²

Sisma

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	1,09
Fattore profondità [Dc]	1,02
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	181,41 kN/m ²
Resistenza di progetto	78,87 kN/m ²

CEDIMENTI PER OGNI STRATO

*Cedimento edometrico calcolato con: Metodo consolidazione monodimensionale di Terzaghi

Pressione normale di progetto 40,0 kN/m²
 Cedimento dopo T anni 10,0
 Cedimento totale 1,9 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 (kN/m ²)	Dp (kN/m ²)	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
1	0,75	15,443	29,704	Edometrico	0,17	--	0,17
2	1,4	28,042	29,671	Edometrico	0,68	--	0,68
3	2,1	0	0	Schmertmann	0,03	0,01	0,04
4	3	50,199	29,066	Edometrico	0,47	--	0,47
5	4,5	0	0	Schmertmann	0,1	0,04	0,14
6	6	0	0	Schmertmann	0,14	0,06	0,2
7	8,3	0	0	Schmertmann	0,14	0,06	0,2

Allegato 4

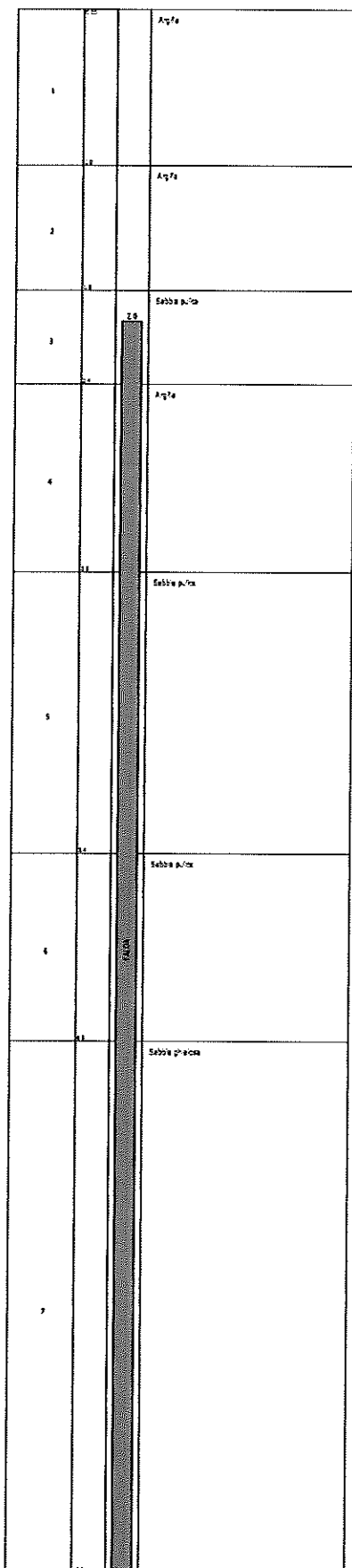
Verifica del rischio di liquefazione

Valutazione del rischio di liquefazione
Metodo di verifica: Finn
Diagrammi: - Fs

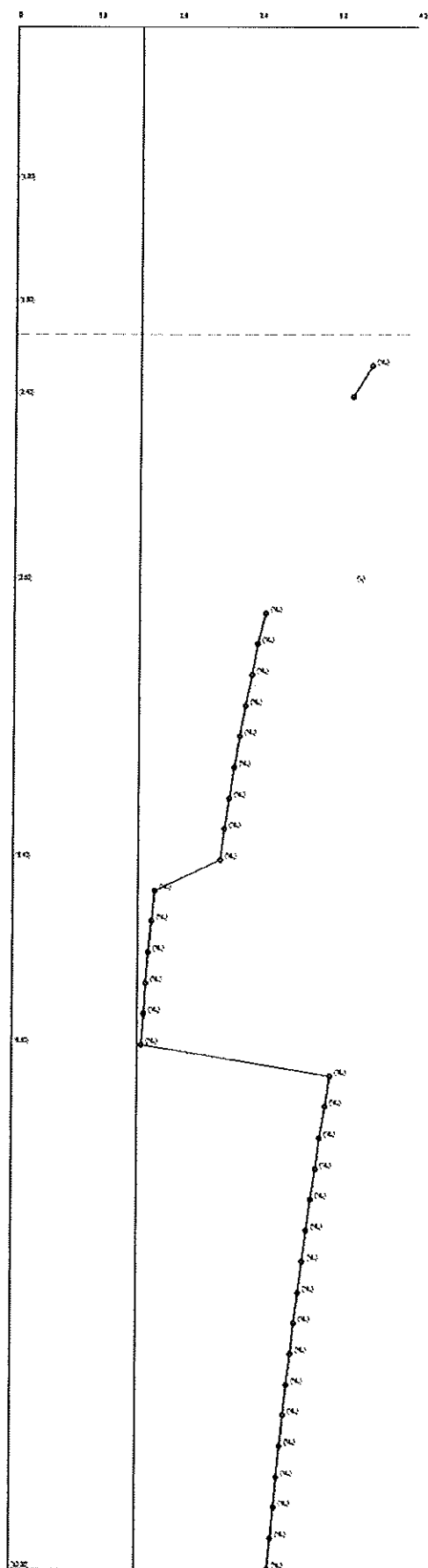
Committente: **FRATRES Fontaniva**
Località: **Via delle querce - Fontaniva (PD)**

Data:

Colonna stratigrafica



Fattore di sicurezza Fs



CALCOLO DELLA SUSCETTIBILITA' DI LIQUEFAZIONE

Dati generali

Numero di strati = 7
Profondità della falda = 2 m
Magnitudo del sisma = 5,5
Accelerazione massima al suolo = 0,23

Strato Nr.	Descrizione (-)	Quota iniziale (m)	Quota finale (m)	Peso di volume secco (KN/mc)	Peso di volume saturato (KN/mc)	Nr. Di colpi medio (Nspt)
1	Argilla	0.0	1	20,59	21,57	7,94
2	Argilla	1	1.8	18,63	20,59	2,94
3	Sabbia pulita	1.8	2.4	18,63	19,61	19,6
4	Argilla	2.4	3.6	19,61	21,57	6,62
5	Sabbia pulita	3.6	5.4	18,63	19,61	19,43
6	Sabbia pulita	5.4	6.6	17,65	18,63	13,54
7	Sabbia ghiaiosa	6.6	10	19,12	20,59	33,9

Metodo di Finn (1985)

Risultati

Verifica Nr.	Profondità dal p. c. (m)	Pressione litostatica totale (KPa)	Pressione verticale efficace (KPa)	Coefficiente riduttivo (rd)	Resistenza alla liquefazione (CRR)	Sforzo di taglio normalizzato (CSR)	Coefficiente di sicurezza (Fs)	Suscettibilità di liquefazione
1	2,20	43,14	41,18	0,97	0,54	0,15	3,56	NL
2	2,40	47,06	43,14	0,96	0,53	0,16	3,37	NL
3	2,60	51,38	45,49	0,96				NL
4	2,80	55,69	47,85	0,96				NL
5	3,00	60,01	50,20	0,96				NL
6	3,20	64,32	52,55	0,95				NL
7	3,40	68,63	54,90	0,95				NL
8	3,60	72,95	57,26	0,95				NL
9	3,80	76,87	59,22	0,94	0,46	0,18	2,51	NL
10	4,00	80,79	61,18	0,94	0,45	0,19	2,43	NL
11	4,20	84,71	63,14	0,94	0,44	0,19	2,37	NL
12	4,40	88,64	65,10	0,93	0,44	0,19	2,31	NL
13	4,60	92,56	67,06	0,93	0,43	0,19	2,25	NL
14	4,80	96,48	69,02	0,93	0,43	0,19	2,20	NL
15	5,00	100,40	70,98	0,93	0,42	0,20	2,15	NL
16	5,20	104,32	72,94	0,92	0,41	0,20	2,10	NL
17	5,40	108,25	74,90	0,92	0,41	0,20	2,06	NL
18	5,60	111,97	76,67	0,92	0,28	0,20	1,41	NL
19	5,80	115,70	78,43	0,91	0,28	0,20	1,38	NL

20	6,00	119,42	80,20	0,91	0,27	0,20	1,35	NL
21	6,20	123,15	81,96	0,91	0,27	0,20	1,33	NL
22	6,40	126,88	83,73	0,90	0,27	0,20	1,31	NL
23	6,60	130,60	85,49	0,90	0,27	0,21	1,29	NL
24	6,80	134,72	87,65	0,90	0,65	0,21	3,17	NL
25	7,00	138,84	89,80	0,90	0,65	0,21	3,12	NL
26	7,20	142,96	91,96	0,89	0,64	0,21	3,07	NL
27	7,40	147,07	94,12	0,89	0,63	0,21	3,03	NL
28	7,60	151,19	96,27	0,89	0,62	0,21	2,98	NL
29	7,80	155,31	98,43	0,88	0,61	0,21	2,94	NL
30	8,00	159,43	100,59	0,88	0,60	0,21	2,90	NL
31	8,20	163,55	102,74	0,88	0,60	0,21	2,86	NL
32	8,40	167,66	104,90	0,87	0,59	0,21	2,82	NL
33	8,60	171,78	107,06	0,87	0,58	0,21	2,79	NL
34	8,80	175,90	109,21	0,87	0,58	0,21	2,75	NL
35	9,00	180,02	111,37	0,87	0,57	0,21	2,72	NL
36	9,20	184,14	113,53	0,86	0,56	0,21	2,69	NL
37	9,40	188,25	115,68	0,86	0,55	0,21	2,66	NL
38	9,60	192,37	117,84	0,86	0,55	0,21	2,63	NL
39	9,80	196,49	120,00	0,85	0,54	0,21	2,60	NL
40	10,00	200,61	122,15	0,85	0,54	0,21	2,57	NL

