

INDICE

1. PREMESSA E QUADRO NORMATIVO	3
2. UBICAZIONE	4
3. COMPONENTE GEOLOGICA, GEOMORFOLOGICA ED IDROGEOLOGICA	6
4. INDAGINE GEOTECNICA	8
5. SISMICITA' DELL'AREA E CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE	13
6. INDAGINE SISMICA	20
7. CONCLUSIONI	24

26Indagine geologico tecnica ai sensi del D.M. 17.01.2018	Data di redazione:	Redatto da:	Committente	Pag.
	23/10/2023	Dott. Geol. Antonio Roberto Orlando	Land Live SRL	Pag. 2 a 24

1. **PREMESSA E QUADRO NORMATIVO**

Nel seguente rapporto verranno illustrati i risultati delle indagini e degli studi di carattere geologico, geotecnico, idrogeologico e sismico condotte su un terreno sito nel territorio comunale di Sesto al Reghena (PN), presso la Via Banduzzo e Via XXX Aprile dove è previsto un intervento di riqualificazione per un impianto fotovoltaico.

Finalità degli studi e delle indagini eseguite, illustrate nel seguente documento, è definire in modo puntuale le caratteristiche dei terreni di sottofondo dell'area di intervento, a supporto dell'istanza di autorizzazione per l'intervento come da oggetto.

L'assetto geologico, geomorfologico ed idrogeologico dei terreni oggetto di studio è stato desunto dalla documentazione esistente presente nel **PGT di Sesto al Reghena (PN)** e dai sopralluoghi e rilievi eseguiti in sito. Per la definizione delle caratteristiche geotecniche e sismiche degli orizzonti più superficiali dei terreni, sono state eseguite specifiche indagini in sito ovvero **n° 2 prove penetrometriche dinamiche pesanti DPSH**, **n° 1 indagine sismica attiva di tipo MASW** per la caratterizzazione del parametro V_{s30eq} .

Per la redazione del documento sono state adottati, i riferimenti normativi ai sensi del D.M. 17 gennaio 2018, recante "Norme Tecniche per le Costruzioni", che raccolgono in forma unitaria le norme che disciplinano la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle costruzioni al fine di garantire, per stabiliti livelli di sicurezza, la pubblica incolumità in modo da determinare e verificare la costituzione geologica dell'area interessata dal progetto come in oggetto;

- studiare le caratteristiche geomorfologiche, con particolare riguardo alle condizioni di stabilità dei versanti;
- definire l'assetto idrogeologico, con riguardo alla circolazione idrica superficiale e sotterranea;
- indicare le caratteristiche tecniche dei terreni, con particolare interesse a quelle che più riguardano il terreno su cui poggiano le fondazioni.

A tale scopo sono state effettuate le seguenti attività:

Rilevamento geologico di superficie per il riconoscimento dei litotipi affioranti, loro identificazione e la definizione dei reciproci rapporti stratigrafici;

Rilevamento geomorfologico per l'individuazione dell'eventuale presenza di aree caratterizzate da precaria stabilità, di frane attive e/o incipienti e/o di zone a rischio esondazione e/o liquefazione.

Per la caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni di sedime sono state prese in considerazione i dati presenti in letteratura, inoltre è stato correlato il terreno con indagini effettuate direttamente in sito per poter determinare i parametri geotecnici e sismici dell'area oggetto di studio, come riportato negli allegati.

Ritenuto i dati acquisiti più che sufficienti per gli scopi del presente lavoro è stata redatta la relazione geologica, corredata da:

- ✓ ALL. 1 – Planimetria con ubicazione dei due interventi
- ✓ ALL. 2 – Classificazione sismica della Regione Friuli-Venezia Giulia
- ✓ ALL. 3 Carta Pericolosità idraulica
- ✓ ALL. 4 – Carta Geologica

	Data di redazione:	Redatto da:	Committente	Pag.
26Indagine geologico tecnica ai sensi del D.M. 17.01.2018	23/10/2023	Dott. Geol. Antonio Roberto Orlando	Land Live SRL	Pag. 3 a 24

2. UBICAZIONE

In riferimento alla cartografia catastale le aree oggetto d'interesse risultano identificate nelle seguenti CTR 086100 Villotta della Regione Autonoma Friuli-Venezia Giulia in scala 1:10.000, e censite al foglio 25 pp 383 al foglio 26 pp 74-304-308 al foglio 1 pp 90 al foglio 27 pp 487 e al foglio 16 pp 206 dell' Ufficio Provinciale di Pordenone – Territorio Servizi Catastali.

Utilizzando il sistema GPS si è rilevato che l'area su cui si dovranno effettuare gli interventi hanno le seguenti quote e le seguenti coordinate:

1° intervento situato a nord della zona industriale del comune di Sesto al Reghena

- quota altimetrica media di circa 11 metri s.l.m.
- Latitudine Nord 45°51'33.08" N
- Longitudine Est 12°48'29.03" E

2° intervento situato a ovest della zona industriale del comune di Sesto al Reghena

- quota altimetrica media di circa 14 metri s.l.m.
- Latitudine Nord 45°51'9.81" N
- Longitudine Est 12°47'27.11" E



ALL. 1 – Planimetria con ubicazione dei due interventi

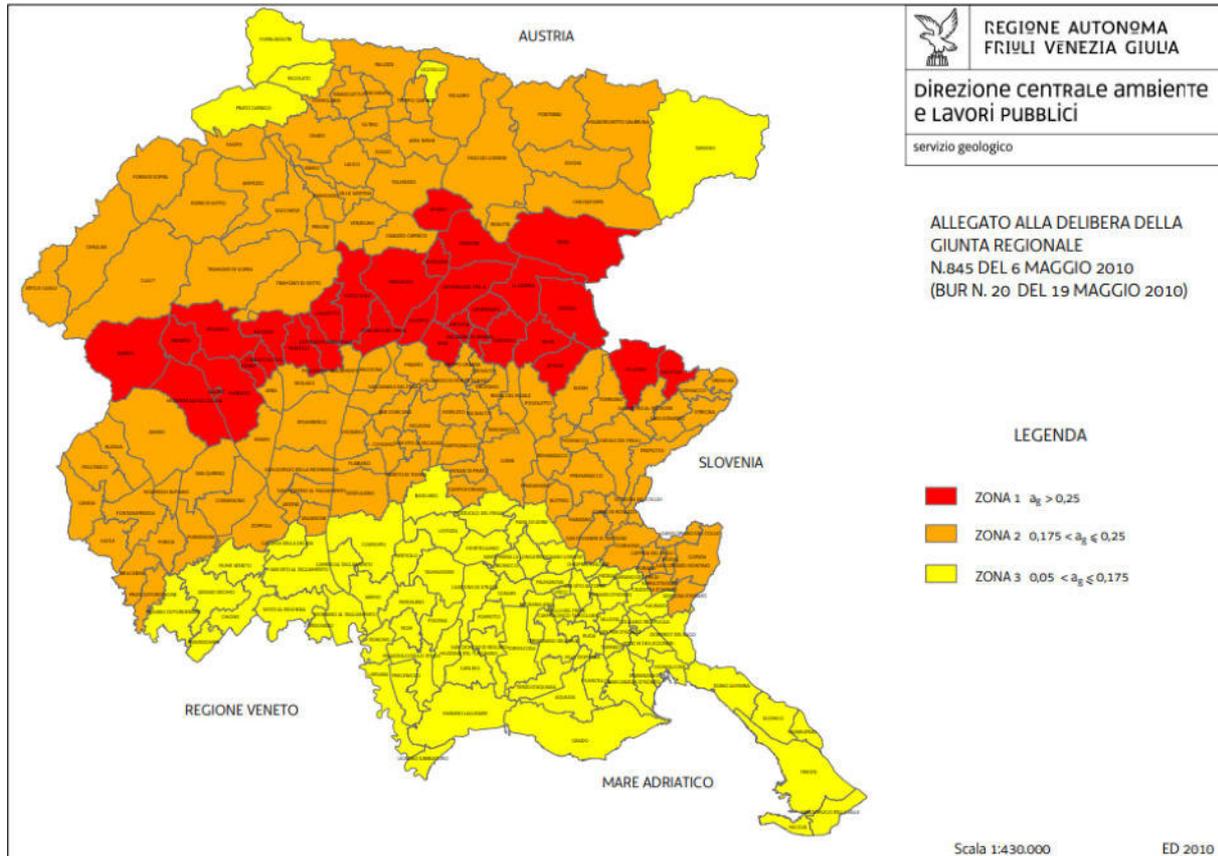
La classificazione sismica del territorio nazionale ha introdotto normative tecniche specifiche per le costruzioni di edifici, ponti ed altre opere in aree geografiche caratterizzate dal medesimo rischio sismico.

In basso è riportata la zona sismica per il territorio di Sesto al Reghena, indicata nell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274/2003, "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica" aggiornata con la Deliberazione della Giunta Regionale del Friuli-Venezia Giulia n. 845 del 6 maggio 2010 (BUR n. 20 del 19 maggio 2010).

In accordo alla classificazione riportata nei citati documenti, il Comune di Sesto al Reghena ricade in **ZONA 3**, la quale definisce i settori di territorio a basso rischio sismico.

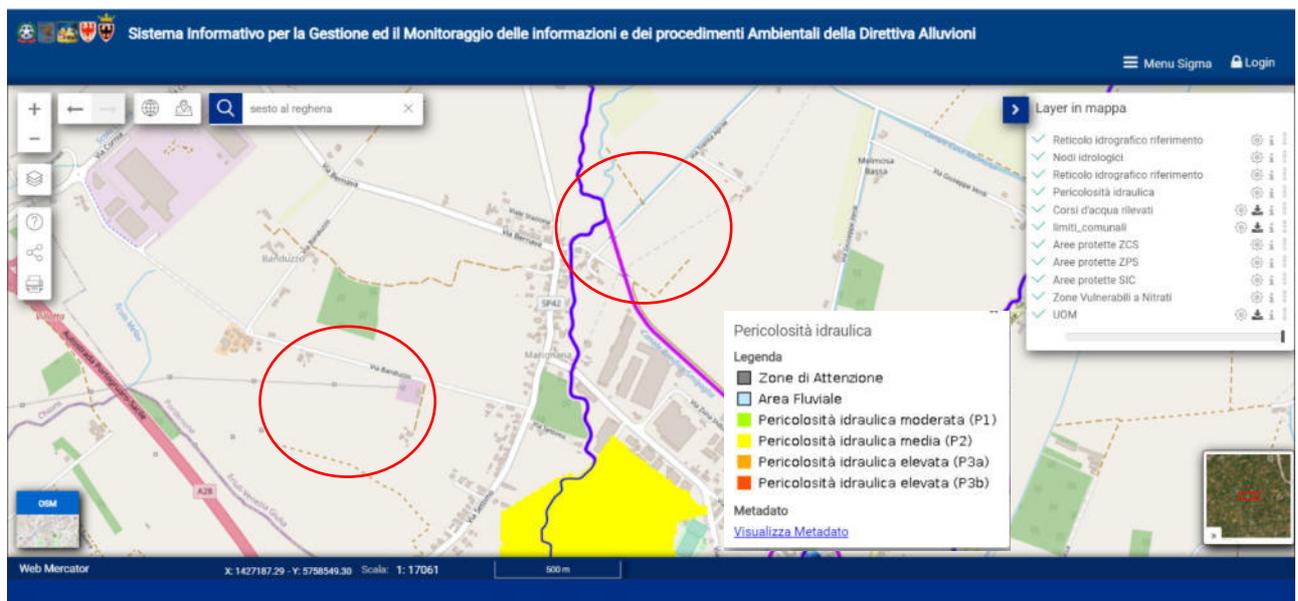
Con l'emanazione Deliberazione della Giunta Regionale del Friuli-Venezia Giulia n. 845 del 6 maggio 2010, la classificazione del territorio di Sesto al Reghena non ha subito variazioni.

	Data di redazione:	Redatto da:	Committente	Pag.
26Indagine geologico tecnica ai sensi del D.M. 17.01.2018	23/10/2023	Dott. Geol. Antonio Roberto Orlando	Land Live SRL	Pag. 4 a 24



ALL. 2 – Classificazione sismica della Regione Friuli-Venezia Giulia

Come evidenziato nella figura seguente relativa al Sistema Informativo per la Gestione ed il Monitoraggio delle informazioni dei procedimenti Ambientali della Direttiva Alluvioni, le aree di nostro interesse sono esenti da qualsiasi evento alluvionale.



ALL. 3 Carta Pericolosità idraulica

26Indagine geologico tecnica ai sensi del D.M. 17.01.2018	Data di redazione:	Redatto da:	Committente	Pag.
	23/10/2023	Dott. Geol. Antonio Roberto Orlando	Land Live SRL	Pag. 5 a 24

3. COMPONENTE GEOLOGICA, GEOMORFOLOGICA ED IDROGEOLOGICA

CARATTERISTICHE GEOLOGICHE E GEOMORFOLOGICHE DEI TERRENI

La natura dei materiali costituenti il sottosuolo dell'area in cui insiste il sito in esame, è nota, nelle sue linee generali, grazie a numerosi dati relativi a perforazioni ed indagini geognostiche già eseguite in zona in occasione della revisione del Piano Regolatore Comunale. Il territorio in esame appartiene, come tutta la pianura pordenonese e più in generale la pianura friulana, alla microplacca Adria che deriva dalla interferenza tra il sistema tettonico dinarico e quello alpino. La pianura rappresenta il complesso sedimentario di età terziaria dell'avampaese della catena subalpina orientale, rimodellato da una coltre quaternaria deposta negli ultimi 23 milioni di anni, per uno spessore complessivo variabile da 500 a 1100 metri." (PRGC 08 Sesto al Reghena", 2008). Nel territorio comunale di Pordenone il basamento del quaternario è stato individuato tra i 400 e i 500 m di profondità dal piano campagna. I depositi più profondi individuano successioni stratigrafiche di tipo marino che si alternano a strati di deposizione continentale. Questi ultimi divengono sempre più frequenti fino a prevalere mano a mano che si risale verso l'alto della sequenza geologica. Pertanto si può affermare che i depositi alluvionali che costituiscono la pianura pordenonese sono stati prodotti dall'avvicinarsi di episodi di trasgressione e di regressione marina riconducibili a fattori tettonici e climatici.

Durante la genesi della pianura pordenonese, nel processo di selezione naturale che operarono i corsi d'acqua, le alluvioni di conoide si differenziarono dal punto di vista granulometrico in due associazioni principali: una costituita da alluvioni grossolane (ciottoli e ghiaie), localizzata nella fascia pedemontana, ed una rappresentata da materiali più fini (sabbie, limi ed argille) individuata più a valle. Questa situazione geologica ha determinato una suddivisione della pianura pordenonese in Alta Pianura e Bassa Pianura, separate dalla fascia delle risorgive, caratterizzate, quindi, da aspetti idrogeologici ben distinti. L'area oggetto d'indagine è ubicata nella medio-alta pianura Pordenonese; dal punto di vista litologico essa fa parte di quella porzione dell'alta pianura il cui sottosuolo è caratterizzato dalla presenza prevalente di materiali ghiaiosi grossolani, appartenenti alle varie conoidi alluvionali del Meduna e del Cellina, che si sono depositate in tempi diversi, sovrapponendosi ed anastomizzandosi tra loro.

Verso monte queste conoidi ghiaiose si sovrappongono direttamente verso valle ed appaiono separate da orizzonti limoso – argillosi. Le alluvioni grossolane presenti nella fascia settentrionale a monte della linea delle risorgive, in cui si trova anche il sito esaminato, sono costituite da elementi calcarei ed arenacei più o meno abbondanti a matrice limoso – sabbiosa, matrice che, localmente, può divenire prevalente e caratterizzare così il sedimento nell'ambito di depositi lentiformi allungati soprattutto in senso nord – sud.

Tuttavia i livelli a granulometria più fine sono poco frequenti. In generale l'assetto stratigrafico di questo territorio vede la presenza nel sottosuolo di materiali ghiaiosi molto addensati. Secondo gli studi effettuati, la composizione media di queste alluvioni è caratterizzata da ghiaie per il 70%, da sabbie per il 26% ed infine da limi per il rimanente 4% con una porosità media intorno all'8%, valore piuttosto basso che testimonia un loro notevole costipamento.

Nel caso specifico, l'area esaminata, è ubicata all'interno della fascia rappresentata da depositi ghiaioso sabbiosi. Pertanto questi depositi sono dotati di buone ed ottime caratteristiche geotecniche garantendo, di regola, buona portanza e cedimenti trascurabili, mentre le facies appaiono essere granulometricamente ben gradate ed omogenee con la presenza di una matrice sabbioso – limosa più evidente negli strati superficiali.

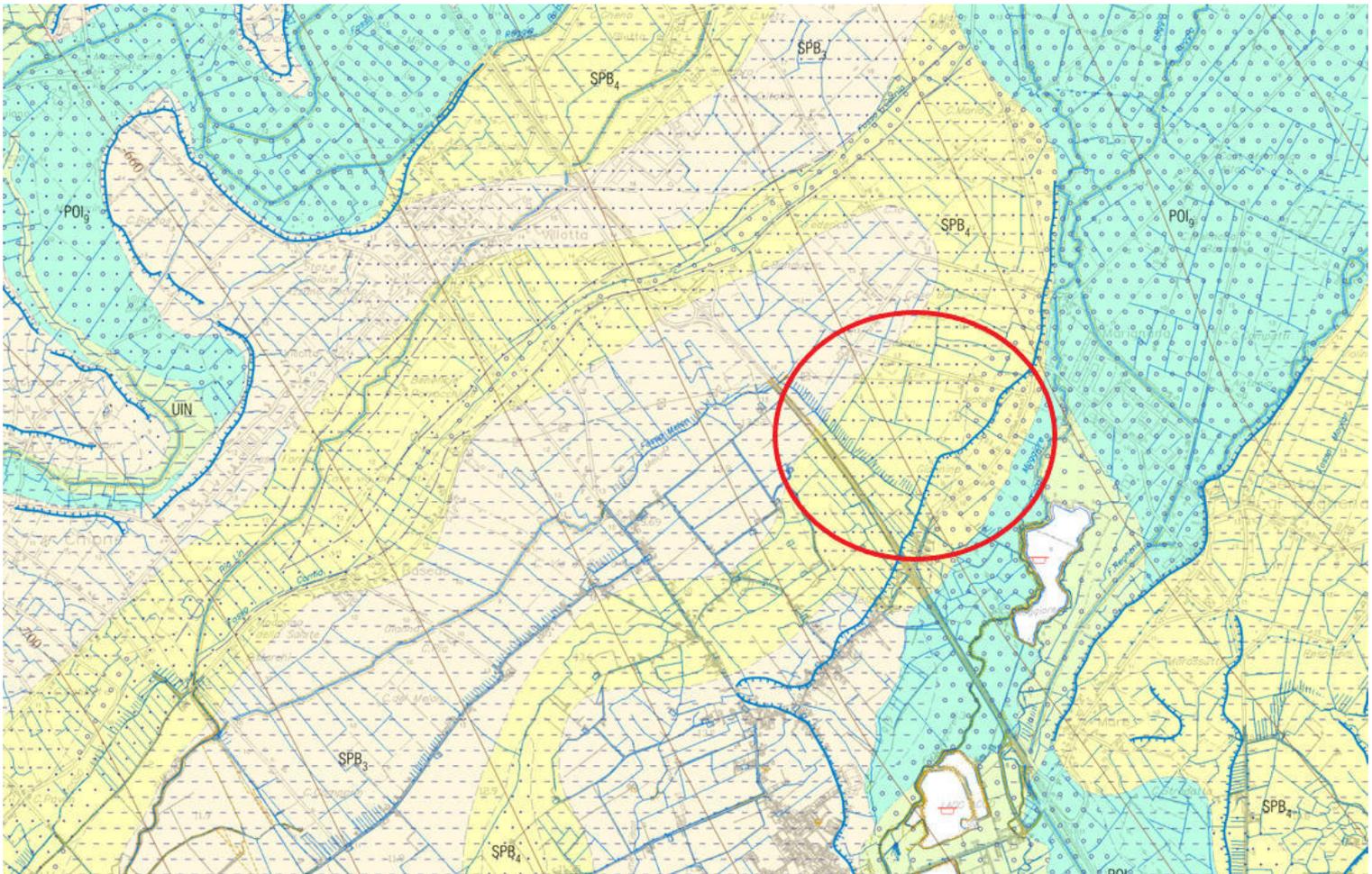
INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO

I depositi sopra descritti sono ad alta permeabilità pertanto l'assetto idrogeologico è caratterizzato da un unico acquifero indifferenziato che, verso sud, si evolve in un sistema multi falde ad acquiferi differenziati e sovrapposti al di sotto della falda freatica. L'andamento del corpo idrico sotterraneo presenta un deflusso con direzione principale nord – sud e componenti prevalenti nord/ovest – sud/est. Le quote delle isofreatiche sono comprese tra 30 – 35 m s.l.m.m., ossia ad una profondità compresa tra 8 – 13 m dal piano campagna.

La sua alimentazione è dovuta all'infiltrazione delle acque meteoriche, alla dispersione dei Fiumi Cellina e Meduna, all'infiltrazione delle acque d'irrigazione e alle dispersioni delle condutture idrauliche per impianti irrigui ma, soprattutto, alle acque sotterranee provenienti dall'enorme bacino carsico del Cansiglio – Monte Cavallo dove si attuano importanti processi di ricarica dell'intera struttura idrogeologica della Pianura Pordenonese. La disponibilità d'acqua di ogni falda è direttamente proporzionale alla permeabilità degli acquiferi (sabbie, sabbie limose, limi sabbiosi) ed allo spessore dell'acquifero. La permeabilità dipende soprattutto dalla percentuale di matrice limosa intasante presente nei depositi ghiaioso – sabbiosi, pertanto non risulta essere di immediata e semplice valutazione: in generale dove prevale la frazione sabbiosa è discreta, dove prevale la componente fine coesiva è ridotta (10-2 – 10-7 cm/s).

In particolare, nell'area in esame la media del coefficiente di permeabilità K risulta di 8×10^{-2} cm/sec. Si tratta di un valore che può sembrare piuttosto basso per materiali ghiaiosi. Esso tuttavia viene giustificato dal forte costipamento delle alluvioni, evidenziato tra l'altro dalle prove di porosità".

26Indagine geologico tecnica ai sensi del D.M. 17.01.2018	Data di redazione:	Redatto da:	Committente	Pag.
	23/10/2023	Dott. Geol. Antonio Roberto Orlando	Land Live SRL	Pag. 6 a 24



SINTEMA DEL PO

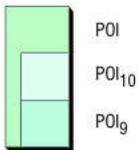
Sabbie e ghiaie arrotondate, localmente grossolane, stratificazione da orizzontale a inclinata, matrice sabbiosa, tessitura da supporto di matrice a supporto di clasti, limi sabbiosi e limi; limite superiore in parte erosivo, in parte costituito dall'originaria superficie deposizionale caratterizzata da suoli con profilo tipo A-C o A-B-C (colore 10YR - 2,5Y), limite inferiore erosivo (depositi alluvionali) (POI).

Ove possibile vengono distinte le seguenti unità:

unità di Torcello, costituita dai depositi alluvionali degli alvei tuttora in evoluzione di Tagliamento, Cellina e Meduna e di quelli abbandonati ma attivi in epoca post-romana. I depositi sono rappresentati da ghiaie grossolane arrotondate con matrice sabbiosa, sabbie, limi sabbiosi e limi (POI₁₀).

unità di Malamocco, costituita dai depositi alluvionali dei diversi alvei del Tagliamento attivi nella fase postglaciale fino all'epoca romana (POI₉).

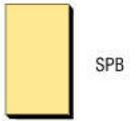
PLEISTOCENE sup. - ATTUALE



SINTEMA DI SPILIMBERGO (Bacino del F. Tagliamento)

Sono cartografati come sintema di Spilimbergo indistinto i depositi alluvionali ghiaiosi del bacino del Tagliamento affioranti a Pordenone, presso la scarpata destra dell'incisione del Noncello (depositi alluvionali).

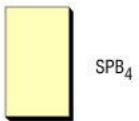
PLEISTOCENE sup.



subsintema di Remanzacco (Bacino del F. Tagliamento)

Ghiaie grossolane, subarrotondate-arrotondate, a elementi carbonatici e in subordine terrigeni, vulcanici e metamorfici, stratificazione orizzontale e incrociata, matrice sabbiosa debolmente limosa, tessitura da supporto di matrice a supporto di clasti, con livelli, lenti e lingue di sabbia; passanti nelle parti distali dei corpi alluvionali a sabbie ghiaiose, limi sabbiosi e limi; limite superiore in parte erosivo, in parte costituito dall'originaria superficie deposizionale rimodellata e caratterizzata da suoli con profilo tipo A-B-C (colore 7,5YR), che nella bassa pianura presentano colori di alterazione tra 10YR e 2,5Y e sono caratterizzati da parziale decarbonatazione e accumulo di carbonati negli orizzonti profondi; limite inferiore erosivo (depositi alluvionali).

PLEISTOCENE sup.



ALL. 4 – Carta Geologica

26Indagine geologico tecnica ai sensi del D.M. 17.01.2018	Data di redazione: 23/10/2023	Redatto da: Dott. Geol. Antonio Roberto Orlando	Committente Land Live SRL	Pag. Pag. 7 a 24
---	---	---	-------------------------------------	----------------------------

4. INDAGINE GEOTECNICA PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE SPT

Al fine di approfondire le conoscenze geotecniche del sito oggetto di futura edificazione e per definire una caratterizzazione geotecnica dello stesso, anche in considerazione dei carichi a cui esso sarà sottoposto in seguito alla nuova edificazione in progetto, è stata disposta l'esecuzione di una campagna di indagini geognostiche rappresentata da **n. 2 Prove Penetrometriche Dinamiche DPSH** eseguite a partire dal piano campagna e spinte fino alla profondità massima di 9,00mt.

La prova penetrometrica dinamica consiste nell'infiggere nel terreno una punta conica (per tratti consecutivi misurando il numero di colpi N necessari ad infiggere l'asta sul terreno di 30 cm. Le Prove Penetrometriche Dinamiche sono molto diffuse ed utilizzate nel territorio da geologi e geotecnici, data la loro semplicità esecutiva, economicità e rapidità di esecuzione. La loro elaborazione, interpretazione e visualizzazione grafica consente di "catalogare e parametrizzare" il suolo attraversato con un'immagine in continuo, che permette anche di avere un raffronto sulle consistenze dei vari livelli attraversati e una correlazione diretta con sondaggi geognostici per la caratterizzazione stratigrafica.

La sonda penetrometrica permette inoltre di riconoscere abbastanza precisamente lo spessore delle coltri sul substrato, la quota di eventuali falde e superfici di rottura sui pendii, e la consistenza in generale del terreno. L'utilizzo dei dati, ricavati da correlazioni indirette e facendo riferimento a vari autori, dovrà comunque essere trattato con le opportune cautele e, possibilmente, dopo esperienze geologiche acquisite in zona. Elementi caratteristici del penetrometro dinamico sono i seguenti:

- peso massa battente M;
- altezza libera caduta H;
- punta conica: diametro base cono D, area base A (angolo di apertura α);
- avanzamento (penetrazione) δ ;
- presenza o meno del rivestimento esterno (fanghi bentonitici).

Con riferimento alla classificazione ISSMFE (1988) dei diversi tipi di penetrometri dinamici (vedi tabella sotto riportata) si rileva una prima suddivisione in quattro classi (in base al peso M della massa battente)

Classificazione ISSMFE dei penetrometri dinamici:

Tipo	Sigla di riferimento	peso della massa M (kg)	prof. max indagine battente (m)
Leggero	DPL (light)	M<10	8
Medio	DPM (Medium)	10 < M < 40	20-25
Pesante	DPH (Heavy)	40 ≤ M < 60	25
Super pesante	DPSH	M ≥ 60	25

Le prove penetrometriche dinamiche SCPT (Standard Penetration Test) sono state eseguite con penetrometro dinamico SUPER PESANTE DPSH DEEP DRILL, le cui caratteristiche sono:

CARATTERISTICHE TECNICHE :	DPSH SG63M DEEP DRILL (60°)
PESO MASSA BATTENTE	M=63.50 kg
ALTEZZA CADUTA LIBERA	H=0.75 m
PESO SISTEMA BATTUTA	Ms= kg
DIAMETRO PUNTA CONICA	D= 35.60 mm
AREA BASE PUNTA CONICA	A=20.40cm ²
ANGOLO APERTURA PUNTA	α =60°
LUNGHEZZA DELLE ASTE	La=0.90 mt
PESO ASTE PER METRO	Ma = 5.50 kg
PROF. GIUNZIONE 1-ASTA	P1=0.30mt
AVANZAMENTO PUNTA	δ =0.1mt
NUMERO DI COLPI PUNTA	N=N(30) => Relativo ad un avanzamento di 30 cm
RIVESTIMENTO / FANGHI	NO
ENERGIA SPECIFICA x COLPO	Q=(MH)/(A δ)=6,00kg/cm ² (prova SPT:Qspt = 7.83 kg/cm ²)
COEF. TEORICO DI ENERGIA	$\beta t=Q/Qspt = 0,383$ (teoricamente : Nspt = βt N)

Correlazione con Nspt

Poiché la prova penetrometrica standard (SPT) rappresenta, ad oggi, uno dei mezzi più diffusi ed economici per ricavare informazioni dal sottosuolo, la maggior parte delle correlazioni esistenti riguardano i valori del numero di colpi Nspt ottenuto con la suddetta prova, pertanto si presenta la necessità di rapportare il numero di colpi di una prova dinamica con Nspt. Il passaggio viene dato da:

$$NSPT = \beta_t \cdot N$$

Dove:

$$\beta_t = \frac{Q}{Q_{SPT}}$$

in cui Q è l'energia specifica per colpo e Qspt è quella riferita alla prova SPT.

L'energia specifica per colpo viene calcolata come segue:

$$Q = \frac{M^2 \cdot H}{A \cdot \delta \cdot (M + M')}$$

in cui

- M peso massa battente.
- M' peso aste.
- H altezza di caduta.
- A area base punta conica.
- δ passo di avanzamento.

Valutazione resistenza dinamica alla punta Rpd

Formula Olandesi

$$R_{pd} = \frac{M^2 \cdot H}{[A \cdot e \cdot (M + P)]} = \frac{M^2 \cdot H \cdot N}{[A \cdot \delta \cdot (M + P)]}$$

- Rpd resistenza dinamica punta (area A).
- e infissione media per colpo (\square/N).
- M peso massa battente (altezza caduta H).
- P peso totale aste e sistema battuta.

Metodologia di Elaborazione

Le elaborazioni sono state effettuate mediante un programma di calcolo automatico Dynamic Probing della GeoStru Software.

Il programma calcola il rapporto delle energie trasmesse (coefficiente di correlazione con SPT) tramite le elaborazioni proposte da Pasqualini (1983) - Meyerhof (1956) - Desai (1968) - Borowczyk-Frankowsky (1981).

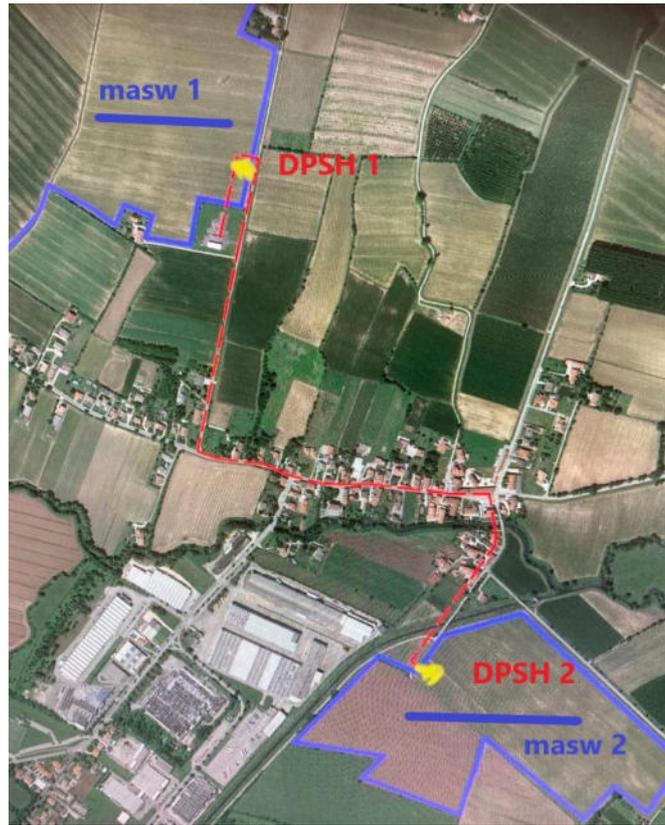
Permette inoltre di utilizzare i dati ottenuti dall'effettuazione di prove penetrometriche per estrapolare utili informazioni geotecniche e geologiche.

Una vasta esperienza acquisita, unitamente ad una buona interpretazione e correlazione, permettono spesso di ottenere dati utili alla progettazione e frequentemente dati maggiormente attendibili di tanti dati bibliografici sulle litologie e di dati geotecnici determinati sulle verticali litologiche da poche prove di laboratorio eseguite come rappresentazione generale di una verticale eterogenea disuniforme e/o complessa.

In particolare consente di ottenere informazioni su:

- l'andamento verticale e orizzontale degli intervalli stratigrafici,
- la caratterizzazione litologica delle unità stratigrafiche,
- i parametri geotecnici suggeriti da vari autori in funzione dei valori del numero dei colpi e della resistenza alla punta

	Data di redazione:	Redatto da:	Committente	Pag.
26Indagine geologico tecnica ai sensi del D.M. 17.01.2018	23/10/2023	Dott. Geol. Antonio Roberto Orlando	Land Live SRL	Pag. 9 a 24



ALL. 6 – Ubicazione delle indagini



Fig.1 - Prova Penetrometrica Dinamica DPSH 1

	Data di redazione:	Redatto da:	Committente	Pag.
26Indagine geologico tecnica ai sensi del D.M. 17.01.2018	23/10/2023	Dott. Geol. Antonio Roberto Orlando	Land Live SRL	Pag. 10 a 24

N. PROVA	PROFONDITÀ IN MT DA PIANO CAMPAGNA
DPSH 1	8,10
DPSH 2	9,00

Le caratteristiche geologiche dei terreni indagati sono state desunte sulla base delle prove penetrometriche dinamiche DPSH (Dinamic Probing Super Heavy). In allegato 6 della presente relazione si allegano i diagrammi delle **prove penetrometriche DPSH e le interpretazioni stratigrafiche.**

TERRENI INCOERENTI

Densità relativa

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Densità relativa (%)
Strato (1) terreno vegetale	7.84	0.00-0.90	7.84	Meyerhof 1957	66.82
Strato (2) sabbia con limo e ghiaietto	38.34	0.90-8.10	38.34	Meyerhof 1957	100

Angolo di resistenza al taglio

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Angolo d'attrito (°)
Strato (1) terreno vegetale	7.84	0.00-0.90	7.84	Sowers (1961)	30.2
Strato (2) sabbia con limo e ghiaietto	38.34	0.90-8.10	38.34	Sowers (1961)	32.74

Modulo di Young

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Modulo di Young (Kg/cm ²)
Strato (1) terreno vegetale	7.84	0.00-0.90	7.84	Bowles (1982) Sabbia Media	100,00
Strato (2) sabbia con limo e ghiaietto	38.34	0.90-8.10	38.34	Bowles (1982) Sabbia Media	266.70

Modulo Edometrico

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Modulo Edometrico (Kg/cm ²)
Strato (1) terreno vegetale	7.84	0.00-0.90	7.84	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	43.57
Strato (2) sabbia con limo e ghiaietto	38.34	0.90-8.10	38.34	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	106.22

Classificazione AGI

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Classificazione AGI
Strato (1) terreno vegetale	7.84	0.00-0.90	7.84	Classificazione A.G.I	POCO ADDENSATO
Strato (2) sabbia con limo e ghiaietto	38.34	0.90-8.10	38.34	Classificazione A.G.I	ADDENSATO

Peso unita' di volume

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Peso Unita' di Volume (t/m ³)
Strato (1) terreno vegetale	7.84	0.00-0.90	7.84	Terzaghi-Peck 1948	1.45
Strato (2) sabbia con limo e ghiaietto	38.34	0.90-8.10	38.34	Terzaghi-Peck 1948	1.77

Peso unita' di volume saturo

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Peso Unita' Volume Saturo (t/m ³)
Strato (1) terreno vegetale	7.84	0.00-0.90	7.84	Terzaghi-Peck 1948	1.90
Strato (2) sabbia con limo e ghiaietto	38.34	0.90-8.10	38.34	Terzaghi-Peck 1948	2.10

Modulo di Poisson

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Poisson
Strato (1) terreno vegetale	7.84	0.00-0.90	7.84	(A.G.I.)	0.34
Strato (2) sabbia con limo e ghiaietto	38.34	0.90-8.10	38.34	(A.G.I.)	0.28

MODELLO STRATIGRAFICO GEOTECNICO DPSH 1

Profondità dello strato (m)	NSPT	Densità relativa (%)	Angolo d'attrito (°)	Modulo di Young (Kg/cm ²)	Modulo Edometrico (Kg/cm ²)	Peso unita' di volume (t/m ³)	Peso unita' di volume saturo (t/m ³)	Coesione non drenata (Kg/cm ²)	Poisson	Classificazione AGI
0.00-0.90	7.84	66.82	30.2	100,00	43.57	1.45	1.90	NULLA	0.34	POCO ADDENSATO
0.90-8.10	38.34	100	32.74	266.70	106.22	1.77	2.10	NULLA	0.28	ADDENSATO

Il modello geotecnico di riferimento evidenzia un terreno a comportamento prevalentemente incoerente per i primi mt per poi diventare coerente a profondità maggiori, con discrete capacità portante nei primi metri, in aumento con la profondità.

Tale modello andrà, a cura della DL, attentamente valutato e verificato in fase di esecuzione degli scavi. In ogni caso si raccomanda alla DL la massima attenzione in fase di scavo, dal punto di vista presenza di cavità o parti di suolo visibilmente scadenti al di sotto del piano di posa delle fondazioni.

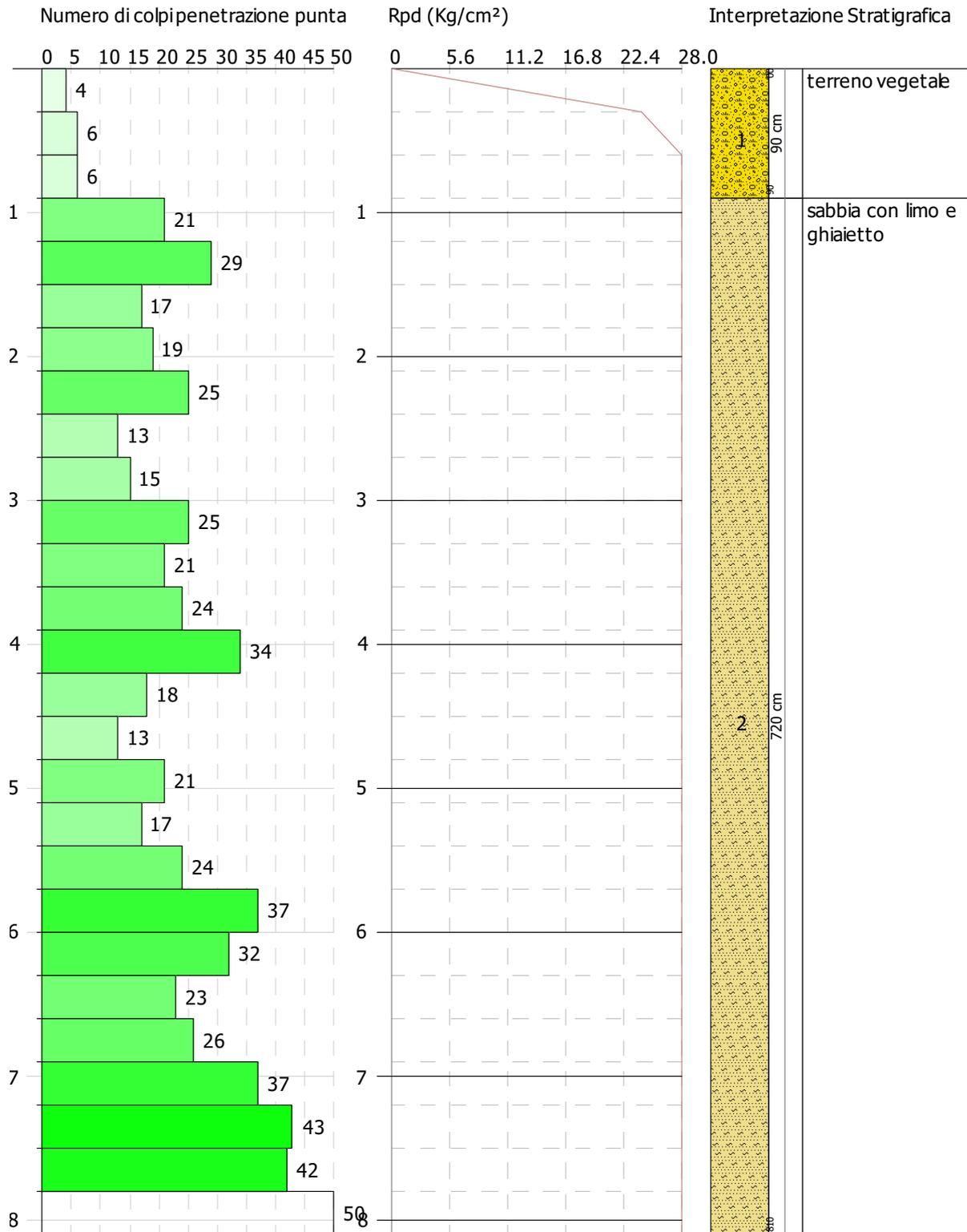
Qualora siano presenti tali condizioni andranno adeguatamente bonificate ed in casi estremi andranno valutate differenti tipologie di fondazioni.

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DPSH 1
 Strumento utilizzato... DPSH SG63M DEEP DRILL (60°)

Committente: Land Live Srl
 Descrizione:
 Localita': Sesto Al Reghena PN

07-10-2023

Scala 1:40



SIGNATURE 1

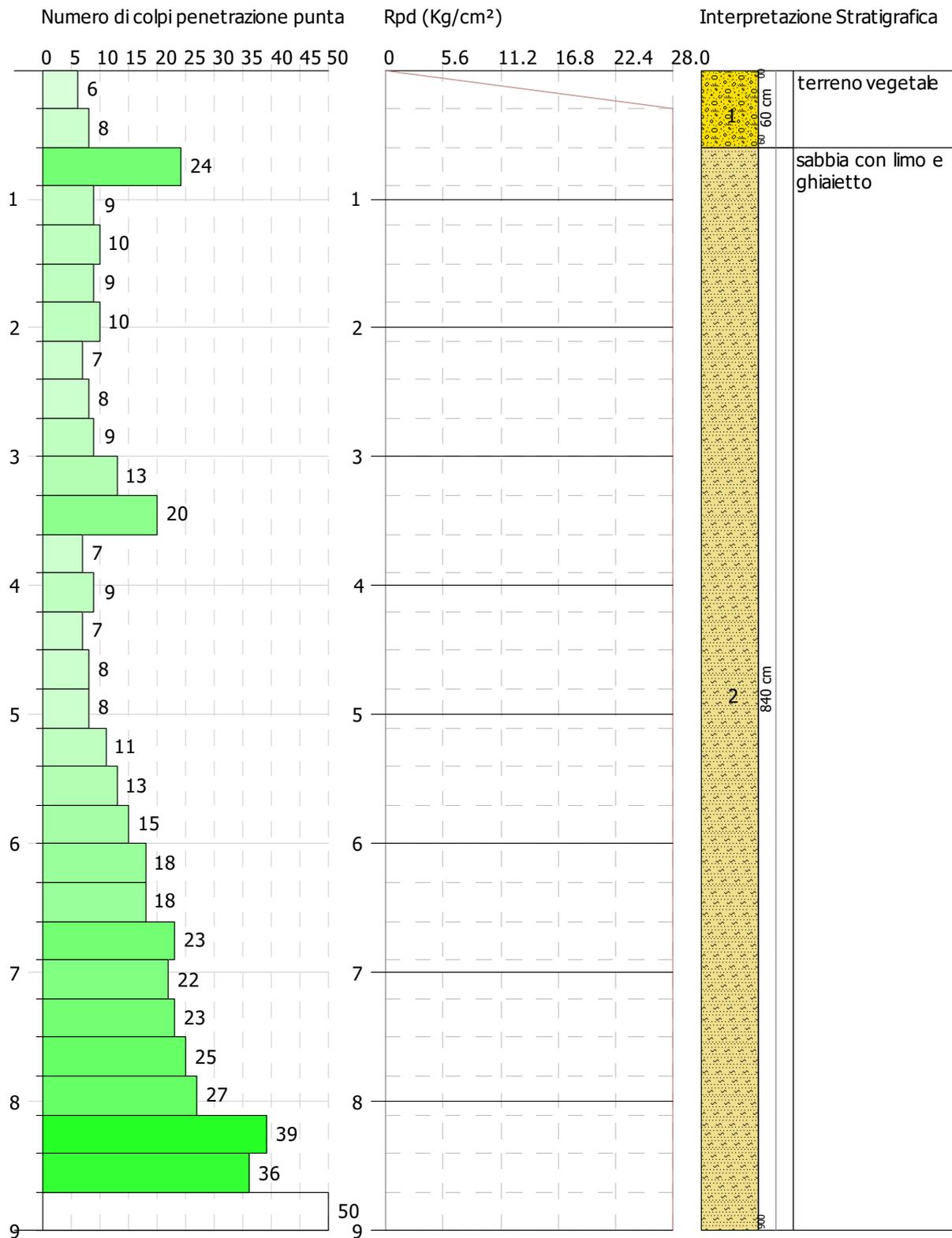
SIGNATURE 2

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DPSH 2
 Strumento utilizzato... DPSH SG63M DEEP DRILL (60°)

Committente: Land Live Srl
 Descrizione:
 Localita': Sesto Al Reghena PN

07-10-2023

Scala 1:44



SIGNATURE 1

SIGNATURE 2

5. SISMICITA' DELL'AREA E CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE

AZIONE SISMICA DI PROGETTO

La normativa vigente (D.M. 17 Gennaio 2018) implica l'individuazione del sito di studio all'interno di un reticolo formato da 4 punti distanti tra loro non più di 4 Km. L'individuazione del reticolo di riferimento risulta indispensabile per la determinazione dei valori di accelerazione sismica (a_g) attesa sul sito e per l'individuazione di tutti gli altri parametri necessari alla verifica degli stati limite in azione sismica. Si individuano quindi i parametri intrinseci del sito:

- Coordinate Geografiche del sito
- Coefficiente Topografico (T)
- Categoria del Suolo

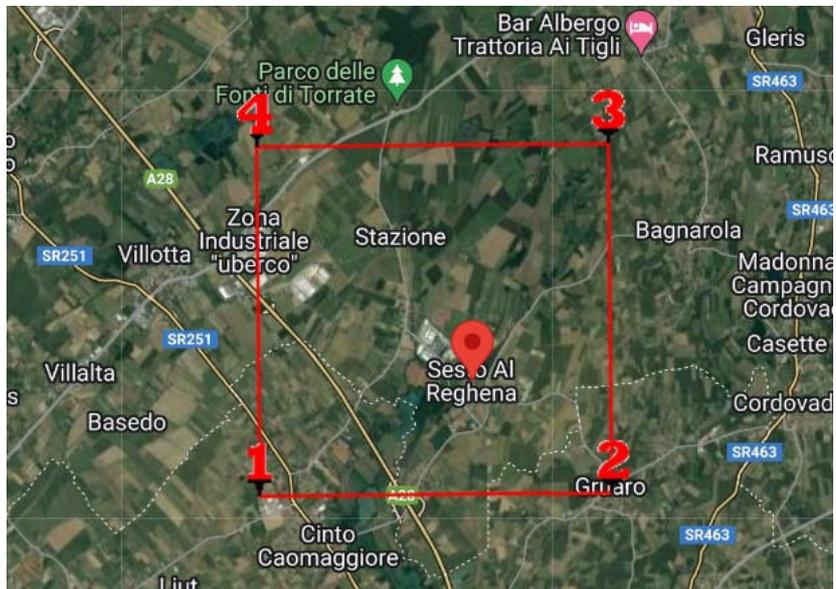


Fig 2 - Localizzazione della maglia di appartenenza dell'area con indicazione dei vertici di riferimento

Secondo le prescrizioni del D.M. 17.01.2018 si identifica il parametro (S) di amplificazione dell'azione sismica di progetto, dipendente dalla categoria del suolo di fondazione e dalla situazione topografica del sito.

$$S = S_s \times S_t$$

Dove:

S_s = Coefficiente di amplificazione stratigrafica determinato per ogni categoria di suolo tramite la seguente tabella:

Tab. 3.2.IV

CATEGORIA SOTTOSUOLO	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot A_g/g \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_c^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot A_g/g \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_c^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot A_g/g \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_c^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot A_g/g \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_c^*)^{-0,40}$

S_t = Coefficiente di amplificazione topografica desunta dalla seguente tabella:

Tab. 3.2.V

CATEGORIA TOPOGRAFICA		S_T
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i < 15^\circ$	1
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$ (valore alla sommità del pendio)	1,2
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$ (valore della cresta del rilievo)	1,2
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$ (valore della cresta del rilievo)	1,4

Le sovraesposte categorie topografiche si riferiscono a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, e devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore di 30 m.

- Vita Nominale (V_n) • Classe d'Uso dell'opera • Coefficiente d'Uso (C_u) • Vita di Riferimento (V_r)
- Smorzamento e fattore di struttura

Vita nominale (§ 2.4.1 NTC-18)

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale l'opera, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella Tab. 2.4.I delle NTC-18 e deve essere precisata nei documenti di progetto.

Tabella 2.4.I – Vita nominale V_N per diversi tipi di opere

Tipi di costruzione		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

Classi d'uso (§ 2.4.2 NTC-18)

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite

<i>Classe I:</i>	Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
<i>Classe II:</i>	Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in <i>Classe d'uso III</i> o in <i>Classe d'uso IV</i> , reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
<i>Classe III:</i>	Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in <i>Classe d'uso IV</i> . Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
<i>Classe IV:</i>	Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Vita di riferimento (§ 2.4.3 NTC-18)

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_r che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_n per il coefficiente d'uso C_u

$$V_r = V_n \times C_u$$

Il valore del coefficiente d'uso C_u è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato nella Tab. 2.4.II delle NTC-18.

Tabella 2.4.II - Valori del coefficiente d'uso C_u

Classe d'uso	I	II	III	IV
Coefficiente C_u	0,7	1	1,5	2

Se $V_r \leq 35$ anni si pone comunque $V_r = 35$ anni.

5.2 FONDAZIONI SUPERFICIALI E CARICO LIMITE

Norme tecniche per le Costruzioni 2018

Aggiornamneto alle Norme tecniche per le costruzioni D.M. 17 gennaio 2018.

Norme tecniche per le Costruzioni 2008

Norme tecniche per le costruzioni D.M. 14 gennaio 2008 e circolare.

Le fondazioni superficiali devono essere verificate almeno con riferimento a meccanismi di rottura per carico limite, scorrimento sul piano di posa e stabilità globale. La verifica della condizione fondamentale considerata dagli Eurocodici e dalle NTC 2018 (D.M. 17 gennaio 2018) è la seguente:

$$R_d \geq E_d$$

Tale verifica può essere effettuata tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle di riferimento:

Coefficienti A(6.2.I), M(6.2.II), R(6.4.I) delle Norme Tecniche delle Costruzioni, seguendo per la verifica a rottura per carico limite e per scorrimento almeno uno dei due approcci:

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1 tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici, e nella Tab. 6.8.I per le resistenze globali.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 2, con la combinazione (A1+M1+R3), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II, 6.4.II e 6.4.VI.

Approccio 1:

- Combinazione 1 (A1+M1+R1) [STR] - Combinazione 2 (A2+M2+R2) [GEO]

Approccio 2:

- Combinazione (A1+M1+R3) [GEO]

- A = Coefficiente di amplificazione dei carichi;
- M = Coefficiente di riduzione dei parametri geotecnici;
- R = Coefficienti di riduzione delle Resistenze (portanza, scorrimento, etc.).

Gli Stati Limite rappresentano la frontiera tra il dominio di stabilità e quello di instabilità. Nella definizione di stato limite si distinguono:

Stati Limite Ultimi (SLU): associati al valore estremo della capacità portante o ad altre forme di cedimento strutturale che possono mettere in pericolo la sicurezza delle persone. Alcuni esempi delle cause che possono condurre agli SLU sono: a) perdita di stabilità di parte o dell'insieme della struttura; b) rottura di sezioni critiche della struttura; c) trasformazione della struttura in un meccanismo; d) instabilità in seguito a deformazione eccessiva; e) deterioramento in seguito a fatica; f) deformazioni di fluage o fessurazioni, che producono un cambiamento di geometria tale da richiedere la sostituzione della struttura. Il superamento di uno stato limite ultimo ha carattere irreversibile e si definisce collasso. Nei confronti delle azioni sismiche (SLU dinamici) gli stati limite ultimi si suddividono in (D.M. 17.01.2018):

- ✓ **Stato limite di salvaguardia della vita (SLV):** a seguito del terremoto, la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.
- ✓ **Stato limite di prevenzione del collasso (SLC):** a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi danni e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Stati Limite di Esercizio (SLE): sono stati oltre i quali non risultano più soddisfatti i requisiti di esercizio prescritti. Il superamento di uno stato limite di esercizio può avere carattere reversibile o irreversibile: nel primo caso i danni o le deformazioni sono reversibili e cessano non appena sia eliminata la causa che ha portato al superamento dello SLE; nel secondo caso si manifestano danneggiamenti o deformazioni permanenti inaccettabili e ineliminabili per mezzo della soppressione della causa che le ha generate. Nei confronti delle azioni sismiche (SLE dinamici), gli stati limite di esercizio si suddividono in (D.M. 17.01.2018):

- ✓ **Stato Limite di operatività (SLO):** a seguito del terremoto, la costruzione nel suo complesso (includendo elementi strutturali, elementi non strutturali, ecc.) non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;

26Indagine geologico tecnica ai sensi del D.M. 17.01.2018	Data di redazione: 23/10/2023	Redatto da: Dott. Geol. Antonio Roberto Orlando	Committente Land Live SRL	Pag. Pag. 15 a 24
---	---	---	-------------------------------------	-----------------------------

- ✓ Stato limite di danno (SLD): a seguito del terremoto, la costruzione nel suo complesso (incluso elementi strutturali, elementi non strutturali, apparecchiature rilevanti, ecc.) subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Nelle tabelle di seguito si riportano i coefficienti parziali con cui calcolare le diverse combinazioni, tratte dalle NTC.

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

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

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coazione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

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

Verifica	Coefficiente parziale
	(R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

La misura del grado di sicurezza si ottiene con il "Metodo semiprobabilistico dei Coefficienti parziali" di sicurezza tramite l'equazione

$$Ed \leq Rd \text{ oppure } Rd - Ed \geq 0$$

con:

- Rd = valore di progetto della resistenza del terreno (di pertinenza del geotecnico);
- Ed = valore di progetto dell'azione o degli effetti delle azioni nelle varie combinazioni di carico (di pertinenza dello strutturista).

La resistenza del terreno Rd è determinata:

- Analiticamente (i valori di progetto si ottengono dai valori caratteristici divisi per il coefficiente parziale γ_M);
- Con misure dirette, utilizzando le tabelle sopra citate per i coefficienti parziali.

L'azione Ed è determinata dal valore caratteristico amplificato mediante i coefficienti parziali γ_F e deve essere fornita dallo strutturista.

Secondo le NTC il primo step è il calcolo della resistenza di progetto del terreno Rd secondo il metodo di Terzaghi descritto nel capitolo successivo o secondo il metodo di Brinch-Hansen. Il valore di Rd è il prodotto

tra la capacità portante limite e l'area della fondazione. Per eseguire il secondo step il progettista deve fornire il valore delle azioni dei carichi per poter calcolare il valore di progetto dell'azione Ed. Come terzo e ultimo stadio si deve verificare se la condizione iniziale

$$Ed \leq Rd$$

sia soddisfatta. Questi step vanno effettuati per le tre combinazioni esistenti e viene scelto il valore più cautelativo. Per le strutture da realizzare, nelle verifiche geotecniche relative alla resistenza dei terreni, sono state considerate fondazioni a platea con le seguenti caratteristiche:

- Fondazione H = 0,30 m
- piano di posa delle fondazioni = - 0,40 m dal p.c. incastro = - 0,40 m
- combinazione fondamentale statica SLU (GEO) **approccio 2** (A1+M1+R3) autore Terzaghi
- R_d = resistenza di progetto (resistenza del terreno di fondazione)
- E_d = combinazione delle azioni sulle fondazioni (tensione massima di esercizio)

DATI GENERALI

Normativa	NTC_2018
Larghezza fondazione	4.0 m
Lunghezza fondazione	2.5 m
Profondità piano di posa	0.6 m
Profondità falda	5.0
Correzione parametri	

SISMA

Accelerazione massima (amax/g)	0.057
Effetto sismico secondo	NTC 2018

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe II
Vita nominale:	50.0 [anni]
Vita di riferimento:	50.0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	C
Categoria topografica:	T1

S.L.	TR	ag	F0	TC*
Stato limite	Tempo ritorno [anni]	[m/s ²]	[-]	[sec]
S.L.O.	30.0	0.373	2.605	0.238
S.L.D.	50.0	0.5	2.494	0.267
S.L.V.	475.0	1.245	2.514	0.362
S.L.C.	975.0	1.608	2.571	0.376

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L.	amax	beta	kh	kv
Stato limite	[m/s ²]	[-]	[-]	[sec]
S.L.O.	0.5595	0.2	0.0114	0.0057
S.L.D.	0.75	0.2	0.0153	0.0076
S.L.V.	1.8675	0.24	0.0457	0.0229
S.L.C.	2.3268	0.24	0.0569	0.0285

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [Kg/cm ²]	N [Kg]	Mx [Kg·m]	My [Kg·m]	Hx [Kg]	Hy [Kg]	Tipo
1	A1+M1+R3	0.82	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
2	SISMA	0.82	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
3	S.L.E.	0.82	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio
4	S.L.D.	0.82	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef.Rid.Ca pacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	2.3	1.1
2	Si	1	1	1	1	1	1.8	1.1
3	No	1	1	1	1	1	1	1
4	No	1	1	1	1	1	1	1

Si riportano i calcoli della resistenza del terreno (capacità portante), secondo la formula sopra citata (Terzaghi) con le dimensioni geometriche fondazionali ed i parametri geotecnici relativi (condizione A1+M1+R3):

Carico limite verticale

Nome combinazione	Autore	Carico limite [Qult] (Kg/cm ²)	Resistenza di progetto [Rd] (Kg/cm ²)	Tensione [Ed] (Kg/cm ²)	Fattore sicurezza [Fs=Qult/E d]	Condizione di verifica [Ed<Rd]	Tipo rottura	Costante sottofondo (Kg/cm ³)	CEDIMENTI TOTALI IN MM
A1+M1+R3	TERZAGHI (1955)	2.48	1.08	0.82	3.03	Verificata	* Rottura generale; Ir=0.0; Icrit=44.41	0.99	4,24 < 25
SISMA	TERZAGHI (1955)	2.46	1.37	0.82	3	Verificata	* Rottura generale; Ir=0.0; Icrit=44.41	0.98	

CEDIMENTI DI BURLAND e BURBIDGE

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

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

nella quale:

q' Pressione efficace lorda;

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

B Larghezza della fondazione;

I_c Indice di compressibilità;

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

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

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

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

26Indagine geologica tecnica ai sensi del D.M. 17.01.2018	Data di redazione:	Redatto da:	Committente	Pag.
	23/10/2023	Dott. Geol. Antonio Roberto Orlando	Land Live SRL	Pag. 18 a 24

$N_c = 15 + 0.5 (N_{spt} - 15)$ dove N_c è il valore corretto da usare nei calcoli.
 Per depositi ghiaiosi o sabbioso-ghiaiosi il valore corretto è pari a:
 $N_c = 1.25 N_{spt}$

CEDIMENTI BURLAND E BURBIDGE

Pressione normale di progetto	2.62 Kg/cm ²
Spessore strato	1.0 m
Profondità substrato roccioso	10.0 m
Modulo Elastico	100.0 Kg/cm ²
Coefficiente di Poisson	0.34

Coefficiente di influenza I1	0.06
Coefficiente di influenza I2	0.06
Coefficiente di influenza Is	0.09

Cedimento al centro della fondazione	4.24 mm
--------------------------------------	---------

Coefficiente di influenza I1	0.02
Coefficiente di influenza I2	0.04
Coefficiente di influenza Is	0.04
Cedimento al bordo	2.72 mm

FONDAZIONE MT	Q_{ult} kg/cm ²	R_d kg/cm ²	E_d kg/cm ²	$F_s = \frac{Q_{ult}}{E_d}$	Costante di sottofondo (Winkler) (Kg/cm ³)	VERIFICA $\frac{R_d}{E_d} \geq 1$	CEDIMENT TOTALI IN MM
H = 0,30	2,46	1,37	0,82	3,00	0,98	VERIFICATA	4,24 < 25

Sarà cura dello strutturista verificare la congruenza delle azioni effettivamente agenti sulle fondazioni del fabbricato e qualora necessario, saranno ripetute nuove verifiche sulla base delle azioni di progetto. Si raccomanda di adottare un valore di tensione media di esercizio E_d non superiore a 1,37 kg/cm² alla quota -0,60 m dal p.c., qualora necessario si rimane a disposizione per la verifica di altre configurazioni fondazionali.

Verifiche agli Stati Limite di Esercizio (SLE)

Allo stato attuale non sono noti i carichi dell'opera in progetto e quindi risulta impossibile sviluppare la verifica degli Stati Limite d'Esercizio, per la quale occorre conoscere i carichi che verranno a prodursi sugli strati di fondazione per ricavare l'entità dei cedimenti attesi e procedere alla verifica e confronto con i cedimenti ammissibili d'esercizio per l'opera in esame. Occorrerà, una volta noti i carichi, che il Progettista strutturale dell'opera ricavi la combinazione delle azioni di progetto tenendo conto delle condizioni di carico più severe, considerando distintamente l'incidenza dei carichi permanenti e variabili, ai quali attribuirà i rispetti coefficienti di riduzione previsti dal D.M. 17/01/18.

6. INDAGINE SISMICA

M.A.S.W.

In data 7 Ottobre 2023 è stata effettuata un'indagine geosismica M.A.S.W. nell'area di futura edificazione con stendimento posizionato come illustrato in allegato 6.

Configurazione sismografo:

Strumentazione	Geofoni Verticali	Cavi	Sorgente	Base	Data
GEA 24 Pasi	12	24 mt	Mazza battente	Piattello metallico	07/10/2023
Profilo	Tipo di indagine	Tempo di campionamento	N. campioni	Tempo di registrazione	N. Stacks
S1	MASW	125µs	4096	2000 ms	3
Lunghezza stesa	Numero geofoni	Off set sorgente	Distanza 1° geofono	12° geofono	Equidistanza fra i geofoni
26 mt	12 (4.5 Hz)	2 mt	0 mt	24 mt	2 mt

Moto del segnale sismico

Il segnale sismico può essere scomposto in più fasi ognuna delle quali identifica il movimento delle particelle investite dalle onde sismiche. Le fasi possono essere:

- **P**-Longitudinale: onda profonda di compressione;
- **S**-Trasversale: onda profonda di taglio;
- **L**-Love: onda di superficie, composta da onde P e S;
- **R**-Rayleigh: onda di superficie composta da un movimento ellittico e retrogrado.

Onde di Rayleigh – “R”

In passato gli studi sulla diffusione delle onde sismiche si sono concentrati sulla propagazione delle onde profonde (P,S) considerando le onde di superficie come un disturbo del segnale sismico da analizzare. Recenti studi hanno consentito di creare dei modelli matematici avanzati per l'analisi delle onde di superficie in mezzi a differente rigidità.

Analisi del segnale con tecnica MASW

Secondo l'ipotesi fondamentale della fisica lineare (Teorema di Fourier) i segnali possono essere rappresentati come la somma di segnali indipendenti, dette armoniche del segnale. Tali armoniche, per analisi monodimensionali, sono funzioni trigonometriche seno e coseno, e si comportano in modo indipendente non interagendo tra di loro. Concentrando l'attenzione su ciascuna componente armonica il risultato finale in analisi lineare risulterà equivalente alla somma dei comportamenti parziali corrispondenti alle singole armoniche. L'analisi di Fourier (analisi spettrale FFT) è lo strumento fondamentale per la caratterizzazione spettrale del segnale. L'analisi delle onde di Rayleigh, mediante tecnica MASW, viene eseguita con la trattazione spettrale del segnale nel dominio trasformato dove è possibile, in modo abbastanza agevole, identificare il segnale relativo alle onde di Rayleigh rispetto ad altri tipi di segnali, osservando, inoltre, che le onde di Rayleigh si propagano con velocità che è funzione della frequenza. Il legame velocità frequenza è detto spettro di dispersione. La curva di dispersione individuata nel dominio f-k è detta curva di dispersione sperimentale, e rappresenta in tale dominio le massime ampiezze dello spettro.

Modellizzazione

E' possibile simulare, a partire da un modello geotecnico sintetico caratterizzato da spessore, densità, coefficiente di Poisson, velocità delle onde S e velocità delle Onde P, la curva di dispersione teorica la quale lega velocità e lunghezza d'onda secondo la relazione:

$$v = \lambda \times v$$

Modificando i parametri del modello geotecnico sintetico, si può ottenere una sovrapposizione della curva di dispersione teorica con quella sperimentale: questa fase è detta di inversione e consente di determinare il profilo delle velocità in mezzi a differente rigidità.

Modi di vibrazione

Sia nella curva di inversione teorica che in quella sperimentale è possibile individuare le diverse configurazioni di vibrazione del terreno. I modi per le onde di Rayleigh possono essere: deformazioni a contatto con l'aria, deformazioni quasi nulle a metà della lunghezza d'onda e deformazioni nulle a profondità elevate.

Profondità di indagine

Le onde di Rayleigh decadono a profondità circa uguali alla lunghezza d'onda. Piccole lunghezze d'onda (alte frequenze) consentono di indagare zone superficiali mentre grandi lunghezze d'onda (basse frequenze) consentono indagini a maggiore profondità.

Modello sismico e strumentazione

Il modello sismico monodimensionale costituisce l'aspetto principale sia nella stima degli effetti sismici di sito (risposta sismica locale - RSL) che nella definizione dell'azione sismica di progetto, in quanto consente di conoscere l'incidenza delle locali condizioni stratigrafiche nella modifica della pericolosità sismica di base (definizione della categoria di sottosuolo).

La strumentazione è costituita da un compatto sismografo PASI a 24 canali della serie GEA24 e da un software "WinMasw" utilizzato per l'interpretazione.

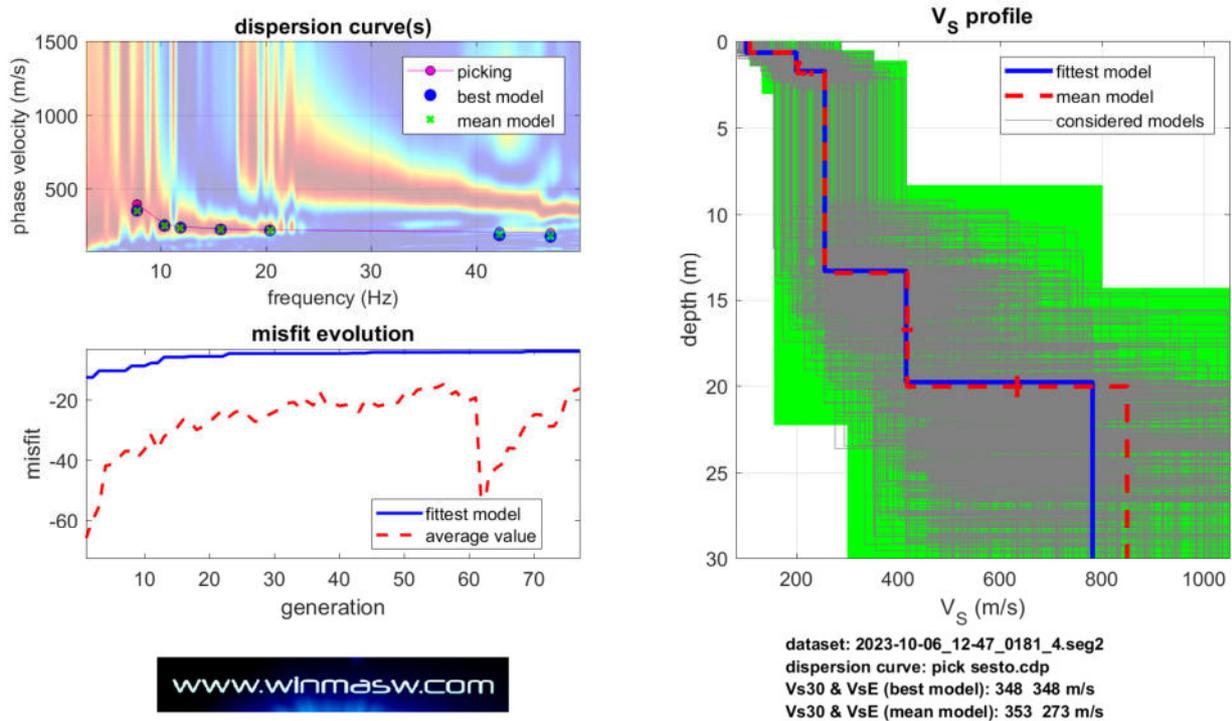


Fig.3 - Curva di dispersione e profilo v_s



Fig. 4 - Immagine fotografica

26Indagine geologico tecnica ai sensi del D.M. 17.01.2018	Data di redazione:	Redatto da:	Committente	Pag.
	23/10/2023	Dott. Geol. Antonio Roberto Orlando	Land Live SRL	Pag. 21 a 24

Tipo di analisi: onde di Rayleigh VS30 (m/s): 273

Questo fa sì che in applicazione della normativa sismica vigente (D.M. 17.01.2018 e successive modifiche - Circolare C.S.LL.PP. 617 del 02/02/2009) il sito rientra nella **categoria C di sottosuolo** così come si evince dalla allegata tabella:

Categoria	Descrizione del profilo stratigrafico	Parametri		
		Vs30 (m/s)	NSPT	Cu (kPa)
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di Vs30 superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.</i>	> 800	-	-
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs,30 compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero NSPT,30 > 50 nei terreni a grana grossa e cu,30 > 250 kPa nei terreni a grana fina).	360-800	>50	>250
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero 15 < NSPT,30 < 50 nei terreni a grana grossa e 70 < cu,30 < 250 kPa nei terreni a grana fina).	180-360	15-50	70-250
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs30 inferiori a 180 m/s (ovvero NSPT,30 < 15 nei terreni a grana grossa e cu,30 < 70 kPa nei terreni a grana fina).</i>	<180	<15	<70
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con Vs > 800 m/s).</i>	-	-	-

ANALISI DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE DEI TERRENI

Con il termine “liquefazione” viene definita «la circostanza, causata dall’aumento di pressione interstiziale in un terreno saturo non coesivo durante lo scuotimento sismico, caratterizzata da deformazioni permanenti significative o dall’annullamento degli sforzi efficaci nel terreno». In particolare, con il termine “liquefazione” si definisce il fenomeno per cui un terreno incoerente saturo, sottoposto ad una sollecitazione sismica, assume un comportamento meccanico simile a quello dei liquidi, con l’annullamento quasi totale della sua resistenza al taglio τ in seguito ad un aumento istantaneo della pressione interstiziale dell’acqua presente nei vuoti intergranulari. A parità di altre condizioni, esso si verifica con maggiore probabilità in materiali incoerenti sabbiosi e/o sabbioso – limosi con elevato grado di saturazione e basso grado di addensamento, ossia bassa densità relativa D_r (%) ed elevato indice dei vuoti.

La vigente normativa, rappresentata dal D.M. 17 gennaio 2018 (NTC18), stabilisce che in fase di progettazione di nuove opere deve essere valutata la stabilità del sito di costruzione nei confronti della liquefazione, che determina potenziali effetti di instabilità nei confronti delle strutture di fondazione e delle strutture in elevazione.

Per condurre a liquefazione un terreno suscettibile al fenomeno è necessaria non solo l’occorrenza di un forte sisma, sia in termini di magnitudo che durata, ma anche di particolari condizioni litostratigrafiche, idrogeologiche e geomeccaniche dei terreni di fondazione. La sicurezza nei confronti della liquefazione può essere valutata con procedure di analisi avanzata (specifiche analisi di risposta sismica locale e prove dinamiche di laboratorio) oppure mediante metodi semplificati, in funzione dell’importanza dell’opera e della sismicità dell’area di intervento.

La verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle circostanze indicate nel par. 7.11.3.4.2 delle NTC18, tra le quali eventi sismici attesi di magnitudo $M_w < 5$ e valori di $a_{max} < 0,100g$ in condizioni di free field (riferiti allo stato limite S.L.V.).

Deve essere verificata la suscettibilità alla liquefazione quando la falda freatica si trova in prossimità della superficie ed il terreno di fondazione comprende strati estesi o lenti di sabbie sciolte sotto falda, anche se contenenti una frazione fine limo-argillosa.

Nell'area oggetto di studio viene effettuata la verifica alla liquefazione poiché la profondità media stagionale della falda superiore è inferiore a 15,0 mt dal piano campagna.

VERIFICA A LIQUEFAZIONE - Metodo del C.N.R. - GNDT Da Seed e Idriss

Svo: Pressione totale di confinamento; S'vo: Pressione efficace di confinamento; T: Tensione tangenziale ciclica; R: Resistenza terreno alla liquefazione; Fs: Coefficiente di sicurezza

Strato	Prof. Strato (m)	Nspt	Nspt'	Svo (Kg/cm ²)	S'vo (Kg/cm ²)	T	R	Fs	Condizione:
1	0.90	8.00	16.376	0.130	0.130	0.037	0.195	5.33	Livello non liquefacibile
2	8.10	38.00	34.043	1.508	1.198	0.041	4.712	115.01	Livello non liquefacibile

7. CONCLUSIONI

Nel seguente rapporto sono stati illustrati i risultati delle indagini e degli studi di carattere geologico, geotecnico, idrogeologico e sismico condotte su un terreno sito nel territorio comunale di Sesto al Reghena (PN), presso la Via Banduzzo e Via XXX Aprile dove è previsto un intervento di riqualificazione per un impianto fotovoltaico.

L'assetto geologico, geomorfologico ed idrogeologico dei terreni oggetto di studio è stato desunto dalla documentazione esistente presente nel **PGT di Sesto al Reghena (PN)** e dai sopralluoghi e rilievi eseguiti in sito. Per la definizione delle caratteristiche geotecniche e sismiche degli orizzonti più superficiali dei terreni, sono state eseguite specifiche indagini in sito ovvero **n° 2 prove penetrometriche dinamiche pesanti DPSH**, **n° 1 indagine sismica attiva di tipo MASW** per la caratterizzazione del parametro V_{S30eq} .

In applicazione alla normativa sismica vigente (D.M. 17.01.2018 e successive modifiche - Circolare C.S.LL.PP. 617 del 02/02/2009) il sito rientra nella **categoria C di sottosuolo**.

In accordo alla classificazione riportata nei citati documenti, il Comune di Sesto al Reghena ricade in **ZONA 3**, la quale definisce i settori di territorio a basso rischio sismico.

Sulla base delle indagini in situ eseguite e sulle successive interpretazioni ed elaborazioni sono stati condotti i calcoli relativi agli aspetti geotecnici e sismici per fornire agli Enti competenti gli strumenti necessari al rilascio dei relativi pareri e concessioni ed ai progettisti gli elementi per il dimensionamento delle strutture di fondazione. A tal fine si riporta il modello stratigrafico geotecnico:

MODELLO STRATIGRAFICO GEOTECNICO DPSH 1

Profondità dello strato (m)	NSPT	Densità relativa (%)	Angolo d'attrito (°)	Modulo di Young (Kg/cm ²)	Modulo Edometrico (Kg/cm ²)	Peso unità di volume (t/m ³)	Peso unità di volume saturo (t/m ³)	Coesione non drenata (Kg/cm ²)	Poisson	Classificazione AGI
0.00-0.90	7.84	66.82	30.2	100,00	43.57	1.45	1.90	NULLA	0.34	POCO ADDENSATO
0.90-8.10	38.34	100	32.74	266.70	106.22	1.77	2.10	NULLA	0.28	ADDENSATO

Come argomentato nel paragrafo relativo alle analisi del potenziale di liquefazione dei terreni, si escludono problemi per quanto riguarda la liquefazione.

Si raccomanda di ottemperare alle indicazioni descritte nella presente relazione, soprattutto quelle relative ai calcoli della resistenza del terreno (capacità portante), secondo la formula citata (Terzaghi) e con le dimensioni geometriche fondazionali previste ed i parametri geotecnici relativi (condizione A1+M1+R3) e di seguito riportate:

FONDAZIONE MT	Q_{ult} kg/cm ²	R_d kg/cm ²	E_d kg/cm ²	$F_s = \frac{Q_{ult}}{E_d}$	Costante di sottofondo (Winkler) (Kg/cm ³)	VERIFICA $\frac{R_d}{E_d} \geq 1$	CEDIMENTI TOTALI IN MM
H = 0,30	2,46	1,37	0,82	3,00	0,98	VERIFICATA	4,24 < 25

Le indicazioni di carattere geologico, geomorfologico ed idrogeologico emerse dallo studio delle aree di intervento e dai sopralluoghi in sito non hanno evidenziato la presenza di processi geomorfologici relitti, quiescenti o in atto, che possano, a seguito della realizzazione delle opere di progetto, evolvere verso forme di dissesto idrogeologico o che possano in qualche modo interferire con esse; pertanto l'intervento di progetto, eseguendo i lavori a regola d'arte, risulta fattibile.

Vaprio d'Adda 23/10/2023

IL GEOLOGO

Dott. Geol. Antonio Roberto Orlando



26Indagine geologica tecnica ai sensi del D.M. 17.01.2018	Data di redazione:	Redatto da:	Committente	Pag.
	23/10/2023	Dott. Geol. Antonio Roberto Orlando	Land Live SRL	Pag. 24 a 24