

Richiedente: Soc. LIFENERGY S.r.l



REGIONE VENETO
PERMESSO DI RICERCA DI RISORSE GEOTERMICHE
MONTECCHIO PRECALCINO (VI)

**8 - Relazione geologica e geotecnica di
supporto al progetto per la realizzazione del
cantiere delle perforazioni esplorative per
ricerca geotermica in località Leva' nel
Comune di Montecchio Precalcino (VI).**

Gennaio 2015

SOMMARIO

0 – PREMESSA	2
1 - QUADRO NORMATIVO DI RIFERIMENTO	3
2 – CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO DI INTERVENTO	4
2.1 – Inquadramento generale dell'area.....	4
2.2 - Geologia.....	7
2.3 – Inquadramento idrogeologico generale DA RIVEDERE CON ALICE	8
2.4 - Considerazioni sulla pericolosità dell'area e sulla fattibilità dell'intervento in progetto.....	11
3 - INDAGINI GEOGNOSTICHE E CARATTERIZZAZIONE FISICO-MECCANICA DEI TERRENI	13
3.1 - Criteri di indagine.....	13
3.2 - Descrizione delle indagini con standards di riferimento delle varie prove.....	13
3.3 – Caratteristiche litologico-stratigrafiche.....	17
3.4 – Caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni.	18
3.5 – Categoria di sottosuolo.....	18
3.6 – Condizioni piezometriche di dettaglio.....	20
4 – MODELLAZIONE SISMICA	20
5 - CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA	23
5.1– Parametri caratteristici e di progetto	23
5.2–Verifiche allo Stato Limite Ultimo (SLU) e allo Stato Limite di Esercizio (SLE)	25

- APPENDICE 1: calcoli geotecnici (Ing. Lorenzo Calvetti)

- ALLEGATO 1: Certificati indagini geognostiche

RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA DI SUPPORTO AL PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DEL CANTIERE DELLE PERFORAZIONI ESPLORATIVE PER RICERCA GEOTERMICA IN LOCALITÀ LEVA' NEL COMUNE DI MONTECCHIO PRECALCINO (VI).

0 – PREMESSA

Per incarico della Soc. LIFENERGY Srl nella presente nota vengono esposti e commentati i risultati dell'indagine geologica e geologico-tecnica di supporto al progetto per la realizzazione del cantiere delle perforazioni esplorative per la ricerca di fluidi geotermici in località Levà, Via Terraglioni, nel Comune di Montecchio Precalcino (VI).

Il progetto prevede in particolare la realizzazione di due pozzi esplorativi "Montecchio Precalcino 1" e "Montecchio Precalcino 2" della profondità di circa 4300 m da p.c.. Per quanto riguarda gli aspetti geotecnici e l'interazione strutture/terreni di fondazione, si precisa che l'intervento comporta la realizzazione delle postazioni di perforazione dei due pozzi in oggetto con impianto di perforazione tipo N 801 (vedi progetto – elaborato 2), il quale sarà appoggiato su due travi in c.a. di lunghezza pari a 22,0 m, larghezza e altezza pari ad 1 m; ogni trave poggerà su n.13 pali, di diametro 800 mm e di lunghezza pari a 35 m. Il progetto prevede inoltre l'installazione di n.4 torri faro, per i quali è prevista la realizzazione di un plinto di fondazione di 1,5 x 1,5 x 1,0 m, appoggiato su un palo di L=30 m e diametro 600 mm. Per i dettagli del progetto si rimanda alla relazione generale del progetto definitivo di ricerca (elaborato 2 allegato all'istanza di V.I.A.).

Il presente elaborato è stato redatto ai sensi del D.M. 14/01/2008 (Norme Tecniche per le Costruzioni) ed è finalizzato alla caratterizzazione e modellazione geologica e geotecnica del sito, necessaria per le verifiche della sicurezza e delle prestazioni attese (SLU e SLE del D.M. 14/01/2008).

Le verifiche finali della sicurezza e delle prestazioni attese, ai sensi del D.M. 14/01/2008, sono eseguite, tenendo in considerazione i dati della presente nota, da specifica professionalità (ingegnere strutturale) (vedi appendice 1 - relazione geotecnica Ing. Lorenzo Calvetti).

1 - QUADRO NORMATIVO DI RIFERIMENTO

La presente nota è stata redatta in ottemperanza alla normativa vigente di seguito specificata:

- Decreto Ministeriale 14.01.2008

Testo Unitario - Norme Tecniche per le Costruzioni.

- Consiglio Superiore Lavori Pubblici

Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M. 14/01/2008 – Circolare 2 febbraio 2009.

- Consiglio Superiore Lavori Pubblici

Pericolosità sismica e criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale – Allegato al voto n. 36 del 27/07/2007.

- Eurocodice 8 (1998)

Indicazioni progettuali per la resistenza fisica delle strutture
Parte 5: fondazioni, strutture, di contenimento ed aspetti geotecnici (stesura finale 2003)

- Eurocodice 7.1 (1997)

Progettazione geotecnica – Parte I: Regole generali - UNI

- Eurocodice 7.2 (2002)

Progettazione geotecnica – Parte II: Progettazione assistita da prove di laboratorio - UNI

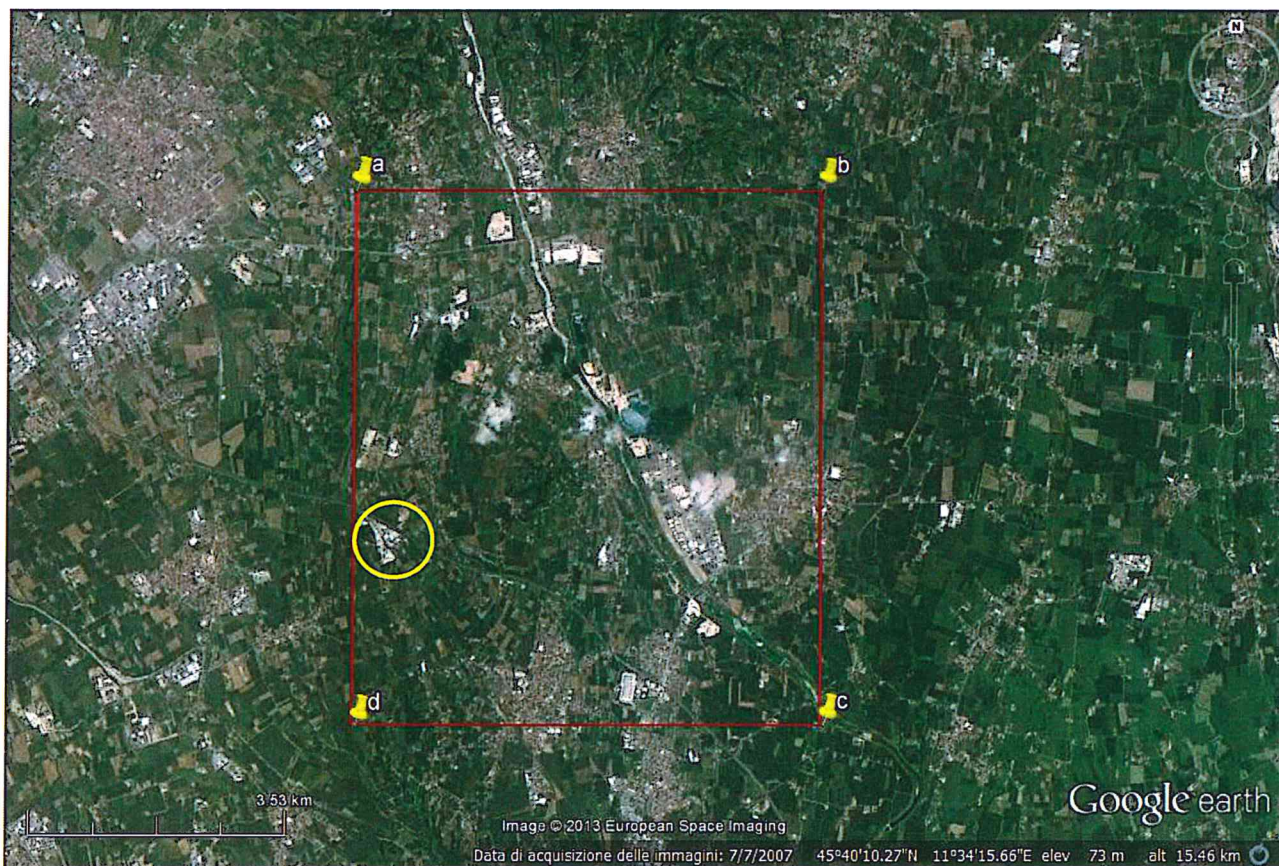
- Eurocodice 7.3 (2002)

Progettazione geotecnica – Parte II: Progettazione assistita con prove in sito - UNI

2 – CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO DI INTERVENTO

2.1 – Inquadramento generale dell'area

L'area di ricerca si colloca a Nord della città di Vicenza, in corrispondenza della valle del Fiume Astico (Fig. 1). I terreni sono prevalentemente pianeggianti fatta eccezione per i modesti rilievi isolati che occupano i territori comunali di Sarcedo e Montecchio Precalcino. In particolare, il Monte Bastia (mt. 160 s.l.m.) si colloca nella parte centrale del permesso richiesto.



**Fig. 1 - Area del Permesso di ricerca su immagine da GOOGLE EARTH
Il cerchio giallo indica il cantiere di perforazione.**

In particolare, il territorio interessato dal progetto geotermico delle perforazioni esplorative è localizzato in una porzione al margine ovest del Permesso di ricerca, in prossimità delle località di Levà e Pra Castello. L'area di cantiere è nel dettaglio collocata all'interno della zona industriale attiva di proprietà di DIERRE IMMOBILIARE Srl in locazione a SAFOND MARTINI Srl, in prossimità del collegamento ferroviario ed autostradale (A31 di Valdagno) localizzati ad Est del sito e confina nel lato sud, con gli impianti di smaltimento dei rifiuti provenienti da acciaierie della stessa proprietà di SAFOND. I lati nord ed ovest più prospicienti all'area di interesse sono invece occupati da campi incolti (Fig. 2).

Dal punto di vista corografico, l'area si estende nella pianura veneta, ai piedi delle Prealpi ed è attraversata dal Torrente Astico, che scorre secondo un asse NNO-SSE, determinando il confine di Sarcedo e Montecchio Precalcino con Breganze.

Dal punto di vista infrastrutturale l'area è attraversata lungo la direzione O-SE dall'autostrada Valdastico A31. Si rileva inoltre una buona viabilità secondaria rappresentata principalmente dalla seguenti strade provinciali:

- S.P. di Novoledo n.50, in direzione O-E, che collega Novoledo a Povolaro;
- S.P. di Fara n.67, in direzione N-SE, che collega Fara Vigentino alla S.S. 248.

Esiste inoltre una rete di viabilità minore facente campo a strade comunali, vicinali e campestri che ben compenetrano il tessuto rurale del territorio.

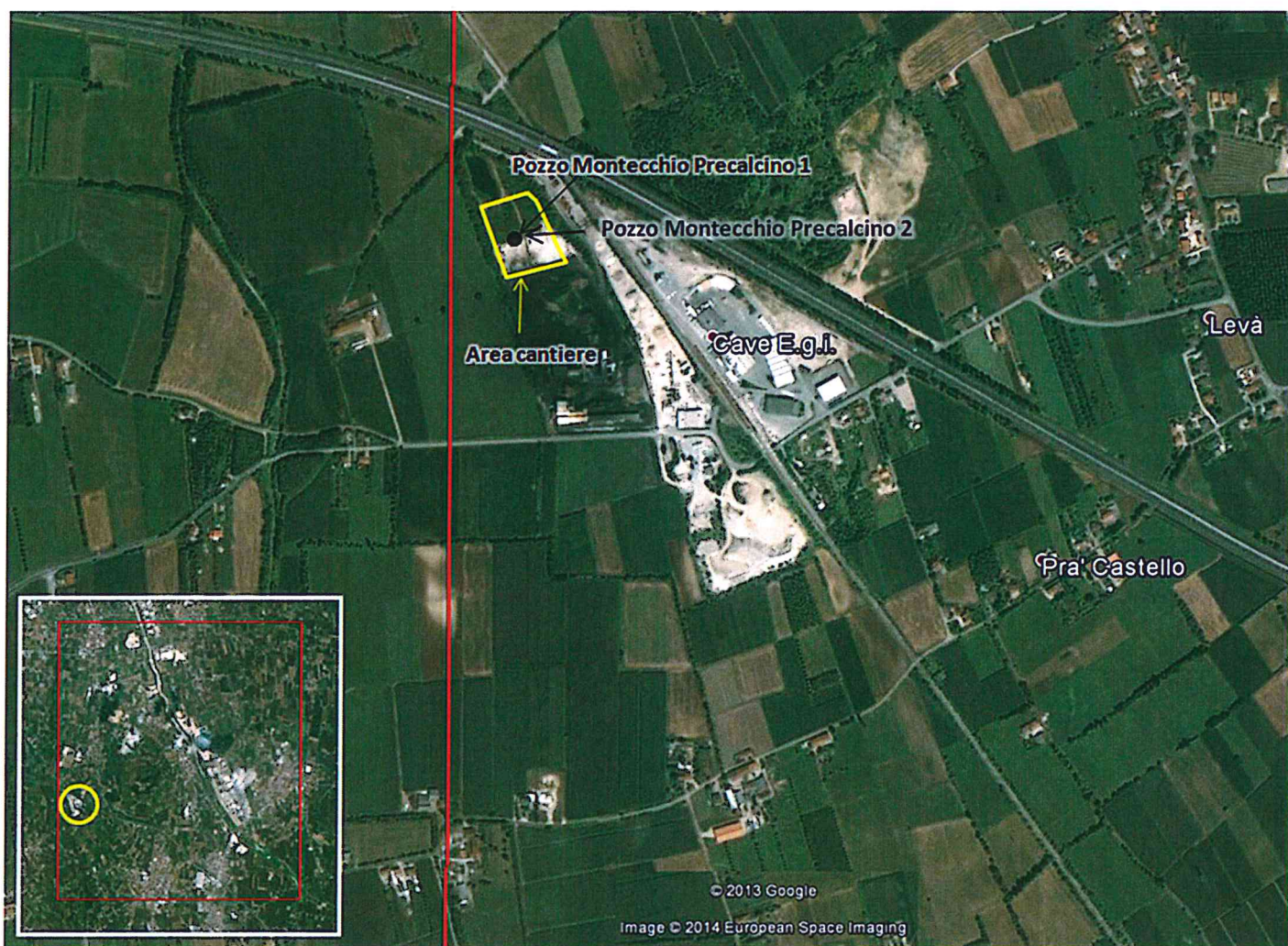


Fig. 2. Localizzazione del territorio interessato dal progetto

Il cantiere di perforazione, come evidenziato nella sottostante Fig. 3 (Estratto Carta dei Vincoli e della Pianificazione Territoriale del P.A.T.I. di Pedemontana Vicentina), dal punto di vista urbanistico è classificato come "Cave - attive e scadute", di cui all'art. 7 delle NTA del P.A.T.I.; l'attività di ricerca in progetto risulta conforme alla norma indicata.

Per quanto concerne la vincolistica, nell'area che sarà adibita a cantiere di perforazione per ricerca geotermica non si rilevano particolari vincoli di natura geologico-idraulica, ambientale e paesaggistica.

Dal punto di vista morfologico, l'area risulta pianeggiante e non si rilevano forme di dissesto implicanti movimenti gravitativi attivi. L'area di cantiere sarà ubicata come predetto all'interno di un'area industriale, ex-area estrattiva, si rilevano pertanto numerose forme di rimaneggiamento antropico.

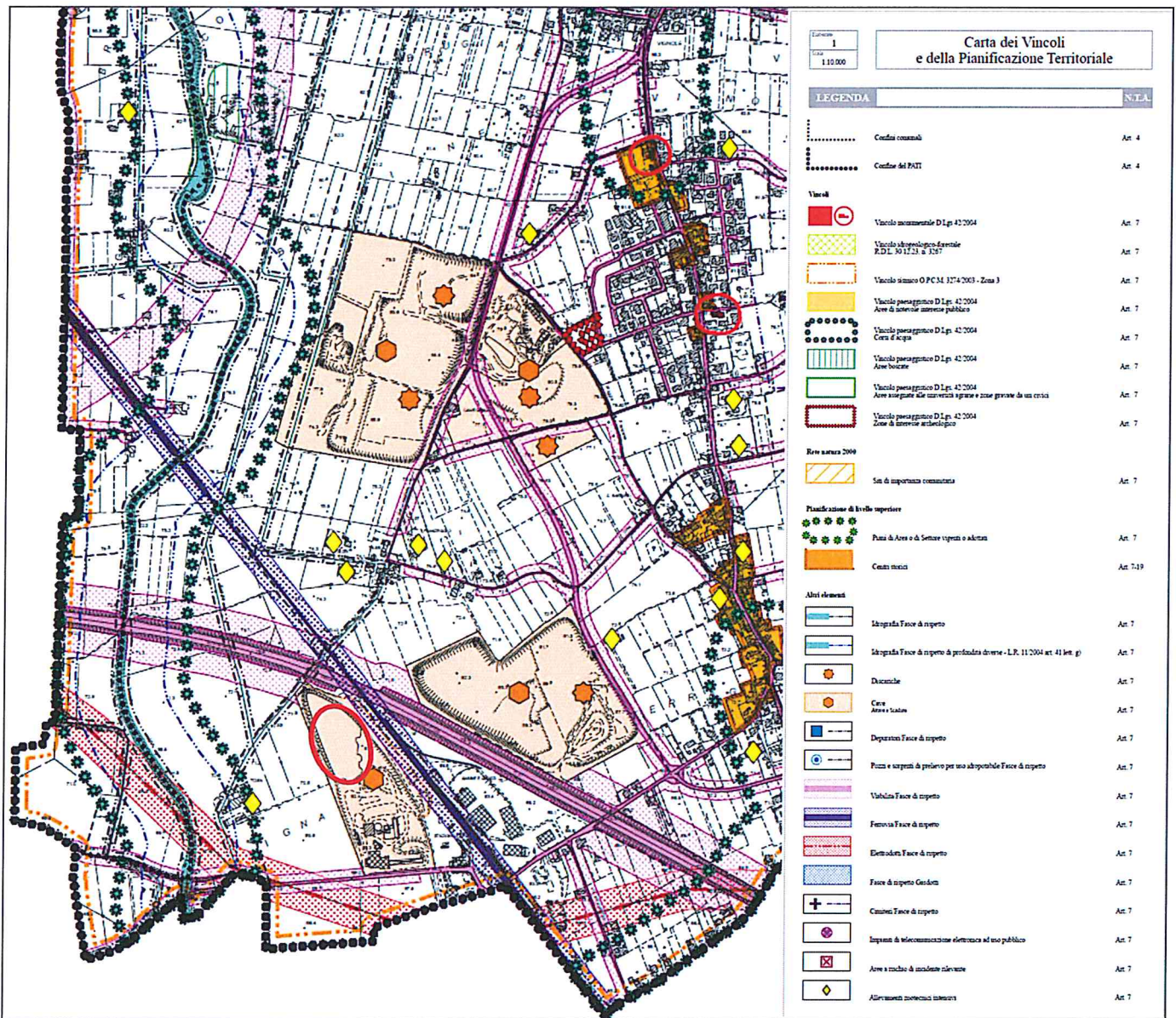
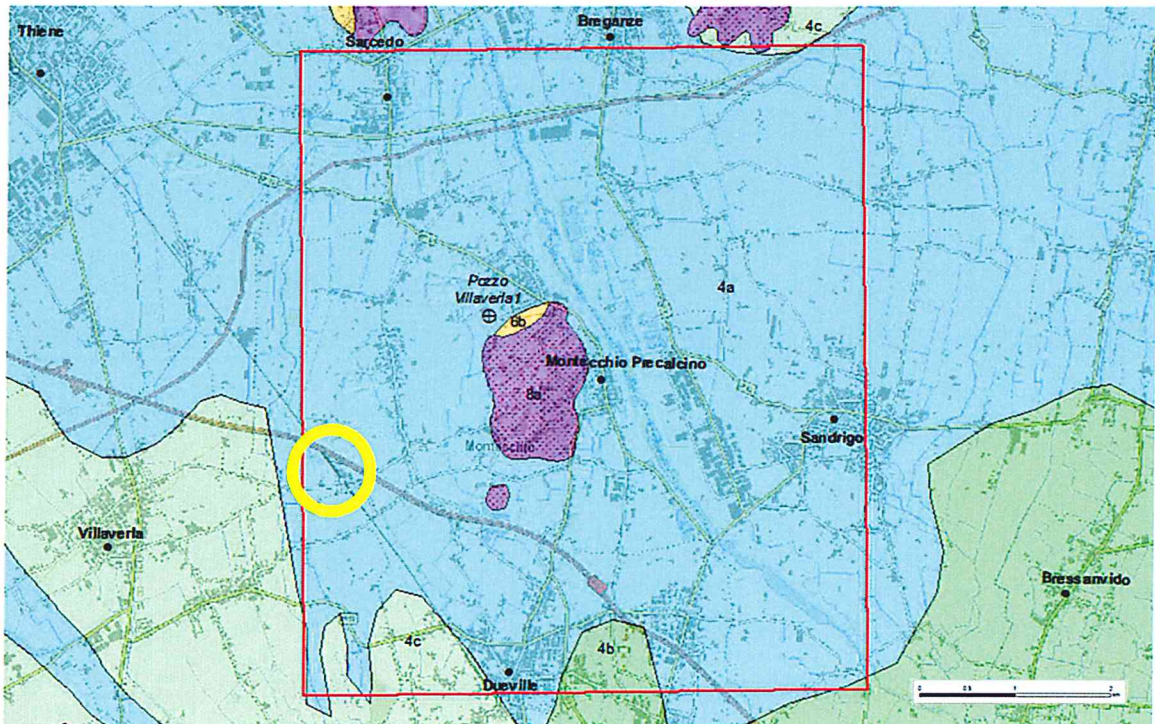


Fig. 3- Estratto Carta dei Vincoli e della Pianificazione Territoriale (P.A.T.I. di Pedemontana Vicentina - EI.1/4)

Allo stato attuale, non si rilevano in sintesi particolari problematiche di carattere geomorfologico in grado di compromettere la fattibilità dell'intervento edilizio in progetto.

2.2 - Geologia

L'area di ricerca di Montecchio Precalcino ricade all'interno del Foglio CARG 103 Schio, del quale non sono disponibili né la carta geologica, né le note illustrative del Foglio.



Legenda

- ⊕ Pozzo Villaveria 1
- ▭ Area Permesso di Ricerca
- ▭ 4 a - Ghiaie e sabbie prevalenti - Quaternario
- ▭ 4 c - Limi e argille prevalenti - Quaternario
- ▭ 6 b - Conglomerati poligenici, argilliti e arenarie con lenti conglomeratiche, arenarie quarzose e calcaree, arenarie glauconitiche, siltiti e marne - Miocene sup. - Oligocene sup.
- ▭ 8 a - Basalti di colata, filoni e camini di lava - Oligocene - Paleocene sup.

Fig. 4. Informazione vettoriale e legenda litotecnica estratta dal Geoportale della Regione Veneto – il cerchio giallo indica l'area di cantiere.

Dal sito ISPRA è stato possibile però consultare le carte geologiche in scala 1:100.000 dei fogli 037 del Grappa e 050 Padova. L'area in esame risulta caratterizzata da una potente serie di depositi alluvionali del quaternario, costituiti per lo più dalla conoide del Fiume Astico poggianti

sopra un basamento roccioso terziario. I sedimenti si sono prevalentemente depositi ad opera prima delle glaciazioni alpine e successivamente delle correnti fluvioglaciali.

La legenda della cartografia ISPRA definisce le formazioni affioranti nel cantiere di ricerca, come segue:

- Depositi Alluvionali (Quaternario)

Alluvioni grossolane, ghiaiose, con livelli conglomeratici, di sovente terrazzate specialmente lungo l'Astico (Caltrano), la valle del Piave, del Tegerzo, conoidi del Brenta, ecc. Alcuni livelli appartengono alla fase di aumento dell'espansione glaciale Wurmiana, altri sono posteriori.

Il Geoportale della Regione Veneto consente inoltre di consultare il dato digitale della cartografia litotecnica del territorio regionale.

La Fig. 4 è un estratto della banca dati disponibili dal SIT regionale focalizzato sull'area del permesso di ricerca che consente di definire quattro classi litotecniche:

- 4a – Ghiaie e sabbie prevalenti (Quaternario)
- 4c – Limi e argille prevalenti (Quaternario)
- 6b – Conglomerati poligenici, argilliti e arenarie con lenti conglomerati che, arenarie quarzose e calcaree, arenarie glauconiti che, siltiti e marne (Miocene sup. – Oligocene sup.)
- 8a - Basalti di colata, filoni e camini di lava (Paleocene sup.)

Alla mappa di Fig. 4 è stata aggiunta la localizzazione del pozzo Villaverla 1, realizzato da AGIP negli anni '70 per scopi esplorativi. Il pozzo, risultato sterile per scopi minerari (ricerca di idrocarburi), risulta comunque una fonte di informazioni importanti nell'ottica del progetto geotermico.

2.3 – Inquadramento idrogeologico generale

Per quanto concerne le caratteristiche idrogeologiche generali, la pianura veneta, per quanto concerne i primi 300 metri dal piano campagna, è caratterizzata da conoidi alluvionali ghiaiose che, nel corso del tempo, si sono sovrapposte e compenstrate lateralmente, determinando un potente spessore di sedimenti. Seguendo una direttrice NO-SE, lo spessore dei depositi ghiaiosi

si assottiglia in modo progressivo andando ad esaurirsi all'interno di livelli sabbiosi-limosi e argillosi fino a separare un acquifero libero superficiale da uno più profondo in pressione.

Nella zona di transizione tra i due acquiferi, dove la superficie della falda freatica si interseca al piano di campagna dando origine alla fascia delle risorgive, esiste una zona di transizione tra l'omogeneità del mezzo poroso tipico dell'alta pianura ed il progressivo passaggio a livelli impermeabili. Come specificato dal PTCP di Vicenza, i caratteri idrogeologici del territorio possono essere schematizzati in cinque zone che, dalle aree montane al fondovalle assumono le caratteristiche descritte di seguito:

- Zona montana –comprende le vette dai Monti Lessini fino all'Altopiano dei Sette Comuni caratterizzati da sistemi carsici dei massicci calcareo-dolomitici che ospitano potenti acquiferi, alimentati per lo più da afflussi meteorici.
- Aree infra-vallive – prodotte da processi erosivi dei corsi d'acqua e quindi caratterizzati da potenti strati di ghiaie e sabbie, continui fino al substrato roccioso e che contengono falde in sub-alveo, alimentati dagli interscambi con i corsi d'acqua.
- Conoidi di alta pianura – caratterizzati da spessori di circa 150 m di depositi alluvionali che contengono falde freatiche ricchissime di acqua, alimentate da dispersioni dei corsi d'acqua e da afflussi meteorici, che regolano idraulicamente le variazioni delle riserve idriche profonde.
- Zona di media pianura – caratterizzata da livelli ghiaiosi interposti a strati limoso-argillosi. Tali livelli, spessi fino a 250 m e poggianti sul substrato roccioso, sono interessati da acquiferi artesiani multistrato con sistema di falde in pressione. Le falde artesiane più profonde, sono utilizzate per gli usi acquedottistici, garantendo il rifornimento idrico per gli abitanti dei numerosi comuni circoscritti.
- Zona di bassa pianura – comprende anche i territori che arrivano alla laguna veneta caratterizzati da materiale a bassa permeabilità, rendendo meno interessante questa area per lo sfruttamento della risorsa idrica.

Dalla consultazione del Piano di Tutela della Acque della regione Veneto, l'area destinata al cantiere di perforazione ricade all'interno della "zona di ricarica" secondo quanto riportato dalla carta delle "zone omogenee di protezione dall'inquinamento" (Fig. 5); nella stessa cartografia è osservabile la "Linea delle risorgive", posta a valle dell'area di cantiere.

Analogamente, l'area è classificata come zona di "alta pianura – zona di ricarica degli acquiferi" Fig. 6, con grado di vulnerabilità intrinseca della falda freatica della Pianura veneta "medio-alta" secondo la carta di Fig. 7.

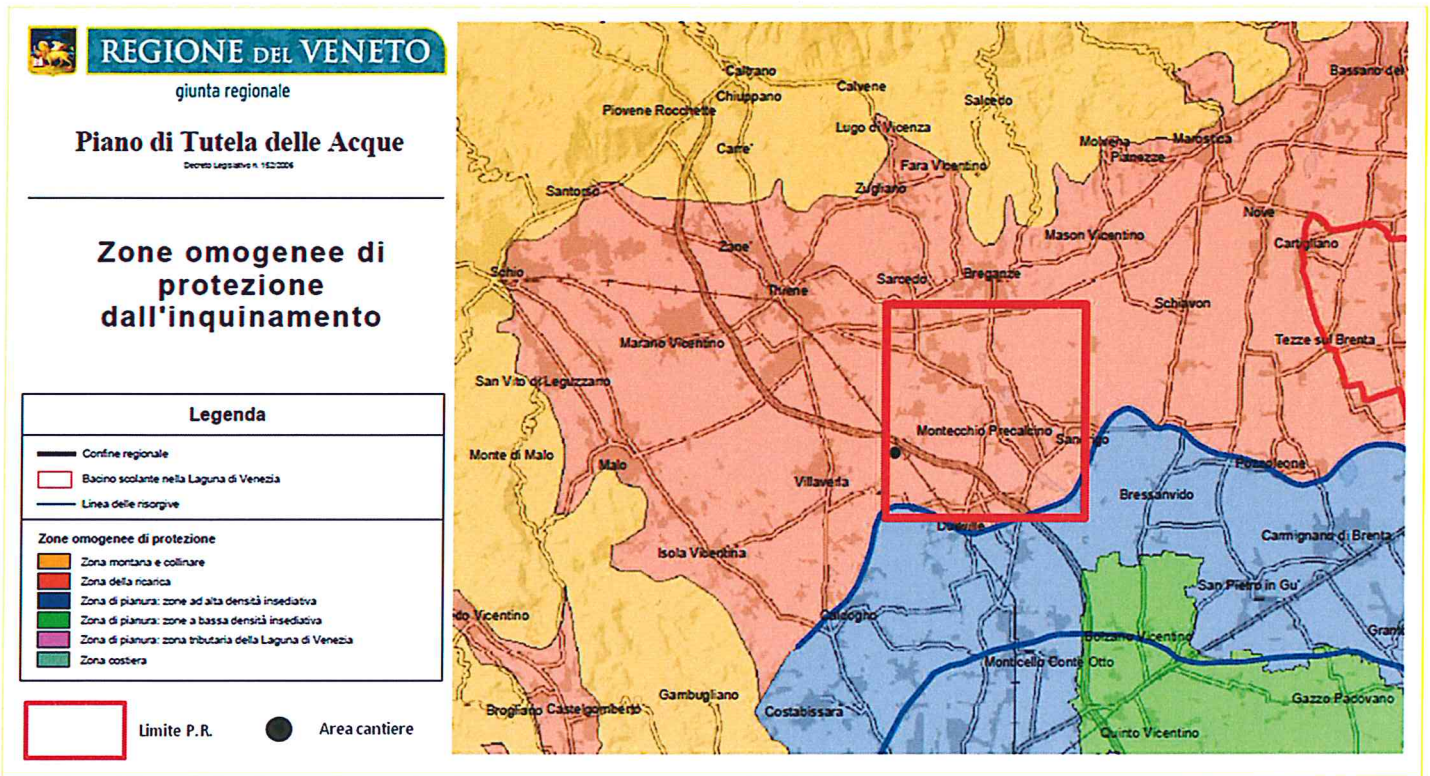


Fig. 5. Carta delle “zone omogenee di protezione dall'inquinamento” (da PTA regione Veneto, modificata).
In rosso il P.R. In nero l'area di cantiere.

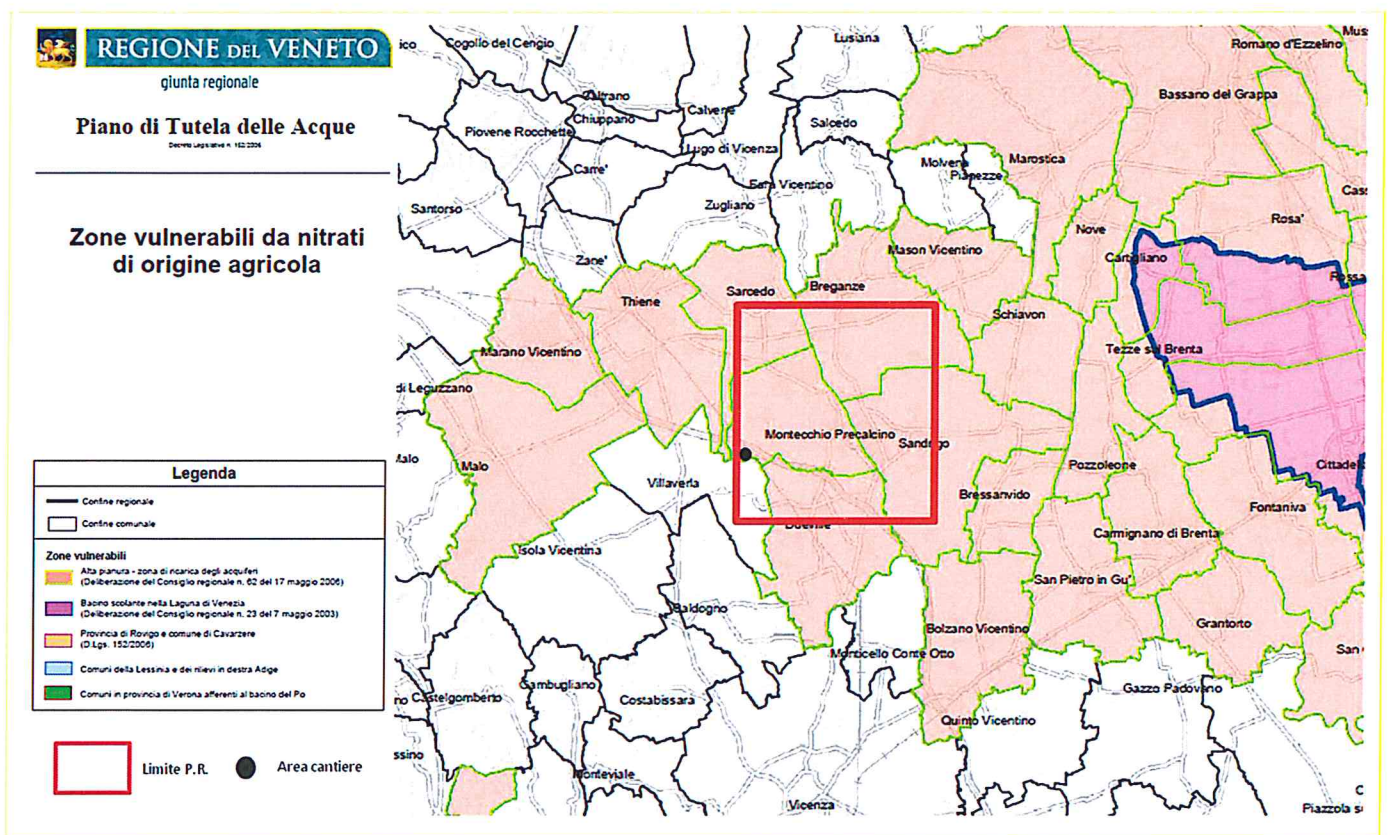


Fig. 6. Carta delle “zone vulnerabili da nitrati di origine agricola” (da PTA regione Veneto, modificata).
In rosso il P.R. In nero l'area di cantiere.

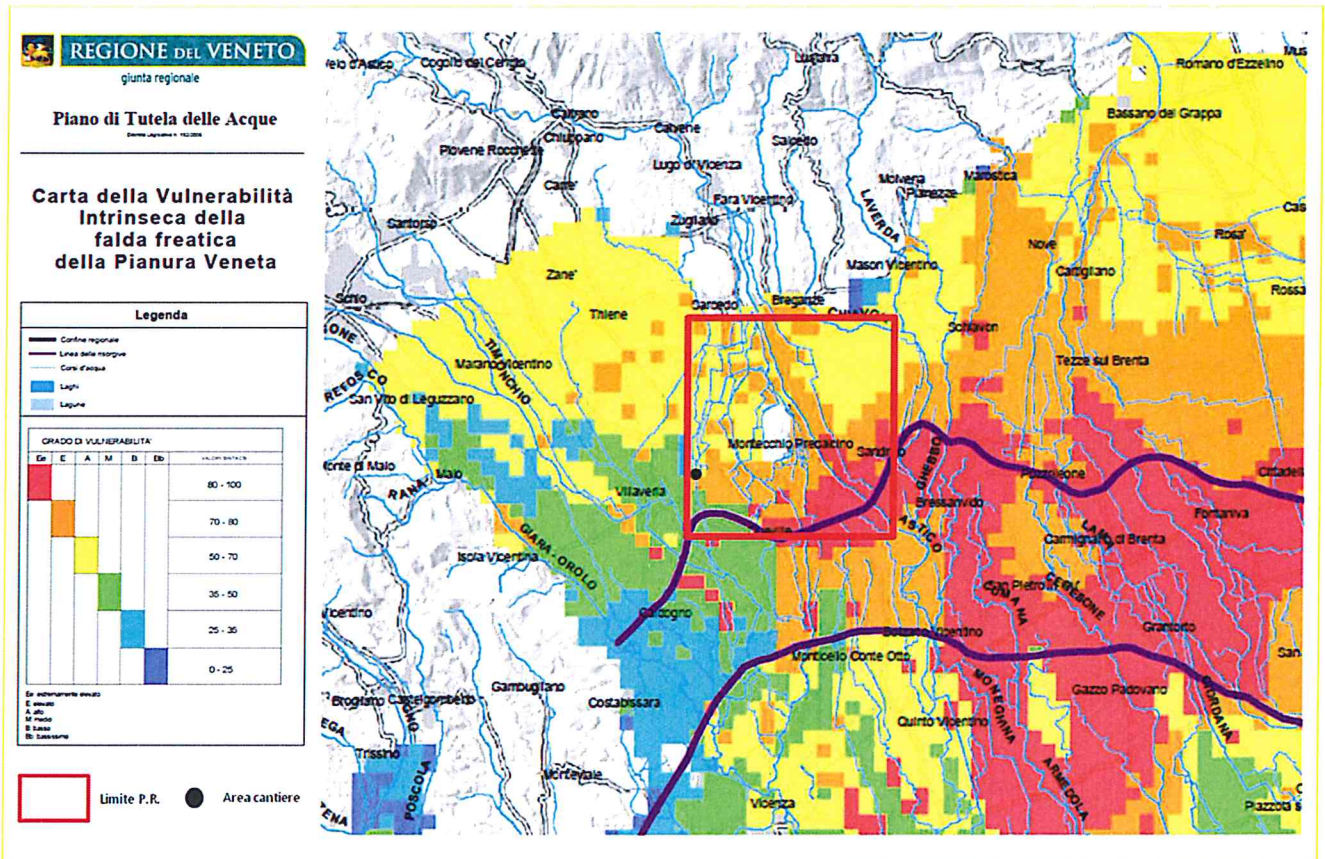


Fig. 7. Carta delle "Vulnerabilità intrinseca della falda freatica della Pianura Veneta" (da PTA regione Veneto, modificata). In rosso il P.R. In nero l'area di cantiere.

In dettaglio, la condizione idrogeologica dell'area, desunta sia da log geofisici e stratigrafie di perforazioni profonde (i.e. pozzo Villaverla 1) che da indagini dirette eseguite nell'area di cantiere (prova penetrometrica e indagini speditive di sismica passiva a stazione singola H/V, prevede la presenza di un acquifero superficiale all'interno del materasso alluvionale del Quaternario, compreso tra le profondità di circa 10 m e 40 m dal p.c. attuale e rappresentato da limi sabbiosi e sabbie con ciottoli e ghiaie più frequenti a partire da circa -18 m da p.c.) ed un secondo acquifero sempre di acqua dolce, compreso tra le profondità di circa 41 m e 76 m dal p.c. attuale nei Calcari Litoranei di Lonedo con sabbia e arenaria quarzosa.

2.4 - Considerazioni sulla pericolosità dell'area e sulla fattibilità dell'intervento in progetto

Dall'analisi delle cartografie del PAI, in corrispondenza dell'area di cantiere per la realizzazione delle perforazioni esplorative per ricerca geotermica, non si rilevano aree perimetrale a pericolosità e rischio, idraulico, geologico e da valanga (Fig. 8).

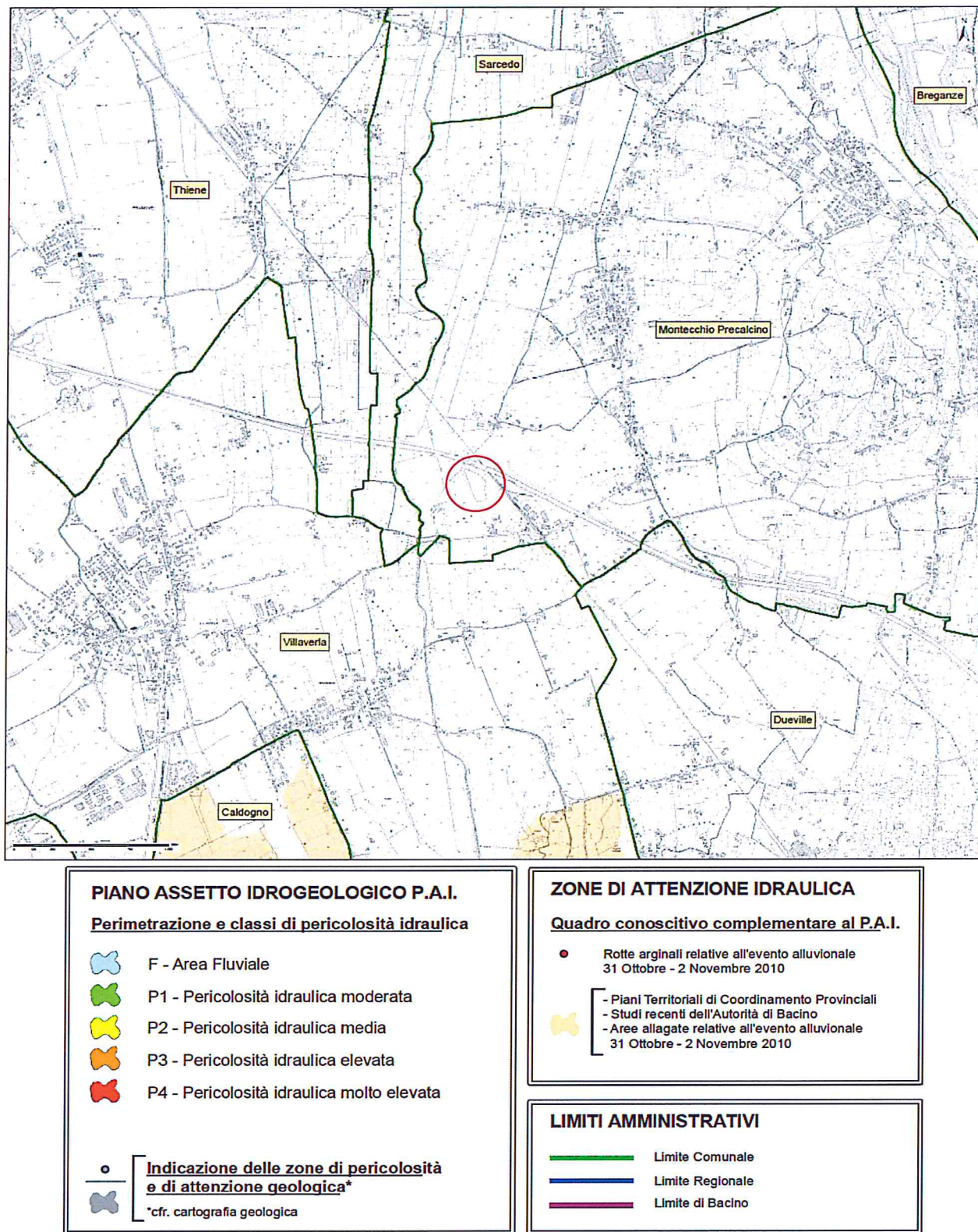


Fig. 8. PAI – Piano stralcio per l’Assetto Idrogeologico del bacino idrografico del fiume Brenta-Bacchiglione (D.Lgs. 152/2006 – Carta della pericolosità idraulica – Aggiornamento in esito a Decreto Segretariale n.2432 del 25/09/2013). Il cerchio rosso individua l’area da destinare al cantiere.

E' stato inoltre preso in considerazione il Piano di Assetto del territorio Intercomunale (PATI), denominato Terre di Pedemontana Vicentina, che interessa i comuni di Breganze, Calvene, Fara Vicentino, Lugo di Vicenza, Montecchio Precalcino, Salcedo, Sarcedo, Zugliano e nello specifico le relative cartografie tematiche.

Dall'analisi di tali cartografie, non si rilevano particolari condizionamenti di carattere geologico, geomorfologico, idraulico e sismico in grado di compromettere la fattibilità dell'intervento.

3 - INDAGINI GEOGNOSTICHE E CARATTERIZZAZIONE FISICO-MECCANICA DEI TERRENI

3.1 - Criteri di indagine

Tenendo in considerazione le condizioni geologiche, geomorfologiche ed idrogeologiche del luogo di intervento, nonché tutte le prescrizioni della normativa e quelle derivate da strumenti sovraordinati di gestione del territorio, ai fini della definizione del modello geologico di sintesi per la progettazione, in data 09/10/2014 all'interno dell'area di cantiere è stata realizzata una campagna geognostica in corrispondenza del comparto d'intervento, dalla ditta GEODIS Srl. In particolare sono stati eseguiti i seguenti approfondimenti conoscitivi:

- ✓ Realizzazione di n° 1 prova penetrometrica dinamica con punta meccanica (DPSH) spinta fino ad un massimo di 18 m da p.c.;
- ✓ Esecuzione di una prova geofisica H.V.S.R..

L'indagine geofisica ha permesso di determinare la categoria di suolo del terreno di fondazione attraverso il calcolo del parametro Vs30, in riferimento all'Ordinanza P.C.M. n°3274/04 ed al D.M. 14/01/2008. Il report delle indagini eseguite dallo studio GEODIS Srl è ripotato in allegato 1, l'ubicazione dei punti d'indagine è riportata in Fig. 9.

3.2 - Descrizione delle indagini con standards di riferimento delle varie prove

Per l'esecuzione della prova penetrometrica è stato impiegato un penetrometro da 20 T di spinta, modello Pagani tipo TG 63-200 montato su cingoli.

La prova penetrometrica dinamica consiste nell'infiggere nel terreno una punta conica (per tratti consecutivi), misurando il numero di colpi N necessari per eseguire avanzamenti successivi di 30 cm.

Elementi caratteristici del penetrometro dinamico superpesante (Tipo DPSH) sono i seguenti:

- peso massa battente M = 63.5 kg;
- altezza libera caduta H = 0.75 m;
- diametro base cono D = 50.5 mm;

- area base cono $A = 20 \text{ cm}^2$;
- angolo di apertura $\alpha = 60^\circ\text{-}90^\circ$;
- avanzamento (penetrazione) $d = 20\text{-}30 \text{ cm}$

L'elaborazione, l'interpretazione (in funzione dei valori del numero dei colpi e della resistenza alla punta) e la visualizzazione grafica dei dati di campagna consente di "catalogare e parametrizzare" il suolo attraversato. In particolare una prova dinamica consente di ottenere informazioni su:

- l'andamento verticale e orizzontale degli intervalli stratigrafici,
- la caratterizzazione litologica delle unità stratigrafiche,
- i parametri geotecnici dei terreni.

Il rapporto tra il numero di colpi di questo penetrometro e quello della Standard Penetration Test è stato valutato come:

$$N_{spt} = 1.52 N_{din}$$

Elaborando le letture di campagna, è possibile risalire alle principali caratteristiche dei terreni attraversati.

Il foro penetrometrico DPSH1 ha raggiunto la profondità di $-18,0 \text{ m}$ da p.c. attuale e si è arrestato in corrispondenza del rifiuto strumentale all'avanzamento. Il rapporto dell'indagine eseguita è riportato in allegato 1.

Per la determinazione del parametro V_{s30} sono state come predetto effettuate delle indagini speditive di sismica passiva a stazione singola.

È stata eseguita n. 1 misura di microtremore sismico ambientale a stazione singola su terreno libero. Il rumore sismico ambientale, presente ovunque sulla superficie terrestre, è generato, oltre che dall'attività dinamica terrestre, dai fenomeni atmosferici (onde oceaniche, vento) e dall'attività antropica. Viene definito microtremore in quanto riguarda oscillazioni molto più piccole di quelle indotte dai terremoti in termini di accelerazione.

I metodi che si basano sulla sua acquisizione si dicono passivi in quanto il rumore non è generato ad hoc, come ad esempio nelle esplosioni della sismica attiva.

Nel caso specifico del sito in esame, si è cercato di correlare i valori di picco dello spettro di risposta H.V.S.R. con le frequenze fondamentali di risonanza di sito. Interpretando i minimi della componente verticale come risonanza del modo fondamentale dell'onda di Rayleigh e i picchi delle componenti orizzontali come contributo delle onde SH, si sono potute ricavare le frequenze relative ad ogni discontinuità sismica.

Sapendo che i valori di picco sono proporzionali ai contrasti di rigidità e utilizzando le informazioni stratigrafiche ottenute dalla prova penetrometrica, si è estrapolata una stratigrafia sismica del sottosuolo.

La tecnica geofisica utilizzata indica una V_{s30} pari a 233 m/s.

Per maggiori dettagli riguardo l'indagine sismica eseguita si rimanda al report delle indagini in all'allegato 1.

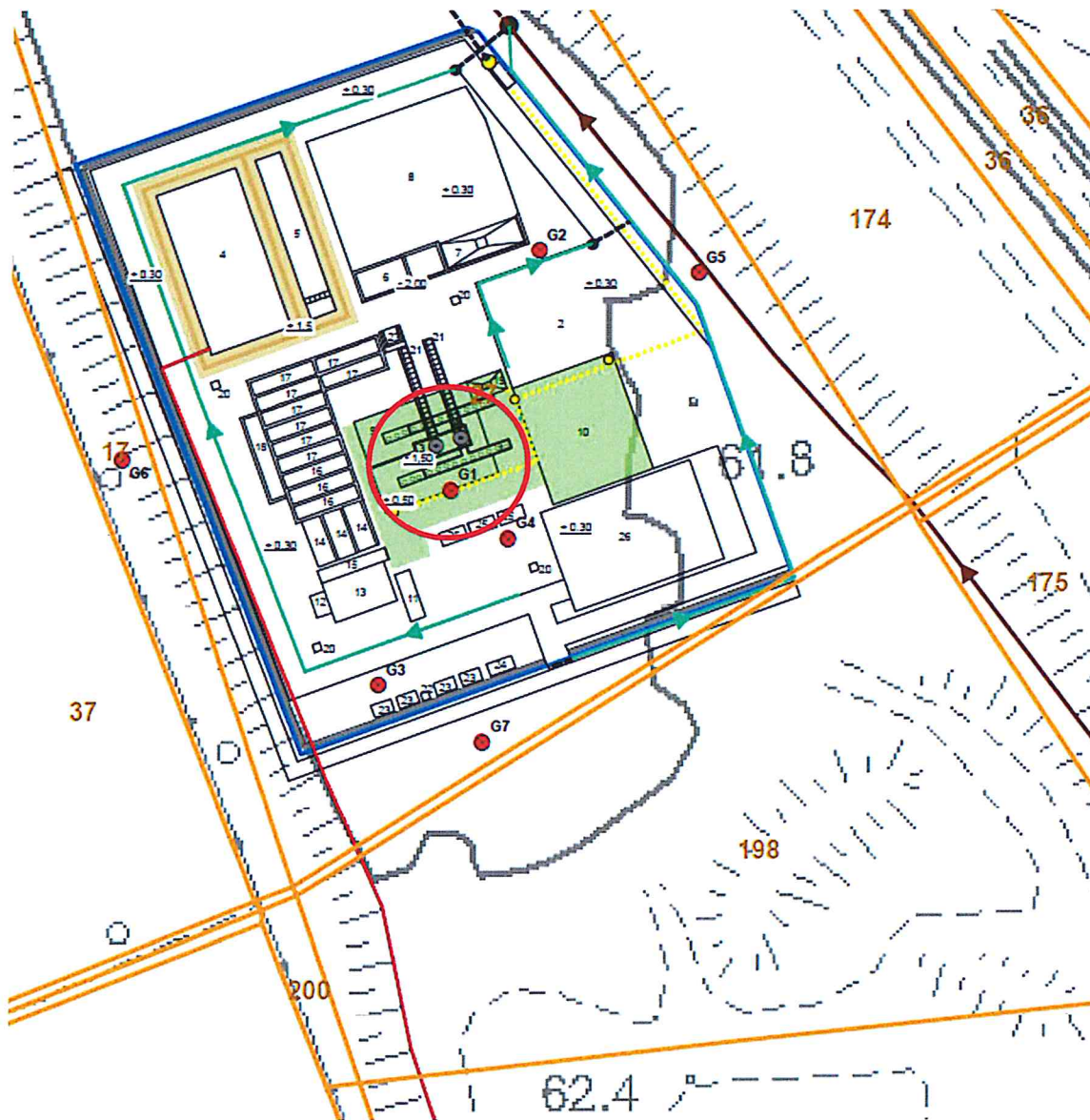


Fig. 9 – Area di cantiere – il cerchio rosso indica l'area d'indagine geognostica.

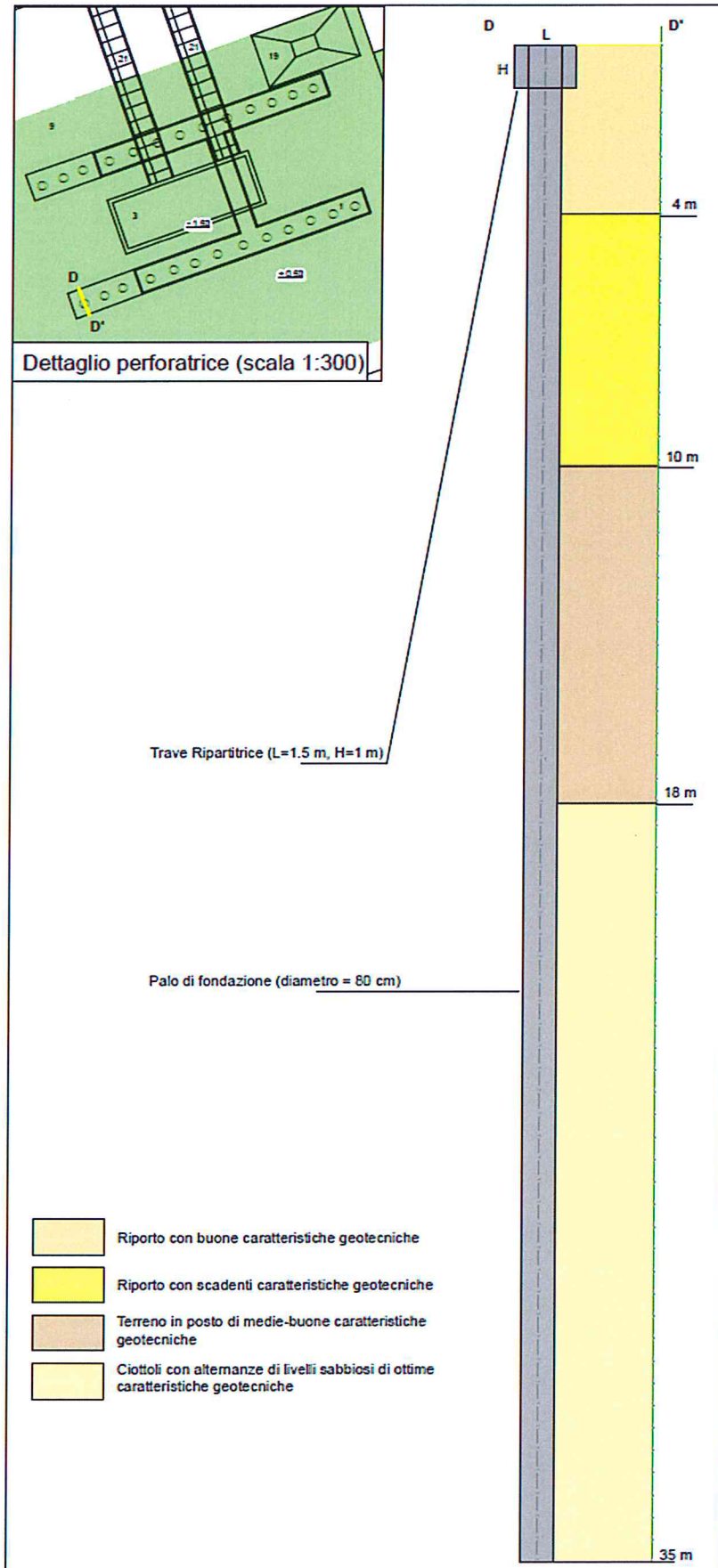


Fig. 10 – stratigrafia di riferimento

3.3 – Caratteristiche litologico-stratigrafiche.

Dalle risultanze delle indagini geognostiche condotte in corrispondenza del comparto d'intervento è stato possibile ricostruire verosimilmente il seguente assetto stratigrafico e litologico per il comparto interessato dall'intervento in progetto.

Premesso Il sito d'indagine è costituito come predetto da un'area ex-estrattiva, che ha subito dunque importanti interventi antropici; alla luce dell'indagine eseguita, si stima ragionevolmente la presenza di circa -10,0 m di terreno di riporto a partire dal piano campagna d'indagine.

Tale terreno di riporto fino a circa -4,0 m da p.c. presenta caratteristiche geotecniche mediamente piuttosto buone ($N_{spt(\text{medio})}=32,37$), mentre tra -4,0 m e -10,0 m da p.c. si individuano caratteristiche fisico meccaniche mediamente più basse ($N_{spt(\text{medio})}=10,64$). A partire da -10,0 m da p.c. si registra un progressivo miglioramento delle caratteristiche geotecniche dei terreni, attribuibili verosimilmente a depositi alluvionali di medie caratteristiche geotecniche a composizione limoso sabbiosa ($N_{spt(\text{medio})}=22,8$), fino alla profondità di circa -18,0 m da p.c., in corrispondenza della quale si registra il rifiuto strumentale all'avanzamento della punta. A partire da -18,0 m da p.c., infatti, e fino alla profondità di circa -40,0 m da p.c., sulla base anche degli esiti di perforazioni profonde eseguite in prossimità dell'area in esame e che hanno permesso di avere una visione diretta dei terreni in profondità, sono attese alternanze di ciottoli e ghiaie di caratteristiche geotecniche molto buone.

In sintesi nell'area in esame si possono raggruppare i seguenti orizzonti litologico-stratigrafici principali:

- 1 – terreno di riporto di medio-buone caratteristiche geotecniche** (da p.c. fino a circa a -4,0 m d'indagine);
- 2 – terreno di riporto di medio-basse caratteristiche geotecniche** (dalla base dell'orizzonte 1 fino a una profondità di circa -10,0 m p.c. d'indagine);
- 3 – Depositi alluvionali: alternanza di limi sabbiosi e sabbie limose di medio buone caratteristiche geotecniche** (dalla base dell'orizzonte 2 fino a una profondità di circa -18,0 m da p.c. d'indagine);
- 4 – Depositi alluvionali: ciottoli e ghiaie con livelli di sabbioso-limosi e argillosi di caratteristiche geotecniche molto buone** (dalla base dell'orizzonte 3 fino a una profondità di circa -40,0 m da p.c. d'indagine).

Per i dettagli si rimanda ai tabulati della prova penetrometrica in allegato 1, mentre in Fig. 10 è riportata la stratigrafia schematica di riferimento.

L'indagine geofisica ha confermato la presenza di una netta discontinuità (marcato contrasto di impedenza sismica) alla profondità di circa 40 m da p.c. (al di sotto delle ghiaie in cui sono attesi terreni litoidi – Calcarì di Lonedo).

3.4 – Caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni.

A seguito degli approfondimenti d'indagine svolti nell'area d'intervento è stato possibile attribuire i seguenti parametri geotecnici agli orizzonti litologici principali, in termini di valori caratteristici, come indicato nelle NTC 2008 (6.2.2).

Orizzonte	Stratigrafia schematica di riferimento	Profondità (m)	ϕ' (°)	C (kPa)	Ed (kN/m ²)	γ (KN/m ³)
1	Terreno di riporto di medio-buone caratteristiche geotecniche.	0,0-4,00	35°	0	20000	19,0
2	Terreno di riporto di medio-basse caratteristiche geotecniche	4,00-10,0	23°	5	5555	18,50
3	Depositi alluvionali: alternanza di limi sabbiosi e sabbie limose di medio buone caratteristiche geotecniche	10,0-18,0	32°	2	8333	18,50
4	Depositi alluvionali: ciottoli e ghiaie con livelli di sabbioso-limosi e argillosi di caratteristiche geotecniche molto buone (rifiuto strumentale a -18,0 m da p.c.)	18,0-40,0	35°	0	50000	19,0

dove:

ϕ =angolo di attrito interno

C=coesione efficace

γ = peso di volume del terreno

Ed=modulo edometrico

3.5 – Categoria di sottosuolo

Le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14/01/2008) propongono l'adozione di un sistema di caratterizzazione geofisica e geotecnica del profilo stratigrafico del sottosuolo, mediante cinque tipologie di suoli (A-B-C-D-E più altri due speciali: S1 e S2), da individuare attraverso la stima dei valori della velocità media delle onde sismiche di taglio mediate, ovvero sul numero di colpi N_{spt} ottenuti in una prova penetrometrica dinamica, ovvero sulla coesione non drenata media C_u . Dal punto di vista strettamente normativo si fa riferimento al punto 3.2.2 del D.M. 14/01/2008 (Categorie di sottosuolo e condizioni topografiche).

In base alle grandezze sopra definite si identificano le seguenti Categorie di Sottosuolo:

categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di V_{s30} superiori a 800 m/s eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{spt30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $Cu_{30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina)
C	<i>Deposit</i> 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 V_{s30} compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{spt30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 \text{ kPa} < Cu_{30} < 250 \text{ kPa}$ nei terreni a grana fina)
D	<i>Deposit</i> di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di 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 V_{s30} inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{spt30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $Cu_{30} < 70$ kPa nei terreni a grana fine)
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_{s30} > 800$ m/s).
S1	Deposit di terreni caratterizzati da valori di V_{s30} inferiori a 100 m/s (ovvero $10 \text{ kPa} < Cu_{,30} < 20 \text{ kPa}$), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche
S2	Deposit di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.

Tabella 3.2.II (NTC) – Categorie di sottosuolo

I risultati dell'indagine sismica eseguita nel comparto d'intervento indicano un valore medio di V_{s30} pari a circa **233 m/sec**.

In riferimento al D.M. 14/01/2008 per il terreno indagato, dall'analisi delle V_{s30} ottenute e verificando la congruenza con la descrizione stratigrafica della tabella sopra riportata (3.2.II NTC 08) è stato stimato un sottosuolo di **categoria "C"**, ovvero si tratta di "*Deposit* 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 V_{s30} compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{spt} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 \text{ kPa} < Cu_{30} < 250 \text{ kPa}$ nei terreni a grana fina)".

3.6 – Condizioni piezometriche di dettaglio

Le indagini geognostiche eseguite nel sito non hanno permesso la misura diretta della profondità della superficie piezometrica, in quanto il foro penetrometrico a causa delle caratteristiche dei terreni indagati (terreno di riporto), è franato ad una quota di 0,30 m da p.c. e non è stato possibile pertanto installare nel foro il tubo piezometrico.

Sulla base dei dati e degli studi disponibili è comunque possibile affermare che il livello della falda di tipo freatico si attesta alla profondità di circa -4,00 m da p.c. con possibili oscillazioni stagionali.

Di tali condizioni andrà tenuto debitamente conto al momento dell'esecuzione dell'intervento (realizzazione pali di fondazione), impiegando "camicie" o opportuni accorgimenti finalizzati a evitare il franamento delle pareti dei perfori durante la realizzazione dei pali stessi.

4 – MODELLAZIONE SISMICA

Nell'ambito dell'Ordinanza P.C.M. n. 3274/03, il Comune di Montecchio Precalcino (VI) è inserito in Zona Sismica 3

Con l'entrata in vigore del D.M. 14/01/08, la stima della pericolosità sismica viene inoltre definita mediante un approccio "sito dipendente" e non più tramite un criterio "zona dipendente".

L'azione sismica di progetto in base alla quale valutare il rispetto dei diversi stati limite viene definita partendo dalla "pericolosità di base" del sito di costruzione, che è l'elemento essenziale per la determinazione dell'azione sismica.

In particolare, i caratteri del moto sismico su sito di riferimento rigido orizzontale sono descritti dalla distribuzione sul territorio nazionale del valore dell'accelerazione massima a_g al sito e dei parametri (F_0 e T_c^*), che permettono di definire gli spettri di risposta elastici per la generica probabilità di eccedenza nel periodo di riferimento PVR .

E' necessario pertanto determinare i parametri spettrali relativi al sito di intervento utilizzando come riferimento le informazioni disponibili nel reticolo di riferimento riportato nella tab. 1 dell'allegato B del suddetto decreto.

Lo scuotimento al suolo così individuato deve essere corretto per tener conto delle modifiche prodotte dalle condizioni locali del sottosuolo effettivamente presente nel sito di costruzione e dalla morfologia della superficie:

- Categoria di sottosuolo **C**
- Coefficiente di amplificazione stratigrafica $SS= 1,50$ (tabella 3.2.V - NTC)
- Coefficiente di amplificazione topografica $ST= 1,00$ (tabella 3.2.VI - NTC per categoria topografica T1 in tabella 3.2.IV)

Partendo dunque dai seguenti dati relativi alla costruzione in oggetto:

Tipo di costruzione	1
Vita nominale VN	< 10 anni
Classe d'uso	I
Coefficiente d'uso Cu	0,7
Vita o periodo di riferimento VR=VN x Cu	= 35 anni

per il sito di interesse sono stati ricavati, mediante l'utilizzo del programma di calcolo della GeoStru, i seguenti parametri sismici (allegato 2):

Sito in esame.

latitudine: 45,660288

longitudine: 11,521169

Classe: 1

Vita nominale: 50

Siti di riferimento

Sito 1 ID: 11627 Lat: 45,6683 Lon: 11,4895 Distanza: 2619,881

Sito 2 ID: 11628 Lat: 45,6695 Lon: 11,5609 Distanza: 3251,117

Sito 3 ID: 11850 Lat: 45,6195 Lon: 11,5625 Distanza: 5558,753

Sito 4 ID: 11849 Lat: 45,6184 Lon: 11,4912 Distanza: 5214,340

Parametri sismici

Categoria sottosuolo: C

Categoria topografica: T1

Periodo di riferimento: 35anni

Coefficiente cu: 0,7

Operatività (SLO):

Probabilità di superamento: 81 %

Tr: 30 [anni]

ag: 0,044 g

Fo: 2,457

Tc*: 0,239 [s]

Danno (SLD):

Probabilità di superamento: 63 %
Tr: 35 [anni]
ag: 0,047 g
Fo: 2,472
Tc*: 0,242 [s]

Salvaguardia della vita (SLV):

Probabilità di superamento: 10 %
Tr: 332 [anni]
ag: 0,141 g
Fo: 2,390
Tc*: 0,285 [s]

Prevenzione dal collasso (SLC):

Probabilità di superamento: 5 %
Tr: 682 [anni]
ag: 0,186 g
Fo: 2,414
Tc*: 0,288 [s]

Coefficienti Sismici

SLO:

Ss: 1,500
Cc: 1,680
St: 1,000
Kh: 0,013
Kv: 0,007
Amax: 0,640
Beta: 0,200

SLD:

Ss: 1,500
Cc: 1,680
St: 1,000
Kh: 0,014
Kv: 0,007
Amax: 0,698

Beta: 0,200

SLV:

Ss: 1,500

Cc: 1,590

St: 1,000

Kh: 0,051

Kv: 0,025

Amax: 2,081

Beta: 0,240

SLC:

Ss: 1,430

Cc: 1,580

St: 1,000

Kh: 0,064

Kv: 0,032

Amax: 2,611

Beta: 0,240

Le coordinate espresse in questo file sono in ED50 Geostru software - www.geostru.com

Coordinate WGS84

latitudine: 43.520917

longitudine: 11.081292

5 - CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA

5.1– Parametri caratteristici e di progetto

In relazione alle specifiche progettuali dell'intervento, alle risultanze delle indagini eseguite, la macchina perforatrice per la realizzazione delle perforazioni esplorative poggerà su una trave in c.a. fondata su pali di diametro ($\phi=800$ mm) e di profondità indicativa di circa -35,00 m dall'attuale p.c. di riferimento.

Le resistenze di progetto necessarie per le verifiche della sicurezza (SLU) saranno calcolate tramite formule statiche con la determinazione analitica separata della Resistenza di base (Q_b) e della resistenza laterale (Q_s) del palo, per le seguenti unità litotecniche (vedi anche tabella in paragrafo 3.4), caratterizzate dai relativi parametri geotecnici in termini di valori caratteristici come indicato nelle NTC 2008 (6.2.2):

- Qs1: **unità 1 (-0/-5,0 m da p.c.) – terreno di riporto di medio-buone caratteristiche geotecniche.** Per tale orizzonte si assumono i seguenti parametri caratteristici (V_k):

$$C_{uk} = \text{coesione non drenata} = 0 \text{ KN/m}^2$$

$$C'_k = \text{coesione efficace} = 0 \text{ KN/m}^2$$

$$\phi_k = \text{angolo di attrito efficace} = 35^\circ$$

$$\gamma = 19,0 \text{ KN/m}^3$$

$$\gamma' = 9,0 \text{ KN/m}^3$$

- Qs2: **unità 2 (-5,0/-10,00 m da p.c.) – terreno di riporto di medio-basse caratteristiche geotecniche (limi).** Per tale orizzonte si assumono i seguenti parametri caratteristici (V_k):

$$C_{uk} = \text{coesione non drenata} = 0 \text{ KN/m}^2$$

$$C'_k = \text{coesione efficace} = 5 \text{ KN/m}^2$$

$$\phi_k = \text{angolo di attrito efficace} = 23^\circ$$

$$\gamma = 18,5 \text{ KN/m}^3$$

$$\gamma' = 8,5 \text{ KN/m}^3$$

- Qs3: **unità 3 (-10,00/-18,00 m da p.c.) – Limi sabbiosi e sabbie di medio-buone caratteristiche geotecniche.** Per tale orizzonte si assumono i seguenti parametri caratteristici (V_k):

$$C_{uk} = \text{coesione non drenata} = 0 \text{ KN/m}^2$$

$$C'_k = \text{coesione efficace} = 2 \text{ KN/m}^2$$

$$\phi_k = \text{angolo di attrito} = 32^\circ$$

$$\gamma = 18,5 \text{ KN/m}^3$$

$$\gamma' = 8,5 \text{ KN/m}^3$$

- Qs4 e Qb: **unità 4 (-18,0/-35,00 m da p.c.) – ciottoli e ghiaie con livelli sabbioso-limosi di caratteristiche geotecniche molto buone.** Per tale orizzonte si assumono i seguenti parametri caratteristici (V_k):

$$C_{uk} = \text{coesione non drenata} = 0 \text{ KN/m}^2$$

$$C'_k = \text{coesione efficace} = 0 \text{ KN/m}^2$$

$$\phi_k = \text{angolo di attrito} = 35^\circ$$

$$\gamma = 19,0 \text{ KN/m}^3$$

$$\gamma' = 9,0 \text{ KN/m}^3$$

I valori di progetto da adottare nel calcolo per le diverse “Combinazioni” si ottengono impiegando i valori caratteristici senza applicare il coefficiente riduttivo parziale M (M sempre uguale a 1), secondo quanto indicato nelle NTC (Tabella 6.2.II del T.U. DM 14/01/2008).

5.2–Verifiche allo Stato Limite Ultimo (SLU) e allo Stato Limite di Esercizio (SLE)

- Tipologia fondazione: PALI TRIVELLATI
- Diametro palo (d): 0,80 m
- Lunghezza palo (L): 35,0 m

I calcoli geotecnici e le verifiche allo stato limite ultimo (SLU) ed allo stato limite di esercizio sono riportate in APPENDICE 1 (Ing. Lorenzo Calvetti).

Certaldo, gennaio 2015

I Tecnici

Dott. Geol.

Alessandro MURRATZU

Dott. Geol. Laila Taddei

Dott. Ing. Lorenzo Calvetti

APPENDICE 1:
Calcoli geotecnici (Ing. L. Calvetti)

PROGETTO PALI DI FONDAZIONE

Viene di seguito dimensionato il sistema di fondazione sul quale andrà a posizionarsi la macchina perforatrice. Trattasi di un sistema di 20 pali trivellati del diametro di 80cm, di lunghezza 35m ciascuno, posizionati ad un interasse di 1,60m.

Detti pali vengono disposti su una doppia fila di 10 pali ciascuno sormontati da una trave di collegamento cemento armato; le due travi che determineranno il basamento d'appoggio per la macchina perforatrice.

Viene eseguito il dimensionamento in condizioni non drenate per il carico limite sul terreno, valutando invece i cedimenti in riferimento alle condizioni drenate.

Il tutto come meglio riportato nel calcolo riportato di seguito.

Normative di Riferimento

NTC2008 - Norme tecniche per le costruzioni - D.M. 14 Gennaio 2008.

CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle 'Nuove norme tecniche per le costruzioni' di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008. (GU n. 47 del 26-2-2009 - Suppl. Ordinario n.27)

Eurocodice 7: Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.

Eurocodice 8: Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

Carico limite verticale

Il carico limite verticale è stato calcolato con le formule statiche, che esprimono il medesimo in funzione della geometria del palo, delle caratteristiche del terreno e dell'interfaccia palo-terreno. A riguardo, poiché la realizzazione di un palo, sia esso infisso o trivellato, modifica sempre le caratteristiche del terreno nell'intorno dello stesso, si propone di assumere un angolo di resistenza a taglio pari a:

$$\phi' = \frac{3}{4}\phi + 10 \quad \text{nei pali infissi}$$

$$\phi' = \phi - 3^\circ \quad \text{nei pali trivellati}$$

dove ϕ è l'angolo di resistenza a taglio prima dell'esecuzione del palo. Di seguito indicheremo con ϕ il parametro di resistenza scelto.

Ai fini del calcolo, il carico limite Q_{lim} viene convenzionalmente suddiviso in due aliquote, la resistenza alla punta Q_p e la resistenza laterale Q_l .

Resistenza unitaria alla punta

Formula di Terzaghi

La soluzione proposta da Terzaghi assume che il terreno esistente al di sopra della profondità raggiunta dalla punta del palo possa essere sostituito da un sovraccarico equivalente pari alla tensione verticale efficace (trascurando pertanto il fatto che l'interazione tra palo e terreno di fondazione possa modificare tale valore) e riconduce l'analisi al problema di capacità portante di una fondazione superficiale.

La formula di Terzaghi può essere scritta:

$$Q_p = c \times N_c \times s_c + \gamma \times L \times N_q + 0.5 \times \gamma \times D \times N_\gamma \times s_\gamma$$

dove:

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

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

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

$$N_\gamma = \frac{\tan \phi}{2} \left(\frac{K_{py}}{\cos^2 \phi} - 1 \right)$$

Resistenza del fusto

Il metodo utilizzato per il calcolo della capacità portante laterale è il metodo A, proposto da Tomlinson (1971); la resistenza laterale viene calcolata nel seguente modo:

$$Q_l = (\alpha c + \sigma K \tan \delta) \cdot Al \cdot f_w$$

Al = superficie laterale del palo;

f_w = fattore di correzione legato alla tronco-conicità del palo, ossia la diminuzione percentuale del diametro del palo con

c = valore medio della coesione (o della resistenza a taglio in condizioni non drenate);

σ = pressione verticale efficace del terreno;

K = coefficiente di spinta orizzontale, dipendente dalla tecnologia di esecuzione del palo e dal precedente stato di addensamento, viene calcolato come segue:

Per pali infissi

$$K = 1 - \tan^2 \phi$$

o, nel caso specifico, è possibile assegnare i seguenti valori proposti in tabella:

Palo	K	
	Terreno sciolto denso	Terreno
Acciaio	0.5	1
Calcestr. Pref.	1	2
Legno	1	3

Per pali trivellati

$$K = 1 - \sin \phi$$

δ = attrito palo-terreno funzione della scabrezza della superficie del palo;

Per pali infissi

$$\delta = 3/4 \tan \phi$$

Per pali trivellati

$$\delta = \tan \phi$$

α = coefficiente d'adesione ricavato come di seguito riportato:

Pali trivellati:

Caquot – Kerisel

$$\alpha = \frac{100 + c^2}{100 + 7c^2}$$

Meyerhof – Murdock (1963)

$$\alpha = 1 - 0.1 \cdot c \quad \text{per } c < 5 \text{ t/m}^2$$
$$\alpha = 0.525 - 0.005 \cdot c \quad \text{per } c \geq 5 \text{ t/m}^2$$

Whitaker – Cooke (1966)

$$\alpha = 0.9 \quad \text{per } c < 2.5 \text{ t/m}^2$$
$$\alpha = 0.8 \quad \text{per } 2.5 \leq c < 5 \text{ t/m}^2$$
$$\alpha = 0.6 \quad \text{per } 5 \leq c \leq 7.5 \text{ t/m}^2$$
$$\alpha = 0.9 \quad \text{per } c > 7.5 \text{ t/m}^2$$

Woodward (1961)

$$\alpha = 0.9 \quad \text{per } c < 4 \text{ t/m}^2$$
$$\alpha = 0.6 \quad \text{per } 4 \leq c < 8 \text{ t/m}^2$$
$$\alpha = 0.5 \quad \text{per } 8 \leq c < 12 \text{ t/m}^2$$
$$\alpha = 0.4 \quad \text{per } 12 \leq c \leq 20 \text{ t/m}^2$$
$$\alpha = 0.20 \quad \text{per } c > 20 \text{ t/m}^2$$

Pali infissi

Coefficiente α per palo infisso	
$2.5 \leq c < 5 \text{ t/m}^2$	$\alpha = 1.00$
$5 \leq c < 10$	$\alpha = 0.70$
$10 \leq c < 15$	$\alpha = 0.50$
$15 \leq c < 20$	$\alpha = 0.40$
$c \geq 20$	$\alpha = 0.30$

Attrito negativo

Quando un palo viene infisso o passa attraverso uno strato di materiale compressibile prima che si sia esaurito il processo di consolidazione, il terreno si muoverà rispetto al palo facendo insorgere sforzi attritivi tra palo e terreno che inducono al cosiddetto fenomeno dell'attrito negativo. L'effetto dell'attrito negativo è quello di aumentare il carico assiale sul palo, con conseguente aumento del cedimento, dovuto all'accorciamento elastico del palo stesso per effetto dell'aumento di carico. La forza che nasce per effetto dell'attrito negativo è stimata pari alla componente attritiva della resistenza laterale (vedi Resistenza del fusto) lungo la superficie laterale a contatto con lo strato in cui si genera tale fenomeno, ma di verso opposto all'attrito positivo. La risultante così determinata non viene detratta dal carico limite, ma da quello di esercizio.

Fattore di correzione in condizioni sismiche.

Criterio di Vesic

Secondo questo autore per tenere conto del fenomeno della dilatanza nel calcolo della capacità portante è sufficiente diminuire di 2° l'angolo d'attrito degli strati di fondazione. Il limite di questo suggerimento è nel fatto che non tiene conto dell'intensità della sollecitazione sismica (espressa attraverso il parametro dell'accelerazione sismica orizzontale massima). Questo criterio pare però trovare conferma nelle osservazioni fatte in occasione di diversi eventi sismici.

Criterio di Sano

L'autore propone di diminuire l'angolo d'attrito degli strati portanti di una quantità data dalla relazione:

$$D_p = \arctg\left(\frac{A_{\max}}{\sqrt{2}}\right)$$

dove A_{\max} è l'accelerazione sismica orizzontale massima.

Questo criterio, rispetto a quello di *Vesic*, ha il vantaggio di prendere in considerazione anche l'intensità della sollecitazione sismica. L'esperienza però dimostra che l'applicazione acritica di questa relazione può condurre a valori eccessivamente cautelativi di *Q_{lim}*.

Le correzioni di *Sano* e di *Vesic* si applicano esclusivamente a terreni incoerenti ben addensati. È errato applicarle a terreni sciolti o mediamente addensati, dove le vibrazioni sismiche producono il fenomeno opposto a quello della dilatanza, con aumento del grado di addensamento e dell'angolo d'attrito.

Cedimenti metodo di Davis-Poulos

Il cedimento verticale è stato calcolato con il metodo di *Davis-Poulos*, secondo il quale il palo viene considerato rigido (indeformabile) immerso in un mezzo elastico, semispazio o strato di spessore finito.

Si ipotizza che l'interazione palo-terreno sia costante a tratti lungo *n* superfici cilindriche in cui viene suddivisa la superficie laterale del palo.

Il cedimento della generica superficie *i* per effetto del carico trasmesso dal palo al terreno lungo la superficie *j*-esima può essere espresso:

$$W_{i,j} = (\tau_j / E) \times B \times I_{i,j}$$

Avendo indicato con:

τ_j = Incremento di tensione relativo al punto medio della striscia

E = Modulo elastico del terreno

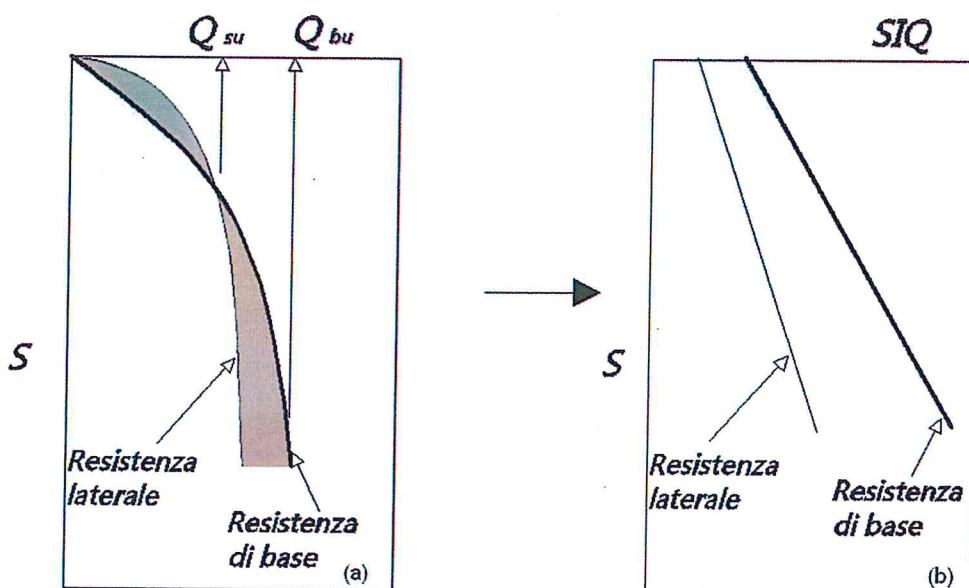
B = Diametro del palo

$I_{i,j}$ = Coefficiente di influenza

Il cedimento complessivo si ottiene sommando $W_{i,j}$ per tutte le *j* aree

Cedimento Metodo Iperbolico

Il metodo iperbolico modificato rappresenta uno sviluppo dello studio di Chin (1970,1972,1983) che consente di stimare il cedimento di pali singoli partendo dall'idea che il diagramma carico-cedimento, per il corpo di un palo e la sua base, abbia un andamento iperbolico. I valori del *carico ultimo laterale* (*Q_{su}*) e la *resistenza di base ultima* (*Q_{bu}*) rappresentano i termini asintotici della curva (figura a) (*Terzaghi, 1943*). Sotto queste ipotesi è possibile giungere ad una rappresentazione linearizzata del problema considerando la variazione della quantità *S/Q* rispetto allo spostamento *S* (figura b).



Grafici cedimento iperbolico (a) e linearizzato (b).

Lo studio di *Fleming* ha dimostrato che gli spostamenti totali stimati col metodo di *Chin* erano distorti dall'*accorciamento elastico* del corpo del palo e suggerì una tecnica semplificata per la quale la deformazione

elastica del palo può essere determinata, con sufficiente accuratezza, sottraendo alla stima di *Chin* l'accorciamento del palo.

Considerando lo schema in figura l'accorciamento elastico del palo dipende dal carico applicato Q in rapporto all'attrito laterale ultimo Q_{su} . In particolare se $Q \leq Q_{su}$ la deformazione elastica del corpo del palo corrisponde alla somma dell'accorciamento elastico lungo la zona ad attrito basso o nullo e quello che si sviluppa lungo la parte attiva del fusto:

$$S_s = \frac{4Q(L_o + k_s L_a)}{\pi d_s^2 E_c}$$

Se, invece, si ha che $Q > Q_{su}$ bisogna considerare un ulteriore accorciamento legato alla parte attiva del palo che deve essere aggiunta alla deformazione elastica:

$$S_s = \frac{4}{\pi d_s^2 E_c} [Q(L_o + L_a) - L_a Q_{su} (1 - k_s)]$$

I parametri della formula sono:

- d_s : diametro testa del palo.
- E_c : modulo di elasticità del materiale del palo il cui valore può essere ricavato da una interpolazione lineare tra i valori di $E_c = 26 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2$ per calcestruzzo con forza specifica di 20 N/mm^2 e il valore di $E_c = 40 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2$ per calcestruzzo da 40 N/mm^2 .
- L_o : lunghezza del palo ad attrito basso o nullo.
- L_a : lunghezza attiva del palo.
- k_s : rapporto della lunghezza equivalente del fusto del palo rispetto alla lunghezza attiva L_a . Si può considerare un valore di 0.5 quando si ha un attrito che si sviluppa uniformemente lungo L_a oppure quando il palo è inserito in sabbia o ghiaia. Per pali in argilla caratterizzati da uno sforzo che cresce in profondità si può usare un valore di 0.45.

Lo spostamento del *palo rigido* può essere calcolato sapendo che la somma dell'attrito laterale e della resistenza di base corrisponde al carico totale applicato alla testa del palo.

$$Q = Q_s + Q_b$$

Considerando il palo rigido lo spostamento totale in testa è uguale a quello che si ottiene lungo il fusto ed è uguale a quello misurato alla base del palo:

$$S_t = S_s = S_b$$

Dal grafico linearizzato si può vedere che lo spostamento lungo il fusto del palo può essere calcolato come:

$$S_s = \frac{M_s d_s Q_s}{Q_{su} - Q_s}$$

In cui

- M_s : fattore adimensionale di flessibilità terreno/fusto.
- d_s : diametro testa.

- Q_s : attrito.
- Q_{su} : attrito ultimo determinato col metodo statico (condizione drenata)

L'equazione dello spostamento alla base del palo ricavata da Fleming è:

$$S_b = \frac{0.6 Q_{su} Q_b}{d_b E_b (Q_{su} - Q_b)}$$

dove

- d_b : diametro della base del palo.
- Q_b : resistenza alla base.
- Q_{su} : resistenza ultima alla base
- E_b : modulo di taglio corrispondente a $Q_{su}/4$

Infine, ponendo la condizione di uguaglianza $S_s = S_b$ e considerando il carico totale applicato Q si ottiene lo spostamento totale di un palo rigido considerando solo i valori positivi della relazione:

$$S_r = \frac{-g \pm \sqrt{g^2 - 4fh}}{2f}$$

In cui le variabili sono così definite:

- $f = \eta(Q - \alpha) - \beta$
- $g = Q(\delta + \lambda\eta) - \alpha\delta - \beta\lambda$
- $h = \lambda\delta Q$
- $\alpha = Q_{su}$
- $\beta = d_b E_b Q_{su}$
- $\lambda = M_s d_s$
- $\delta = 0.6 Q_{su}$
- $\eta = d_b E_b$

Lo spostamento complessivo del palo comprende la componente di spostamento rigido e quella di accorciamento elastico.

Il modulo elastico del terreno E_b al di sotto della base del palo è legato alle caratteristiche del terreno ed è fortemente influenzato dalla tecnica di costruzione del palo. Fleming sostiene che è consigliabile che questo parametro di progetto sia determinato da un insieme accurato di prove in cui i pali sono caricati fino al punto in cui viene mobilitata una sostanziale quota della resistenza di punta. In mancanza di questi dati si può scegliere, cautelativamente, il valore di E_b da range di valori relativi al tipo di terreno e alla tecnica di costruzione del palo.

CARICO LIMITE ORIZZONTALE

Il carico limite orizzontale è stato calcolato secondo la teoria sviluppata da Broms il quale assume che il comportamento dell'interfaccia palo-terreno sia di tipo rigido perfettamente plastico, e cioè che la resistenza del

terreno si mobiliti interamente per un qualsiasi valore non nullo dello spostamento a rimanga costante al crescere dello spostamento stesso.

Si assume che il comportamento flessionale del palo sia di tipo rigido-perfettamente plastico, vale a dire che le rotazioni elastiche del palo sono trascurabili finché il momento flettente non raggiunge il valore M_y di plasticizzazione.

Per i terreni coesivi Broms propone di adottare una reazione del terreno costante con la profondità pari a:

$$p = 9 \times c_u \times B$$

con reazione nulla fino alla profondità di 1.5 d; avendo indicato con:

c_u = Coesione non drenata,

B = Diametro del palo

p = Reazione del terreno per unità di lunghezza del palo.

Per i terreni incoerenti si assume che la resistenza vari linearmente con la profondità secondo la legge:

$$p = 3K_p \gamma z B$$

avendo indicato con:

p = Reazione del terreno per unità di lunghezza del palo;

K_p = Coefficiente di spinta passiva;

γ = Peso unità di volume del terreno;

z = Profondità;

B = Diametro del palo.

Palo in condizioni d'esercizio

Analisi del palo in condizioni di esercizio: **Metodo degli elementi finiti.**

Il metodo degli elementi finiti modella il palo di fondazione, sottoposto a carichi trasversali, in modo realistico in quanto fa uso sia degli spostamenti che delle rotazioni ai nodi per definire la linea elastica del palo, pertanto rappresenta il metodo più razionale ed efficace attualmente disponibile per analizzare questo tipo di strutture.

Di seguito si richiamano i fondamenti teorici del metodo indicando con P la matrice delle forze nodali esterne, con F quella delle forze interne e con A la matrice dei coefficienti di influenza che, per l'equilibrio tra forze esterne ed interne, lega le prime due secondo la ben nota forma:

$$P = AF$$

Gli spostamenti interni e (traslazioni e rotazioni) dell'elemento nel generico nodo sono legati agli spostamenti esterni X (traslazioni e rotazioni) applicati ai nodi, dalla seguente relazione:

$$e = BX$$

dove la matrice B è dimostrato essere la trasposta della matrice A .

D'altra parte, le forze interne F sono legate agli spostamenti interni e dalla seguente espressione:

$$F = Se$$

Applicando le consuete sostituzioni, si ottiene:

$$F = SA^T X$$

e quindi

$$P = AF = A SA^T X$$

Pertanto, calcolando l'inversa della matrice $A SA^T$ si ricava l'espressione degli spostamenti esterni X :

$$X = (A SA^T)^{-1} P$$

Noti, quindi, gli spostamenti X è possibile ricavare le forze interne F necessarie per il progetto della struttura.

La matrice SA^T è nota come matrice di rigidezza globale in quanto caratterizza il legame tra spostamenti e forze esterni nodali.

Il metodo ad elementi finiti ha, tra l'altro, il vantaggio di consentire di mettere in conto, come condizioni al contorno, rotazioni e spostamenti noti.

Le reazioni nodali delle molle che schematizzano il terreno vengono considerate come forze globali legate al modulo di reazione e all'area d'influenza del nodo. Nella soluzione ad elementi finiti per pali soggetti a carichi trasversali, il modulo di reazione viene considerato nella forma:

$$k_s = A_s + B_s Z^n$$

o, non volendo far crescere illimitatamente il k_s con la profondità, nella forma:

$$k_s = A_s + B_s \tan^{-1}(Z/B)$$

nella quale Z è la profondità e B è il diametro del palo.

I valori di A_s e $B_s Z^n$ sono ottenuti dall'espressione della capacità portante (Bowles) con fattori correttivi s_i , d_i , e i_j pari a 1:

$$k_s = q_{ult}/\Delta H = C(cN_c + 0.5\gamma B N_\gamma)$$

$$B_s Z^n = C(\gamma N_q Z^1)$$

Dove $C = 40$ è ottenuto in corrispondenza di un cedimento massimo di 25 mm.

Analisi dei Carichi

1 - Peso Proprio Macchina Perforatrice	604.000 daN
2 - Trave (40ml x 1.5m x 1m x 2500daN/m ³)	150.000 daN
3 - Aste (325daN/m x 4500)	1.462.500 daN
SLU 1.3 x (604.000+150.000+1.462.500) =	2.881.450 daN
SLE 1 x (604.000+150.000+1.462.500) =	2.216.500 daN

Carico da ripartire uniformemente sui 20 pali, ovvero:

SLU =	144.072 daN
SLE =	110.800 daN

Dati generali...

Diametro punta	0,80 m
Lunghezza	35,00 m
Tipo	Trivellato
Portanza di punta calcolata con:	Terzaghi
Profondità falda da piano campagna	4,00 m
Calcestruzzo tipo	2
Acciaio tipo	1

SISMA

Accelerazione sismica	0,211
Coefficiente di intensità sismico [Kh]	0,0507
Coefficiente di intensità sismico [Kv]	0,0253

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

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe I
Vita nominale:	50,0 [anni]
Vita di riferimento:	35,0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	C
Categoria topografica:	T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30,0	0,432	2,457	0,239
S.L.D.	35,0	0,461	2,472	0,242
S.L.V.	332,0	1,383	2,39	0,285
S.L.C.	682,0	1,83	2,414	0,288

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0,648	0,2	0,0132	0,0066
S.L.D.	0,6915	0,2	0,0141	0,0071
S.L.V.	2,0714	0,24	0,0507	0,0253
S.L.C.	2,6163	0,24	0,064	0,032

Archivio materiali**Conglomerati**

Nr.	Classe calcestruzzo	fck,cubi [MPa]	Ec [MPa]	fck [MPa]	fcd [MPa]	fctd [MPa]	fctm [MPa]
1	C20/25	25	29960	20	11,3	1,03	2,21
2	C25/30	30	31470	25	14,16	1,19	2,56
3	C28/35	35	32300	28	15,86	1,28	2,76
4	C40/50	50	35220	40	19,83	1,5	3,2

Acciai:

Nr.	Classe acciaio	Es [MPa]	fyk [MPa]	fyd [MPa]	ftk [MPa]	ftd [MPa]	ep_tk	epd_ult	β1*β2 iniz.	β1*β2 finale
1	B450C	200000	450	391,3	540	391,3	.075	.0675	1	0,5
2	B450C*	200000	450	391,3	540	450	.05	.04	1	0,5
3	S235H	210000	235	204,35	360	204,35	0,05	0,04	1	0,5
4	S275H	210000	275	239,13	430	239,13	0,05	0,04	1	0,5
5	S355H	210000	355	308,7	510	308,7	0,05	0,04	1	0,5

Stratigrafia

Nr.: Numero dello strato. Hs: Spessore dello strato. Fi: Angolo di attrito. c: Coesione Alfa: Coefficiente di adesione dell'attrito laterale lungo il fusto. Vs: Velocità onde di taglio.

Condizione non drenata

Nr.	Hs	Peso unità di Volume [kN/m³]	Peso Unità di volume Saturo [kN/m³]	c [kN/m²]	Fi (°)	Attrito negativo	Alfa	Modulo elastico [MN/m²]	Vs [m/s]	Descrizione litologica
1	5,00	19,00	19,00	0,00	19,00	No	0,70	0,40	0	terreno di riporto di medio-buone caratteristiche geotecniche
2	5,00	18,50	18,50	0,00	23,00	No	0,70	9,00	0	terreno di riporto di medio-basse caratteristiche geotecniche (limi)
3	8,00	18,50	18,50	0,00	32,00	No	0,70	9,00	0	Limi sabbiosi e sabbie di medio-buone caratteristiche geotecniche
4	25,00	19,00	19,00	0,00	25,00	No	0,70	9,00	0	ciottoli e ghiaie con livelli sabbioso-limosi di caratteristiche geotecniche molto buone

Condizione Drenata

Nr.	Hs	Peso unità di Volume [kN/m³]	Peso Unità di volume Saturo [kN/m³]	c [kN/m²]	Fi (°)	Attrito negativo	Alfa	Modulo elastico [MN/m²]	Vs [m/s]	Descrizione litologica
1	5,00	19,00	19,00	0,00	19,00	No	0,00	0,40	0	terreno di riporto di medio-buone caratteristiche geotecniche
2	5,00	18,50	18,50	5,00	23,00	No	0,00	9,00	0	terreno di riporto di medio-basse caratteristiche geotecniche (limi)
3	8,00	18,50	18,50	2,00	32,00	No	0,00	9,00	0	Limi sabbiosi e sabbie di medio-buone caratteristiche geotecniche
4	25,00	19,00	19,00	0,00	35,00	No	0,00	9,00	0	ciottoli e ghiaie con livelli sabbioso-limosi di caratteristiche geotecniche molto buone

Carico limite

Stratigrafia	Nq	Nc	Fi/C strato punta Palo (°)/[kN/m²]	Peso palo [kN]	Carico limite punta [kN]	Carico limite laterale [kN]	Carico limite [kN]	Attrito negativo [kN]	Carico limite orizzontale [kN]
A1+M1+R3	7,44	17,69	20/0,00	457,42	1325,43	3048,57	3916,59	--	272,49 [Lungo]

Corto si rompe il terreno senza che la sezione si plasticizzi. Medio si rompe la sezione in c.a. prima del terreno (una sola cerniera plastica). Lungo si rompe la sezione in c.a. prima del terreno (due cerniere plastiche).

RESISTENZA DI PROGETTO CARICHI ASSIALI

Resistenza caratteristica carichi assiali. Nome combinazione: A1+M1+R3

Numero verticali di indagine 1
 Fattore correlazione verticale indagate media (xi3) 1,70
 Fattore correlazione verticale indagate minima (xi4) 1,70

	Rc, Min [kN]	Rc, Media [kN]	Rc, Max [kN]
Base	1325,43	1325,43	1325,43
Laterale	3048,57	3048,57	3048,57
Totale=Base+Laterale-Peso palo	3916,59	3916,59	3916,59

Coefficiente parziale resistenza caratteristica R3
 Base 1,35
 Laterale 1,15
 Resistenza di progetto base 577,53 kN

Resistenza di progetto laterale	1559,37 kN
Resistenza di progetto	1679,49 kN
Azioni di progetto	1444,00 kN
Fattore sicurezza verticale	1,16

RESISTENZA DI PROGETTO CARICHI TRASVERSALI

Resistenza caratteristica carichi assiali. Nome combinazione:		A1+M1+R3
Numero verticali di indagine		1
Fattore correlazione verticale indagate media (xi3)		1,70
Fattore correlazione verticale indagate minima (xi4)		1,70
Momento plasticizzazione		271,45 kNm
Rc, Min [kN]	Rc, Media [kN]	Rc, Max [kN]
272,4886	272,4886	272,4886

Coefficiente parziale resistenza caratteristica	1,3
Resistenza di progetto	123,30 kN

Cedimento (Poulos e Davis 1968)

Carico applicato	1108,00 kN
Coefficiente influenza	0,08
Cedimento	1,27 cm

Cedimento (Fleming 1992)

Lunghezza	35,00 m
Diametro testa	0,80 m
Diametro punta	0,80 m
Tratto attrito laterale nullo	5,00 m
Modulo elastico sezione	2,94E+07 kN/mq
Punto di applicazione risultante resistenza attiva	0,45
Fattore flessibilità terreno/palo	1,00E-03
Carico applicato	1108,00 kN
Carico limite laterale	1559,37 kN
Carico limite di punta	577,93 kN
Modulo elastico terreno corrispondente	4,00E+02 kN/mq
Accorciamento elastico	1,39 mm
Cedimento rigido	1,96 mm
Cedimento totale	3,35 mm

Modello ad elementi finiti

Max spostamento lineare del terreno	0,013 cm
Tipo analisi	Lineare
Massimo numero di iterazioni	10,00
Fattore di riduzione molla fondo scavo	1,00
Numero di elementi	20,00
Nodo sulla superficie del terreno [< n° nodi]	1,00
Modulo di reazione Ks	Bowles

Carichi

Forze orizzontali (Fo) positive dirette da destra a sinistra. Forze verticali (Fv) positive dirette verso il basso. Coppie (M) positive orarie.

Nodo	Fo [kN]	M [kNm]	Fv [kN]
1	0,00	0,00	395,00
1	0,00	0,00	98,00
1	0,00	0,00	951,00

ANALISI AD ELEMENTI FINITI [Stratigrafia di riferimento...1]

El. No	Lunghezza [m]	Ks [kN/m³]	Sforzo normale [kN]	Momento [kNm]	Taglio [kN]	Reazione terreno [kN]	Rotazione (°)	Spostament o [m]	Pressione terreno [kN/m²]
1	1,75	0	395	0	0	0	0	0	0
2	1,75	10248,92	417,87	0	0	0	0	0	0
3	1,75	19161,56	440,74	0	0	0	0	0	0
4	1,75	41981,08	463,61	0	0	0	0	0	0
5	1,75	55229,59	486,48	0	0	0	0	0	0
6	1,75	68478,11	509,35	0	0	0	0	0	0
7	1,75	229707,4	532,22	0	0	0	0	0	0
8	1,75	266635,8	555,1	0	0	0	0	0	0
9	1,75	303564,2	577,97	0	0	0	0	0	0
10	1,75	340492,6	600,84	0	0	0	0	0	0
11	1,75	377420,9	623,71	0	0	0	0	0	0
12	1,75	189046,2	646,58	0	0	0	0	0	0
13	1,75	205964,1	669,45	0	0	0	0	0	0
14	1,75	222882	692,32	0	0	0	0	0	0
15	1,75	239800	715,19	0	0	0	0	0	0
16	1,75	256717,9	738,06	0	0	0	0	0	0
17	1,75	273635,8	760,93	0	0	0	0	0	0
18	1,75	290553,7	783,8	0	0	0	0	0	0
19	1,75	307471,6	806,67	0	0	0	0	0	0
20	1,75	324389,5	829,54	0	0	0	0	0	0
21		341307,4	852,42	0	0	0	0	0	0

ARMATURE

Nodo	Z [m]	Nd [kN]	Nr. Barre Diametro	Nu [kN]	Mu [kNm]	Cond. Verifica Flessione	Ver. Presso- Flessione	Def.Max Cls	Def.Max Fe	Asse Neutro [cm]	Sicurezza taglio	Cond. Verifica Taglio
1	0	395,00	10Ø16	394,98	-387,96	--	Verificata	3,50E-03	-1,44E-02	-24,35	0,01	Verificata
2	1,75	417,87	10Ø16	417,90	-394,22	--	Verificata	3,50E-03	-1,40E-02	-24,04	0,01	Verificata
3	3,5	440,74	10Ø16	440,78	-400,44	--	Verificata	3,50E-03	-1,37E-02	-23,73	0,01	Verificata
4	5,25	463,61	10Ø16	463,62	-406,56	--	Verificata	3,50E-03	-1,34E-02	-23,43	0,01	Verificata
5	7	486,48	10Ø16	486,48	-412,64	--	Verificata	3,50E-03	-1,31E-02	-23,13	0,01	Verificata
6	8,75	509,35	10Ø16	509,41	-418,68	--	Verificata	3,50E-03	-1,28E-02	-22,82	0,01	Verificata
7	10,5	532,22	10Ø16	532,26	-424,59	--	Verificata	3,50E-03	-1,25E-02	-22,52	0,01	Verificata
8	12,25	555,10	10Ø16	555,15	-430,17	--	Verificata	3,50E-03	-1,22E-02	-22,20	0,01	Verificata
9	14	577,97	10Ø16	578,03	-435,14	--	Verificata	3,50E-03	-1,20E-02	-21,96	0,01	Verificata
10	15,75	600,84	10Ø16	600,84	-440,08	--	Verificata	3,50E-03	-1,18E-02	-21,71	0,01	Verificata
11	17,5	623,71	10Ø16	623,72	-445,02	--	Verificata	3,50E-03	-1,16E-02	-21,47	0,01	Verificata
12	19,25	646,58	10Ø16	646,57	-449,94	--	Verificata	3,50E-03	-1,14E-02	-21,22	0,01	Verificata
13	21	669,45	10Ø16	669,49	-454,84	--	Verificata	3,50E-03	-1,12E-02	-20,98	0,01	Verificata
14	22,75	692,32	10Ø16	692,35	-459,72	--	Verificata	3,50E-03	-1,10E-02	-20,72	0,01	Verificata
15	24,5	715,19	10Ø16	715,22	-464,57	--	Verificata	3,50E-03	-1,08E-02	-20,48	0,01	Verificata
16	26,25	738,06	10Ø16	738,03	-469,38	--	Verificata	3,50E-03	-1,07E-02	-20,23	0,01	Verificata
17	28	760,93	10Ø16	760,92	-474,19	--	Verificata	3,50E-03	-1,05E-02	-19,98	0,01	Verificata
18	29,75	783,80	10Ø16	783,89	-478,99	--	Verificata	3,50E-03	-1,03E-02	-19,73	0,01	Verificata
19	31,5	806,67	10Ø16	806,73	-483,73	--	Verificata	3,50E-03	-1,01E-02	-19,48	0,01	Verificata
20	33,25	829,54	10Ø16	829,52	-488,44	--	Verificata	3,50E-03	-9,98E-03	-19,23	0,01	Verificata
21	35	852,42	10Ø16	852,39	-493,13	--	Verificata	3,50E-03	-9,82E-03	-18,98	0,01	Verificata

Il Tecnico
Ing. Lorenzo Calvetti

ALLEGATO 1:

REPORT INDAGINI GEOGNOSTICHE

Committente:

IDROGEO Service S.r.l

via Silvio Pellico 14-16

50052 Certaldo (FI)



RAPPORTO SULLE INDAGINI

ATTIVITA' DI INDAGINE GEOTECNICA PRESSO IL SITO IN VIA TERRAGLIONI
LOC. LEVA', COMUNE DI MONTECCHIO PRECALCINO (VI).

Data: 13 ottobre 2014

Estensori: A. Frison, J. Perin



Sistema di gestione in qualità
UNI EN ISO 9001:2008



Dasa-Räglister

GEODIS s.r.l. - N. REA: VE - 345850 - Codice Fiscale e Partita IVA: 03871990275

Mirano (VE) - via G. Matteotti, 20 - 30035 Tel/Fax 041-481046

www.geodisimpresa.com - email: info@geodisimpresa.com

INDICE

INTRODUZIONE.....	2
PREMESSE.....	2
OBIETTIVI DELLO STUDIO.....	2
NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	2
LIMITAZIONI DI RESPONSABILITÀ.....	2
INQUADRAMENTO GEOGRAFICO DELL'AREA.....	3
METODOLOGIE IMPIEGATE.....	4
INDAGINI GEOGNOSTICHE.....	4
<i>Prove penetrometriche dinamiche (DPSH)</i>	4
CARATTERIZZAZIONE SISMICA.....	7

APPENDICE 1

ATLANTE FOTOGRAFICO

INTRODUZIONE

PREMESSE

Su incarico di IDROGEO Srl, GEODIS Srl ha eseguito un'indagine geotecnica nel sito in via Terraglioni 50 in località Levà, comune di Montecchio Precalcino (VI).

L'ubicazione delle indagini geologiche è stata individuata in accordo con la Committenza ed il Progettista.

Le attività di cantiere si sono svolte il giorno 9 ottobre 2014 ed hanno previsto:

- l'esecuzione di 1 prova penetrometrica dinamica con punta meccanica (DPSH) spinta fino ad un massimo di 18 m p.c.;
- l'esecuzione di una prova geofisica H.V.S.R.

OBIETTIVI DELLO STUDIO

L'obiettivo del presente studio è la caratterizzazione geotecnica dei terreni

NORMATIVA DI RIFERIMENTO

I riferimenti legislativi utilizzati per la programmazione ed esecuzione delle indagini sono:

- Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche, 1977 Associazione Geotecnica Italiana;
- D.M. 14 gennaio 2008 e s.m.i.

LIMITAZIONI DI RESPONSABILITÀ

Questo rapporto tecnico si fonda sull'applicazione di conoscenze e di leggi scientifiche riconosciute ma anche di calcoli e di valutazioni professionali circa eventi o fenomeni suscettibili di interpretazione. Le stime e le considerazioni ivi espresse sono basate su informazioni acquisite e fornite dalla Committenza/Progettista o comunque disponibili al momento dell'indagine e sono strettamente condizionate dai limiti imposti dalla tipologia e dalla consistenza dei dati utilizzabili, dalle risorse fruibili per il caso di specie, nonché dal programma di lavoro indicato dal Committente/Progettista. Si precisa che qualunque tecnica di geofisica applicata ha un margine di errore intrinseco variabile in funzione del tipo di tecnica usata, di strumentazione utilizzata e di problematiche incontrate durante la fase di acquisizione. I profili di Vs ricavati con questa metodologia, come tutti i metodi indiretti, non presentano una soluzione univoca e quindi più modelli possono fornire curve sintetiche simili tra loro. Questo rapporto si basa inoltre sulla conoscenza professionale degli attuali standard e codici, tecnologia e legislazione della Comunità Europea. Modifiche e aggiornamenti di quanto sopra citato potrebbero rendere inappropriate o scorrette le conclusioni, le raccomandazioni e le indicazioni stilate nel testo. Le conclusioni ed i suggerimenti operativi contenuti nel presente rapporto vanno intesi come proposte di intervento e non come azioni vincolanti, salvo ciò non sia specificatamente indicato. Si tiene a precisare, che le valutazioni contenute in questo rapporto sono state elaborate da tecnici e pertanto rivestono un carattere esclusivamente tecnico, non costituendo in alcun modo parere legale. Gli Autori rispondono unicamente al Committente circa la corrispondenza del rapporto emesso, in ordine agli obiettivi delle ricerche definite nell'ambito dell'incarico e non possono farsi carico di responsabilità per danni, rivendicazioni, perdite, azioni o spese, qualora subite anche da terzi, come risultato di decisioni prese o azioni condotte e basate sul rapporto stesso. Il tipo di indagine geologica e le quantità dei punti sono stati concordati con la Committenza; Geodis S.r.l. non intende, pertanto, fornire alcuna garanzia, espressa o implicita, utilizzabile per qualsiasi finalità, relativa alle caratteristiche geologiche e geotecniche dei terreni nei settori di proprietà non indagati.



INQUADRAMENTO GEOGRAFICO DELL'AREA

La zona interessata dal presente studio è situata via Terragioni 50 in località Levà, comune di Montecchio Precalcino (VI). Le coordinate del sito (riferite al centroide del sito d'indagine) sono, nel sistema di riferimento UTM WGS 84:

- Fuso 32T 696373 m E – 5059246 m N



Figura 1 – Immagine satellitare dell'area di indagine.



METODOLOGIE IMPIEGATE

Le attività in campagna hanno previsto:

- l'esecuzione di 1 prova penetrometrica dinamica con punta meccanica (DPSH) spinta fino ad un massimo di 18 m p.c.;
- l'esecuzione di 1 prova geofisica H.V.S.R.

INDAGINI GEOGNOSTICHE

Per l'esecuzione delle prove penetrometriche è stato impiegato un penetrometro da 20 T di spinta, modello Pagani tipo TG 63-200 montato su cingoli, le cui caratteristiche tecniche principali sono le seguenti:

Motore	Tipo	Benzina; 2 cil.; V
	Potenza [HP (kW) RPM]	18 (13.5) - 3600
	Raffreddamento	Aria
Traslazione	Cingolato a trasmissione idrostatica	Cingolato
	Velocità di traslazione [km/h]	0 + 2
	Pendenza Max %	30
Pompa Idraulica	Numero di Pompe	2
	Max. pressione operativa [bar]	240
Stabilizzatori	Numero	3
	Tipo	Idraulico

PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE (DPSH)

La prova penetrometrica dinamica consiste nell'infiggere nel terreno una punta conica (per tratti consecutivi) misurando il numero di colpi N necessari per eseguire avanzamenti successivi di 30 cm.

Elementi caratteristici del penetrometro dinamico superpesante (Tipo DPSH) sono i seguenti:

- ✓ peso massa battente $M = 63.5$ kg;
- ✓ altezza libera caduta $H = 0.75$ m;
- ✓ diametro base cono $D = 50.5$ mm;
- ✓ area base cono $A = 20$ cm²;
- ✓ angolo di apertura $\alpha = 60^\circ-90^\circ$;
- ✓ avanzamento (penetrazione) $\delta = 20-30$ cm

L'elaborazione, l'interpretazione (in funzione dei valori del numero dei colpi e della resistenza alla punta) e la visualizzazione grafica dei dati di campagna consente di "catalogare e parametrizzare" il suolo attraversato. In particolare una prova dinamica consente di ottenere informazioni su:

- ✓ l'andamento verticale e orizzontale degli intervalli stratigrafici,
- ✓ la caratterizzazione litologica delle unità stratigrafiche,
- ✓ i parametri geotecnici dei terreni.



Di seguito si riportano i valori ottenuti durante l'esecuzione della prova penetrometrica dinamica DPSH1 ed il relativo diagramma di prova:

Profondità (m)		N. colpi		Profondità (m)		N. colpi	
1,50	0,3	18		10,50	9,3	7	
	0,6	28			9,6	10	
	0,9	17			9,9	9	
	1,2	25			10,2	11	
	1,5	15			10,5	10	
3,00	1,8	19		12,00	10,8	10	
	2,1	21			11,1	14	
	2,4	26			11,4	10	
	2,7	50			11,7	13	
	3,0	23			12,0	12	
4,50	3,3	17		13,50	12,3	13	
	3,6	17			12,6	10	
	3,9	10			12,9	13	
	4,2	14			13,2	12	
	4,5	32			13,5	14	
6,00	4,8	19		15,00	13,8	14	
	5,1	11			14,1	13	
	5,4	5			14,4	13	
	5,7	5			14,7	10	
	6,0	5			15,0	15	
7,50	6,3	5		16,50	15,3	20	
	6,6	5			15,6	16	
	6,9	7			15,9	20	
	7,2	5			16,2	19	
	7,5	8			16,5	16	
9,00	7,8	9		18,00	16,8	18	
	8,1	7			17,1	25	
	8,4	8			17,4	16	
	8,7	8			17,7	33	
	9,0	9			18,0	50	



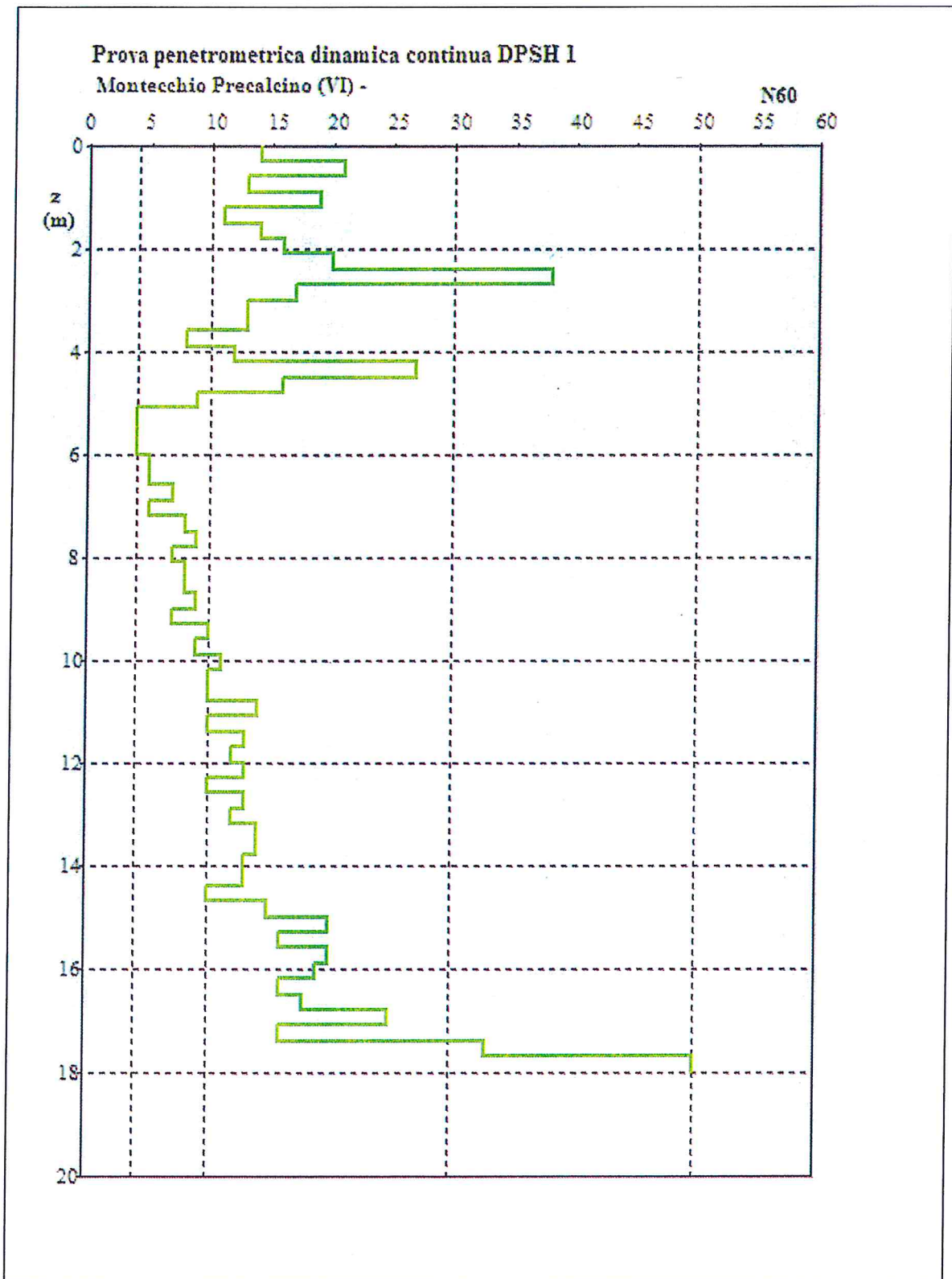


Diagramma prova penetrometrica dinamica DPSH1

Le indagini geognostiche eseguite nel sito non hanno permesso la misura diretta della profondità della superficie piezometrica in quanto il foro a causa delle caratteristiche dei terreni indagati è franato ad una quota di 0,30 m p.c.



GEODIS s.r.l. - N. REA: VE – 345850 – Codice Fiscale e Partita IVA: 03871990275
 Milano (VE) – via G. Matteotti, 20 – 30035 Tel/Fax 041-481046
www.geodisimpresa.com – email: info@geodisimpresa.com

CARATTERIZZAZIONE SISMICA

Per la determinazione delle onde V_{s30} sono state effettuate delle indagini speditive di sismica passiva a stazione singola.

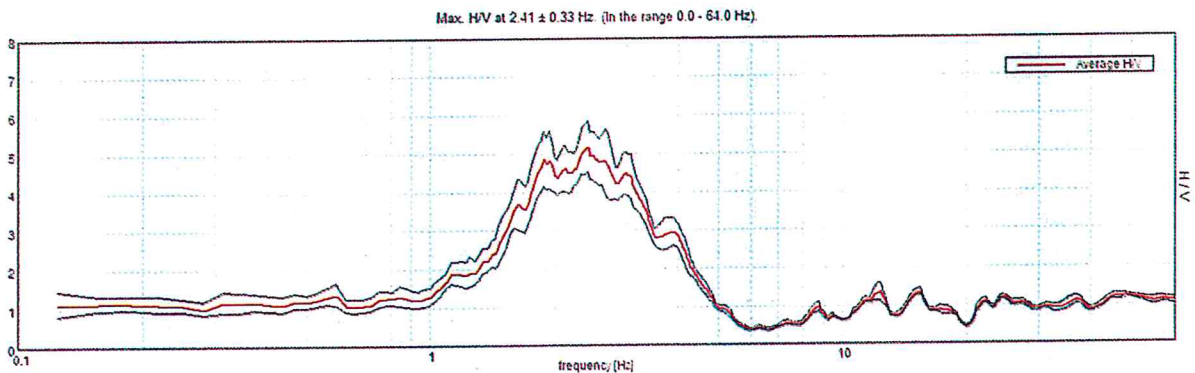
È stata eseguita n. 1 misura di microtremore sismico ambientale a stazione singola su terreno libero. Il rumore sismico ambientale, presente ovunque sulla superficie terrestre, è generato, oltre che dall'attività dinamica terrestre, dai fenomeni atmosferici (onde oceaniche, vento) e dall'attività antropica. Viene definito microtremore in quanto riguarda oscillazioni molto più piccole di quelle indotte dai terremoti nel campo vicino $10^{-15} [m/s^2]^2$ in termini di accelerazione.

I metodi che si basano sulla sua acquisizione si dicono passivi in quanto il rumore non è generato ad hoc, come ad esempio nelle esplosioni della sismica attiva.

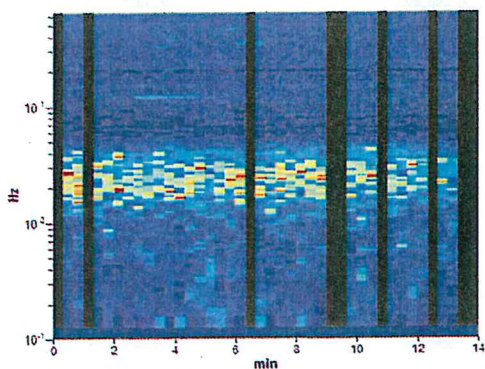
Nel caso specifico del sito in esame, si è cercato di correlare i valori di picco dello spettro di risposta H.V.S.R. con le frequenze fondamentali di risonanza di sito. Interpretando i minimi della componente verticale come risonanza del modo fondamentale dell'onda di Rayleigh e i picchi delle componenti orizzontali come contributo delle onde SH, si sono potute ricavare le frequenze relative ad ogni discontinuità sismica.

Sapendo che i valori di picco sono proporzionali ai contrasti di rigidità e utilizzando le informazioni stratigrafiche ottenute dalla prova penetrometrica, si è estrapolata una stratigrafia sismica del sottosuolo.

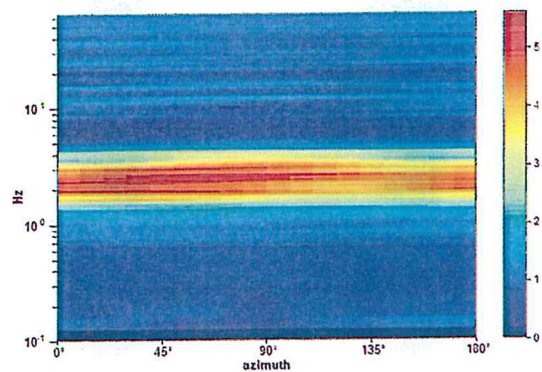
HORIZONTAL TO VERTICAL SPECTRAL RATIO



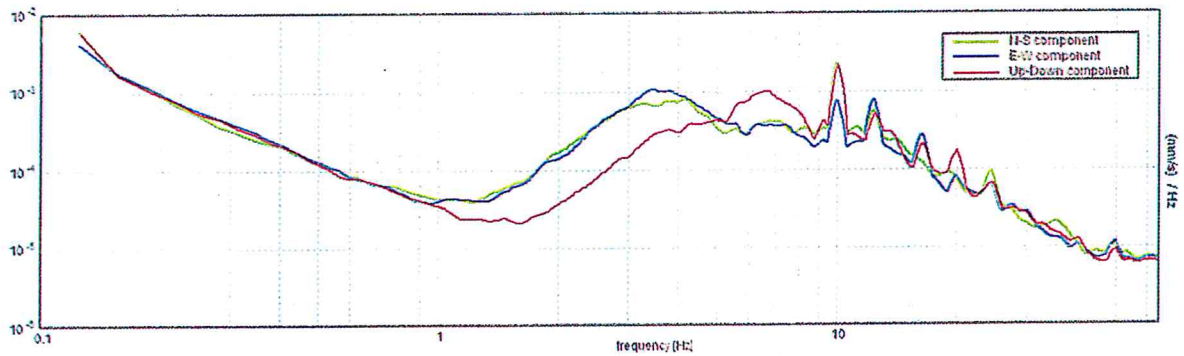
H/V TIME HISTORY



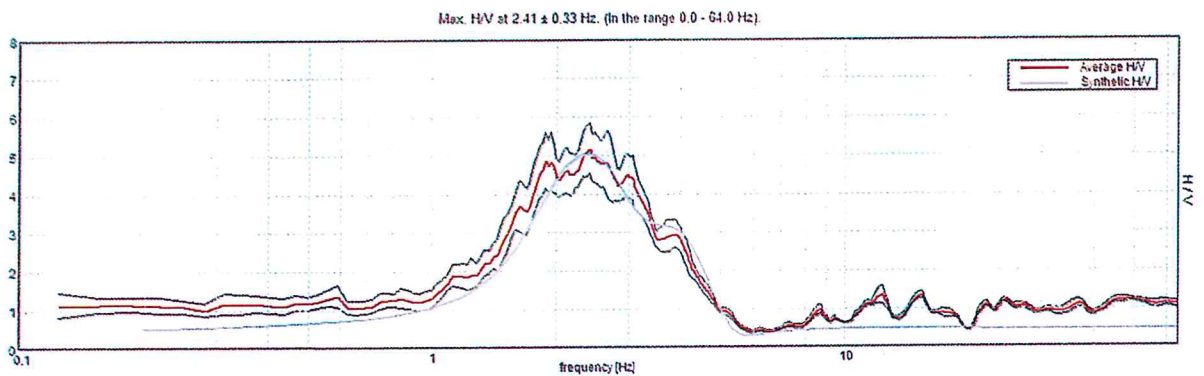
DIRECTIONAL H/V



SINGLE COMPONENT SPECTRA



EXPERIMENTAL vs. SYNTHETIC H/V



Depth at the bottom of the layer [m]	Thickness [m]	Vs [m/s]	Poisson ratio
10.00	10.00	140	0.35
42.00	32.00	350	0.35
inf.	inf.	630	0.35

$$V_s(0.0-30.0) = 233\text{m/s}$$

Frequenza caratteristica di risonanza registrata

Max. H/V at 2.41 ± 0.33 Hz (in the range 0.0 - 64.0 Hz).

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



APPENDICE 1



GEODIS s.r.l. - N. REA: VE – 345850 – Codice Fiscale e Partita IVA: 03871990275
Mirano (VE) – via G. Matteotti, 20 – 30035 Tel/Fax 041-481046
www.geodisimpresa.com – email: info@geodisimpresa.com

ATLANTE FOTOGRAFICO



Fig. 1 - Esecuzione prova DPHS1

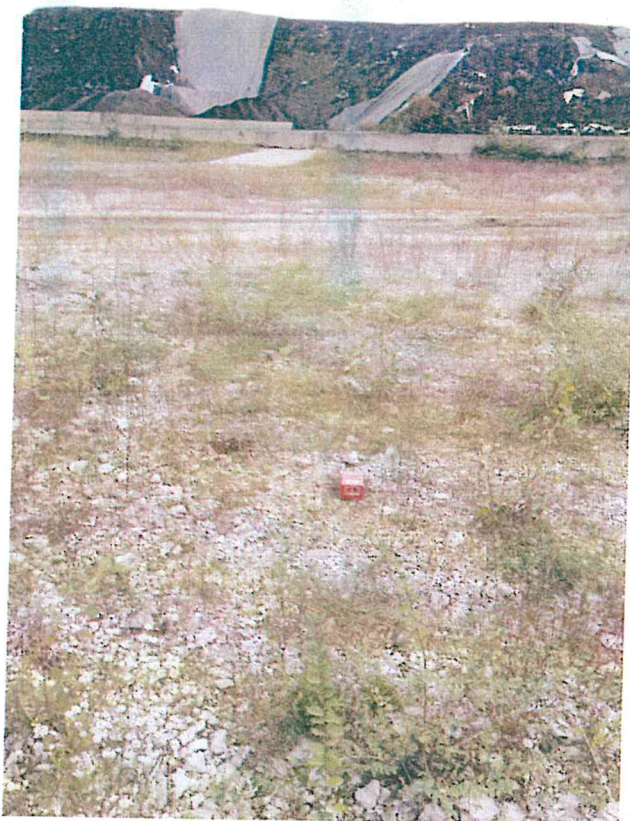


Fig. 2 - Esecuzione della misura HVSR
