



REGIONE VENETO PROVINCIA DI VICENZA
COMUNE DI ISOLA VICENTINA

Progetto per la costruzione di un allevamento avicolo di
galline ovaiole

**RELAZIONE GEOLOGICA E CARATTERIZZAZIONE
GEOTECNICA**

<i>Richiedente</i>	AVI ZEN Società agricola semplice SS. Marosticana 158 - Vicenza
<i>Ubicazione</i>	Via Santa Maria Celeste Isola Vicentina (VI)
<i>Data</i>	7 settembre 2017

Dott. Geol. Francesco Morbin

Rif. ID Commessa: C3889 - geot

Sede legale

Via S. Francesco, 6 – 35010 Curtarolo (PD)
C.F. e P. I.V.A. 03769050281
R.E.A. 335843

Sede operativa

Via Busiago, 106/2 – 35010 Campo San Martino
Tel: 049 9620033 – Fax: 049 7350216
e-mail: info@servizigeologici.it
www.servizigeologici.it

SOMMARIO

PREMESSA	3
INQUADRAMENTO DELL'AREA.....	4
<i>Inquadramento del territorio</i>	4
<i>Inquadramento geologico, geomorfologico e idrogeologico</i>	5
<i>Geologia</i>	5
<i>Idrogeologia</i>	7
<i>Corpi idrici superficiali</i>	7
INDAGINI GEOGNOSTICHE IN SITO	10
<i>Ricostruzione stratigrafica</i>	12
INDAGINE SISMICA PASSIVA A STAZIONE SINGOLA.....	15
CLASSIFICAZIONE SISMICA.....	18
<i>Azione sismica</i>	19
<i>Scelta della strategia di progettazione</i>	20
CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE E DEI CEDIMENTI	21
<i>Cedimenti</i>	26
VERIFICA DEL RISCHIO DI LIQUEFAZIONE	28
CONSIDERAZIONI AI FINI PROGETTUALI	28
DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA	29

Allegati

Allegato 1: Prove penetrometriche dinamiche

Allegato 2: Indagine sismica passiva

Allegato 3: Report delle verifiche geotecniche

PREMESSA

Per incarico del Committente è stata eseguita un'indagine geologica e geotecnica al fine di determinare le caratteristiche dei terreni ricadenti nell'area dove è previsto il progetto per la costruzione di un allevamento avicolo in via Santa Maria Celeste in Comune di Isola Vicentina (VI).

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 evidenziando, qualora presenti, gli elementi di pericolosità geologica del territorio.

Le indagini geognostiche in sito si sono svolte con le seguenti modalità:

- esecuzione di n° 6 prove penetrometriche dinamiche (DPSH); alcune di esse hanno raggiunto il rifiuto strumentale ad una profondità compresa tra -6,4 e -8,0 m dal p.c. mentre due sono state spinte a -10,0 m; è stato utilizzato un Penetrometro Dinamico Superpesante "tipo Emilia" modello TG63-200 cingolato;
- esecuzione di n° 1 indagine sismica passiva a stazione singola.

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

- la caratterizzazione ai fini geotecnici e sismici della serie litostratigrafica;
- il calcolo della capacità portante delle fondazioni.

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.

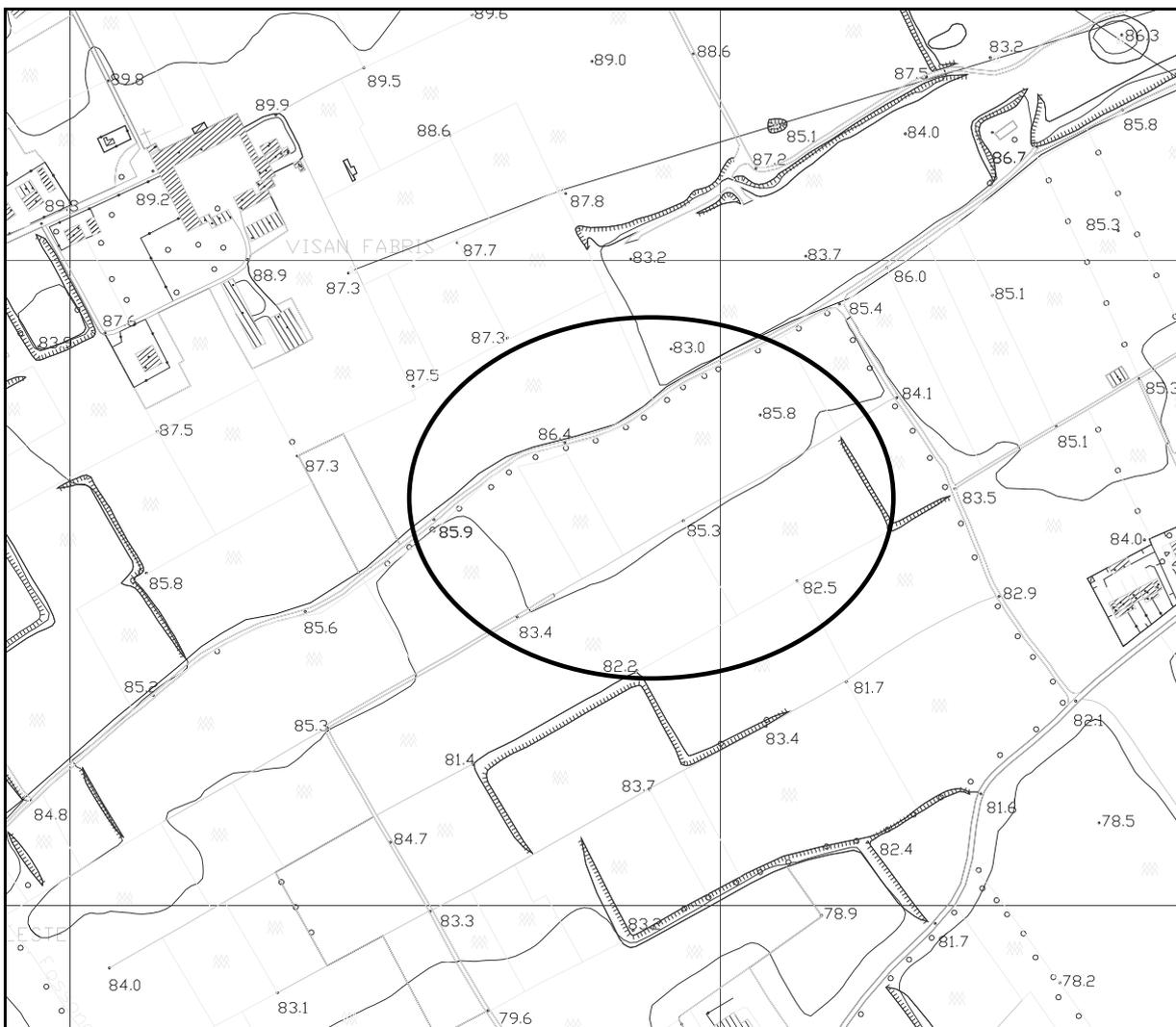
INQUADRAMENTO DELL'AREA

Inquadramento del territorio

Il sito oggetto di studio è ubicato nel territorio comunale di Isola Vicentina (VI) e precisamente presso terreni agricoli lungo via Santa Maria Celeste che si pone al confine comunale nord.

L'area d'interesse presenta complessivamente una morfologia pianeggiante, ad est dei rilievi collinari dei Lessini, posta ad una quota altimetrica di circa 85-86 m s.l.m..

*Estratto CTR 1:5000
Elemento 103144 Isola Vicentina*



Inquadramento geologico, geomorfologico e idrogeologico

Geologia

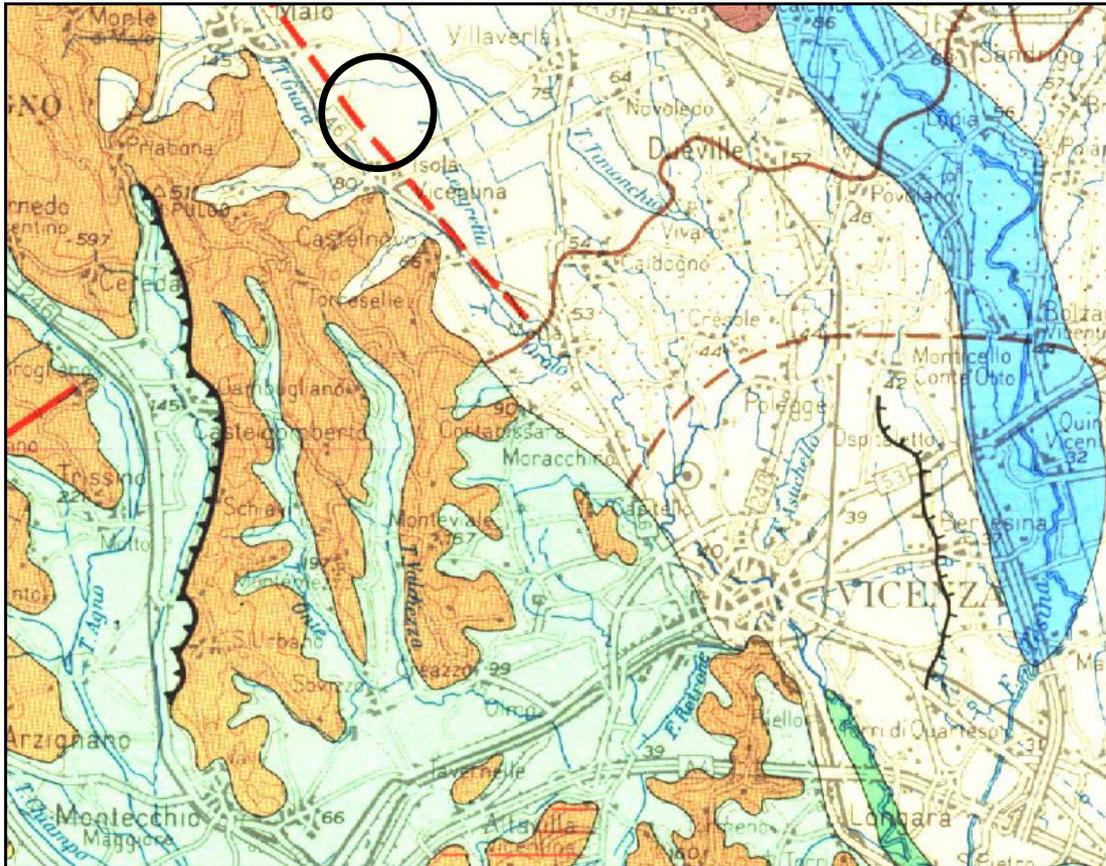
Il territorio in esame appartiene all'alta pianura vicentina che si è sviluppata all'uscita dalle valli dell'Astico e Leogra-Timonchio, a monte della fascia delle risorgive che caratterizza invece il territorio di Caldogno.

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 – fluvio-glaciale.

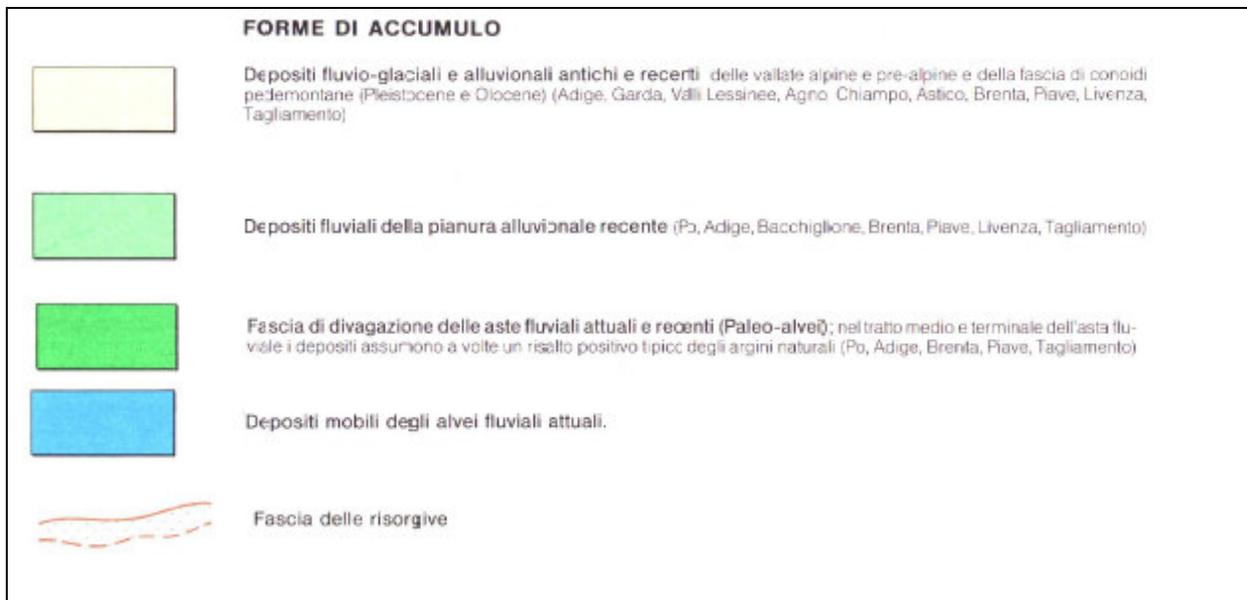
La deposizione di tali materiali sciolti si deve principalmente all'attività dei fiumi che hanno interessato questa porzione di territorio. Dal punto di vista stratigrafico è perciò presente una notevole variabilità di materiali, legata ai vari cicli di deposizione ed alle diverse correnti dominanti. 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*, 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.

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.



Estratto Carta Geomorfológica del Veneto



Idrogeologia

Nell'alta pianura il sottosuolo uniformemente ghiaioso consente l'esistenza di un'unica potente falda acquifera, di tipo freatico; nella media pianura a causa della progressiva differenziazione stratigrafica del sottosuolo si passa da un sistema monofalda ad un sistema multifalde formato da una falda freatica (che viene a giorno in corrispondenza della "fascia delle risorgive") e da più falde in pressione, separate tra loro. I due sistemi sono strettamente collegati tra loro e la fascia delle ghiaie dell'alta pianura rappresenta l'area di ricarica dell'intero sistema idrogeologico.

La falda freatica è caratterizzata da uno stato di equilibrio dinamico, continuamente influenzata dai processi di alimentazione e drenaggio. L'azione operata da questi fenomeni si riflette direttamente sia sulla forma, sia sullo sviluppo delle isofreatiche, influenzando i gradienti idraulici e le direzioni di deflusso.

Indicativamente, sulla base dell'esame della documentazione bibliografica, la direzione di deflusso generale nella porzione di territorio dove insiste il sito in esame segue all'incirca la direttrice NW-SE, con gradienti idraulici medio-alti. La direzione di deflusso è comunque localmente e periodicamente variabile a seconda dell'azione esercitata dai corsi d'acqua che attraversano l'area in esame; in particolare dalla cartografia riportata in seguito si osserva un asse drenante che passa presso Thiene e Villaverla e che influenza in modo significativo l'andamento delle isofreatiche in questo territorio.

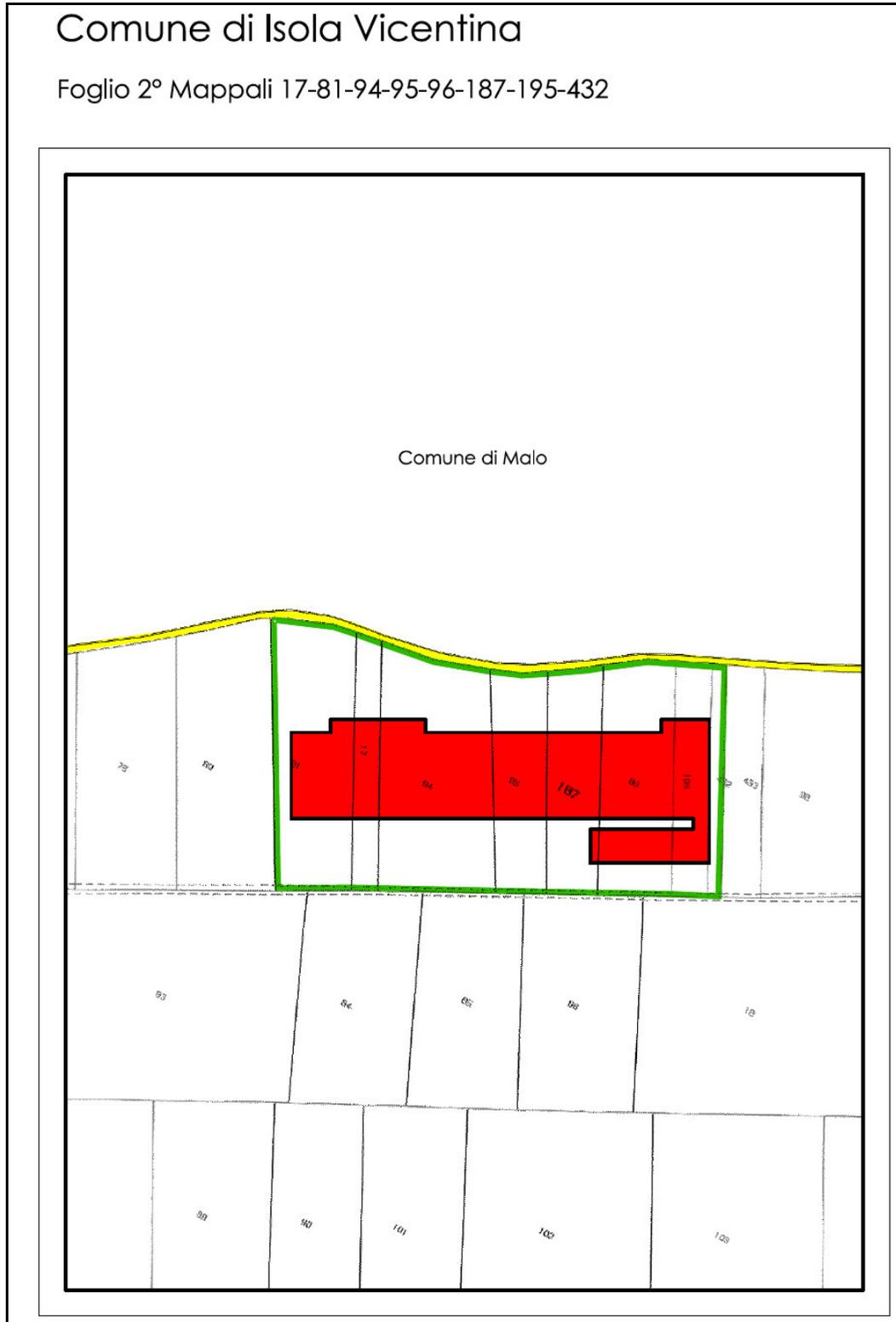
Corpi idrici superficiali

Per quanto attiene le acque superficiali sono presenti due corsi d'acqua principali, il Torrente Leogra ed il Torrente Timonchio, provenienti rispettivamente dalla Val Leogra e dalla zona del Tretto. Essi confluiscono in un'unica asta fluviale, asta che conserva il nome del Timonchio fino alla confluenza con il torrente Igna, a sud del "Bosco" di Dueville, dove prende il nome di Bacchiglione.

Necessita inoltre evidenziare la presenza in zona di numerosissime rogge e torrenti; nei pressi del sito in esame scorre il torrente Leogretta.

Sul territorio è presente inoltre una rete di scoli e fossati per la regimazione delle acque meteoriche.

Estratto mappale catastale

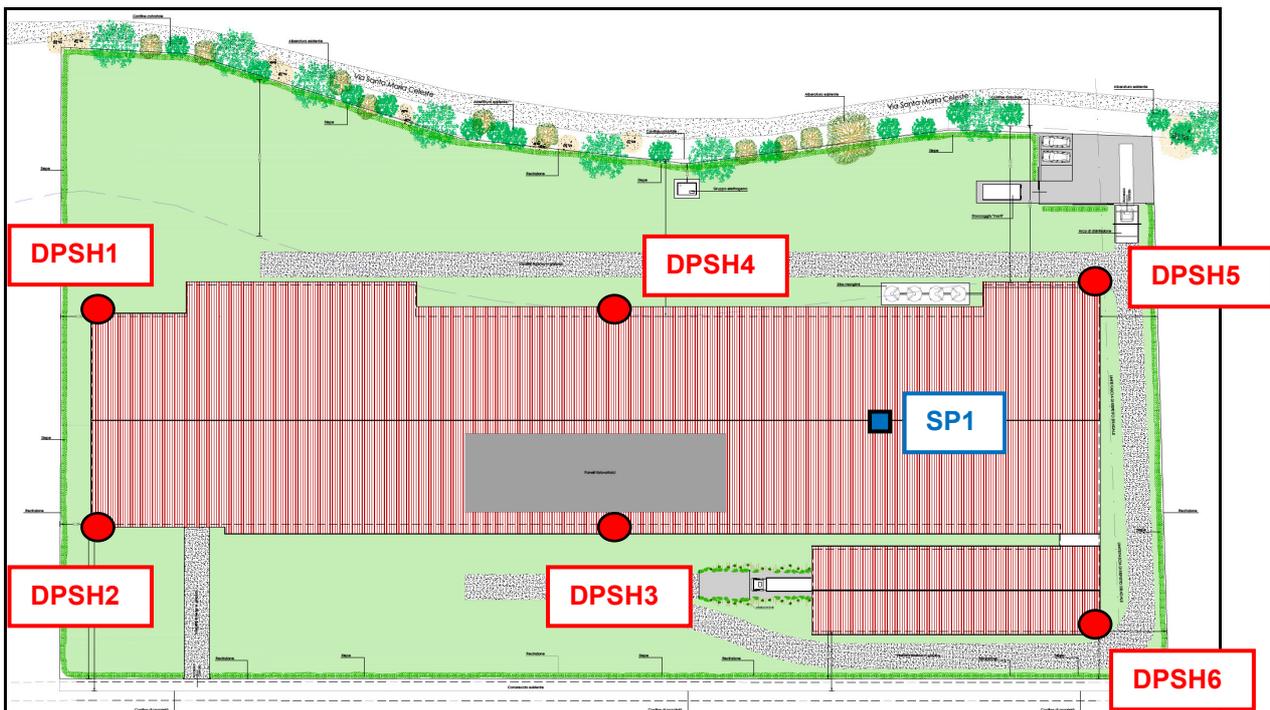


INDAGINI GEOGNOSTICHE IN SITO

Al fine di caratterizzare dal punto di vista geotecnico e sismico i materiali che costituiscono il sottosuolo nell'area di interesse, sono state condotte le seguenti indagini in sito:

- N. 6 prove penetrometriche dinamiche DPSH;
- N. 1 misura sismica passiva con stazione singola (SP).

L'ubicazione delle indagini viene rappresentata in planimetria di seguito.



Di seguito si descrivono le metodologie d'indagine utilizzate e la relativa elaborazione dei dati.

Prova Penetrometrica Dinamica (D.P.S.H.)

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 DPSH, 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 cm²);
- 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:

$$NSPT = Cf \times NDPSH$$

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 (Nspt/Nscpt) 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.

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/cm²]
0,00 – 1,20	Argilla e argilla limosa	-	0,4
1,20 – 2,20	Sabbia	31	-
2,20 – 6,00	Sabbia con elementi ghiaiosi	33	-
6,00 – 6,80	Ghiaia e sabbia	38 – 40	-

DPSH2

Profondità da p.c. [m]	Litologia	Angolo d'attrito (ϕ) [GRADI]	Coesione non drenata (C_u) [kg/cm²]
0,00 – 0,80	Argilla e argilla limosa	-	0,5
0,80 – 2,00	Sabbia con elementi ghiaiosi	33	-
2,00 – 4,60	Sabbia con rari elementi ghiaiosi	31	-
4,60 – 5,00	Argilla e limo poco consistenti	-	0,3
5,00 – 6,40	Ghiaia e sabbia	38 – 40	-

DPSH3

Profondità da p.c. [m]	Litologia	Angolo d'attrito (ϕ) [GRADI]	Coesione non drenata (C_u) [kg/cm ²]
0,00 – 2,40	Argilla e argilla limosa	-	0,4
2,40 – 3,00	Limo sabbioso e argilloso	30	-
3,00 – 8,80	Sabbia con elementi ghiaiosi	33	-
8,80 – 10,00	Ghiaia con sabbia	38 – 40	-

DPSH4

Profondità da p.c. [m]	Litologia	Angolo d'attrito (ϕ) [GRADI]	Coesione non drenata (C_u) [kg/cm ²]
0,00 – 1,00	Argilla con limo ed elementi ghiaiosi	30	0,8
1,00 – 3,80	Argilla	-	0,4
3,80 – 6,40	Sabbia ed argilla con elementi ghiaiosi	30	-
6,40 – 8,20	Sabbia con elementi ghiaiosi	33	-
8,20 – 10,00	Sabbia con ghiaia	36 – 37	-

DPSH5

Profondità da p.c. [m]	Litologia	Angolo d'attrito (ϕ) [GRADI]	Coesione non drenata (C_u) [kg/cm ²]
0,00 – 1,40	Argilla con limo ed elementi ghiaiosi	-	0,7
1,40 – 2,80	Argilla	-	0,4
2,80 – 3,60	Argilla con limo ed elementi ghiaiosi	-	0,7
3,60 – 5,40	Sabbia con elementi ghiaiosi	31	-
5,40 – 6,40	Sabbia ed argilla con elementi ghiaiosi	29 - 30	-
6,40 – 7,40	Sabbia con ghiaia	34	-
7,40 – 8,00	Ghiaia con sabbia	38 – 40	-

DPSH6

Profondità da p.c. [m]	Litologia	Angolo d'attrito (ϕ) [GRADI]	Coesione non drenata (C_u) [kg/cm ²]
0,00 – 1,40	Argilla con limo ed elementi ghiaiosi	-	0,7
1,40 – 3,00	Argilla	-	0,4
3,00 – 3,60	Argilla con limo ed elementi ghiaiosi	-	0,7
3,60 – 5,20	Sabbia con elementi ghiaiosi	30 – 31	-
5,20 – 6,00	Sabbia e limo	29	-
6,00 – 6,80	Sabbia con elementi ghiaiosi	31	-
6,80 – 7,60	Ghiaia con sabbia	36 – 37	-

Il contesto litologico in cui si inserisce l'area in esame è contraddistinto complessivamente, nei primi metri di sottosuolo, dalla presenza di terreni argillosi con elementi ghiaiosi in percentuale variabile fino ad una profondità di circa -4 / -5 m rispetto al piano campagna medio. Tuttavia i terreni naturali risultano localmente scavati, per passate attività di cava, e sono quindi presenti vasti settori fortemente ribassati rispetto all'immediato intorno.

All'interno della proprietà oggetto di intervento si osserva che la quota dei terreni è fortemente ribassata nel settore occidentale dove sono state eseguite le due indagini DPSH1 e DPSH2. Dai risultati delle stesse si osserva infatti come, in corrispondenza di queste due prove, i terreni ghiaiosi e sabbioso ghiaiosi sono stati intercettati a profondità inferiori poiché lo spessore della argille superficiali risulta molto ridotto.

Al termine delle prove penetrometriche non è stata rilevata acqua nei fori di indagine mediante la sonda freaticometrica; la soggiacenza nella zona è mediamente compresa tra -15 e -20 m dal p.c..

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

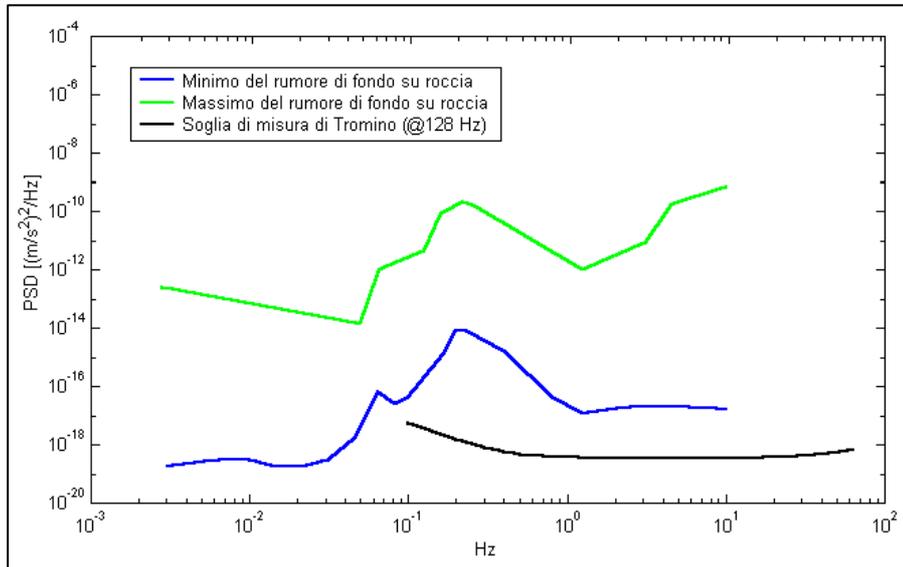
Numero di canali	3+1 analogici
Amplificatori	tutti canali con input differenziali
Rumore	< 0.5 µV r.m.s. @128 Hz sampling
Impedenza dell'input	10 ⁵ Ohm
Range di frequenze	DC - 360 Hz
Frequenza di campionamento	16384 Hz per canale
Frequenze di sovracampionamento	32x, 64x, 128x
Conversione A/D	equivalente 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°)
Connessioni	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

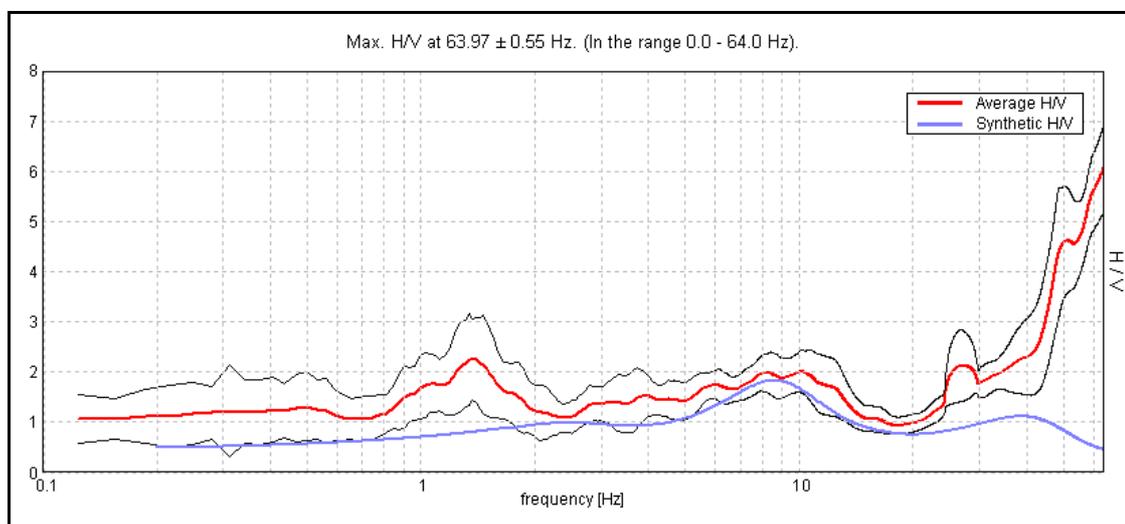
fondazione coincida o sia prossima a quella della struttura si ha una situazione cui porre attenzione dal punto di vista della vulnerabilità sismica, ovvero sostanzialmente un'amplificazione delle sollecitazioni per "doppia risonanza".

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 (SP1); l'analisi completa è riportata in Allegato 2.

H/V SPERIMENTALE vs. H/V SINTETICO



Profondità alla base dello strato [m]	Spessore [m]	Vs [m/s]	Rapporto di Poisson
0.60	0.60	100	0.35
3.60	3.00	180	0.35
8.60	5.00	280	0.35
38.60	30.00	380	0.35
inf.	inf.	500	0.35

Si determina infine **Vs30 di 310 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 sismica C**.

A tale categoria appartengono *depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti*, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs,30

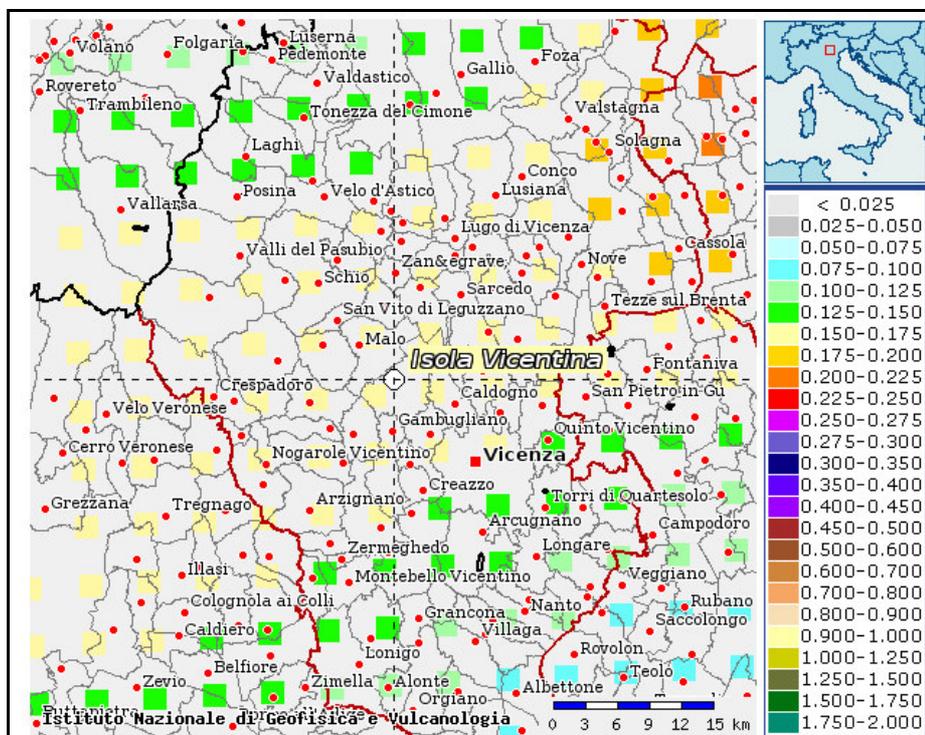
compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $250 \text{ kPa} < cu_{,30} < 70 \text{ kPa}$ nei terreni a grana fina).

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 Isola Vicentina (VI) 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 $Vs_{30} >$ di 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..."

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 di interesse ricade nel Comune di Isola Vicentina (VI) e presenta le seguenti coordinate:

Coordinate	Datum ED50
Latitudine	45,644113
Longitudine	11,451265

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)	F₀ (-)	T_c (s)
30	0,043	2,456	0,239
50	0,058	2,515	0,250
72	0,071	2,465	0,258
101	0,083	2,435	0,268
140	0,098	2,384	0,273
201	0,116	2,378	0,279
475	0,163	2,407	0,285
975	0,210	2,443	0,288
2475	0,292	2,380	0,296

Valori a_g, F₀, 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 PVR 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	0,044	2,456	0,239
SLD	50	0,058	2,515	0,250
SLV	475	0,163	2,407	0,285
SLC	975	0,210	2,443	0,288

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/cm^2);

γ_1 : peso di volume del terreno sopra il piano di fondazione (Kg/cm^3);

γ_2 : peso di volume del terreno sotto il piano di fondazione (Kg/cm^3);

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_r, d_q : fattori di correzione per l'approfondimento;
 i_c, i_r, i_q : fattori correttivi per carichi inclinati;
 b_c, b_r, b_q : fattori correttivi per l'inclinazione della fondazione;
 g_c, g_r, g_q : fattori correttivi fondazioni su pendio.

Viste le strutture in progetto le verifiche vengono eseguite, come da indicazioni del Progettista, nelle ipotesi di fondazioni tipo plinto e di tipo continuo, sulla base del modello stratigrafico desunto dalle indagini eseguite in sito.

Il sopralluogo tecnico ha permesso di osservare una evidente variazione locale della quota dei terreni i quali sono fortemente ribassati (circa -4 m rispetto alla porzione ad est) nel settore più occidentale della proprietà dove ricadono le due indagini DPSH1 e DPSH2; le quote sono confermate dal rilievo plani-altimetrico fornitoci dal Progettista. In questo settore il progetto prevede la realizzazione di strutture semi-interrate nelle quali avranno sede la concimaia ed il ricovero attrezzi, sfruttando quindi la morfologia naturale dei terreni.

Ai fini delle verifiche pertanto si ritiene necessario svolgere calcoli differenziati per le fondazioni superficiali e per le fondazioni che ricadono nel settore a quote inferiori.

Pressione ammissibile

Per le verifiche relative alle fondazioni superficiali del capannone principale si considera la situazione stratigrafica più cautelativa rilevata in corrispondenza della DPSH4.

Si verifica una fondazione tipo plinto a base quadrata avente lato di 2,5 m e con piano di posa a -1,80 m dal piano campagna locale, si considera che la rottura dei terreni avvenga in corrispondenza delle argille che si rinvergono entro i primi 4 m circa di sottosuolo, alle quali si attribuisce cautelativamente una coesione non drenata minima di $0,4 \text{ kg/cm}^2$.

La pressione ammissibile risulta pari a:

$$q_a = 1,21 \text{ kg/cm}^2 (118,58 \text{ kN/m}^2)$$

Si verifica una fondazione di tipo continuo avente larghezza pari a 2,0 m e con piano di posa a -1,5 m dal piano campagna locale, si considera che la rottura dei terreni avvenga in corrispondenza dei terreni delle argille che si rinvergono entro i primi 4 m circa di sottosuolo, alle quali si attribuisce cautelativamente una coesione non drenata minima di $0,4 \text{ kg/cm}^2$.

La pressione ammissibile risulta pari a:

$$q_a = 1,05 \text{ kg/cm}^2 (103,26 \text{ kN/m}^2)$$

Per le verifiche relative alle fondazioni della concimaia e ricovero attrezzi si considera la situazione stratigrafica media rilevata in corrispondenza delle DPSH1 e DPSH2.

Si verifica una fondazione tipo plinto a base quadrata avente lato di 2,5 m e con piano di posa a -1,80 m dal piano campagna locale, si considera che la rottura dei terreni avvenga in corrispondenza delle sabbie con elementi ghiaiosi, alle quali si attribuisce un angolo d'attrito minimo di 31°.

La pressione ammissibile risulta pari a:

$$q_a = 1,99 \text{ kg/cm}^2 (195,80 \text{ kN/m}^2) *$$

Si verifica una fondazione di tipo continuo avente larghezza pari a 2,0 m e con piano di posa a -1,5 m dal piano campagna locale, si considera che la rottura dei terreni avvenga in corrispondenza delle sabbie con elementi ghiaiosi, alle quali si attribuisce un angolo d'attrito minimo di 31°.

La pressione ammissibile risulta pari a:

$$q_a = 1,36 \text{ kg/cm}^2 (133,80 \text{ kN/m}^2) *$$

** il calcolo è stato condotto applicando le correzioni proposte da Terzaghi per la coesione e l'angolo d'attrito del terreno, poichè in prima battuta è risultata una portanza ammissibile di molto superiore di 4,5 kg/cm².*

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)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
<i>Coesione efficace</i>	c'_k	γ_c	1,0	1,25
<i>Resistenza non drenata</i>	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	γ	γ_T	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)**:

	IPTESI	Rd (kg/cm ²)	Rd (kN/m ²)
Capannone principale	Plinto	1,57	154,67
Capannone principale	Fondazione continua	1,37	134,69
Concimaia e ricovero attrezzi semi-interrato	Plinto *	2,60	255,40
Concimaia e ricovero attrezzi semi-interrato	Fondazione continua *	1,78	174,52

* il calcolo è stato condotto applicando le correzioni proposte da Terzaghi per la coesione e l'angolo d'attrito del terreno, poichè in prima battuta è risultata una portanza ammissibile di molto superiore di 4,5 kg/cm².

Di seguito viene proposto il valore di capacità portante, 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:

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

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

$$z_\gamma = z_q$$

Dove:

Kh : coefficiente sismico orizzontale;

ϕ : angolo d'attrito del terreno di fondazione.

Per il calcolo del coefficiente Kh 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.

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

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; nel caso in esame solamente la verifica per il semi-interrato è stata condotta in condizioni drenate perché ha considerato la rottura in terreni granulari incoerenti.

Si è considerato l'**approccio 2 (A1+M1+R3)** e lo stato limite SLV

	IPOTESI	Rd (kg/cm²)	Rd (kN/m²)
Concimaia e ricovero attrezzi semi-interrato	Plinto *	2,40	236,01
Concimaia e ricovero attrezzi semi-interrato	Fondazione continua *	1,58	154,95

** il calcolo è stato condotto applicando le correzioni proposte da Terzaghi per la coesione e l'angolo d'attrito del terreno, poiché in prima battuta è risultata una portanza ammissibile di molto superiore di 4,5 kg/cm².*

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:

- a) il calcolo delle tensioni verticali indotte alle varie profondità con l'applicazione della teoria dell'elasticità;
- b) 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;

H₀ 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:

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

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

$$S = \sum \Delta S_i$$

Per le ipotesi di fondazione verificate si riporta una tabella riassuntiva dei cedimenti calcolati nella quale si indicano anche i valori del carico d'esercizio considerato per ciascuna verifica.

	IPOTESI	Carico ipotizzato (kN/m²)	Cedimenti calcolati (mm)
Capannone principale	Plinto	100	27
Capannone principale	Fondazione continua	100	38
Concimaia e ricovero attrezzi semi-interrato	Plinto	180	20
Concimaia e ricovero attrezzi semi-interrato	Fondazione continua	120	16

I dati generali relativi alle verifiche condotte vengono riassunti in Allegato 3.

Qualora in sede di progetto definitivo le esigenze progettuali dovessero discostarsi in modo significativo da quanto qui ipotizzato e calcolato, le verifiche dovranno essere adeguatamente riviste.

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.

Nel caso in esame il contesto litologico e la profondità della falda permettono di escludere la verifica del rischio di liquefazione.

CONSIDERAZIONI AI FINI PROGETTUALI

Il contesto litologico in cui si inserisce l'area in esame è contraddistinto complessivamente, nei primi metri di sottosuolo, dalla presenza di terreni argillosi con elementi ghiaiosi in percentuale variabile fino ad una profondità di circa -4 / -5 m rispetto al piano campagna medio. Tuttavia i terreni naturali risultano localmente scavati, per passate attività di cava.

All'interno della proprietà oggetto di intervento si osserva che la quota dei terreni è fortemente ribassata nel settore occidentale dove sono state eseguite le due indagini DPSH1 e DPSH2. Dai risultati delle stesse si osserva infatti come, in corrispondenza di queste due prove, i terreni ghiaiosi e sabbioso ghiaiosi sono stati intercettati a profondità inferiori e lo spessore della argille superficiali risulta molto ridotto.

La soggiacenza della falda nella zona è mediamente compresa tra -15 e -20 m dal p.c..

Da indicazioni del Progettista le verifiche geotecniche sono state condotte nelle ipotesi di fondazioni tipo plinto e di tipo continuo; vista la diversità di quota dei terreni allo stato attuale e la realizzazione di strutture seminterrate nel settore occidentale, fortemente ribassato rispetto l'intorno, le verifiche sono state condotte secondo ipotesi distinte.

Nel dettaglio, per il capannone principale che sarà sede dell'allevamento di galline, si verificano plinti e fondazioni continue poggianti sui materiale argillosi che si rilevano fino ad una profondità di circa -4 m (DPSH dalla 3 alla 6) mentre per la porzione semi-interrata che comprenderà concimaia e ricovero attrezzi si verificano plinti e fondazioni continue che

poggiano sulle sabbie e sabbie con ghiaia che si intercettano già nei primi metri di sottosuolo.

Le verifiche eseguite hanno portato a valori di capacità portante, per le due porzioni, molto diversi e soprattutto a valori di cedimenti previsti diversi.

In sede di progetto definitivo sarà pertanto opportuno verificare che i calcoli qui condotti risultino compatibili con quanto previsto dal progetto stesso, soprattutto in relazione ai carichi previsti ed al dimensionamento delle fondazioni.

Qualora le esigenze progettuali dovessero discostarsi in modo significativo da quanto qui ipotizzato e calcolato, le verifiche dovranno essere adeguatamente riviste.

Particolare attenzione dovrà essere rivolta alla valutazione di eventuali cedimenti differenziali che potrebbero provocare il danneggiamento delle strutture.

DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA





Foto 2: Esecuzione della prova DPSH2



Foto 3: Esecuzione della prova DPSH3



Foto 4: Esecuzione della prova DPSH4



Foto 5: Esecuzione della prova DPSH5



Foto 6: Esecuzione della prova DPSH6



Foto 7: Esecuzione indagine sismica passiva