


Titolo:	RELAZIONE GEOLOGICA e GEOTECNICA		
Progetto:	PUA e realizzazione di un fabbricato residenziale unifamiliare		
Committente:	Rebellato Nicola		
Sito:	via Nova / via Colombara - Cittadella (PD)		
Riferimenti normativi:	<p>D.M. 11 marzo 1988 Legge 2 febbraio 1974, n. 64 Circolare Ministeriale LL. PP. 24 settembre 1988, n° 30483 Circolare Regione Veneto n. 9 del 5 aprile 2000 OPCM 3274/2003 OPCM 3316/2003 Legge Regionale 11/2004 D.M. 14 settembre 2005 O.P.C.M. 3519/2006 D.M. 17 gennaio 2018</p>		
Data. 31.01.22	Prat. CPT_24/01/22	Rev 00	Catastale: Fg. 31 Cittadella mapp.le 1896
<p>Questo studio non può essere copiato o altrimenti pubblicizzato in tutto o in parte senza il consenso scritto del sottoscritto (L. 22/04/41, n.663 - art. 2575 e successivi del Codice Civile)</p>			

INDICE

1	Introduzione.....	3
2	Caratteristiche Geomorfologiche – Geologiche - Idrogeologiche	4
3	Valutazione Geotecnica	10
	3.1 Realizzazione delle prove	10
	3.2 Risultati ottenuti.....	11
	3.3 Calcolo della capacità portante.	12
	3.3 Coefficiente di Winkler.....	13
	3.4 Cedimenti.....	13
4	Sismica	15
	4.1 Classificazione sismica	15
	4.2 Coefficienti Sismici	16
	4.3 Pericolosità sismica di base	18
	4.4 Liquefazione.....	19
5	Conclusioni	20

Allegati

- All.1 - Elaborati della prova penetrometrica
- All.2 - Tabella dati geotecnici terreni
- All.3 - Grafici stratigrafie
- All.4 - Planimetria area intervento, ed ubicazione della prova penetrometrica
- All.5 - Inquadramento del sito ed estratto di mappa
- All.6 - Documentazione fotografica

1 Introduzione

Il presente lavoro è stato svolto su incarico del committente a supporto del progetto di realizzazione di un PUA e realizzazione di un fabbricato residenziale unifamiliare in via Colombara incrocio con via Nova a Cittadella (PD).

Lo studio comprende tutte le azioni volte a determinare l'assetto geologico, geomorfologico e idrogeologico dell'area di studio e le caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione ossia: ricerca e raccolta di dati ed informazioni di interesse geologico-geotecnico, esecuzione di prove penetrometriche, calcolo della capacità portante, dei cedimenti e azioni sismiche sito specifici.

Ai fini della determinazione della stabilità globale dell'insieme opera – terreno, il giorno 18 gennaio 2022 è stata eseguita una prova penetrometria all'interno del sito ricadente nel Fg. 31 Cittadella mapp.le 1896 (Allegato 5 – Estratto di Mappa).

Il presente lavoro si attiene a quanto prescritto da:

- **Legge 2 febbraio 1974, n. 64:** *“Provvedimenti per le costruzioni con particolare prescrizione per le zone sismiche”*
- **Decreto Ministeriale 11 marzo 1988.** *“Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”*
- **Circolare Ministeriale LL. PP. 24 settembre 1988, n° 30183:** *“Istruzioni riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce. La stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”*
- **Circolare Regione Veneto n. 9 del 5 aprile 2000:** *“Indirizzi in materia di prescrizioni tecniche da osservare per la realizzazione di opere pubbliche e private”.*
- **Ordinanza n. 3274 del 20 marzo 2003:** *“Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”*
- **Ordinanza n. 3316 del 2 ottobre 2003:** *“Modifiche ed integrazioni all'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003”.*
- **Decreto Ministeriale 14 settembre 2005:** *“Norme tecniche per le costruzioni”.*
- **O.P.C.M. 3519/2006** *Pericolosità sismica di riferimento per il territorio nazionale.*
- **DGRV n. 96/CR del 7 agosto 2006** – *Proposta di adozione del provvedimento di cui l'OPCM 3519/06*
- **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.**

- **Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018** “*Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni*”.
- **PAT Comune di Cittadella.**

Si tiene a precisare che le valutazioni contenute in questo rapporto sono state elaborate da tecnici e rivestono un carattere esclusivamente tecnico, non costituendo in alcun modo parere legale.

Le conclusioni ed i suggerimenti operativi contenuti nel presente elaborato vanno intesi come proposte di intervento e non come azioni vincolanti, soggette ad autorizzazione o prescrizioni dell'Ente Competente, salvo ciò non sia specificatamente indicato.

Una premessa di fondamentale importanza è data dalla posizione del professionista incaricato all'esecuzione di tale studio che risponde unicamente alla committenza con riferimento all'incarico ricevuto non potendosi 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 presente studio.

2 Caratteristiche Geomorfologiche – Geologiche - Idrogeologiche

L'area in esame è inserita nell'unità geografica della pianura veneta: questa si sviluppa su un'ampia fascia di territorio situata ai piedi dei rilievi prealpini, caratterizzata dal punto di vista idrografico dalla presenza di una serie di corsi d'acqua ad andamento subparallelo che, usciti dalle valli montane, la attraversano in direzione approssimativamente N-S, fino a riversarsi nel Mare Adriatico. A questi corsi d'acqua (ad es.: F. Adige - T. Astico - F. Bacchiglione, F. Brenta, etc.) si deve la deposizione di imponenti quantità di materiali sciolti di origine fluviale e fluvioglaciale che, accumulatisi in forti spessori, hanno dato origine al sottosuolo dell'alta pianura, contribuendo inoltre all'esistenza di differenti strutture idrogeologiche presenti nella media e nella bassa pianura. Gli elementi strutturali che rivestono una fondamentale importanza nell'analisi dei caratteri idrogeologici e stratigrafici del materasso quaternario della pianura veneta sono le conoidi alluvionali ghiaiose. Si tratta di estese strutture a ventaglio depositate dai fiumi in tempi diversi, quando il loro regime era differente da quello attuale e caratterizzato da portate molto più elevate, conseguenti allo scioglimento dei ghiacciai. Lungo il tratto pedemontano della pianura, le conoidi del Brenta sono sovrapposte tra loro e compenstrate lateralmente con quelle degli altri fiumi, cosicché ne risulta un sottosuolo interamente ghiaioso per tutto lo spessore del materasso alluvionale. La larghezza di questa fascia pedemontana a materasso indifferenziato varia da 5 a oltre 20 km a partire dal piede dei rilievi montuosi prealpini.

Le conoidi ghiaiose si sono spinte verso sud per distanze variabili, evidentemente in dipendenza dei differenti caratteri idraulici di ciascun fiume. Esse hanno inoltre raggiunto distanze diverse, in funzione del regime che caratterizzava il corso d'acqua in quel momento: spesso quelle più antiche, e quindi più profonde, hanno invaso aree più lontane.

Dalla coltre alluvionale indifferenziata della fascia pedemontana si dipartono, poi, verso sud i lembi

più avanzati delle conoidi. Questi, attraverso varie digitazioni, originano più a valle un materasso non più uniformemente ghiaioso ma costituito da alternanze di orizzonti ghiaiosi e limoso-argillosi di origine marina o dovuti ad episodi di sedimentazione lacustre o palustre.

In definitiva, scendendo verso meridione dalla zona indifferenziata, in cui si osservano accumuli di materiali sciolti a pezzatura grossolana fino ad alcune centinaia di metri di profondità, lo spessore complessivo delle ghiaie diminuisce progressivamente, fino a che tali livelli giungono ad esaurirsi entro i materiali fini. È questa la conformazione del sottosuolo della media pianura veneta che si estende lungo una fascia di ampiezza variabile dai 5 ai 10 km a valle della linea dei fontanili. Segue infine un'ultima fascia che si spinge fino alla costa adriatica con larghezza di 10-20 km che corrisponde alla bassa pianura. In quest'ultimo settore, il sottosuolo appare formato in prevalenza da orizzonti limoso-argillosi alternati a livelli sabbiosi generalmente fini. I letti ghiaiosi delle grandi conoidi alluvionali sono ormai molto rari, di spessore piuttosto limitato e quasi sempre localizzati ad elevate profondità.

Il sito in oggetto si ubica nella parte bassa dell'alta pianura (Fig. 2.1).

L'analisi della prova penetrometrica, mostra come nella zona in esame, il sottosuolo risulti costituito da una successione stratigrafica con alternanza di terreni coesivi limi e terreni incoerenti sabbie e ghiaie.

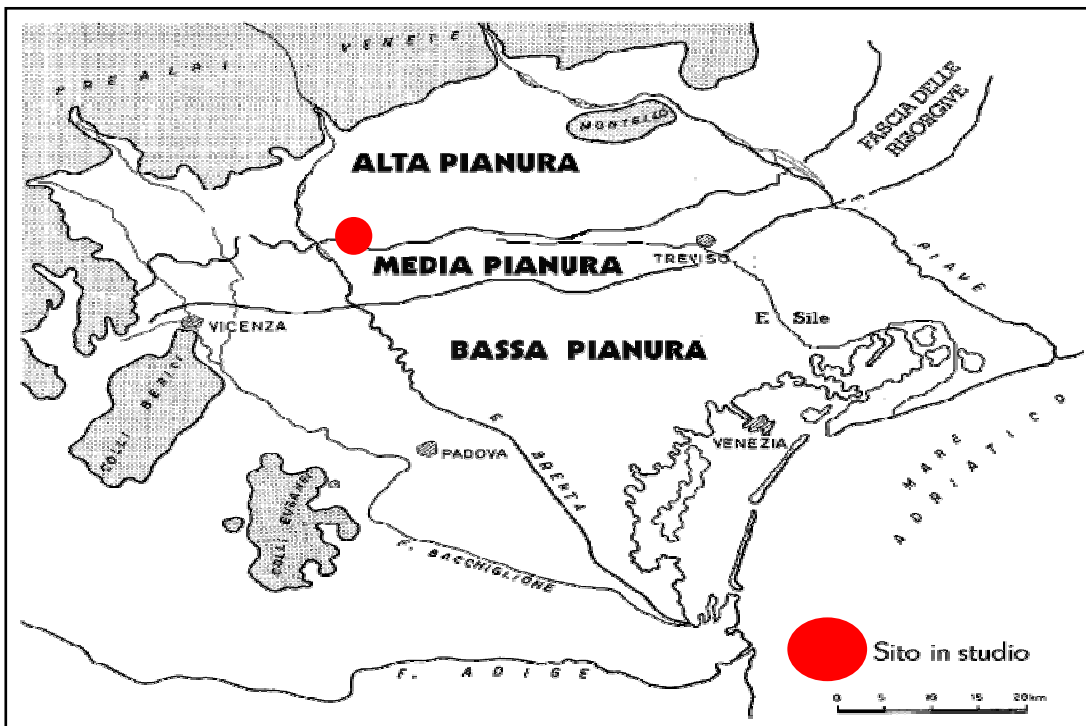


Fig. 2.1. - Suddivisione Pianura Veneta.

La figura 2.2 di cui seguito, rappresenta un **estratto della Carta Geologica del Veneto** del 1990 a scala 1:250.000, dalla quale si evince che il sito in oggetto è impostato sull'unità dei depositi alluvionali e fluvioglaciali costituiti da limi sabbiosi con livelli argillosi, prevalenti identificati con la sigla 4b in verde legati, in particolare all'attività deposizionale del Fiume Brenta.

La figura 2.3 invece, rappresenta un estratto della Carta delle Unità Geomorfologiche della Regione Veneto del 1987, dalla quale si evince che il sito in oggetto è impostato sull'unità dei depositi fluviali della pianura alluvionale recente (retino di colore giallo).

Secondo la cartografia il sito in esame ricadrebbe all'interno della fascia delle risorgive, ma dalla constatazione del livello della falda tale localizzazione è discordante.

L'area di studio ricade nella pianura alluvionale all'interno del bacino scolante in laguna di Venezia e precisamente costituito dal sistema deposizionale del Fiume Brenta i cui sedimenti hanno dimostrato un tenore di carbonati compreso tra 20% e 35%. Sull'area in esame insiste il percorso di un paleo alveo segnato in colore verde intenso della fig. 2.3 stralcio della carta geomorfologica.

Nel sistema pianura questa zona è caratterizzata da pendenze medie che si aggirano sullo 0,05 %. Dalla prova penetrometrica eseguita in sito, è stata riscontrate la seguente stratigrafia:

CPT1

- da 0 m a – 0,4 m terreno vegetale argilloso;
- da - 0,4 m a – 1,4 m limo sabbioso debolmente argilloso;
- da - 1,4 m a – 3,6 m sabbie limose e dense;
- > 3,6 m dal. p.c. ghiaia e sabbia.

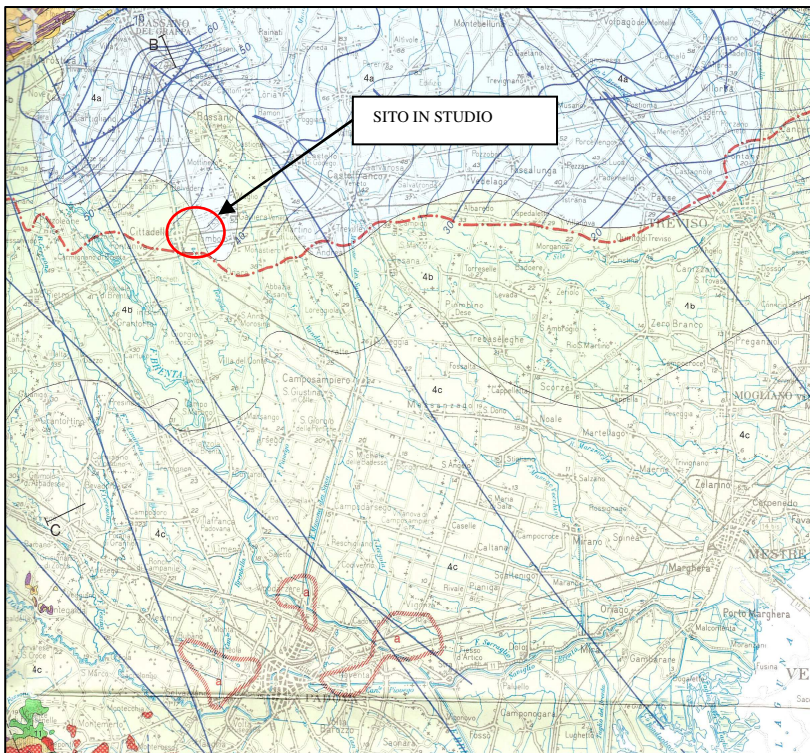


Fig. 2.2. - Estratto Carta Geologica Regionale.

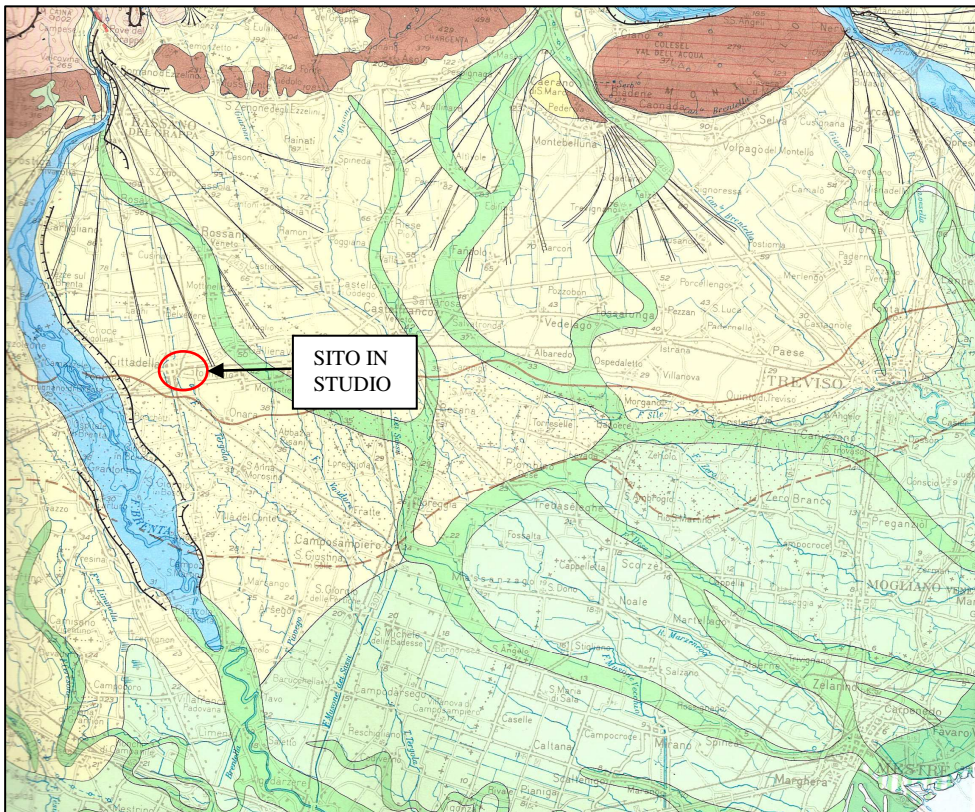


Fig. 2.3 - Estratto Carta Geomorfologia Regionale del 1987.

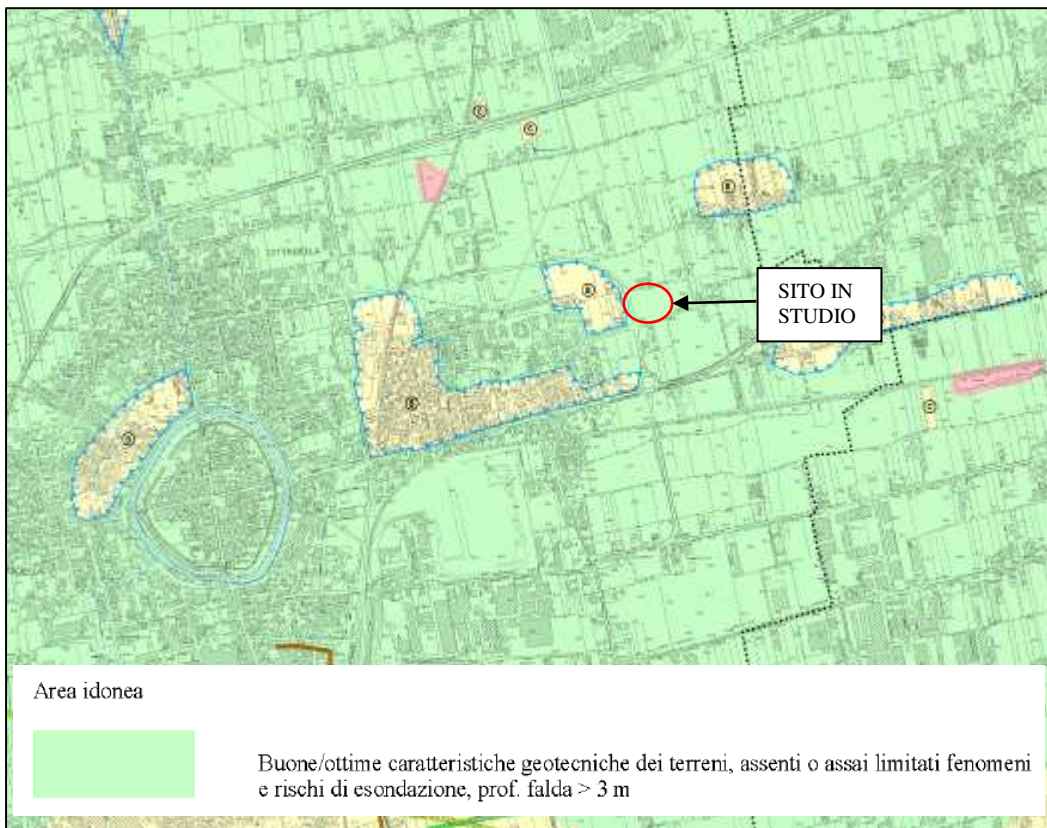


Fig. 2.4 – Estratto carta della fragilità del PAT comunale.

Dalla carta della fragilità del PAT del Comune di Cittadella (fig.2.4) emerge che il sito in esame è compreso all'interno di un'area idonea all'edificazione e non soggetta a ristagni idrici o esondazioni.

Per quanto sopra riportato, nella zona oggetto di studio non si rilevano impedimenti dal punto di vista geologico e geomorfologico e strutture naturalistiche avverse che possono pregiudicare la progettazione di una costruzione edilizia, fermo restando i vincoli urbanistici imposti dalla normativa vigente.

Considerazioni idrogeologiche

La situazione idrogeologica del sottosuolo della Pianura Veneta (schema Fig. 2.5), è evidentemente condizionata dalle caratteristiche granulometriche e strutturali del materasso alluvionale, e soprattutto dalla differente distribuzione dei materiali a elevata permeabilità.

Lungo la fascia settentrionale, dove il sottosuolo è interamente ghiaioso, esiste un'unica e potente falda idrica a carattere freatico. Essa è sostenuta dal substrato roccioso e oscilla liberamente all'interno dell'acquifero indifferenziato a grande permeabilità, in relazione alle fasi di piena e di magra del proprio regime. Al piede dei rilievi la falda si trova tra i 60 e gli 80 m di profondità.

Procedendo verso sud la superficie freatica si avvicina progressivamente al piano campagna, fino a venire a giorno nei punti topograficamente più depressi, lungo una fascia praticamente continua, a sviluppo circa est-ovest e di ampiezza massima intorno a 10 km (fascia dei fontanili o delle risorgive).

Dalle risorgive, a sud delle quali si ubica il sito in esame, le condizioni idrogeologiche cambiano in conseguenza della differenziazione del materasso alluvionale ghiaioso. Il sottosuolo, infatti, è qui strutturato in fitte alternanze di livelli ghiaiosi e di letti limoso-argillosi, che determinano l'esistenza di un complesso idrogeologico multifalde ad acquiferi sovrapposti.

Il sistema multistrato contiene falde idriche in pressione, alloggiate entro gli orizzonti a granulometria grossolana e confinate al tetto e al letto tra livelli impermeabili, formati appunto da limi e argille (vedi schema Fig. 2.5).

Nella fascia meridionale, la pianura risulta progressivamente meno ricca di riserve idriche sotterranee, mancando ormai nel sottosuolo, acquiferi ad elevata permeabilità di spessore apprezzabile.

L'alimentazione delle falde è garantita nelle aree di ricarica soprattutto da 3 fattori: la dispersione in alveo dei corsi d'acqua nel tratto in cui attraversano l'alta pianura (falde di subalveo), l'infiltrazione diretta degli afflussi meteorici che si verifica nella medesima fascia e l'infiltrazione delle acque irrigue. La direzione di deflusso prevalente della falda è da WNW a ESE, il gradiente medio è dell'ordine dello 0.05-0.06% ca.

Occorre precisare che alla scala locale possono verificarsi alcune divergenze, più o meno accentuate, rispetto al trend generale dei deflussi sotterranei. Ciò è dovuto principalmente alle interazioni esistenti tra i fiumi, la falda acquifera, la naturale eterogeneità e variabilità degli orizzonti stratigrafici nel sottosuolo.

Molti scoli svolgono la duplice funzione irrigua e di bonifica. Durante il periodo estivo derivano le acque dai corsi d'acqua di ordine superiore ed i livelli vengono artificialmente sostenuti mediante apposite paratoie irrigue.

Le oscillazioni della superficie della falda sono ridotte e il massimo innalzamento si ha normalmente nel mese di novembre, il minimo nel periodo estivo.

A seguito di rilievi del livello di falda eseguiti nel foro delle prove penetrometriche eseguite in sito non è stato rilevato il livello della falda freatica.

Localmente la falda freatica si trova a quota di circa 39 m s.l.m.m mentre il p.c. si trova circa a quota 48 m s.l.m.m pertanto la falda freatica si posiziona ad una quota di circa 9 mt dal p.c. In sito non è stato rilevato il livello statico della falda freatica. Tale valore è comunque soggetto a variazioni stagionali, pertanto potrebbe avvicinarsi alla superficie o approfondirsi.

La falda subisce delle direzioni di deflusso da Nord-Est a Sud-Ovest e che in parte dipende dalla stratigrafia locale e dalla modellazione del piano campagna.

Va ricordato infatti, che il livello freatico è soggetto a variazioni nel corso del tempo per effetto degli influssi climatici, delle precipitazioni o degli apporti idrici superficiali.

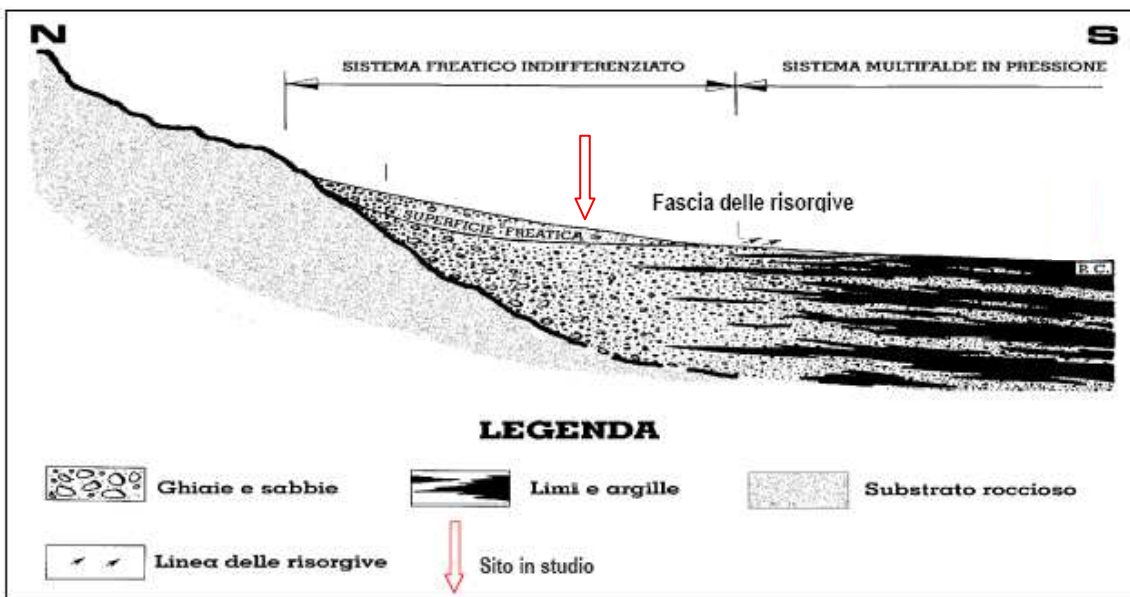


Fig. 2.5 - Schema idrogeologico del sottosuolo nella Pianura Veneta.

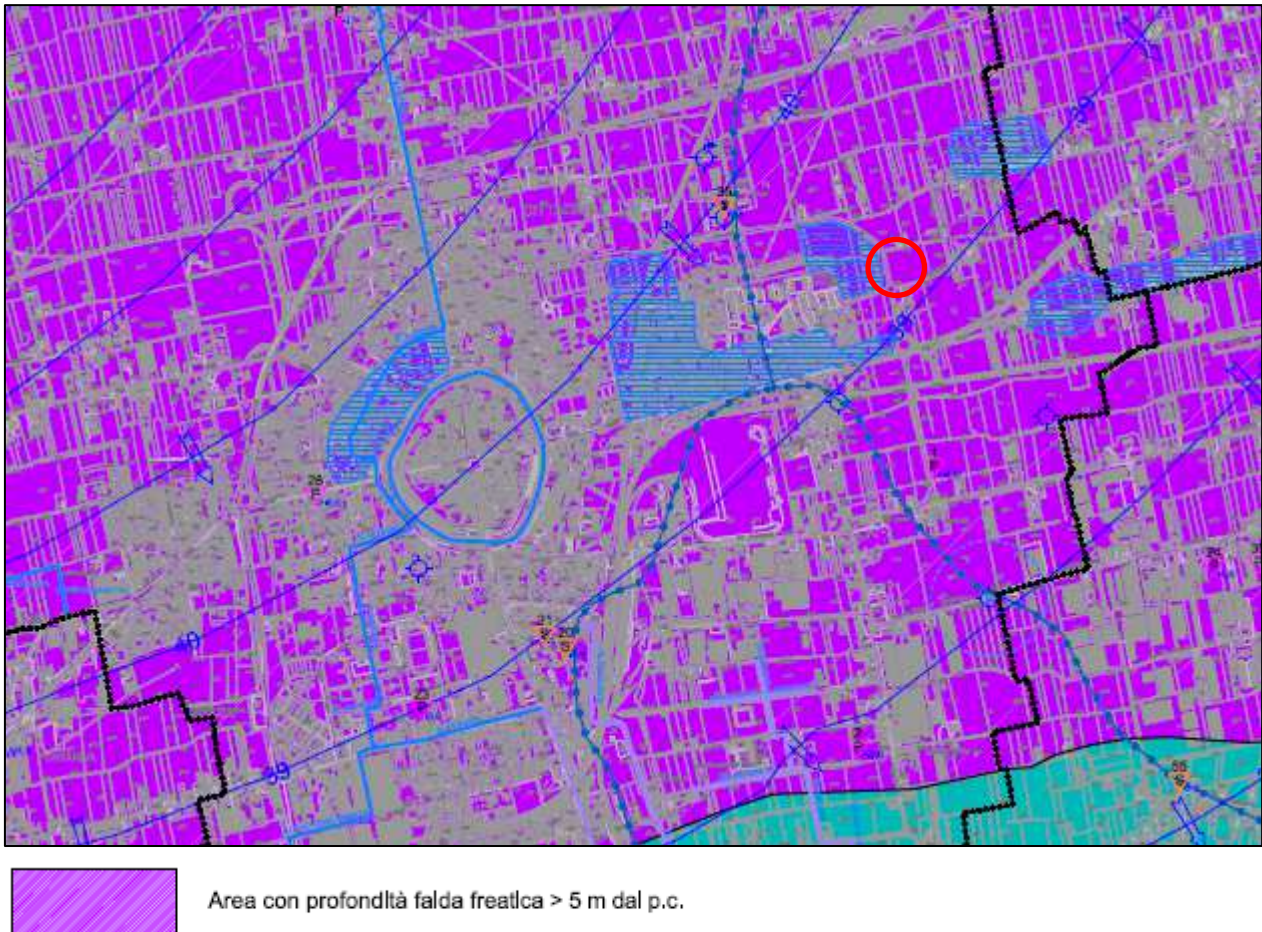


Fig. 2.6 – Estratto Carta Isofreatica della Regione Veneto - 1983.

3 Valutazione Geotecnica

3.1 Realizzazione delle prove

Per la caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione il giorno 18 gennaio 2022 mediante penetrometro statico con centralina acquisizione dati della ditta PAGANI, è stata eseguita n. 1 prova penetrometrica statica internamente al sedime della futura costruzione (Allegato 4 – Planimetria ubicazione prova). La prova CPT è stata spinta fino a rifiuto strumentale.

Le prove penetrometriche statiche CPT (di tipo meccanico) consistono essenzialmente nella misura della resistenza alla penetrazione di una punta meccanica di dimensioni e caratteristiche standardizzate, infissa nel terreno a velocità costante ($v = 2 \text{ cm / sec}$).

La penetrazione viene effettuata tramite un dispositivo di spinta (martinetto idraulico), opportunamente ancorato al suolo con coppie di coclee ad infissione, che agisce su una batteria doppia di aste (aste coassiali esterne cave e interne piene), alla cui estremità è collegata la punta. Lo sforzo necessario per l'infissione è misurato per mezzo di manometri, collegati al martinetto mediante una testa di misura idraulica.

La punta conica (del tipo telescopico) è dotata di un manicotto sovrastante, per la misura dell'attrito laterale: punta / manicotto tipo "Begemann". Le dimensioni della punta / manicotto sono standardizzate e precisamente:

- diametro Punta Conica meccanica $\varnothing = 35,7 \text{ mm}$
- area di punta $A_p = 10 \text{ cm}^2$
- angolo di apertura del cono $\alpha = 60^\circ$
- superficie laterale del manicotto $A_m = 150 \text{ cm}^2$

Una cella di carico, che rileva gli sforzi di infissione, è montata all'interno di un'unità rimovibile, chiamata "selettore", che preme alternativamente sull'asta interna e su quella esterna.

Durante la fase di spinta le aste sono azionate automaticamente da un comando idraulico. L'operatore deve solamente controllare i movimenti di spinta per l'infissione delle aste.

I valori acquisiti dalla cella di carico sono visualizzati sul display di una Sistema Acquisizione Automatico (qualora presente) o sui manometri.

Le letture di campagna (che possono essere rilevate dal sistema di acquisizione in Kg/cm^2) durante l'infissione sono le seguenti:

- Lettura alla punta LP = prima lettura di campagna durante l'infissione relativa all'infissione della sola punta
- Lettura laterale LT = seconda lettura di campagna relativa all'infissione della punta+manicotto
- Lettura totale LLTT = terza lettura di campagna relativa all'infissione delle aste esterne (tale lettura non sempre viene rilevata in quanto non è influente metodologicamente ai fini interpretativi).

3.2 Risultati ottenuti

In allegato 2 vengono riportate le elaborazioni eseguite con software Geostru – Static Probing con le interpretazioni delle caratteristiche geotecniche e stratigrafiche del sottosuolo secondo l'interpretazione di vari autori. Di seguito si riassumono le caratteristiche geotecniche del terreno sottostante alla quota di posa della fondazione. Si è considerato che la fondazione a platea venga realizzata ad una profondità di circa -0,4 mt dal p.c. in corrispondenza della prova stessa.

Secondo tali ipotesi in corrispondenza della prova penetrometrica i terreni sottostanti alla fondazione per lo spessore di circa 1 metro presentano le proprietà geotecniche indicate nella tabella seguente.

Approfondimento -0,40 mt	
CPT 1	Terreno: limo sabbioso e argilloso $q_{cm} = 22,8 \text{ Kg/cm}^2$ $c_u = 0,9 \text{ Kg/cm}^2$ $\varnothing = 28^\circ$

N.B. Il valore di q_{cm} resistenza alla punta corrisponde alla media degli strati interessati al di sotto delle fondazioni mentre i valori di c_u coesione non drenata e \varnothing angolo di resistenza al taglio corrispondono al valore minimo degli strati interessati prossimamente al di sotto delle fondazioni, comunque derivanti da dati interpretati a seguito di elaborazioni con programma Geostru – Static Probing.

3.3 Calcolo della capacità portante.

La pressione massima sopportabile prodotta da carico gravante sulla fondazione si chiama q_{lim} . Oltre tale pressione possono aversi due modi di rottura potenziali del terreno:

- la fondazione può ruotare attorno un centro di rotazione in quanto è venuta meno la resistenza al taglio del terreno nell'involuppo della superficie di scorrimento;
- punzonatura del terreno.

La capacità portante del terreno è stata calcolata utilizzando la formula derivata dalla soluzione di Brich-Hansen in condizioni drenate per le fondazioni sopra falda in corrispondenza della prova penetrometrica, considerando il metodo classico di calcolo, secondo l'approccio 1 e 2 degli stati limiti NTC 2018:

$$q_{lim} = cN_c s_c d_c i_c g_c b_c z_{c+} + q_0 N_q s_q d_q i_q g_q b_q z_{q+} + 0.5 \gamma' B' N_{\gamma} s_{\gamma} d_{\gamma} i_{\gamma} g_{\gamma} b_{\gamma} z_{\gamma} \quad (1)$$

cN_c : contributo della coesione non drenata che agisce lungo la superficie di rottura.

$q_0 N_q$: effetto stabilizzante del terreno ai lati della fondazione.

$1/2 \gamma' B' N_{\gamma}$: contributo della resistenza di attrito dovuta al peso proprio del terreno all'interno della superficie di scorrimento

c : coesione

q_0 : peso del terreno a lato della fondazione

γ = peso di volume del terreno al di sotto della fondazione

B = larghezza della fondazione

Per valutare l'effetto sismico sul carico limite del terreno di fondazione vengono introdotti sui tre termini della capacità portante i fattori parziali z così determinati:

$$z_q = \left(1 - \frac{k_h}{\text{tg}\phi} \right)^{0.35}$$

$$z_c = 1 - 0.32 \cdot k_h$$

$$z_{\gamma} = z_q$$

dove $k_h = \frac{S \cdot a_g}{g}$

è il coefficiente sismico orizzontale calcolato in funzione dell'accelerazione massima al suolo a_g/g e della categoria di profilo stratigrafico (cap. 5).

Il calcolo del carico limite è stato effettuato con il metodo classico considerando lo stato di terreno dove poggia la fondazione. Si è inoltre ipotizzato che venga realizzata la fondazione a platea, con grado di approfondimento pari a - 0,4 mt dal p.c., in corrispondenza della realizzazione della prova. Sostituendo alla formula (1) i dati dimensionali, gli indici correttivi ed i parametri geotecnici interpretati in allegato alla presente, si è giunti ai valori di ammissibile di cui la tabella di sotto.

Prova penetrometrica eseguita	Qamm (carico ammissibile) Kg/Cm ² approfondimento -0,4 mt dal p.c.		
	Approccio 1		Approccio 2
	Comb. A1+M1+R1	Comb. A2+M2+R2	Comb. A1+M1+R3
CPT1	5,74	1,61	2,50

Dalla tabella di cui sopra si rileva che considerando un sistema di fondazione a platea con approfondimento -0,4 m dal p.c., in corrispondenza della CPT1 il carico limite ridotto con $F_s=1,8$ minimo rinvenuto è di circa 1,61 Kg/Cm², considerando l'approccio 1 combinazione A2+M2+R2 secondo le Norme Tecniche delle Costruzioni. Per quanto sopra in assenza di una base di terreno sabbioso si consiglia di appoggiare la fondazione su uno strato di fondo costituito da magrone oppure da ghiaia calibrata.

3.3 Coefficiente di Winkler

Il Coefficiente di Winkler è noto anche come modulo di reazione del terreno di sottofondo e rappresenta una forza esercitata su un suolo elastico ideale, su un'area di 1 cm² che provoca l'abbassamento di 1 cm.

Tale coefficiente non è una costante intrinseca del terreno, ma dipende da forma e dimensione della fondazione, dalla distribuzione dei carichi agenti, dalla stratigrafia e dalla composizione fisica del suolo. La sua determinazione richiederebbe l'utilizzo di prove geotecniche sperimentali su piastra in quanto, non ci sono formule empiriche certe che mettono insieme le variabili sopra descritte.

Comunque una stima di tale parametro è ottenuta dalla correlazione di Bowles data dalla formula: $K_{wink} = C \times Q_{ult}$ in cui Q_{ult} è la capacità portante calcolata con la formula di Brich-Hansen e $C=0,4$ è una costante che correla la resistenza ultima del terreno ad un cedimento ultimo di 2,5 cm.

Si ribadisce comunque di utilizzare un valore più attendibile tramite una prova di cedimento su piastra o considerare un valore più basso in funzione ai cedimenti reali che potrebbero superare i 2,5 cm stabiliti di default dalla formula di Bowles.

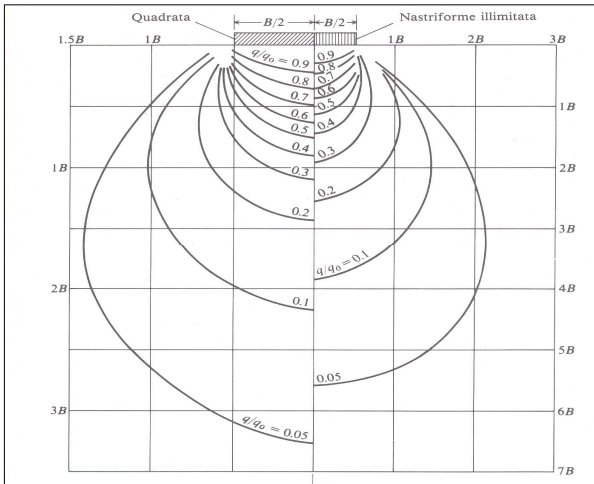
3.4 Cedimenti

I principali componenti dei cedimenti ΔH sono costituiti dall'effetto di rotolamento e scorrimento fra le particelle, che fa variare l'indice dei vuoti, e dalla rottura dei granuli che modifica la struttura del materiale.

Si individuano 2 tipi di cedimenti:

1. Cedimenti di consolidazione o edometrici
2. Cedimenti elastici immediati

I primi sono generati dal lento e graduale drenaggio delle argille per effetto del nuovo carico gravante e possono prolungarsi per lungo tempo dopo l'ultimazione dei lavori.



I cedimenti elastici sono invece dovuti al rapido allontanamento e/o raggiustamento delle particelle nei terreni granulari dotati d'elevata permeabilità (sabbie, ghiaie).

Figura 3.1. Linee isostatiche della pressione verticale ottenute sulla base dell'equazione di Boussinesq per fondazioni quadrate e nastriiformi.

Si considera che il basamento della struttura principale con fondazione a platea poggia su terreno con buone caratteristiche geotecniche ma differenti. Dalle prova penetrometrica eseguita è stato accertato un terreno con buone caratteristiche geotecniche al di sotto della fondazione che andrà verificato nella fase di scavo su tutto il sedime della costruzione edilizia.

Pertanto se dovessero rinvenirsi diversità litologiche nella fase di progettazione è da considerare il comportamento di eventuali cedimenti differenziali e momenti rotazionali a cui può essere sottoposta la struttura edilizia.

CEDIMENTI EDOMETRICI

Pressione normale di progetto	0,6 Kg/cm ²
Cedimento dopo T anni	5,0
Distanza	0,32 m
Angolo	12,74 °
Cedimento totale	1,96 cm

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

Strato	Z (m)	Tensione (Kg/cm ²)	Dp (Kg/cm ²)	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
2	0,9	0	0	Schmertmann	0,07	0,02	0,09
3	2,5	0	0	Schmertmann	0,31	0,11	0,42
4	5,6	0	0	Schmertmann	1,08	0,37	1,45

CEDIMENTI ELASTICI

Pressione normale di progetto	0,6 Kg/cm ²
Spessore strato	4,0 m
Profondità substrato roccioso	700,0 m
Modulo Elastico	100,0 Kg/cm ²
Coefficiente di Poisson	0,25

Coefficiente di influenza I1	0,1
Coefficiente di influenza I2	0,08
Coefficiente di influenza Is	0,16

Cedimento al centro della fondazione	12,1 mm
Coefficiente di influenza I1	0,03
Coefficiente di influenza I2	0,07
Coefficiente di influenza Is	0,08
Cedimento al bordo	2,91 mm

4 Sismica

4.1 Classificazione sismica

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. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

Per valutare se un'opera strutturale è sicura bisogna far riferimento a degli *stati limite*, che possono verificarsi durante un determinato *periodo di riferimento* della stessa opera. Quindi per poter stimare l'azione sismica, che dovrà essere utilizzata nelle verifiche agli stati limite o nella progettazione, bisognerà stabilire:

- in primo luogo la *vita nominale* dell'opera, che congiuntamente alla *classe d'uso*, permette di determinare quel *periodo di riferimento*;
- una volta definito il periodo di riferimento e i diversi stati limite da considerare, una volta definite le relative *probabilità di superamento*, è possibile stabilire il *periodo di ritorno* associato a ciascun stato limite;
- a questo punto è possibile definire la *pericolosità sismica di base* per il sito interessato alla realizzazione dell'opera, facendo riferimento agli studi condotti sul territorio nazionale dal Gruppo di Lavoro 2004 nell'ambito della convenzione-progetto S1 DPC-INGV 2004-2006 e i cui risultati sono stati promulgati mediante l'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri (OPCM) 3519/2006.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa ag in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A quale definita nel D.M. 17 gennaio 2018, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR, come definite nel § 3.2.1, nel periodo di riferimento VR, come definito nel § 2.4. Ai fini della presente normativa le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale: **ag** accelerazione orizzontale massima al sito; **Fo** 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.

In base alle nuove norme tecniche l'azione sismica di riferimento è definita per ogni sito sulla base delle sue coordinate mentre le zone sismiche hanno significato solo dal punto di vista amministrativo.

Il coefficiente di fondazione si assume di regola pari ad 1, tranne in presenza di stratigrafie caratterizzate da depositi alluvionali di spessore variabile da 5 a 20 metri, sovrastanti terreni coesivi o litoidi con caratteristiche meccaniche significativamente superiori, dove si assume un valore di pari ad 1.3.(ex punto C.6.1.1 del D.M.16/01/96).

Per la caratterizzazione delle Vs30 è stata eseguita una prova HVSR (Nakamura) utilizzando il sismografo Geobox di Sara Instruments, in sito posto in vicinanza. Grazie alla registrazione e all'analisi delle vibrazioni naturali e antropiche si è potuto ottenere il grafico H/V e il calcolo delle Vs30.

Secondo quanto rilevato dallo strumento di sismica passiva in sito la Vs(0.0-30.0) = 420 m/s, l'area di indagine presenta quindi un suolo di fondazione di categoria B ossia: *“Depositi di sabbie e ghiaia molto addensate o argille molto consistenti, con spessori di diverse decine di metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di VS30 compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero resistenza penetrometrica NSPT >50, o coesione non drenata cu>250kPa”*

Il sito corrisponde ad una condizione topografica T1 di cui la tabella 3.2.III del DM - 2018

4.2 Coefficienti Sismici

Le forme spettrali previste dalle **NTC** sono caratterizzate da prescelte probabilità di superamento e vite di riferimento. A tal fine occorre fissare:

- la vita di riferimento VR della costruzione,
- le probabilità di superamento nella vita di riferimento PVR associate a ciascuno degli stati limite considerati, per individuare infine, a partire dai dati di pericolosità sismica disponibili, le corrispondenti azioni sismiche.

Per la determinazione dei parametri sito specifici che definiscono l'azione sismica, si è fatto riferimento ai valori riportati nel DM 17 gennaio 2018. L'area di studio ricade all'interno di 4 nodi della griglia del reticolo di riferimento per i quali sono predefiniti i valori di ag (accelerazione orizzontale al suolo), F0 (valore massimo del fattore di amplificazione) e T_c^* (periodo di inizio del tratto a velocità costante) riferiti al 50° percentile. A partire dai valori dei parametri predefiniti ai nodi del reticolo predefinito è possibile, utilizzando la formula seguente, ottenere il valore dei

parametri sito specifici:

$$p = \frac{\sum_{i=1}^4 p_i}{\sum_{i=1}^4 d_i}$$

p: valore del parametro di interesse nel punto in esame;

p_i : valore del parametro di interesse nell'*i*-esimo punto della maglia elementare contenente il punto in esame;

d_i : distanza del punto in esame dall'*i*-esimo punto della maglia suddetta.

Parametri di zona

Il sito corrisponde ad una condizione topografica T1 di cui la tabella 3.2.IV del DM

Coordinate Sito WGS84 lat. 45.654123 - Long 11.802879;

- Categoria sottosuolo: **B**
- Categoria topografica: **T1**
- Classe d'uso **II**
- Vita nominale **50**
- Amplificazione stratigrafica: **Ss = 1,19-1,20**
- Coefficiente funz. Categoria: **Cc = 1,39 - 1,46**
- Amplificazione topografica: **St = 1**

Stato Limite	Tr [anni]	a_g [g]	Fo	Tc* [s]
Operatività (SLO)	30	0.043	2.491	0.239
Danno (SLD)	50	0.058	2.481	0.253
Salvaguardia vita (SLV)	475	0.164	2.396	0.304
Prevenzione collasso (SLC)	975	0.217	2.403	0.316
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	50			

	SLO	SLD	SLV	SLC
SS Amplificazione stratigrafica	1,20	1,20	1,20	1,19
CC Coeff. funz categoria	1,46	1,45	1,40	1,39
ST Amplificazione topografica	1,00	1,00	1,00	1,00

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.010	0.014	0.047	0.072
kv	0.005	0.007	0.024	0.036
Amax [m/s ²]	0.510	0.686	1.935	2.535
Beta	0.200	0.200	0.240	0.280

4.3 Pericolosità sismica di base

La pericolosità sismica di base, cioè le caratteristiche del moto sismico atteso al sito di interesse, nelle NTC18, per una determinata probabilità di superamento, si può ritenere definita quando vengono designati un'accelerazione orizzontale massima (a_g) ed il corrispondente spettro di risposta elastico in accelerazione, riferiti ad un suolo rigido e ad una superficie topografica orizzontale.

Il moto generato da un terremoto in un sito dipende dalle particolari condizioni locali, cioè dalle caratteristiche topografiche e stratigrafiche dei depositi di terreno e degli ammassi rocciosi e dalle proprietà fisiche e meccaniche dei materiali che li costituiscono. Per la singola opera o per il singolo sistema geotecnico la risposta sismica locale consente di definire le modifiche che un segnale sismico subisce, a causa dei fattori anzidetti, rispetto a quello di un sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (sottosuolo di categoria A, definito al § 3.2.2).

In fig. 5.2 è riportata la mappa di pericolosità sismica in termini di accelerazione spettrale (smorzamento del 5%) a 1 sec (1 Hz), calcolata su suolo di categoria A, con il 10% di probabilità di superamento in 50 anni (periodo di ritorno di 475 anni).

I valori rappresentati si riferiscono al 50mo percentile (mediana) della distribuzione di 16 valori corrispondenti ad altrettanti rami dell'albero logico già utilizzato per la redazione di MPS04.

In fig. 4.2 è riportata la mappa di pericolosità sismica in termini di accelerazione spettrale (smorzamento del 5%) a 1 sec (1 Hz), calcolata su suolo di categoria A, con il 10% di probabilità di superamento in 50 anni (periodo di ritorno di 475 anni).

I valori rappresentati si riferiscono al 50mo percentile (mediana) della distribuzione di 16 valori corrispondenti ad altrettanti rami dell'albero logico già utilizzato per la redazione di MPS04.

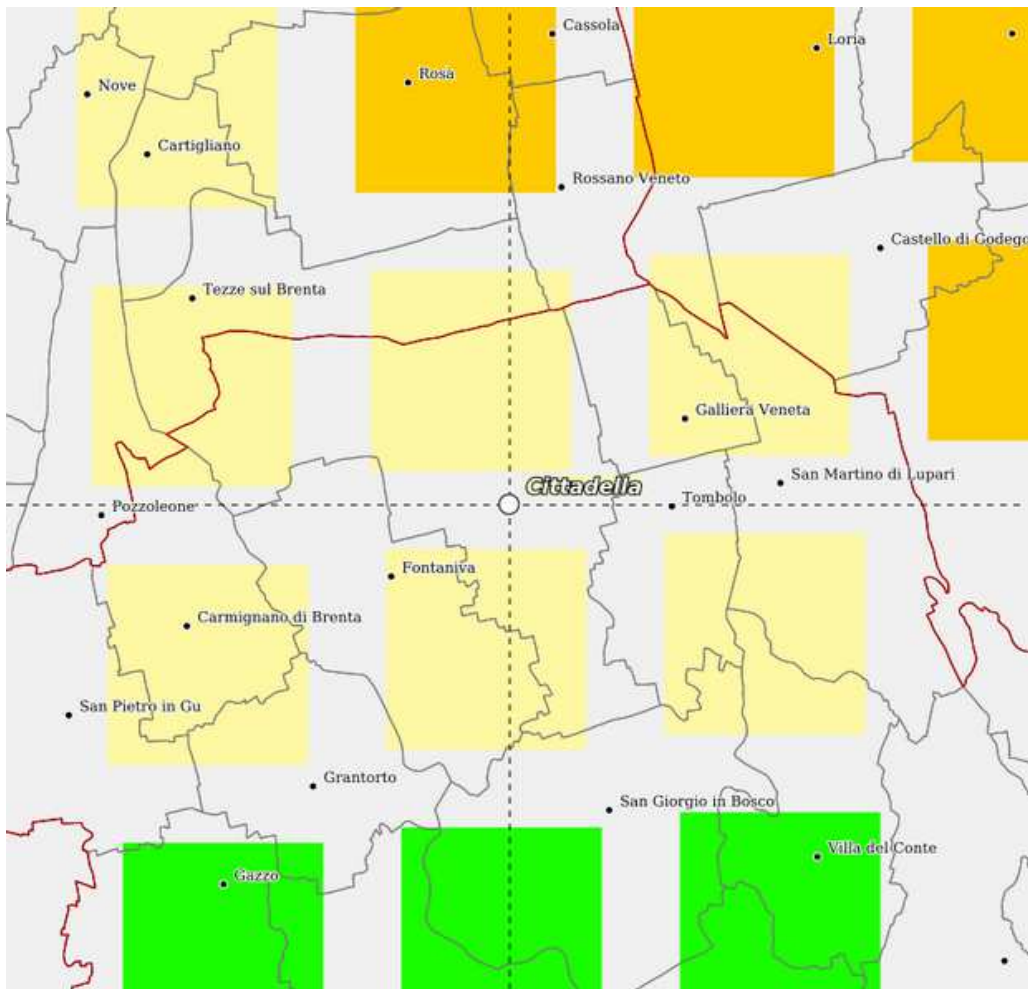


Fig. 4.2 – Dati pericolosità sismica locale INGV.

4.4 Liquefazione

Poiché l'area d'indagine rientra tra le condizioni, elencate nel DM 17 gennaio 2018, che indicano di valutare il pericolo di liquefazione, si è ritenuto di dover procedere nella verifica, per ogni singola stratigrafia e livello liquefacibile tramite il metodo di Robertson e Wride 1997 (Allegato – 2 caratteristiche geotecniche).

L'elaborazione tramite programma Geostrù ha evidenziato che i terreni superficiali con coefficiente di sicurezza > di 1 non sono soggetti a liquefazione (Allegato 2 - caratteristiche geotecniche).

5 Conclusioni

In relazione alla realizzazione della nuova opera nel sito in oggetto di seguito si riassume lo studio condotto.

Considerazione di carattere Geologico - Geomorfologico e Idrogeologiche

Per quanto sopra, nella zona oggetto di studio non si rilevano impedimenti dal punto di vista geologico e geomorfologico che possono pregiudicare la progettazione e la realizzazione dell'intervento in esame, fermo restando eventuali vincoli imposti dalla normativa vigente.

Prove Penetrometriche

Per il calcolo della capacità portante del terreno e dei cedimenti è stata eseguita n 1 prova penetrometrica statica. La prova è stata eseguita all'interno del lotto oggetto di futura edificazione come da allegato 4. Si tratta di indagini indirette che non consentono la comparazione visiva e diretta del terreno ma l'estrapolazione di informazioni e dati tramite elaborazione con formule empiriche.

Stratigrafia

Dalla prova penetrometrica eseguita in sito, si riporta la stratigrafia (All. 3 – Stratigrafie):

CPT1

- da 0 m a – 0,4 m terreno vegetale argilloso;
- da - 0,4 m a – 1,4 m limo sabbioso debolmente argilloso;
- da - 1,4 m a – 3,6 m sabbie limose e dense;
- > 3,6 m dal. p.c. ghiaia e sabbia

Sismica

Secondo le procedure NTC di cui il D.M. 17 gennaio 2018 si è calcolato l'accelerazione massima $A_{Max} = 2,535 \text{ m/s}^2$ per il sito in esame considerando lo Stato limite di Collasso.

L'elaborazione tramite programma Geostrù ha evidenziato che i terreni superficiali con coefficiente di sicurezza $>$ di 1 non sono soggetti a liquefazione (Allegato 2 - caratteristiche geotecniche).

Nel capitolo 4 vengono indicate le azioni sismiche del sito individuate, i coefficienti sismici verticale e orizzontale e la categoria B del terreno.

Carico limite

Il carico limite è stato calcolato ipotizzando la soluzione progettuale di fondazione a platea con grado di approfondimento pari a -0,40 m dal p.c. attuale, ottenendo valori di Q_{amm} minimo rinvenuto (cap. 4.2) pari a circa **1,61 kg/cm²** lungo la cpt1.

Cedimenti

Dalla caratterizzazione geotecnica del sito eseguita tramite la realizzazione di n. 1 prova è stato riscontrato un terreno con buoni valori di resistenza alla punta negli strati al di sotto delle fondazioni.

E' da verificare l'omogeneità del terreno nella fase di scavo per la previsione di eventuali cedimenti differenziali per effetto di strati con caratteristiche diverse.

Avvertenze

- la prova penetrometrica ha evidenziato buoni valori di resistenza alla punta negli strati di terreno appena a di sotto delle fondazioni e migliori più in profondità ne consegue una buona capacità portante;
- si ribadisce quindi l'importanza di considerare nella progettazione delle fondazioni i cedimenti differenziali, in quanto all'interno del sedime della struttura ci potrebbero essere delle diversità litologiche con differenti caratteristiche geotecniche, quindi è indispensabile controllare l'omogeneità del terreno su tutta l'area interessata dalla costruzione ed in particolare si dovrà verificare la consistenza, il colore e la tessitura dei terreni incontrati;
- in assenza di una base di terreno omogeneo prevalentemente sabbioso si consiglia di appoggiare la fondazione su uno strato di fondo costituito da magrone oppure da ghiaia calibrata;
- si tenga in considerazione che il livello della falda in occasione della realizzazione della prova penetrometrica non è stato rilevato il livello di falda ma si posiziona ad una quota ben al di sotto di - 5 mt dal p.c. e può subire oscillazioni nel tempo;
- qualora in corso d'opera, venga meno la corrispondenza tra la caratterizzazione geotecnica assunta in progetto e la situazione effettiva si è tenuti a bloccare i lavori cantieristici e ad avvisare immediatamente il sottoscritto e la DD.LL. per provvedere alle necessarie variazioni.

Camposampiero, 31.01.22

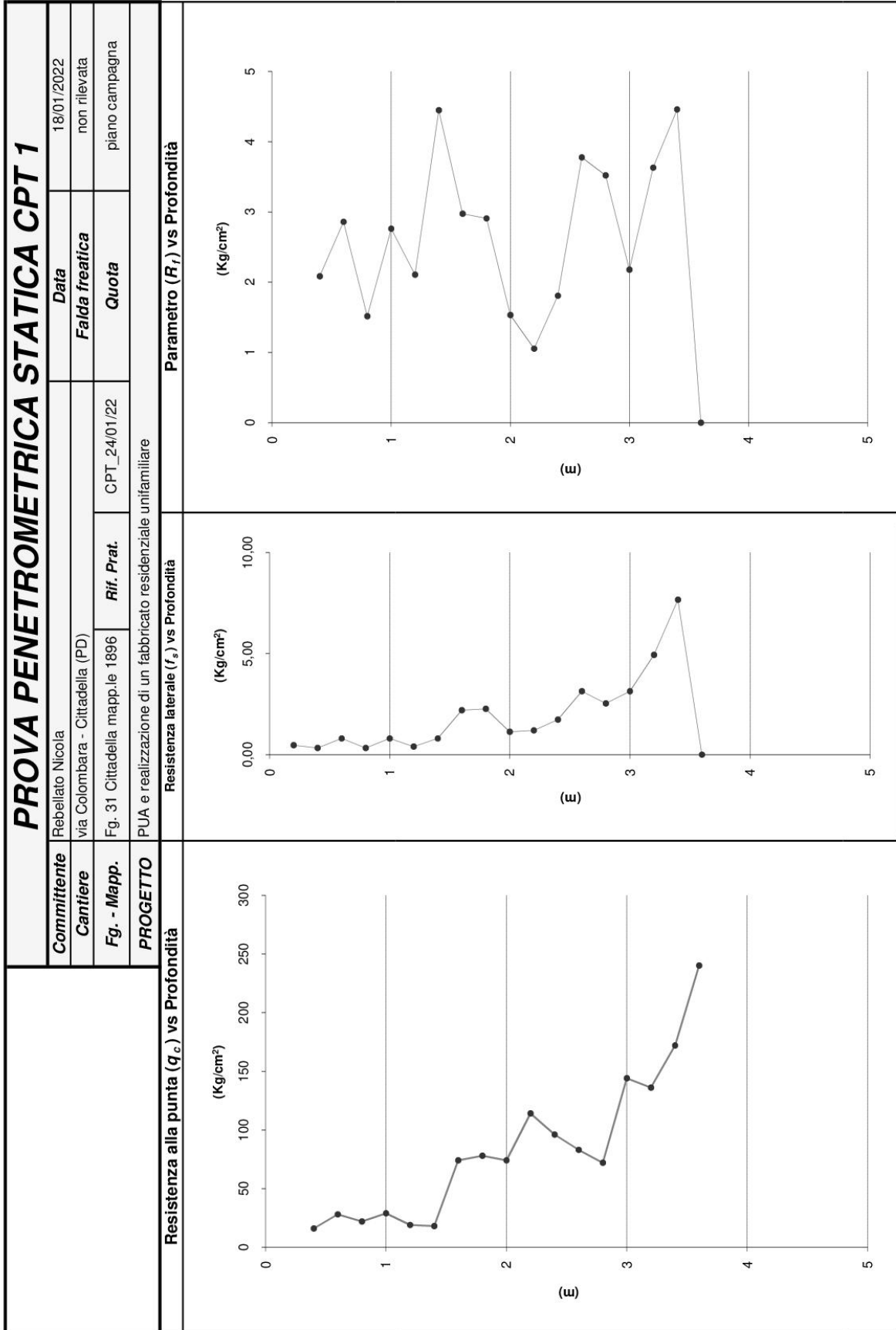
Geol. Christian Asnicar



ALLEGATO 1

Elaborati delle prove penetrometriche

PROVA PENETROMETRICA STATICA CPT 1						
Committente	Rebellato Nicola			Data	18/01/2022	
Cantiere	via Colombara - Cittadella (PD)			Falda freatica	non rilevata	
Fg. - Mapp.	Fg. 31 Cittadella mapp.le 1896	Rif. Prat.	CPT_24/01/22	Quota	piano campagna	
PROGETTO	PUA e realizzazione di un fabbricato residenziale unifamiliare					
Profondità (m)	R _p (Kg/cm ²)	R _t (Kg/cm ²)	RT (Kg/cm ²)	q _c (Kg/cm ²)	f _s (Kg/cm ²)	R _r =100f _s /q _c
0,20					0,47	
0,40	16	23		16	0,33	2,08
0,60	28	33		28	0,80	2,86
0,80	22	34		22	0,33	1,52
1,00	29	34		29	0,80	2,76
1,20	19	31		19	0,40	2,11
1,40	18	24		18	0,80	4,44
1,60	74	86		74	2,20	2,97
1,80	78	111		78	2,27	2,91
2,00	74	108		74	1,13	1,53
2,20	114	131		114	1,20	1,05
2,40	96	114		96	1,73	1,81
2,60	83	109		83	3,13	3,78
2,80	72	119		72	2,53	3,52
3,00	144	182		144	3,13	2,18
3,20	136	183		136	4,93	3,63
3,40	172	246		172	7,67	4,46
3,60	240	355		240		
3,80						
4,00						
4,20						
4,40						
4,60						
4,80						
5,00						
5,20						
5,40						
5,60						
5,80						
6,00						
6,20						
6,40						
6,60						
6,80						
7,00						
7,20						
7,40						
7,60						
7,80						
8,00						
8,20						
8,40						
8,60						
8,80						
9,00						
9,20						
9,40						
9,60						
9,80						
10,00						
NOTE						1 / 1



ALLEGATO 2

Tabella dati geotecnici terreni

Dati geotecnici CPT 1 - elaborazione Software Geostu-Static														
N° STRATO	Tetto strato (m)	Lato strato (m)	Spessore (m)	Gamma medio (t/m ³)	Comportamento Geotecnico	Descrizione Stratigrafia Schmetmann 1978	(Cu) Coesione non drenata (Terzaghi) (Kg/cm ²)	(Ed) Modulo Edometrico (modulo generale) (Kg/cm ²)	(Dr) Densità Relativa (Lancalotta 1983) (%)	(σ_v) Angolo di resistenza al taglio (De Beer)	(E50) Modulo di Young (Robertson & Campanella 1983) (Kg/cm ²)	(E _d) Modulo Edometrico Robertson & Campanella da Schmetmann	Modulo di Reazione Ko (Kuhawiy & Mayne 1990)	Liquefazione Robertson e Wride 1997
STRATO 1	0,00	0,20	0,20	0,00	Coesivo	Argille organiche e terreni misti	----	----	----	----	----	----	----	----
STRATO 2	0,20	0,40	0,20	1,80	Incoerente	Sabbie Sciolte	----	----	72,01	38,26	32,28	79,69	0,00	3,62
STRATO 3	0,40	0,60	0,20	2,00	Incoerente-Coesivo	Terre Lino sabbiose - Sabbie Arg. - Limi	1,41	56,28	71,68	35,50	56,28	80,50	0,00	8,52
STRATO 4	0,60	0,80	0,20	1,90	Incoerente	Sabbie	----	----	57,23	31,85	44,28	64,09	1,05	3,30
STRATO 5	0,80	1,00	0,20	2,00	Incoerente-Coesivo	Terre Lino sabbiose - Sabbie Arg. - Limi	1,46	58,28	60,18	31,52	58,28	65,39	1,00	8,46
STRATO 6	1,00	1,20	0,20	1,90	Incoerente	Sabbie	----	----	44,68	28,34	38,55	48,18	0,65	4,21
STRATO 7	1,20	1,40	0,20	2,00	Coesivo	Argilla inorganica compatta	0,91	45,47	----	----	----	----	----	----
STRATO 8	1,40	1,80	0,40	2,20	Incoerente-Coesivo	Terre Lino sabbiose - Sabbie Arg. - Limi	3,81	152,55	77,41	32,66	152,55	80,94	1,17	29,11
STRATO 9	1,80	2,00	0,20	1,90	Incoerente	Sabbie	----	----	73,70	31,55	148,55	76,47	1,01	11,95
STRATO 10	2,00	2,40	0,40	2,00	Incoerente	Sabbie adrensate o cementate	----	----	81,44	32,46	210,83	84,81	1,14	20,39
STRATO 11	2,40	3,40	1,00	2,30	Incoerente-Coesivo	Terre Lino sabbiose - Sabbie Arg. - Limi	6,09	243,73	80,88	31,58	243,74	84,32	1,01	82,22

ALLEGATO 3

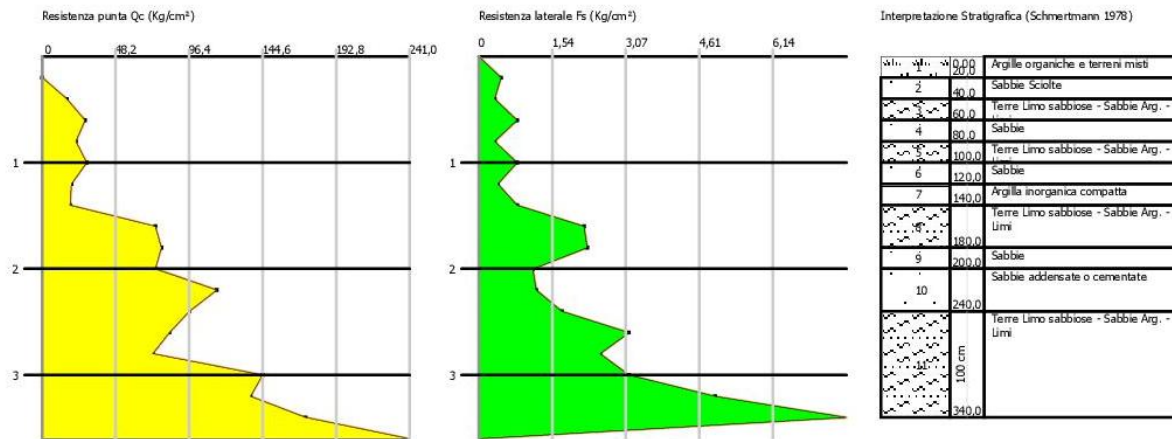
Grafici stratigrafie CPT

GEOSTRU

Probe CPT - Cone Penetration Nr.1
Strumento utilizzato PAGANI TG 63 (200 kN)

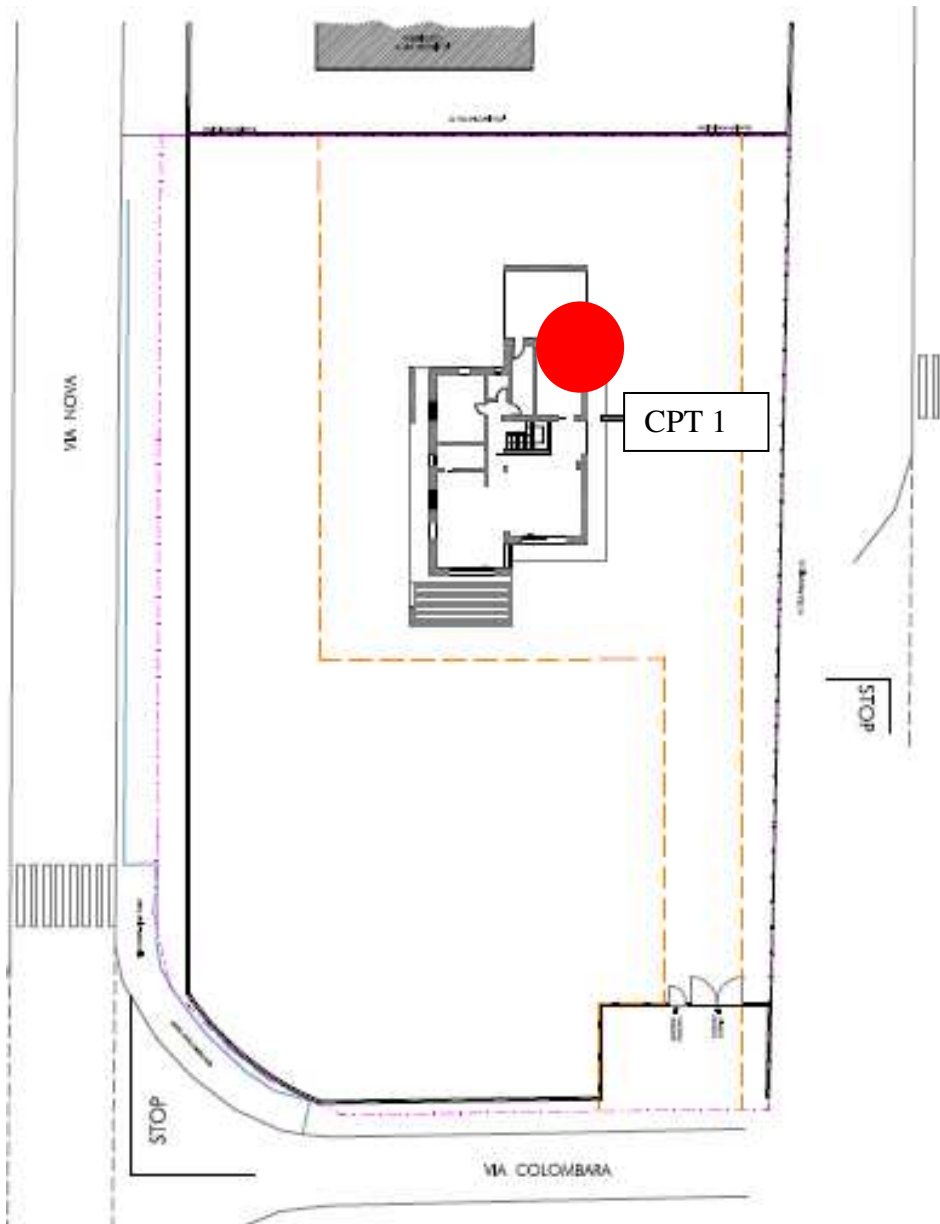
Committente: Rebellato Nicola
Cantiere: via Colombara - Cittadella (PD)
Località:

Data: 18/01/2022



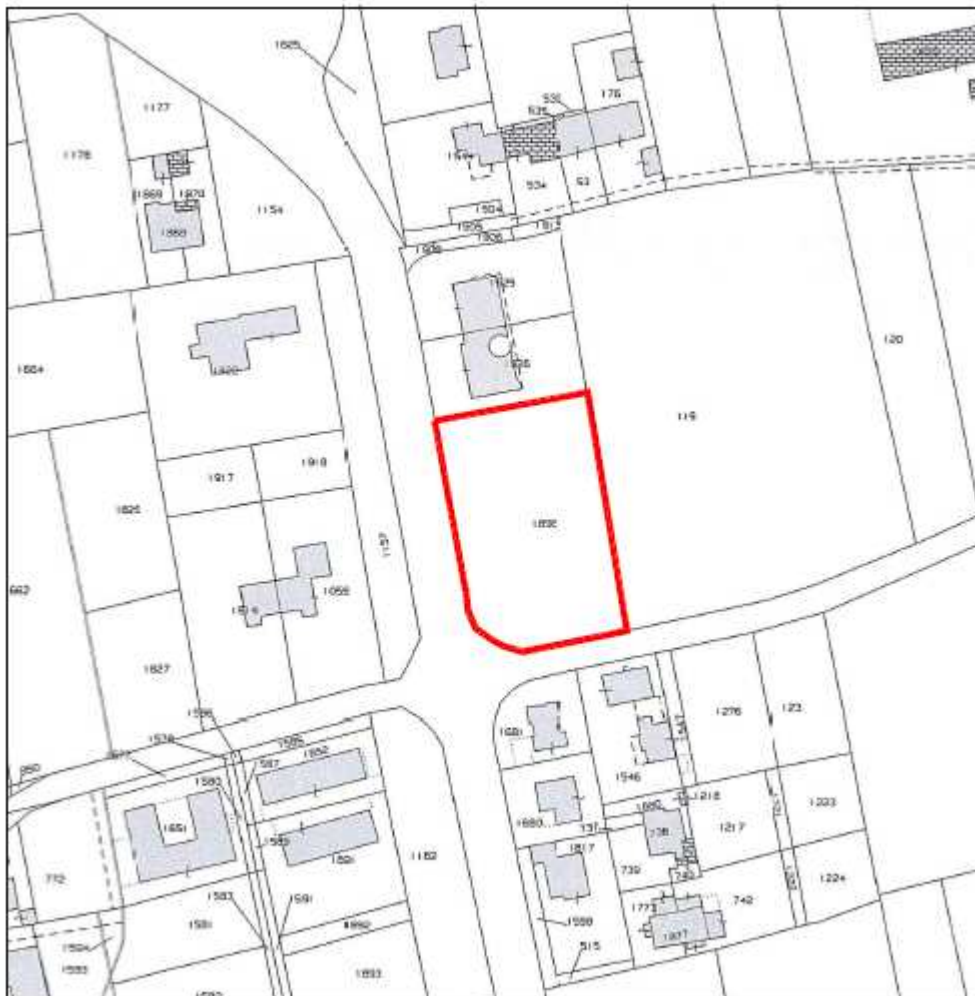
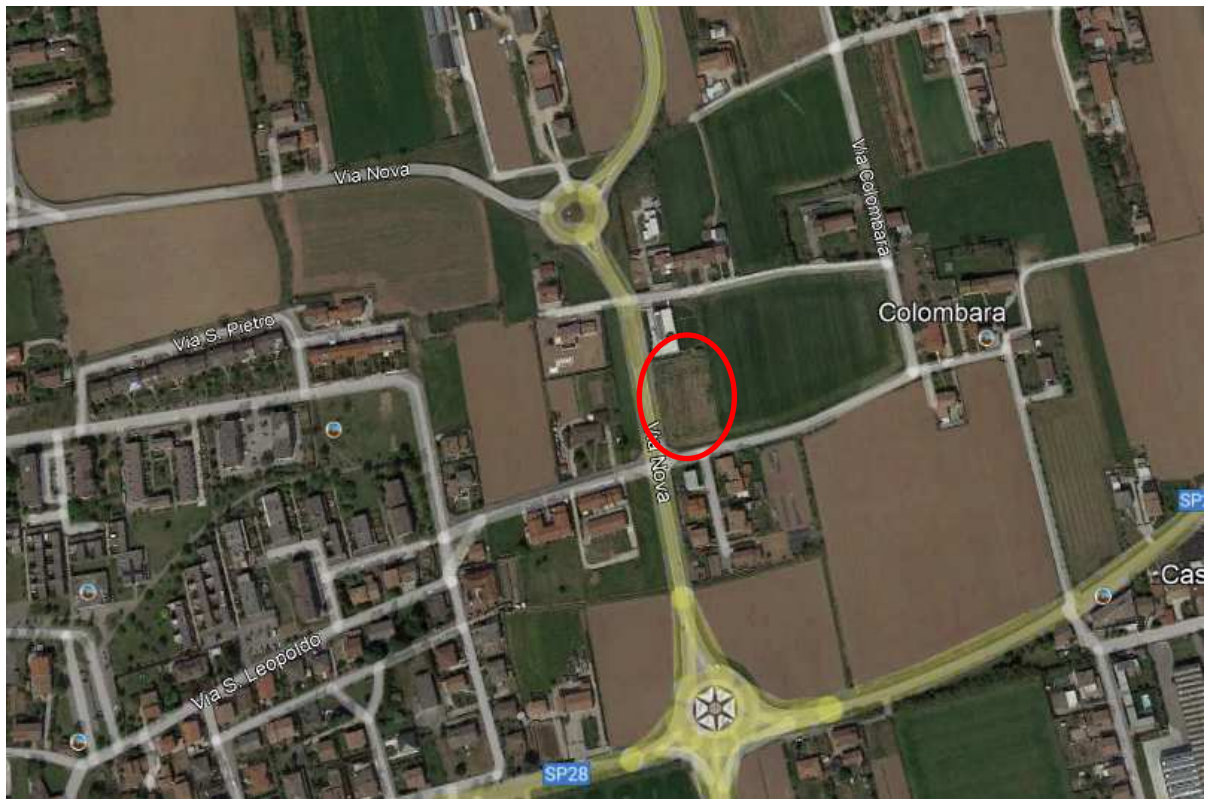
ALLEGATO 4

Planimetria area intervento, ed ubicazione della prova



ALLEGATO 5

Inquadramento del sito ed estratto di mappa



ALLEGATO 6

Fascicolo fotografico



Realizzazione CPT 1