

# REGIONE PIEMONTE

Provincia di Vercelli  
Comune di Formigliana

PARCO FOTOVOLTAICO DELLA BENNA  
Valutazione di Impatto Ambientale  
ai sensi  
del d.lgs 152/2006, art.23, Titolo III, parte seconda

## COORDINAMENTO GENERALE



REN SOLAR ONE S.r.l.  
mail: info@rensolar.it  
P.IVA: 09897240967

## PROGETTISTA



Arch. Luca Menci  
mail: lucamenci@studiomenci.com

## PROPONENTE



MYT DEVELOPMENTS INITIATIVES  
mail: mytdevelopment@legalmail.it  
P.IVA: 12146120964

## OGGETTO

Approfondimenti specialistici

## TITOLO

Relazione geologica e geotecnica

## CODICE ELABORATO

FOR\_11.3\_AS\_0

## DATA

Luglio 2023

## SCALA

## FORMATO

.pdf

## REDATTO DA

Dott. Geol. Fulvio Epifani

## APPROVATO DA

Luca Menci

## TIMBRI E FIRME



## SOMMARIO

1.	PREMESSA .....	1
2.	COMPATIBILITÀ GEOLOGICA E NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	2
3.	INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO.....	3
4.	IDROGEOLOGIA .....	5
4.1	INQUADRAMENTO GENERALE .....	5
4.2	SITUAZIONE LOCALE .....	5
5.	INDAGINE AMBIENTALE ACQUE SUPERFICIALI .....	8
6.	INDAGINE GEOGNOSTICA .....	9
6.1	SONDAGGIO A CAROTAGGIO CONTINUO.....	9
6.2	PROVE SPT .....	9
6.2.1	Parametri ricavabili dalle prove SPT .....	10
6.3	POCKET PENETROMETER TEST .....	13
6.3.1	Generalità.....	13
7.	ANALISI DEI DATI GEOGNOSTICI .....	15
7.1.1	Prove SPT .....	17
7.1.2	Prove Pocket Penetrometer .....	18
7.2	MODELLO GEOLOGICO DEL TERRENO .....	19
8.	PARAMETRAZIONE GEOTECNICA .....	20
9.	INDAGINE GEOFISICA .....	22
9.1	GENERALITÀ SULLE ONDE SISMICHE .....	22
9.2	CARATTERISTICHE DEL METODO .....	24
9.3	ELABORAZIONE DEI DATI.....	27
9.4	CARATTERISTICHE DELL'INDAGINE ESEGUITA.....	29
9.4.1	Stendimento 1 .....	29
9.4.2	Stendimento 2 .....	32
9.4.3	Stendimento 3 .....	34
9.5	CLASSIFICAZIONE DEL SOTTOSUOLO .....	36
10.	CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO .....	38
11.	SUSCETTIBILITÀ ALLA LIQUEFAZIONE .....	41
12.	CAPACITA' PORTANTE PER FONDAZIONI DIRETTE .....	42
12.1	VERIFICHE DI PROGETTO .....	43
13.	CEDIMENTI INDOTTI .....	45
13.1	RISULTATI OTTENUTI .....	46
14.	ALTEZZA CRITICA DI SCAVO .....	47
15.	CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE .....	49

## ALLEGATI

- Corografia – BDTRE, scala 1:10.000
- Corografia – Ortofoto AGEA 2021, scala 1:10.000
- Estratto della cartografia PAI, scala 1:20.000
- Estratto della carta della pericolosità del PGRA, scala 1:20.000
- Estratto della carta geologica del PRGC vigente, scala 1:10.000
- Carta freaticometrica in scala 1:10.000
- Grafico piezometro loc. Fornace Crocicchio
- Risultati delle analisi ambientali
- Ubicazione indagini geognostiche
- Stratigrafie dei sondaggi
- Schema di funzionamento del *pocket penetrometer*

## 1. PREMESSA

Il proponente, MYT Developments Initiatives, intende procedere alla realizzazione di un nuovo campo fotovoltaico in un'area ubicata in prossimità della località Fornace Crocicchio in comune di Formigliana (VC).

Lo scrivente veniva incaricato di predisporre la relazione geologica e geotecnica, supportata da indagini geognostiche e geofisiche in sito, al fine di verificare la compatibilità del progetto con le caratteristiche geologiche, geomorfologiche, idrogeologiche e geotecniche dell'area in esame.

Il presente elaborato rappresenta la sintesi delle indagini sviluppate e dei risultati ottenuti.

## 2. COMPATIBILITÀ GEOLOGICA E NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le verifiche effettuate presso il Comune di Formigliana non hanno consentito di acquisire, in quanto non disponibile, alcuna documentazione cartografica circa una valutazione dell'idoneità geologica all'utilizzazione urbanistica delle aree. Il comune non risulta dotato di studi geologici conformi alla Circolare 7/LAP.

Per quanto concerne i Piani sovraordinati, Piano per l'Assetto Idrogeologico (PAI) e Piano per la Gestione del Rischio Alluvioni (PGRA), come è possibile osservare negli allegati estratti, l'area in studio risulta esente da qualsiasi dissesto o rischio legato al reticolo idrografico principale.

Il presente elaborato è quindi redatto nel rispetto della normativa seguente:

- Decreto Ministeriale 17.01.2018 "Aggiornamento delle «Norme Tecniche per le Costruzioni»".
- Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. "Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018".

### 3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO

Da un punto di vista geologico, il territorio comunale di Formigliana è inquadrato nel Foglio n° 43 "BIELLA" della Carta Geologica d'Italia (scala 1: 100.000).

L'area in esame si inserisce nel contesto della pianura Novarese-Vercellese-Biellese caratterizzata dalla presenza di estesi depositi alluvionali fluvioglaciali di età Quaternaria (Pleistocene e Olocene) poggianti su un substrato Pliocenico di facies marina, costituito da sedimenti argilloso-sabbiosi debolmente cementati.

I sedimenti di ambiente continentale più antichi si sono depositati nel Villafranchiano inferiore e sono costituiti da alternanze di alluvioni ciottoloso-ghiaiose di colore rossastro e di sabbie giallastre talora argillose con rari e locali livelli lignitico-torbosi di circa 1 m di spessore. I depositi del Villafranchiano superiore sono formati da alluvioni ciottolose grossolane, intensamente pedogenizzate, per uno spessore di circa 4 m, che affiorano alla base dei terrazzi lungo il Fiume Ticino e lungo la fascia che da Cossato si estende verso Ovest fino a Biella ed Occhieppo.

Le glaciazioni principali del periodo Pleistocenico, separate dai corrispettivi periodi interglaciali, hanno contribuito non solo alla deposizione di questi sedimenti ma anche al loro modellamento morfologico, legato al continuo alternarsi di episodi di accumulo e di erosione. L'assetto geomorfologico attuale della pianura è così rappresentato da una serie di ampi terrazzi subpianeggianti, costituiti dai sedimenti relativi alle glaciazioni del tardo Pleistocene Inferiore (Mindel, secondo la nomenclatura del Fg. n°43), del Pleistocene Medio (Riss), del Pleistocene Superiore (Würm) e del successivo periodo postglaciale olocenico, il quale è rappresentato dagli alvei attuali dei corsi d'acqua incisi nei depositi dell'ultima fase glaciale.

A partire infatti dal tardo Pliocene-inizio Pleistocene (Villafranchiano) sino alla fine del Pleistocene inferiore si è avuto un continuo accumulo di sedimenti, senza che si siano verificati netti e prolungati periodi di erosione. Questi ultimi si manifestano tra il Pleistocene inferiore e quello medio (periodo interglaciale), durante le fasi di ritiro glaciali, quando l'incisione dei precedenti depositi raggiunge in alcune zone i 30-40 m. Il risultato morfologico è l'isolamento di grosse lingue fluvioglaciali peneplanizzate.

Questi pianalti sono costituiti da depositi glaciali e fluvioglaciali alterati, interessati alla sommità da lembi di paleosuoli relitti, rubefatti ed argillificati e da depositi eolici anch'essi pedogenizzati.

La deposizione di nuovi sedimenti riprende con le avanzate glaciali del Pleistocene medio; dal punto di vista morfologico si presentano in grosse lingue triangolari con vertici verso Sud oppure in pianalti radicati alle ondulazioni moreniche dello stesso periodo. La composizione granulometrica varia in modo progressivo da Nord a Sud, da facies fluvioglaciali s.s. a facies fluviali, con diminuzione della tessitura dei sedimenti ed un relativo aumento della classazione. Si tratta di depositi prevalentemente ghiaioso-sabbiosi, in parte alterati, ricoperti da un paleosuolo relitto e da coltri eoliche del Pleistocene superiore.

Come visto precedentemente per i depositi del Pleistocene inferiore, anche questi hanno portato alla costituzione di

una pianura, successivamente erosa durante l'interglaciale del Pleistocene medio-superiore. Tale incisione, che presentava una escavazione pari a circa 100 m, viene quindi colmata in più periodi, corrispondenti ad altrettante fasi glaciali minori, tutte comunque attribuibili al Pleistocene superiore. I sedimenti depositatisi sono rappresentati da alluvioni fluvioglaciali ghiaioso-ciottolose e da alluvioni fluviali prevalentemente sabbioso-limose, costituenti il livello di base della pianura.

A chiudere la serie si ritrovano i depositi alluvionali olocenici recenti ed attuali, che costituiscono la fascia di transizione tra gli alvei dei corsi d'acqua principali e i depositi fluvioglaciali del tardo Pleistocene. I depositi attuali, affioranti lungo i principali corsi d'acqua, sono costituiti da materiali ghiaioso-ciottolosi e sabbiosi, mentre quelli recenti, rappresentati talora dalle isole e dalle barre fluviali abbandonate degli alvei dei corsi d'acqua attuali, risultano terrazzati e formati da ghiaie più o meno grossolane con intercalazioni di lenti sabbiose in facies di barre trasversali o di point-bar.

Il territorio comunale di Formigliana è costituito unicamente depositi quaternari i quali sono divisibili in due unità come riportato dalla Carta Geologica d'Italia:

- l'unità più antica è costituita da depositi alluvionali fluvioglaciali ghiaiosi depositatesi durante il tardo pleistocene inferiore (Riss auct.) che costituiscono il livello fondamentale della pianura. Essi presentano un debole strato di alterazione brunastro, talora giallastro, con possibile presenza di copertura loessica;
- l'unità più recente è costituita da depositi alluvionali fluvioglaciali e fluviali del Pleistocene superiore (Würm auct.) che si presentano come depositi terrazzati, non alterati con una colorazione grigio-bruna;
- lungo i corsi d'acqua maggiori (Rio Arletta e Rio Odda), ulteriormente incisi all'interno dei precedenti depositi, troviamo depositi alluvionali ghiaiosi.

L'area in esame appartiene alla prima unità costituita da depositi ghiaiosi debolmente alterati e con la presenza di possibili coperture loessiche.

## 4. IDROGEOLOGIA

### 4.1 INQUADRAMENTO GENERALE

L'area in esame è compresa in quella che è definita pianura Biellese-Vercellese-Novarese e in particolare ricade nel settore compreso fra il Torrente Elvo e il Torrente Cervo.

Il presente capitolo è redatto sulla base di quanto descritto nel documento "*Idrogeologia del Piemonte*", redatto da ARPA Piemonte, disponibile al link <https://www.arpa.piemonte.it/approfondimenti/temi-ambientali/acqua/acque-sotterranee/documentazione-e-dati-ambientali>.

La porzione di pianura in oggetto è compresa fra i rilievi alpini, quelli del Monferrato, l'anfiteatro morenico della Serra di Ivrea e i fiumi Dora Baltea e Ticino. La sequenza stratigrafica tipica presenta, nella parte alta, la *Serie dei Depositi Fluviali* (pleistocene-olocene). Essa presenta uno spessore variabile che va dai 70-80 m nel settore più orientale e che diminuisce avvicinandosi ai rilievi alpini. Tale serie può essere così suddivisa, in ordine dal più recente al più antico:

- *Complesso dei depositi grossolani fluviali* (Pleistocene sup.-attuale), ghiaie con sabbia e locali ciottoli;
- *Complesso delle alternanze fluviali* (Pleistocene medio), ghiaia e sabbia moderatamente alterati con locali lenti limoso argillose;
- *Complesso dei depositi fini fluviali* (Pleistocene inferiore): ghiaie e depositi fini (limo e argilla) fortemente alterati in ferretto tipico.

Al di sotto di questa prima serie è presente la *Serie dei Depositi Villafranchiani* (Pliocene sup.-Pleistocene inf.) che presenta uno spessore difficilmente valutabile ma non inferiore ai 200 m al suo massimo nei settori centrali della pianura. Essa è costituita da depositi di ambiente lacustre o di laguna costiera con la presenza ripetuta di argille blu e grigie con intercalate lenti sabbiose, localmente associate a livelli di ghiaia.

Più in profondità sono presenti i sedimenti della *Serie dei Depositi Marini Pliocenici* costituiti da sabbie da fini a finissime giallastro-rossicce con lenti ghiaiose o ciottolose e da sabbie grigio-giallastre.

Inferiormente si trova il *Complesso dei Depositi Argilloso-Siltoso-Sabbiosi Marini* (Pliocene inf.) in facies "Piacenziano". Essi sono costituiti da orizzonti argillosi di colore grigio con spessore decametrico alternati a sabbie fini fossilifere di colore grigio.

La falda superficiale è ospitata nei depositi grossolani caratterizzati da una permeabilità buona appartenenti al *Complesso dei Depositi Fluviali*.

In generale, la falda superficiale mostra una direzione di flusso complessiva orientata NW-SE con un gradiente che varia fra l'1%, in corrispondenza dell'alta pianura e degli alti terrazzi, allo 0,1%, nella porzione più meridionale della pianura.

### 4.2 SITUAZIONE LOCALE

L'Associazione di Irrigazione Ovest Sesia possiede un piezometro in località Fornace Crocicchio del quale ci è stato fornito il report del livello piezometrico giornaliero dal 01/01/2021 al 31/05/2023. Di seguito si riportano i valori massimi e minimi di ciascun mese, con l'andamento illustrato nel grafico allegato.

<b>Periodo</b>	<b>Max</b>	<b>Min</b>
Gennaio 2021	3,10	2,80
Febbraio 2021	3,10	2,80
Marzo 2021	3,10	2,90
Aprile 2021	3,30	3,00
Maggio 2021	3,20	3,00
Giugno 2021	3,10	2,90
Luglio 2021	3,10	3,00
Agosto 2021	3,00	2,90
Settembre 2021	3,30	2,90
Ottobre 2021	3,10	2,90
Novembre 2021	3,10	2,90
Dicembre 2021	3,10	2,90
Gennaio 2022	3,50	3,00
Febbraio 2022	3,15	3,00
Marzo 2022	3,45	3,30
Aprile 2022	4,00	3,50
Maggio 2022	3,55	3,45
Giugno 2022	3,45	3,00
Luglio 2022	3,21	3,19
Agosto 2022	3,20	2,90
Settembre 2022	3,25	3,00
Ottobre 2022	3,40	3,30
Novembre 2022	3,40	3,25
Dicembre 2022	3,55	3,45
Gennaio 2023	3,30	3,20
Febbraio 2023	3,50	3,40
Marzo 2023	3,50	3,45
Aprile 2023	3,55	3,50
Maggio 2023	3,55	3,20

Come si evince dalla tabella, il livello della falda è soggetto a un'escursione mensile contenuta, 0,20 m di media. L'escursione mensile maggiore è stata registrata nei mesi di gennaio e aprile 2022 quando è stato raggiunto il valore di 50 cm. La soggiacenza minima è pari a 2,8 m dal p.c., mentre quella massima è pari a 4,0 m, quindi con un'escursione massima pari a 1,2 m.

---

I quattro sondaggi realizzati, si veda il capitolo 7, sono stati attrezzati a piezometro. Sulla base delle letture effettuate, conoscendo quota e posizione esatta degli stessi, è stato possibile realizzare una carta freaticometrica di dettaglio dell'area in esame che viene riportata in allegato.

L'area indagata presenta una soggiacenza media della falda di circa 3 m, la cui direttrice di flusso è orientata NW-SE con un gradiente idraulico inferiore all'1%.

## 5. INDAGINE AMBIENTALE ACQUE SUPERFICIALI

Al fine di caratterizzare e di rilevare la presenza di eventuali materiali inquinanti all'interno delle acque superficiali, si è proceduto alla raccolta e all'analisi di 4 campioni di acqua. Per l'ubicazione dei punti di indagine si rimanda alla cartografia allegata.

Si è proceduto alla raccolta di quattro campioni che sono stati analizzati alla ricerca di **Metalli** (Cromo esavalente, Alluminio, Arsenico, Bario, Boro, Cadmio, Cromo, Ferro, Fosforo, Manganese, Mercurio, Nichel, Piombo, Rame, Selenio, Stagno e Zinco) e **Pesticidi** (2,6-Diclorobenzamide, Alaclor, Aldrin, alfa-Clordano, alfa-Endosulfan, alfa-Esaclorocicloesano, Ametrina, Atrazina, beta-Endosulfan, beta-Esaclorocicloesano, delta-Esaclorocicloesano, Desetilatrazina, Desetilterbutilazina, Diazinone, Dieldrin, Dimepiperate, Dimetenamide, Endrin, Eptacloroepossido B, Eptacloro, Exazinone, gamma-Clordano, gamma-Esaclorocicloesano (Lindano), Isodrin, Metalaxil, Metolaclor, o,p'-DDD, o,p'-DDEm, o,p'-DDT, Oxadiazon, Oxadixilm, p,p'-DDD, p,p'-DDE, p,p'-DDT, Pendimetalin, Pirimicarb, Pretilaclor, Prometrina, Propanil, Propazina, Simazina, Terbutilazina, Tiobencarb, Tiocarbazil, Vinclozolin, Clorfenvinfos e Cloropirifos.

Il campione C1 è stato prelevato nel Rio Arletta poco a nord dell'area interessata dal progetto; i campioni C2 e C4 sono stati raccolti nei canali irrigui che attraversano l'area rispettivamente nella zona a nord di Fornace Crocicchio e a sud della medesima località; il campione C3 è stato prelevato nel Torrente Odda a ovest della località Cascina Benna.

Tutti i campioni hanno evidenziato valori di pesticidi al di sotto della soglia di rilevabilità. Per i risultati completi si rimanda ai tabulati allegati.

## 6. INDAGINE GEOGNOSTICA

### 6.1 SONDAGGIO A CAROTAGGIO CONTINUO

Al fine di determinare con precisione le caratteristiche geologiche, stratigrafiche e geotecniche dei terreni oggetto di intervento, sono stati effettuati quattro sondaggi a carotaggio continuo che hanno raggiunto la profondità di 10 m da piano campagna.

Con il termine “sondaggio” si intende una perforazione, verticale od orizzontale, avente lo scopo di determinare la natura e la qualità dei terreni. Il metodo utilizzato, adatto sia per i terreni che per le rocce, è quello a rotazione che prevede l'utilizzo di una sonda di perforazione provvista di aste, sull'ultima delle quali viene montato il tubo carotiere, utensile che consente il prelievo della carota da utilizzarsi per la ricostruzione stratigrafica e per l'esecuzione di prove di laboratorio.

Nel caso in esame è stato realizzato un sondaggio verticale, eseguito a carotaggio continuo, con un diametro pari a 130 mm e un rivestimento di diametro 152 mm, utilizzando una sonda Comacchio 450T.

I campioni estratti, rappresentativi di tutta la lunghezza del sondaggio, sono stati ordinati e raccolti in apposite cassette catalogatrici, opportunamente classificate con gli estremi identificativi del sondaggio.

### 6.2 PROVE SPT

Durante l'esecuzione dei sondaggi sono state eseguite 12 prove SPT a una distanza variabile ma compresa fra 1,50 e 3 m una dall'altra. La prova SPT consente di determinare la resistenza a rottura che un terreno offre alla penetrazione dinamica di uno strumento infisso a partire dal fondo di un foro di sondaggio.

La prova consiste nel far cadere un maglio, del peso di 63,5 kg, da un'altezza di 760 mm, su una testa di battuta fissata alla sommità di una batteria di aste, alla cui estremità inferiore è avvitato il campionatore di dimensioni standardizzate.

Il numero di colpi (N) necessario per una penetrazione del campionatore pari a 300 mm (dopo l'eventuale penetrazione quasi-statica per gravità e dopo 150 mm di infissione dinamica per il posizionamento) è il dato assunto come indice della resistenza alla penetrazione ( $N_{SPT}$ ).

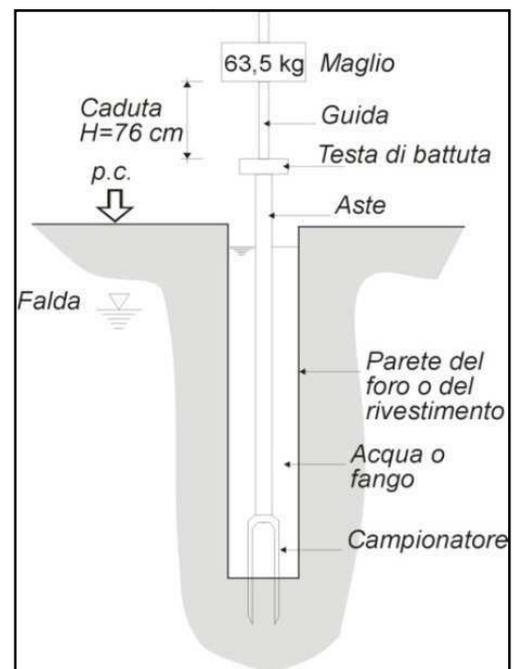


Figura 1 Schema prove SPT

Il seguente capitolo è stato realizzato sulla base di quanto descritto al capitolo 5 del libro “Prove geotecniche in sito” a cura di Ferruccio Cestari.

Questo tipo di prova può essere eseguita in tutti i tipi di terreni, incluse le rocce tenere, e consente, attraverso l'esame del campione prelevato dal campionatore, una più sicura interpretazione del risultato.

Va posto in evidenza come essa, in genere, non simuli il comportamento del terreno nel campo delle sollecitazioni statiche e quindi i risultati possono essere correlati solo empiricamente con i parametri geotecnici.

La prova può considerarsi conclusa quando:

- non sono sufficienti 50 colpi per la penetrazione di uno dei tre tratti da 15 cm;
- si applicano 100 colpi per la penetrazione di 300 mm;
- non si osserva un'apprezzabile penetrazione con 10 colpi successivi.

Numerosi sono i fattori che possono influenzare i valori di NSPT per cui possono venire introdotti alcuni fattori correttivi quali:

- normalizzazione rispetto all'influenza della pressione del terreno sovrastante mediante l'espressione:

$$N_1 = C_N \cdot N$$

dove:

N è il numero di colpi (NSPT) misurati con la prova standard

N1 è il valore di N riferito ad un valore unitario di  $\sigma'_{V0}$  ;

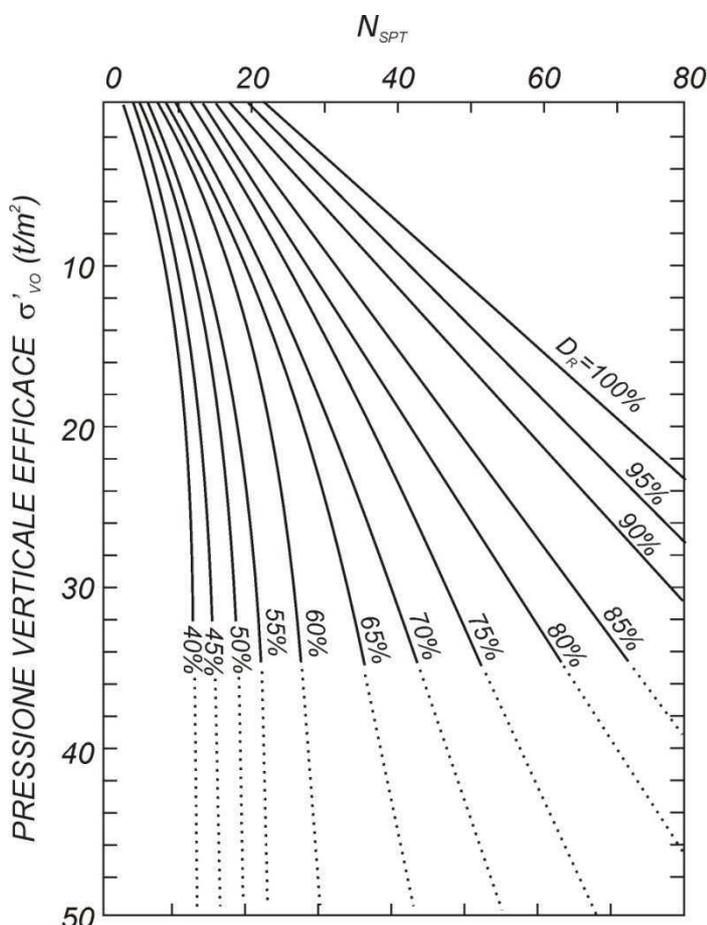


Figura 2 Relazione fra NSPT e densità relativa (DR) delle sabbie (Gibbs e Holtz, 1957)

$C_N$  è un coefficiente di correzione dipendente dal valore di  $\sigma'_{V0}$  e ricavabile come segue:

$$C_N = 1 / \sigma'^{(n)}_{V0}$$

introducendo:

$n = 0,56$  (Jamiolkowski e al., 1985b)

$n = 0,5$  (Liao e Whitman, 1985)

- normalizzazione rispetto al dispositivo di battitura mediante l'espressione:

$$N_{60} = \frac{ER_{iM}}{60} \cdot N$$

dove:

- $N_{60}$  è il numero di colpi corretto per riferirlo al rendimento 60%
- $ER_{iM}$  è il rendimento medio misurato, espresso in percentuale
- N è il numero di colpi (NSPT) misurati con la prova standard

Il valore normalizzato di N che tenga conto delle due correzioni può essere espresso dalla relazione:

$$(N_1)_{60} = C_N (ER_{iM} / 60) N \approx \frac{ER_{iM} \cdot N}{60 \sqrt{\sigma'_{V0}}}$$

### 6.2.1 PARAMETRI RICAVABILI DALLE PROVE SPT

I parametri ricavabili da tale tipologia di prova risultano essere:

#### - Densità relativa

Usualmente si adotta la correlazione di Gibbs e Holtz (1957) valida per sabbie quarzose normal-consolidate, non

cementate e che tiene conto dell'influenza della pressione verticale efficace.

Nell'utilizzo del grafico è necessario tener conto che per  $DR < 70\%$  la densità ricavata dal grafico di pagina precedente risulta tendenzialmente più alta del valore reale, mentre per bassi valori di pressione efficace  $\sigma'_{vo} < 5$  kPa la densità relativa ricavata dal grafico risulta tendenzialmente troppo alta.

Disponendo del valore normalizzato di NSPT  $[(N1)_{60}]$  la migliore correlazione tra resistenza alla penetrazione e densità relativa, risulta quella proposta da Terzaghi e Peck (1948).

Di seguito vengono indicati i valori di Densità Relativa secondo Gibbs-Holtz (valori in percentuale) e Terzaghi-Peck (valori qualitativi):

DR %

0	15	35	50	65	85	100
Molto sciolta	Sciolta	Media	Addensata	Molto addensata		
0	3	8	15	25	42	58
$(N1)_{60}$						

Ai valori ottenuti è necessario apportare una riduzione di 55/60 nel caso di sabbie fini ed un incremento di 65/60 nel caso di sabbie grossolane.

- Angolo di attrito efficace ( $\Phi'$ )

La correlazione proposta da De Mello (1971) consente la valutazione dell'angolo di attrito  $\Phi'$  in base al valore di NSPT e dello sforzo efficace  $\sigma'_{vo}$ , presentando le stesse condizioni di validità della relazione proposta per la DR da Gibbs e Holtz.

Per bassi valori dello sforzo verticale efficace ( $\sigma'_{vo} < 10$  kPa) l'angolo di attrito risulta sopravvalutato, così come per valori di  $\Phi' > 38^\circ$ .

Di seguito viene riportata la correlazione proposta da Peck-Hanson-Thorburn (1953-'74):

NSPT	$\Phi'$	NSPT	$\Phi'$
5	28°	55	41,8°
10	30°	60	42,5°
15	31,5°	65	43,3°
20	33°	70	44°
25	34,5°	75	44,3°
30	36°	80	44,5°
35	37,3°	85	44,8°
40	38,5°	90	45°
45	39,8°	95	45°
50	41°	100	45°

- Modulo elastico (E)

E' possibile utilizzare la formula proposta da Schmertmann (1970) per le sabbie in cui:

$$E = 8 \cdot N$$

- Modulo di compressibilità edometrica

Confronti tra il NSPT ed il modulo di compressibilità  $E_{ed}=1/mv$ , sono stati condotti da Shultze e Menzenbach su numerosi provini di varia granulometria.

Essi hanno dato come risultato la seguente espressione:

$$E_{ed} = C_1 + (C_2 \cdot N_{SPT}) \pm S_E$$

dove  $C_1$  e  $C_2$  sono costanti che dipendono dal materiale ed  $sE$  è la deviazione standard.

- Stress ratio ( $\tau/\sigma$ )

Rappresenta il rapporto tra lo sforzo dinamico medio  $\tau$  (tau) e la tensione verticale di consolidazione  $\sigma$  (sigma) per la valutazione del potenziale di liquefazione delle sabbie ed è stato definito da Seed ed al. (1985) come:

$$\frac{\tau_{av}}{\sigma'_o} = 0,65 \cdot \frac{a_{max}}{g} \cdot \frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_vo} \cdot r_d$$

dove:

$a_{max}$  = accelerazione massima al piano campagna.

$\sigma_{vo}$  = pressione verticale totale agente alla profondità considerata.

$\sigma'_vo$  = pressione verticale efficace agente alla profondità considerata.

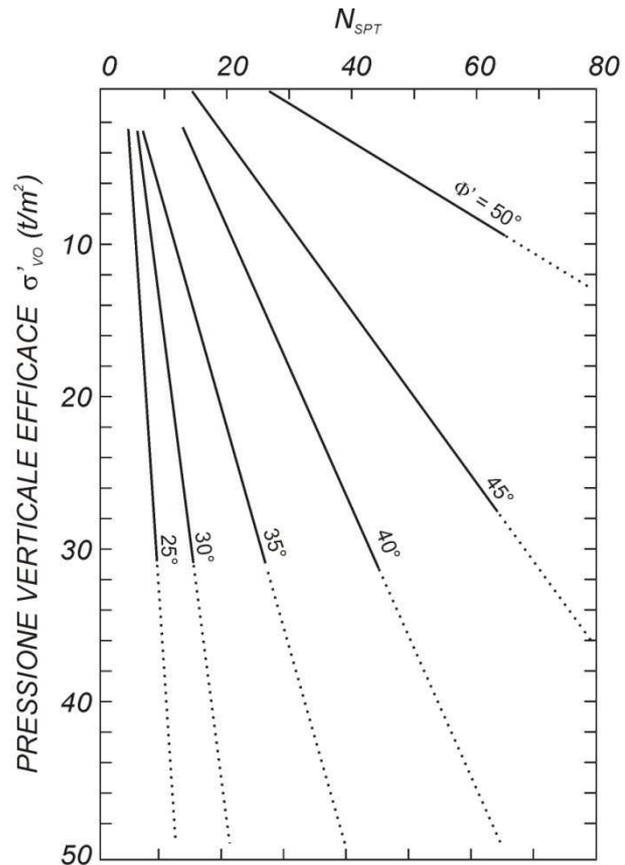


Figura 3 Relazione fra angolo di attrito ( $\Phi'$ ) delle sabbie e valori di  $N_{SPT}$ , tenendo conto dell'influenza del peso del terreno sovrastante ( $\sigma'_{vo}$ ) (De Mello, 1971)

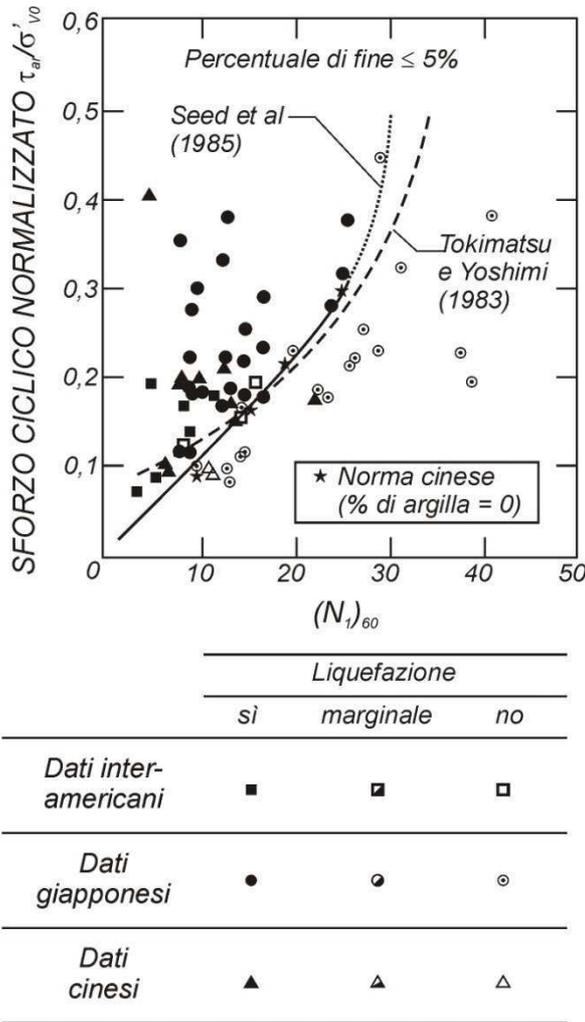


Figura 4 Stima della potenzialità alla liquefazione delle sabbie in base al valore  $N_{SPT}$  normalizzato  $[(N_1)_{60}]$  (Seed et al. 1985; Tokimatsu et Yoshimi, 1983)

la resistenza alla rottura di terreni coesivi e semicoesivi.

Il Pocket Penetrometer è costituito da due cilindri telescopici che alloggiavano una molla a compressione e da una punta che penetra nel terreno. Quest'ultima ha un diametro standard di 6,35 mm (1/4 di pollice): la sezione è pertanto pari a 0,3165 cmq.

Sulla scala graduata dello strumento si legge direttamente un valore della resistenza alla compressione semplice UCS (Unconfined Compressive Strength) derivato dallo sforzo necessario per far penetrare la punta nel terreno. Questo valore, nei terreni coesivi saturi, è circa il doppio del valore della resistenza al taglio non drenata ( $C_u$ ).

Il rapporto  $q_p/UCS$  (resistenza alla penetrazione/resistenza alla compressione semplice) è assunto pari a 6 quale valore medio, sulla base di esperienze dirette e delle seguenti considerazioni (Lancellotta, 1985): la soluzione può basarsi su considerazioni energetiche che suddividono il lavoro speso per far avanzare la punta a velocità costante in tre componenti (Baligh, 1984):

- il lavoro necessario per superare lo stato tensionale iniziale (trascurato nel caso in esame);

$r_d$  = fattore dello sforzo che decresce dal valore di 1 al piano campagna al valore di 0,9 a 10 m di profondità.

In figura è illustrata la relazione fra lo sforzo ciclico ed il valore NSPT normalizzato, basata su siti sabbiosi con percentuale di fine  $\leq 5\%$ , che hanno mostrato fenomeni di liquefazione a seguito di terremoti di magnitudo dell'ordine di 7,5.

Le linee piene e tratteggiate indicano il limite di separazione fra i terreni liquefacibili e non liquefacibili, rispettivamente proposte da Seed et al. (1985) e Tokimatsu e Yoshimi (1983).

### 6.3 POCKET PENETROMETER TEST

#### 6.3.1 GENERALITÀ

Sulle carote provenienti dai sondaggi, sono state eseguite delle prove mediante penetrometro tascabile, strumento che permette di misurare, approssimativamente,

- l'energia dissipata come deformazioni plastiche nelle vicinanze della punta;
- l'energia dissipata come deformazioni elastiche nella zona circostante la zona plastica.

Considerata la geometria del penetrometro e le possibilità di formazione di un "gap" dietro la punta in virtù della rastremazione esistente, sono trascurate le forze di attrito lungo l'asta o il lavoro necessario all'espansione di una cavità corrispondente al fusto dell'asta.

Con tale assunzione e con l'aggiunta di un modello di comportamento di tipo iperbolico si ottiene la soluzione illustrata nel grafico allegato. Essa mette in luce che la resistenza alla punta dipende dalla resistenza non drenata  $C_u$  e dalla deformazione di snervamento (espressa dal rapporto tra la resistenza  $C_u$  ed il modulo di taglio  $G$ ). Quest'ultimo parametro controlla la dimensione della zona di plasticizzazione e l'energia spesa come deformazioni plastiche.

Date le ovvie semplificazioni introdotte nell'analisi del fenomeno e tenendo presenti le finalità di tale prova, la resistenza al taglio non drenata ottenibile dall'applicazione della soluzione riportata va considerata solo come un ordine di grandezza, o, se si preferisce, il parametro  $C_u$  così dedotto o il valore della resistenza alla compressione semplice, letto direttamente, oppure la resistenza alla punta, vanno considerati come un "indice di resistenza".

## 7. ANALISI DEI DATI GEOGNOSTICI

L'indagine effettuata ha permesso di determinare nel dettaglio la stratigrafia dei terreni attraversati e le caratteristiche geotecniche degli stessi. Per l'ubicazione si potrà fare riferimento all'elaborato grafico allegato.



Figura 5 Sondaggio S1



Figura 6 Sondaggio S2



Figura 7 Sondaggio S3



Figura 8 Sondaggio S4

Di seguito sono riportate le stratigrafie dei sondaggi realizzati, rimandando alle stratigrafie allegate per maggiori dettagli.

Profondità	S1 - Descrizione litologica
0,00 – 1,40	Riporto limoso-sabbioso con breccia fine, ingloba rari ciottoli e materiale eterogeneo, colore marrone
1,40 – 2,90	Limo argilloso localmente debolmente sabbioso, da plastico a molto consistente colore da grigio verde a beige
2,90 – 7,00	Ghiaia fine in abbondante matrice sabbiosa, debolmente limosa, inglobante ciottoli di diametro max. 15 cm, addensata, di colore marrone verdastro passante a rossiccio in profondità
7,00 – 7,70	Limo argilloso moderatamente plastico, consistente di colore verdastro passante a marrognolo
7,70 – 8,70	Limo argilloso poco consistente di colore grigio piombo
8,70 – 9,10	Argilla limosa plastica, moderatamente consistente di colore grigio verdognolo

9,10 – 9,70	Sabbia medio-fine limosa di colore beige verdastro
9,70 – 10,00	Limo debolmente argilloso compatto di colore grigio-verdastro

La falda è stata individuata a 3,30 m dal piano campagna.

Profondità	S2 - Descrizione litologica
0,00 – 0,25	Coltivo di colore marrone
0,25 – 1,50	Limo argilloso, rimaneggiato, consistente con alterazione delle inclusioni sabbioso, colore beige-grigiastro
1,50 – 4,70	Limo argilloso a bassa plasticità, da poco consistente a molto consistente all'aumentare della profondità, colore grigio piombo passante a beige e nuovamente al grigio con diffuse alterazioni ocra
4,70 – 10,00	Ghiaia e breccia fine in abbondante matrice sabbiosa, debolmente limosa, inglobante elementi medio grossolani, addensata, colore beige-rossiccio

La falda è stata individuata a 5,01 m dal piano campagna.

Profondità	S3 - Descrizione litologica
0,00 – 0,30	Coltivo sabbioso-limoso di colore marrone
0,30 – 0,60	Sabbia con ghiaia grossa di colore grigio
0,60 – 1,00	Sabbia limosa con breccia, colore beige
1,00 – 1,60	Limo sabbioso alterato di colore marrone verdastro
1,60 – 3,00	Argilla limosa moderatamente consistente da media a bassa plasticità, di colore marrone con sfumature grigiastre
3,00 – 4,30	Limo argilloso, finemente sabbioso, a bassa plasticità consistente, colore beige con sfumature grigistre
4,30 – 6,50	Ghiaia medio fine con elementi grossolani in matrice sabbiosa-limosa localmente abbondante, addensata, colore marrone-beige
6,50 – 7,60	Sabbia fine limosa sciolta, localmente debolmente plastica, colore beige
7,60 – 8,00	Limo argilloso consistente di colore beige
8,00 – 9,20	Sabbia medio fine debolmente limosa, asciutta, localmente alterata di colore beige rossastro
9,20 – 10,00	Sabbia medio fine compatta in debole matrice limosa, colore marrone chiaro

La falda è stata individuata a 3,70 m dal piano campagna.

Profondità	S4 - Descrizione litologica
0,00 – 1,60	Riporto breccioso sabbioso inglobante materiali eterogenei di colore beige-marrone. Da 0,80 a 1,60 CLS tenero alla perforazione
1,60 – 1,90	Ghiaia frammista a limo argilloso rimaneggiato di colore grigio
1,90 - 2,70	Limo argilloso debolmente sabbioso plastico inconsistente, di colore grigio piombo

2,70 – 3,00	Ciottolo inglobato in limo argilloso grigio
3,00 – 4,50	Ghiaia fine in matrice sabbiosa debolmente limosa, inglobante elementi medi, di colore beige
4,50 – 5,00	Livello sabbioso limoso
5,00 – 9,00	Ghiaia fine in matrice sabbiosa debolmente limosa, inglobante elementi medi, di colore da rossastro a verdastro
9,00 – 9,20	Presenza di ciottoli con diametro max. 15 cm
9,20 – 10,00	Sabbia medio fine in matrice limosa, colore marrone scuro

La falda è stata individuata a 2,80 m dal piano campagna.

### 7.1.1 PROVE SPT

Al fine di ottenere elementi utili per la modellazione geotecnica del terreno, sono state eseguite tre prove SPT nel foro di sondaggio per ciascun sondaggio, le quali hanno fornito i seguenti risultati.

SONDAGGIO S1		
PROFONDITÀ	RISULTATO	N <sub>SPT</sub>
1,50	1-4-5	9
3,00	13-22-35	57
4,50	27-33-47	80

SONDAGGIO S2		
PROFONDITÀ	RISULTATO	N <sub>SPT</sub>
1,50	3-4-5	9
4,50	2-5-30	35
6,00	24-Rif	Rif

SONDAGGIO S3		
PROFONDITÀ	RISULTATO	N <sub>SPT</sub>
1,50	3-3-4	7
4,50	14-38-40	78
6,00	17-Rif	Rif

SONDAGGIO S4		
PROFONDITÀ	RISULTATO	N <sub>SPT</sub>
3,00	13-24-23	47

4,50	2-10-11	22
7,50	25-41-33	74

### 7.1.2 PROVE POCKET PENETROMETER

Di seguito si riportano i valori di Unconfined Compressive Strength (UCS) ottenuti dalle prove eseguite con il penetrometro portatile sui livelli costituiti prevalentemente da materiali fini.

SONDAGGIO S1	
PROFONDITÀ	UCS (kg/cm <sup>2</sup> )
1,40 - 2,90	1,0
	1,5
	2,5
	4,0
	3,5
7,00 - 7,70	2
	1,5
	2,0
7,70 - 8,70	0,8
	1,0
	1,2
8,70 - 9,10	1,0
	0,5
9,70 - 10,00	2,0
	2,8

SONDAGGIO S2	
PROFONDITÀ	UCS (kg/cm <sup>2</sup> )
0,25 - 1,50	2,5
	1,5
	2,0
	1,8
	3,0
1,50 - 4,70	1,0
	0,5
	3,5
	4,0
	4,5
	3,0
	3,0
	3,5
	3,0
	3,0
	3,5
	3,5

SONDAGGIO S3	
PROFONDITÀ	UCS (kg/cm <sup>2</sup> )
1,60 – 3,00	1,5
	1,5
	2,0
	2,5
	2,0
3,00 – 4,30	3,0
	2,5
	2,5
	2,0
	2,5
7,60 – 8,00	3,5
	3,8

SONDAGGIO S4	
PROFONDITÀ	UCS (kg/cm <sup>2</sup> )
1,90 – 2,70	0,5
	0,6
	0,7
	0,5

## 7.2 MODELLO GEOLOGICO DEL TERRENO

Sulla base dell'interpretazione delle stratigrafie dei sondaggi e dai risultati delle prove SPT, è stato possibile realizzare un modello geologico del terreno che prevede la presenza di un'alternanza di depositi grossolani (sabbie e ghiaie) e depositi più fini (limi e in maniera minore argille).

In particolare, per i sondaggi S2 e S3 è possibile individuare una prima unità costituita da materiali fini che fra i 4 e i 4,5 m da piano campagna lascia il posto ai depositi grossolani. I sondaggi S1 e S4 presentano circa 1,5 m di riporto poggianti su materiali fini che terminano a circa 3 m da p.c..

Nel sondaggio S1, a circa 7 m da p.c. sono nuovamente presenti depositi fini.

## 8. PARAMETRAZIONE GEOTECNICA

In funzione della modellazione geologica descritta nel precedente paragrafo, che ha permesso di individuare la tipologia di depositi presenti, e dei risultati delle indagini eseguite, si è potuta determinare la parametrizzazione geotecnica del terreno e valutarne le caratteristiche. Per tale motivo, facendo riferimento ai sondaggi realizzati, sono stati ricavati alcuni parametri del terreno, parametri che vengono di seguito elencati: si tratta della densità relativa, dell'angolo di attrito efficace, del peso di volume secco e del valore medio degli  $N_{SPT}$  rilevati.

MATERIALE	DR	$\Phi'$ [°]	$\gamma_d$ [t/mc]	$N_{SPT}$
Ghiaia e sabbia	45÷78%	32,1÷40,6°	1,57÷1,84	21÷80
Limo argilloso	30÷35%	29,0÷29,6°	1,44÷1,46	7÷9

In conformità alla normativa vigente, devono essere definiti i valori "caratteristici" dei parametri geotecnici: con tale termine si intende "quel valore a cui è fissata la probabilità di non superamento e rappresenta la soglia al di sotto della quale si colloca non più del 5% dei valori".

Avendo a disposizione un numero congruo di misure ( $\geq 5$ ), si adotta la seguente formula:

$$x_k = x_m + 1,645 \cdot \sigma_x$$

dove:

- $x_m$ : valore medio;
- 1,645: costante relativa alla distribuzione normale;
- n: numero di dati;
- $\sigma$ : scarto quadratico medio.

Avendo invece a disposizione fra 2 e 5 valori per ciascun livello, si adotta rispettivamente la seguente formula:

$$x_k = x_m - 1,645 \cdot COV \cdot x_m$$

dove:

- $x_m$ : media dei valori;
- 1,645: costante relativa alla distribuzione normale;
- COV: coefficiente di variazione (da fonti bibliografiche, pari a 7 nel caso in esame).

A seguito delle elaborazioni sviluppate, nella tabella seguente viene riassunta la parametrizzazione geotecnica. Per quanto concerne il peso di volume si ritiene più adeguato utilizzare un valore naturale, equivalente ad un peso parzialmente saturo in assenza di falda. La coesione è stata cautelativamente considerata pari a zero.

MATERIALE	$\Phi_k$ [°]	$\gamma_N$ [t/mc]	c [kg/cm <sup>2</sup> ]
Ghiaia e sabbia	31,3°	1,9	0
Limo argilloso	26,0°	1,7	0

---

Si precisa come la parametrizzazione determinata in modo statistico risulta congruente con le caratteristiche dei depositi presenti. Le caratteristiche geotecniche risultano “scadenti” per i limi argillosi, “buone” per le ghiaie e sabbie.

## 9. INDAGINE GEOFISICA

L'Ordinanza n. 3274 del Presidente del Consiglio dei Ministri del 20 marzo 2003 ha individuato per ciascun comune una zona sismica di appartenenza (da 1 a 4) relativa alla maggiore (zona 1) o minore (zona 4) suscettività sismica del territorio comunale stesso.

Il Comune di Formigliana è individuato in Zona sismica 4 nell'elenco della zonazione sismica dei comuni italiani.

L'indagine eseguita viene sviluppata allo scopo di definire del parametro sismico  $V_{s,eq}$  medio negli strati di terreno, per meglio determinare il fattore di rischio sismico nel caso si manifestasse il sisma di riferimento. Al valore della velocità delle Onde Trasversali ( $V_s$ ) corrisponde la propensione dei terreni ad esaltare/contenere (effetto di sito) le sollecitazioni provocate dalle onde sismiche superficiali, che sono le più pericolose nei confronti dei manufatti.

Come accennato in premessa, per lo studio delle  $V_s$  nel presente lavoro si è adottato il metodo MASW (acronimo di *Multichannel Analysis Surface Waves*).

### 9.1 GENERALITÀ SULLE ONDE SISMICHE

La prospezione sismica consiste in una serie di misure, condotte in superficie, sulla variazione nello spazio della proprietà fisica dei terreni denominata "elasticità".

Tale metodo non sfrutta campi di forze naturali ma richiede l'immissione artificiale nel terreno di una certa quantità di energia, la cui intensità, così come la distanza fra sorgente di energia e apparecchi di misura, può essere regolata al fine di rispondere al meglio ai quesiti posti dall'indagine.

Tale energia genera nel terreno delle onde sismiche che si dividono in due grandi categorie:

- onde di corpo (o di volume): onde P (Primarie) e onde S (Secondarie).
- onde superficiali (onde di Rayleigh e onde di Love).

Tra le onde generate, per più di due terzi vengono trasmesse nella forma di onde di Rayleigh, la componente principale delle onde superficiali.

Ipotizzando una variazione di velocità dei terreni in senso verticale, ciascuna componente di frequenza dell'onda superficiale ha una diversa velocità di propagazione (chiamata velocità di fase) che, a sua volta, corrisponde ad una diversa lunghezza d'onda per ciascuna frequenza che si propaga: questa proprietà si chiama dispersione.

#### Onde di corpo

Le Onde P sono delle onde di corpo di compressione (o longitudinali) e corrispondono a compressioni e rarefazioni del mezzo in cui viaggiano: al loro passaggio le particelle di terreno infatti oscillano in avanti e indietro nella stessa direzione di propagazione dell'onda.

Sono le onde più veloci generate da un sisma, quindi sono le prime avvertite, da cui il nome di Onda P (Primaria).

La velocità dell'onda può essere ricavata dall'equazione:

$$V_p = \sqrt{\frac{k + \frac{4}{3}\mu}{\rho}}$$

con :

- k che rappresenta il modulo di incompressibilità;
- $\mu$  è il modulo di rigidità;
- $\rho$  la densità del materiale attraversato dall'onda.

Le Onde S sono onde di corpo che oscillano perpendicolarmente rispetto alla direzione di propagazione. Possono essere immaginate come le onde che si propagano su una corda che viene fatta oscillare. Un'importante caratteristica di queste onde è che non possono propagarsi in mezzi fluidi:

$$V_s = \sqrt{\frac{\mu}{\rho}}$$

con:

- $\mu$  che rappresenta il modulo di taglio del materiale;
- $\rho$  la densità.

Dal confronto delle due relazioni sopra citate, è possibile osservare come la velocità delle onde S è necessariamente inferiore alla velocità delle onde P (in quanto manca il termine K) e raggiungono una velocità che si aggira solitamente intorno al 60-70% della velocità delle onde P. Per questo motivo giungono sempre dopo le Onde P (da cui onde S come Secondarie).

### Onde superficiali

Le onde superficiali (o onde di superficie) vengono a crearsi a causa dell'intersezione delle onde di corpo con la superficie. Queste onde vengono trasmesse lungo la superficie e decadono esponenzialmente con la profondità (è questo il motivo per cui si dicono superficiali). Queste onde vengono generate facilmente nelle situazioni in cui la sorgente sismica è poco profonda. È da sottolineare che in caso di terremoto, dalla sorgente sismica vengono generate solo Onde P e Onde S, in quanto queste sono le onde di corpo, cioè le onde che si propagano all'interno della terra mentre non vengono generate direttamente le onde superficiali.

La velocità delle onde di superficie è inferiore alla velocità delle onde di corpo, per cui il loro arrivo è successivo

all'arrivo delle Onde P ed S, al contrario l'ampiezza di queste onde è notevolmente maggiore di quella delle onde di corpo.

Le Onde di Rayleigh vengono generate quando un'onda S, che incide sulla superficie libera, viene in parte riflessa, determinando un'ulteriore onda che si propaga sulla superficie stessa.

Queste onde esistono sia in semispazi omogenei (in questo caso la sua velocità è circa 0,92 volte la velocità delle onde S) che disomogenei (in cui risulta essere un'onda dispersa, cioè la sua velocità dipende dalla frequenza). Per meglio visualizzarle possono essere immaginate come molto simili a quelle che si creano gettando un sasso nello stagno, provocando quindi uno scuotimento o un sussulto del terreno. Il loro moto è vincolato in uno spazio verticale contenente la direzione di propagazione dell'onda.

Le Onde di Love sono anch'esse generate dalla riflessione delle Onde S sulla superficie libera del terreno, ma vengono generate solo nei mezzi in cui la velocità delle Onde S aumenta con la profondità (quindi siamo in presenza di un mezzo disomogeneo) e quindi sono sempre onde disperse. Le Onde di Love fanno vibrare il terreno sul piano orizzontale lungo la direzione ortogonale rispetto alla direzione di propagazione dell'onda.

La velocità delle onde di Love è maggiore di quella delle onde S negli strati più superficiali della crosta, ma minore della stessa negli strati più bassi.

Nella figura è illustrato il movimento dei diversi tipi di onde di corpo e di superficie.

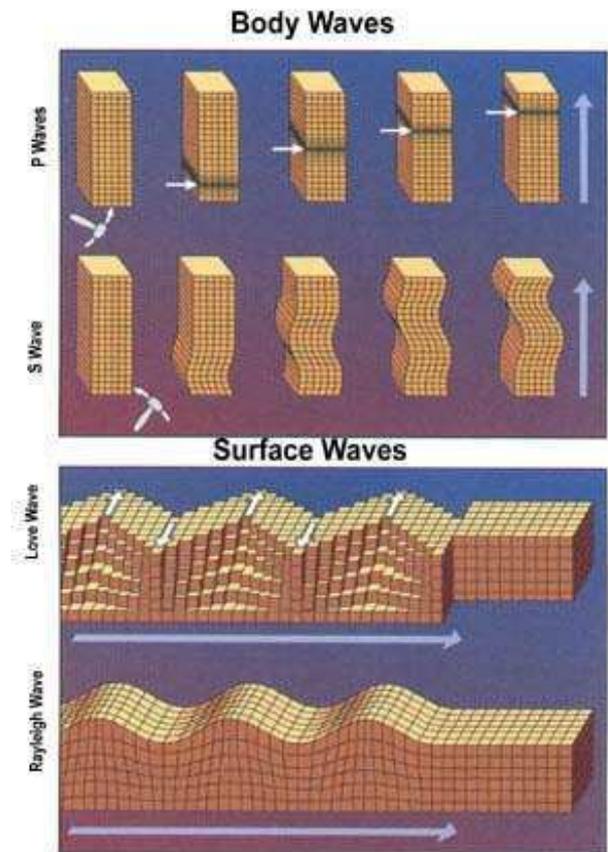


Figura 9 Tipologia di onde sismiche

## 9.2 CARATTERISTICHE DEL METODO

Sebbene le onde superficiali siano considerate rumore per le indagini sismiche che utilizzano le onde di corpo (riflessione e rifrazione), la loro proprietà dispersiva può essere utilizzata per studiare le proprietà elastiche dei terreni superficiali.

La costruzione di un profilo verticale di velocità delle onde di taglio ( $V_s$ ), ottenuto dall'analisi delle onde di Rayleigh e di Love, è una delle pratiche più comuni per utilizzare le proprietà dispersive delle onde superficiali.

L'intero processo comprende tre passi successivi:

1. l'acquisizione delle onde superficiali (ground roll),

2. la costruzione di una curva di dispersione (il grafico della velocità di fase rispetto alla frequenza)
3. l'inversione della curva di dispersione per ottenere il profilo verticale delle Vs.

Modalità di esecuzione, strumentazione e squadra

Per ottenere un profilo Vs è necessario produrre un treno d'onde superficiali a banda larga e registrarlo minimizzando il rumore.

La base sismica (disegno a lato) è costituita da uno stendimento formato da un cavo multipolare cui sono collegati 12/24 geofoni a bassa frequenza (4,5 Hz), tali geofoni vengono infissi nel terreno con un intervallo variabile.

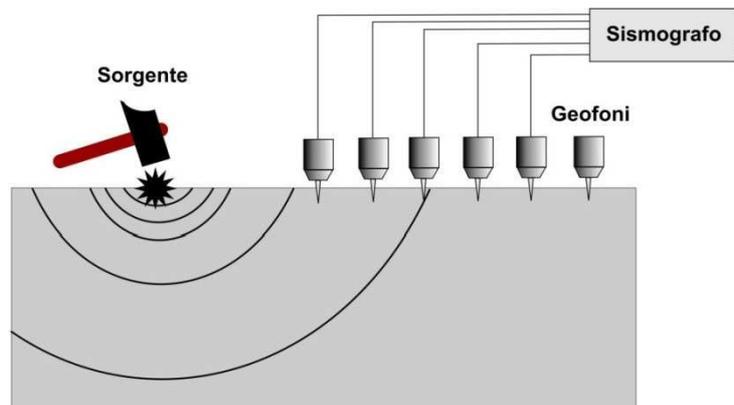


Figura 10 Schema indagine geofisica

Attraverso tali geofoni (ricevitori) vengono rilevati gli impulsi sismici generati artificialmente da una sorgente di energia (mazza, fucile sismico, ecc.); gli impulsi sismici vengono poi trasformati in impulsi elettrici dal sismografo registratore che ha la possibilità di ampliarli e decodificarli.

Al fine di migliorare la qualità del segnale viene eseguita l'operazione di stacking: si tratta di sommare più acquisizioni pertinenti allo stesso stendimento, eseguendo un numero n di battute.

Il punto di energizzazione "P" è ubicato all'estremità dello stendimento, ad una distanza (offset) variabile dall'ultimo geofono; il tempo "zero", corrispondente all'attimo dell'energizzazione, viene inviato al sismografo registratore da un geofono starter, collegato via cavo.

Per ogni punto di energizzazione si effettua una registrazione dei tempi di arrivo ai geofoni degli impulsi generati per una finestra di ricezione di 2000 millisecondi (2,0 sec) sufficiente a captare tutti gli arrivi d'onda e le relative attenuazioni.

La strumentazione utilizzata è la seguente:



Figura 11 Strumentazione utilizzata

- sismografo PASI 16S24U 24 canali;
- notebook ASUS per la registrazione dei dati;
- geofoni PASI ad asse orizzontale da 4,5 Hz;
- cavi sismici multipolari con 24 prese intervallate di 5 metri;
- massa battente;
- geofono starter, munito di "switch" per l'invio via cavo del "time break" al sismografo;
- cavi di prolunga e collegamento.

La squadra geofisica è stata composta da:

- geologo-geofisico responsabile dell'unità operativa;
- geologo.

Per una completezza di dati che consenta una migliore modellizzazione del sottosuolo, vengono effettuate molteplici acquisizioni per l'ottenimento sia delle onde di Rayleigh sia di quelle di Love.

Come illustrato negli schemi sottostanti, per la registrazione delle diverse tipologie di onde si ha una diversa direzione di energizzazione ed un diverso posizionamento dei geofoni.

Onde di Rayleigh: l'energizzazione avviene perpendicolarmente alla superficie del terreno (Foto in basso a sinistra), acquisendo i dati con geofoni orizzontali con asse disposto parallelamente all'asse dello stendimento (Acquisizione RVF – Radial Vertical Force).

Onde di Love: l'energizzazione avviene parallelamente alla superficie del terreno (colpendo la piastra ortogonalmente all'asse dello stendimento – foto sotto a destra) e l'asse dei geofoni viene disposto perpendicolarmente all'asse dello stendimento (Acquisizione THF – Transversal Horizontal Force).





Figura 12 Energizzazione per onde di Rayleigh

Figura 13 Energizzazione per onde di Love

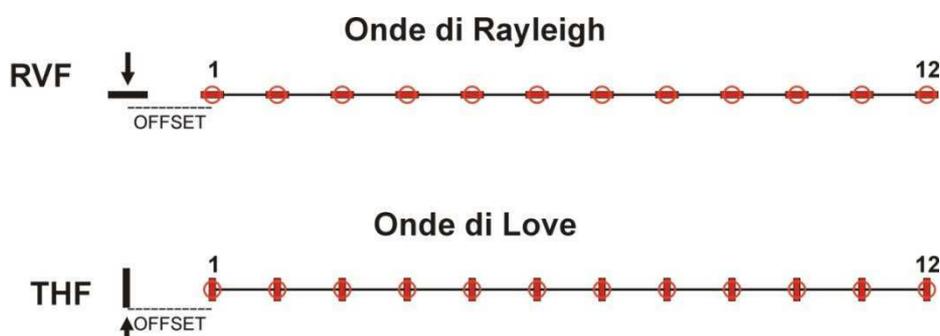


Figura 14 Schema stendimento geofisico in base alla tipologia di onde utilizzato

### 9.3 ELABORAZIONE DEI DATI

Una molteplicità di tecniche diverse sono state utilizzate nel tempo per ricavare la curva di dispersione, ciascuna con i suoi vantaggi e svantaggi.

Per le analisi dei dati acquisiti si è utilizzato il software winMASW 2018 Academy, prodotto dalla Società Eliosoft.

L'inversione della curva di dispersione viene realizzata iterativamente, utilizzando la curva di dispersione misurata come riferimento.

Per ottenere il profilo verticale  $V_s$  dalla curva di dispersione è necessario conoscere i valori approssimati del rapporto di Poisson e della densità; tali valori vengono solitamente stimati utilizzando misure prese in loco o valutando le tipologie dei materiali (stratigrafie di pozzi limitrofi).

Quando si generano le onde piane della modalità fondamentale delle onde di Reyleigh, vengono generate anche una molteplicità di tipi diversi di onde. Fra queste le onde di corpo, le onde superficiali non piane ed infine le onde riverberate (back scattered), generate dalle disomogeneità superficiali, dal rumore ambientale e da quello imputabile alle attività umane.

Le onde di corpo sono in vario modo riconoscibili in un sismogramma multicanale: le onde di corpo dirette viaggiano, come è implicito nel nome, direttamente dalla sorgente ai ricevitori (geofoni), mentre quelle rifratte e riflesse sono il risultato dell'interazione fra le onde e l'impedenza acustica (il contrasto di velocità) fra le superfici di discontinuità.

Le onde che si propagano a breve distanza dalla sorgente sono sempre onde superficiali. Queste onde, in prossimità della sorgente, seguono un complicato comportamento non lineare e non possono essere trattate come onde piane.

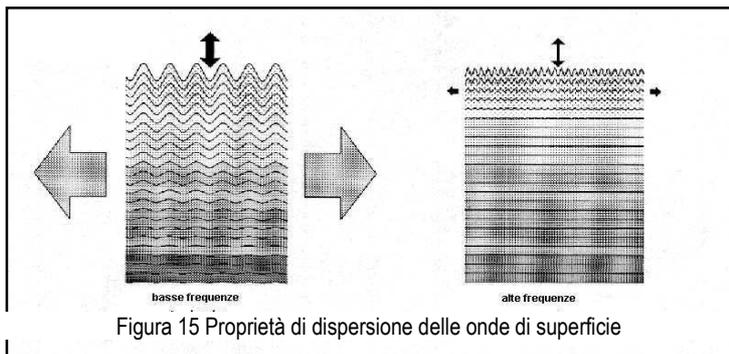
Le onde superficiali riverberate (back scattered) possono essere prevalenti in un sismogramma multicanale se in prossimità delle misure sono presenti discontinuità orizzontali, quali fondazioni e muri di contenimento. Le ampiezze relative a ciascuna tipologia di rumore generalmente cambiano con la frequenza e la distanza dalla sorgente. Ciascun rumore, inoltre, ha diverse velocità e proprietà di attenuazione che possono essere identificate sulla registrazione multicanale grazie all'utilizzo di modelli di coerenza e in base ai tempi di arrivo e all'ampiezza di ciascuno.

La scomposizione di un campo di onde registrate in un formato a frequenza variabile consente l'identificazione della maggior parte del rumore analizzando la fase e la frequenza dipendentemente dalla distanza dalla sorgente. La scomposizione può essere quindi utilizzata in associazione con la registrazione multicanale per minimizzare il rumore durante l'acquisizione.

La scelta dei parametri di elaborazione, così come del miglior intervallo di frequenza per il calcolo della velocità di fase, può essere fatto con maggior accuratezza utilizzando dei sismogrammi multicanale. Una volta scomposto il sismogramma, una opportuna misura di coerenza applicata nel tempo e nel dominio della frequenza può essere utilizzata per calcolare la velocità di fase rispetto alla frequenza.

La velocità di fase e la frequenza sono le due variabili  $(x, y)$  il cui legame costituisce la curva di dispersione. È anche possibile determinare l'accuratezza del calcolo della curva di dispersione analizzando la pendenza lineare di ciascuna componente di frequenza delle onde superficiali in un singolo sismogramma. In questo caso la metodologia MASW permette la miglior registrazione e separazione ad ampia banda ed elevati rapporti Segnale/Disturbo (S/N). Un buon rapporto S/N assicura accuratezza nel calcolo della curva di dispersione, mentre l'ampiezza di banda migliora la risoluzione e la possibile profondità di indagine del profilo  $V_s$  di inversione.

L'illustrazione sottostante mostra le proprietà di dispersione delle onde di superficie. Le componenti a bassa frequenza (lunghezze d'onda maggiori) sono caratterizzate da forte energia e grande capacità di penetrazione, mentre le componenti ad alta frequenza (lunghezze d'onda corte), hanno meno energia e una penetrazione superficiale. Grazie a queste proprietà, una metodologia che utilizzi le onde superficiali può fornire informazioni sulle variazioni delle proprietà elastiche dei materiali prossimi alla superficie al variare della profondità. La velocità delle onde S ( $V_s$ ) è il fattore



dominante che governa le caratteristiche della dispersione.

L'analisi della dispersione delle onde di superficie per la determinazione del profilo  $V_s$ , si sviluppa essenzialmente in due operazioni svolte in successione:

1. determinazione dello spettro di velocità dal quale vengono, per così dire, estratte le proprietà dispersive delle onde di superficie (curve di dispersione);
2. inversione delle curve di dispersione precedentemente individuate.

L'analisi delle curve di dispersione viene svolta nel dominio  $f-v$  (frequenza-velocità).

Il processo di inversione consente di passare dalla curva di dispersione al profilo verticale della velocità delle onde di taglio ( $V_s$ ): poiché il dato che si va ad invertire non è un dato oggettivo ma un dato interpretato, una cattiva interpretazione del dato porta necessariamente ad un errore nel profilo  $V_s$  ricostruito.

Per effettuare l'interpretazione delle curve di dispersione si preferisce effettuare una modellazione diretta piuttosto che affidarsi in modo semplicistico alla procedura picking → inversione automatica.

Nella modellazione diretta occorre tenere in considerazione che le alte frequenze sono influenzate dalla porzione superficiale del terreno mentre le basse frequenze da quella profonda.

Effettuare un'analisi congiunta, ad esempio utilizzando le onde di Rayleigh e quelle di Love, consente di ridurre l'incertezza del modello.



Figura 16 Stendimento 1

#### 9.4 CARATTERISTICHE DELL'INDAGINE ESEGUITA

Sono state realizzate un totale di 3 prove geofisiche per la cui ubicazione si potrà fare riferimento alla cartografia allegata.

L'intera area in esame è costituita da depositi quaternari di tipo incoerente di genesi fluvioglaciale.

##### 9.4.1 STENDIMENTO 1

L'indagine è stata realizzata mediante uno stendimento di 12 geofoni, con distanza intergeofonica pari a 5 m, per una lunghezza complessiva dello stesso di 55 m. Le acquisizioni, sia di tipo RVF che THF, sono state effettuate con offset pari 6 m ed energizzazione mediante l'utilizzo di una

massa battente di peso pari a 8 kg.

Per la definizione del modello del terreno si è proceduto all'analisi congiunta delle onde di Love e di quelle di Rayleigh.

Nella figura sotto riportata vengono le registrazioni effettuate e gli spettri di velocità di fase relativi alle onde di Rayleigh ed a quelle di Love.

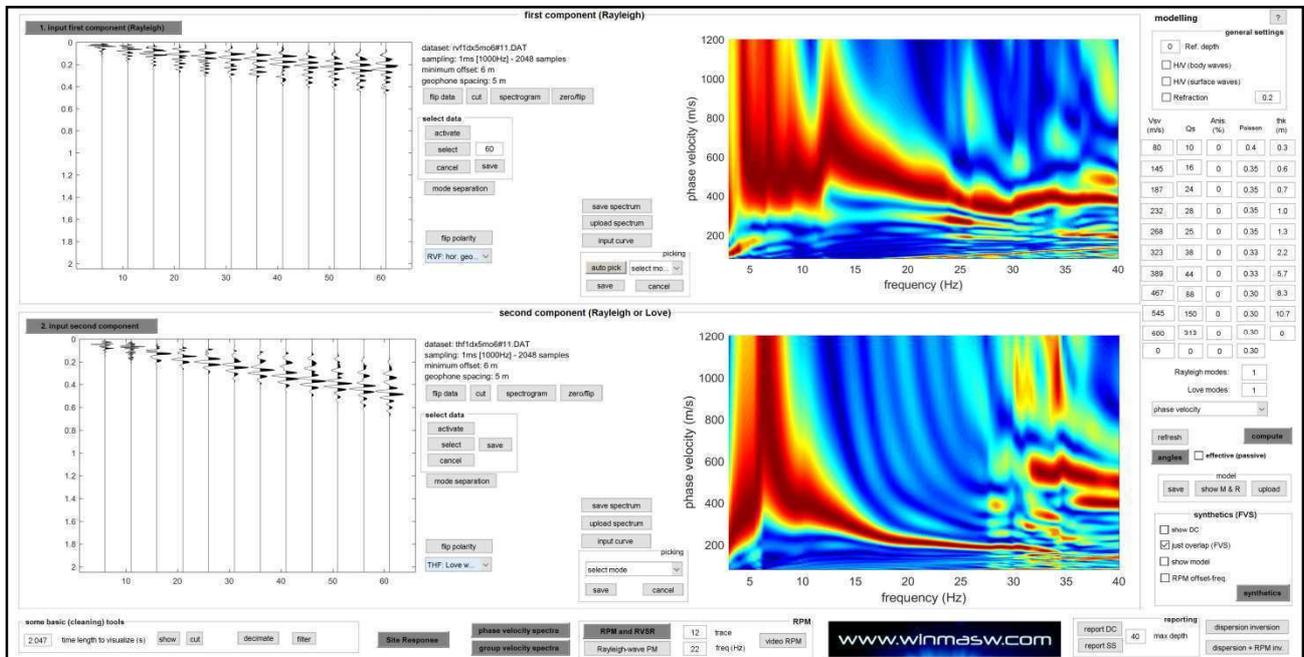


Figura 17 Registrazione realizzata nello stendimento 1

Nella figura seguente vengono illustrati la curva di dispersione relative alle onde di Rayleigh, a quelle di Love ed il grafico con l'andamento delle velocità.

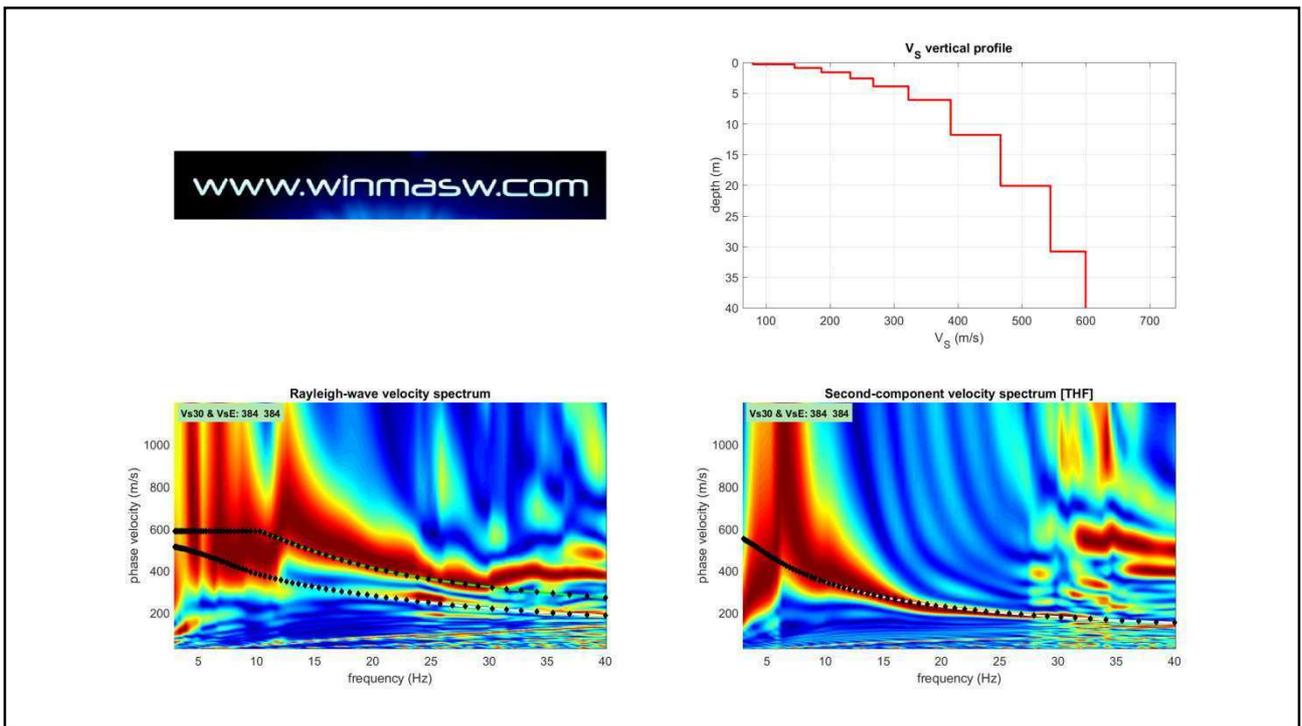


Figura 18 Curve di dispersione e andamento della velocità per lo stendimento 1

Nell'immagine sottostante sono infine proposti i modelli sintetici, che mostrano una buona corrispondenza con quanto registrato.

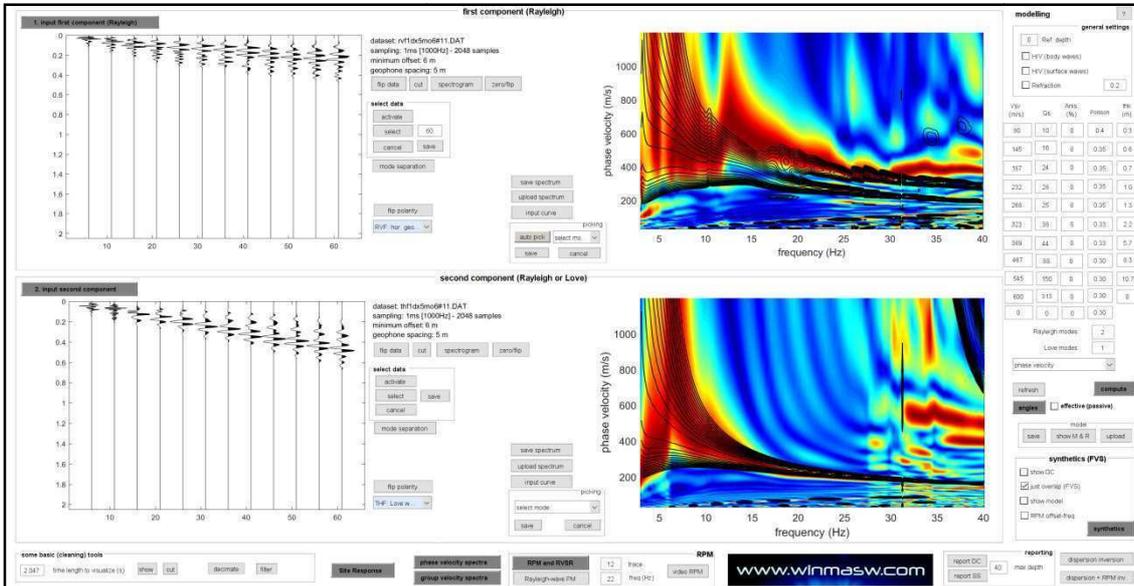


Figura 19 Modelli sintetici dello stendimento 1

Di seguito viene proposta la tabella che riporta le velocità Vs per ciascuno strato.

**Vs model (Vs30 & VsE: 384 384 m/sec)**

layer	Vs (m/s)	thickness (m)	depth (m)
1	80	0.3000	0.3000
2	145	0.6000	0.9000
3	187	0.7000	1.6000
4	232	1	2.6000
5	268	1.3000	3.9000
6	323	2.2000	6.1000
7	389	5.7000	11.8000
8	467	8.3000	20.1000
9	545	10.7000	30.8000
10	600	0	0

La  $V_{seq}$  viene definita dalla formula:

$$V_{s.eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{Z_i}}$$

dove:

$h_i$  = spessore dello strato individuato con specifica velocità  $V_s$ .

$V_i$  = velocità  $V_s$  dello strato  $h_i$ .

$H$  = profondità del substrato, caratterizzata da  $V_s$  non inferiore a 800 m/s

Per il caso in esame è stato determinato un valore di  $V_{s.eq}$  pari a 384 m/sec a piano campagna.



Figura 20 Stendimento 2

#### 9.4.2 STENDIMENTO 2

Anche in questo caso l'indagine è stata realizzata mediante uno stendimento di 12 geofoni, con distanza intergeofonica pari a 5 m, per una lunghezza complessiva dello stesso di 55 m. Le acquisizioni, sia di tipo RVF che THF, sono state effettuate con offset pari 6 m ed energizzazione mediante l'utilizzo di una massa battente di peso pari a 8 kg.

Per la definizione del modello del terreno si è proceduto all'analisi congiunta delle onde di Love e di quelle di Rayleigh.

Nella figura sotto riportata vengono le registrazioni effettuate e gli spettri di velocità di fase relativi alle onde di Rayleigh ed a quelle di Love.

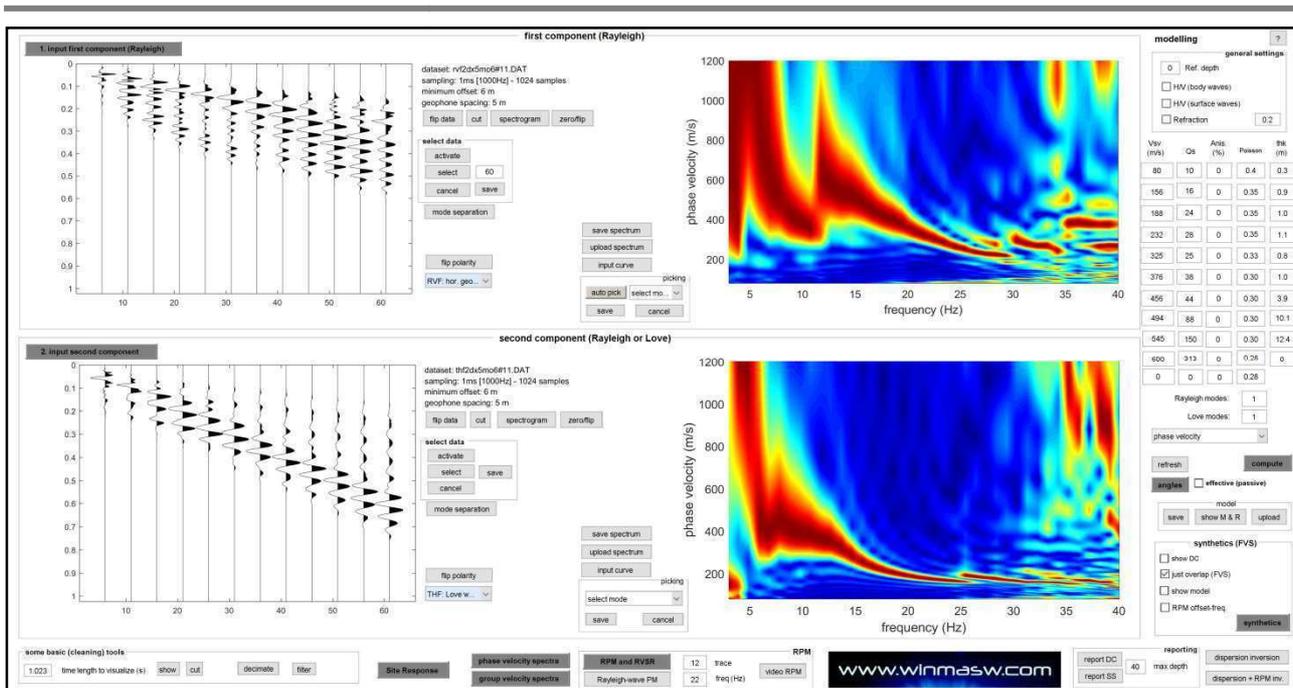


Figura 21 Registrazione realizzata nello stendimento 2

Nella figura di pagina seguente vengono illustrati la curva di dispersione relative alle onde di Rayleigh ed a quelle di Love ed il grafico con l'andamento delle velocità.

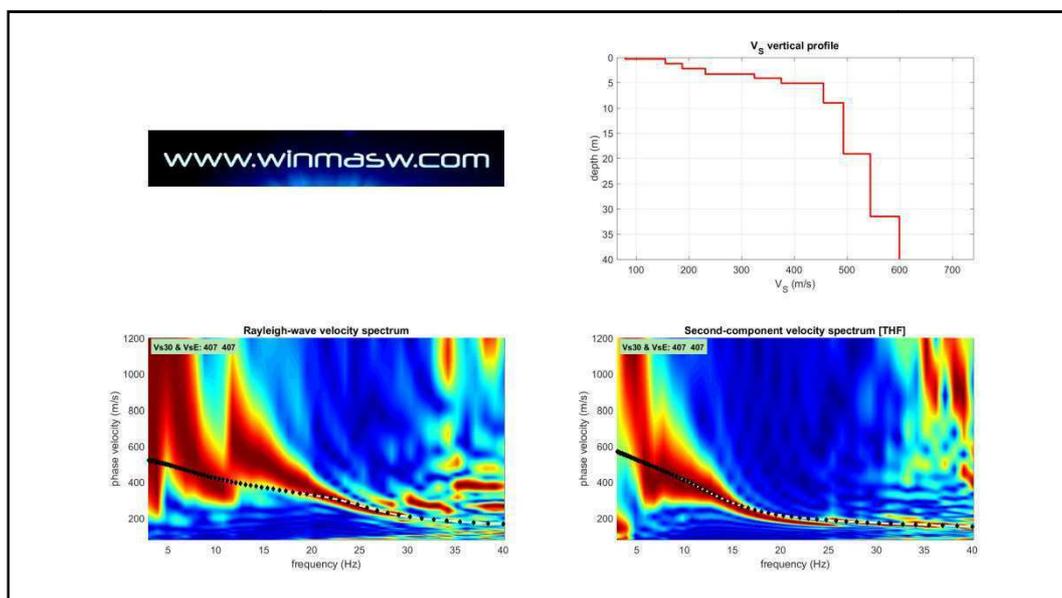


Figura 22 Curve di dispersione e andamento della velocità per lo stendimento 2

Nell'immagine sottostante sono infine illustrati i modelli sintetici, che mostrano una buona corrispondenza con quanto registrato.

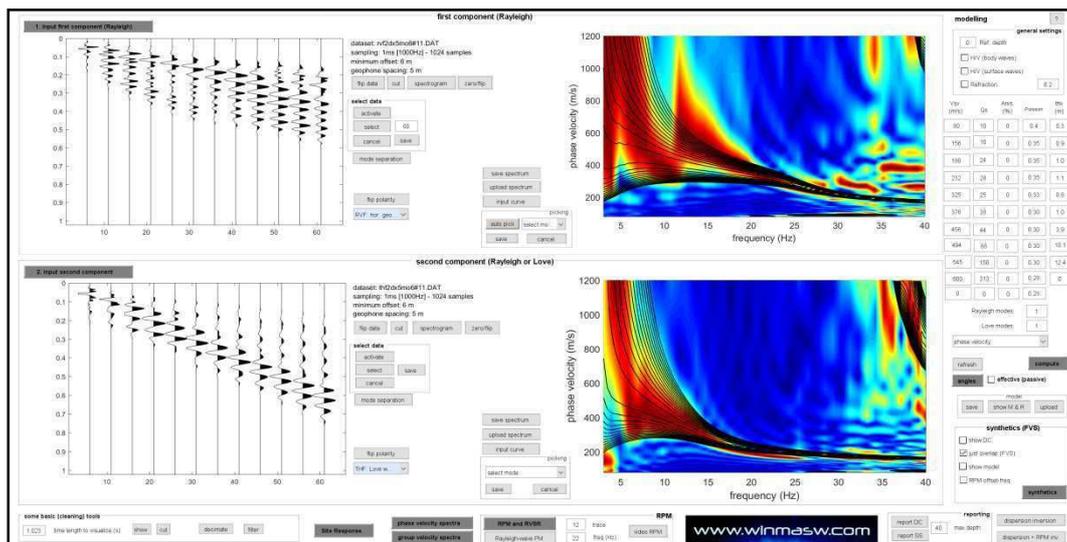


Figura 23 Modelli sintetici dello stendimento 2

Di seguito viene proposta la tabella che riporta le velocità Vs per ciascuno strato.

**Vs model (Vs30 & VsE: 407 407 m/sec)**

layer	Vs (m/s)	thickness (m)	depth (m)
1	80	0.3000	0.3000
2	156	0.9000	1.2000
3	188	1	2.2000
4	232	1.1000	3.3000
5	325	0.8000	4.1000
6	378	1	5.1000
7	456	3.9000	9
8	494	10.1000	19.1000
9	545	12.4000	31.5000
10	600	0	0



Figura 24 Stendimento 3

Utilizzando la formula già illustrata nel paragrafo precedente, è stato determinato un valore di Vs,eq pari a 407 m/sec a piano campagna.

**9.4.3 STENDIMENTO 3**

Analogamente ai due stendimenti precedenti, l'indagine è stata realizzata mediante uno stendimento di 12 geofoni, con distanza intergeofonica pari a 5 m, per una lunghezza complessiva dello stesso di 55 m. Le acquisizioni, sia di tipo RVF che THF, sono state effettuate con offset pari 6 m ed energizzazione mediante l'utilizzo di una massa battente di peso pari a 8 kg.

Per la definizione del modello del terreno si è proceduto all'analisi

congiunta delle onde di Love e di quelle di Rayleigh.

Nella figura sotto riportata vengono le registrazioni effettuate e gli spettri di velocità di fase relativi alle onde di Rayleigh ed a quelle di Love.

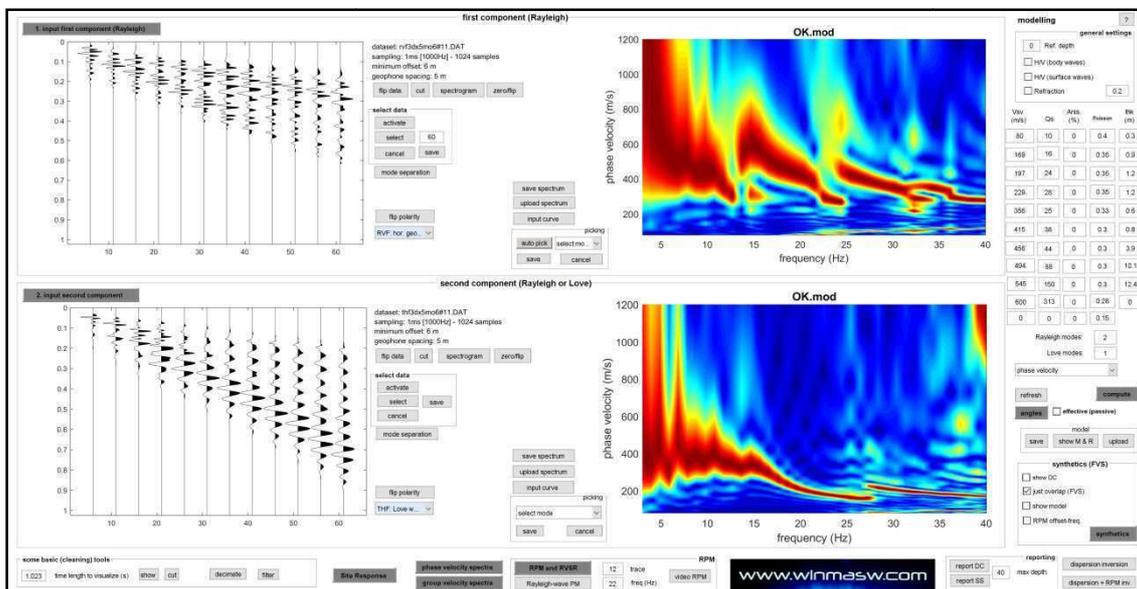


Figura 25 Registrazione realizzata nello stendimento 3

Nella figura di pagina seguente vengono illustrati la curva di dispersione relative alle onde di Rayleigh, a quelle di Love ed il grafico con l'andamento delle velocità.

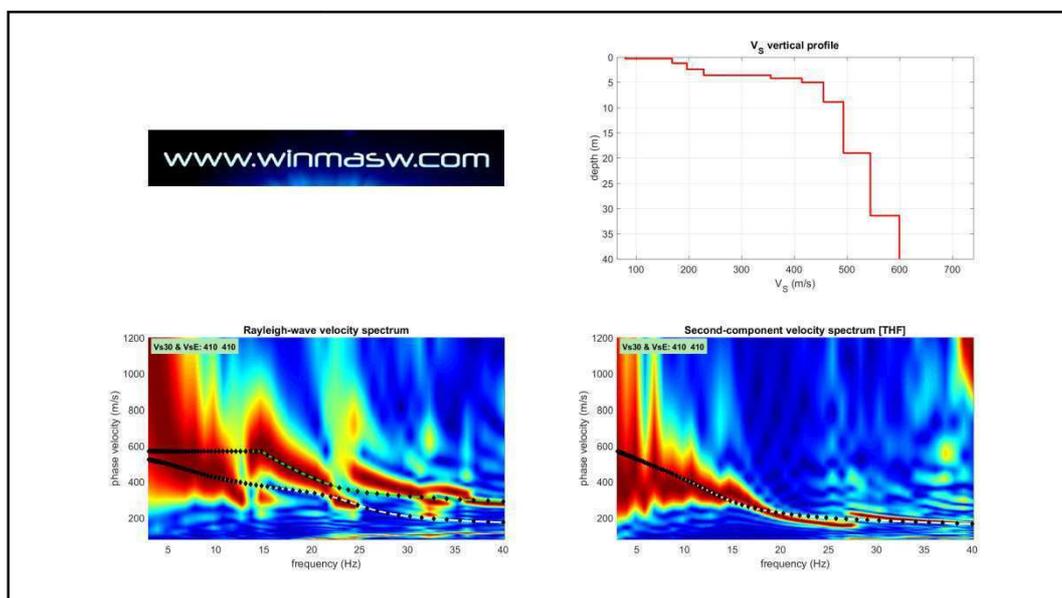


Figura 26 Curve di dispersione e andamento della velocità per lo stendimento 3

Nell'immagine sottostante sono infine i modelli sintetici, che mostrano, come nei casi precedenti, una buona corrispondenza con quanto registrato.

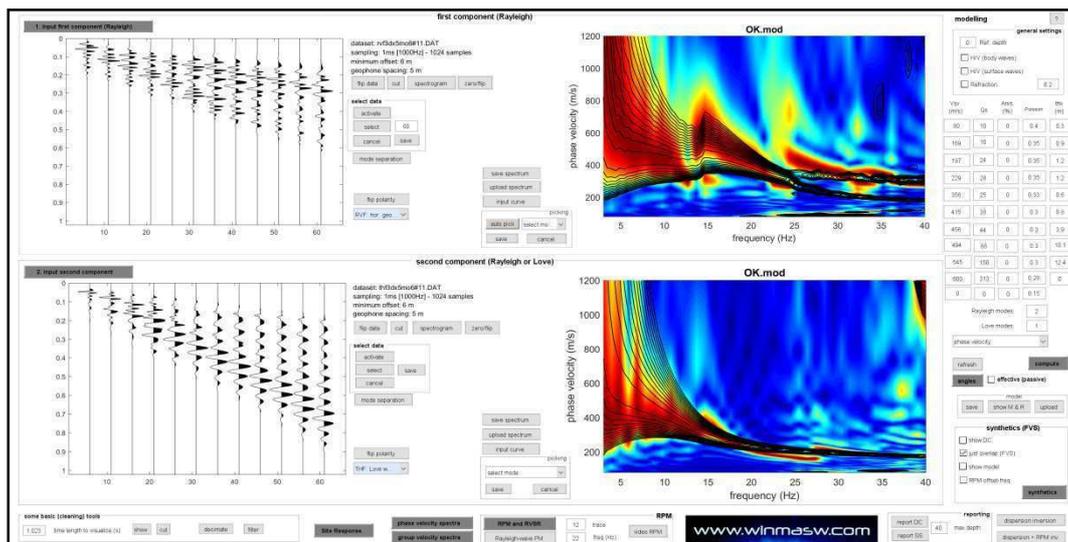


Figura 27 Modelli sintetici dello stendimento 3

Di seguito viene proposta la tabella che riporta le velocità Vs per ciascuno strato.

**Vs model (Vs30 & VsE: 410 410 m/sec)**

layer	Vs (m/s)	thickness (m)	depth (m)
1	80	0.3000	0.3000
2	169	0.9000	1.2000
3	197	1.2000	2.4000
4	229	1.2000	3.6000
5	356	0.6000	4.2000
6	415	0.8000	5.0000
7	456	3.9000	8.9000
8	494	10.1000	19
9	545	12.4000	31.4000
10	600	0	0

Utilizzando la formula già illustrata nel paragrafo 9.4.1, è stato determinato un valore di Vs,eq pari a 410 m/sec a piano campagna.

9.5 CLASSIFICAZIONE DEL SOTTOSUOLO

Il Decreto Ministeriale 17/01/2018 definisce, come detto, cinque categorie di sottosuolo in funzione del valore di Vs,eq.

CAT.	DESCRIZIONE
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni dalle caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 e 800 m/s

<i>C</i>	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 e 360 m/s
<i>D</i>	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
<i>E</i>	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente e riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m

In funzione dei valori ottenuti, è possibile attribuire i terreni alla categoria dei suoli di fondazione di tipo "B" (*Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 e 800 m/s*).

## 10. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO

Per l'analisi sismica specifica del sito di intervento occorre innanzitutto individuare la posizione dell'area, in modo da definire i relativi spettri di risposta rappresentativi delle componenti orizzontali e verticali delle azioni sismiche di progetto.

La definizione di tali spettri, relativi ad uno specifico Stato Limite, è articolata in tre fasi:

- **FASE 1** – individuazione della pericolosità del sito, sulla base dei risultati del progetto S1-INGV.
- **FASE 2** – scelta della strategia di progettazione.
- **FASE 3** – determinazione dell'azione di progetto.

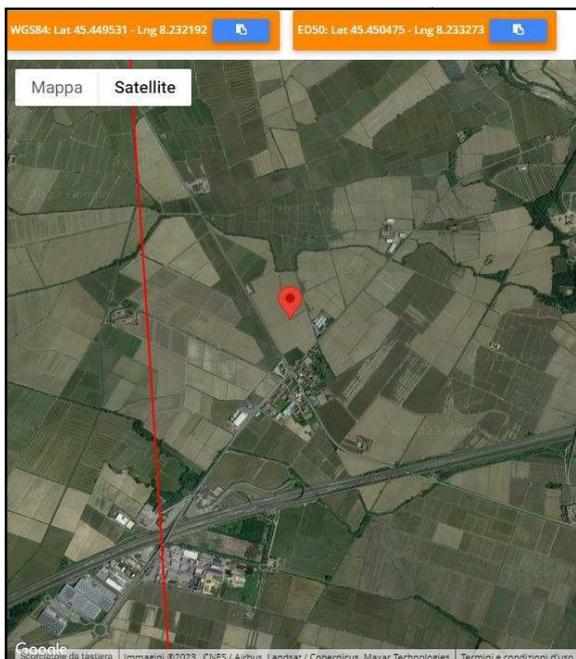


Figura 28 Individuazione dell'area nella griglia del progetto S1-INGV

### FASI 1 E 2

Una volta provveduto all'individuazione geografica del sito (immagine di fianco), le variabili da considerare sono la classe dell'opera e la vita nominale della stessa.

Nel caso in esame si è fatto riferimento alla classe d'uso I "Costruzioni con presenza solo occasionale di persone" ed è stata considerata una vita nominale pari a 50 anni. Si ricorda che per Vita Nominale s'intende la "durata alla quale deve farsi espresso riferimento in sede progettuale, con riferimento alla durabilità delle costruzioni, nel dimensionare le strutture e i particolari costruttivi, nella scelta dei materiali delle varie applicazioni e delle misure protettive per garantire il mantenimento della resistenza e della funzionalità".

Le azioni sismiche vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento  $V_R$  che si ricava moltiplicando la vita nominale  $V_N$  per il coefficiente d'uso  $C_U$ . Tale parametro riveste notevole importanza in quanto è utilizzato per valutare, fissata la probabilità di superamento  $P_{V_R}$  corrispondente allo stato limite considerato, il tempo di ritorno ( $T_R$ ) dell'azione sismica cui fare riferimento per la verifica.

Il valore del coefficiente d'uso  $C_U$  è definito al variare della classe d'uso, secondo quanto riportato nella sottostante tabella.

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE $C_U$	0,7	1,0	1,5	2,0

Nel caso in esame, essendo l'intervento ascrivibile in parte ad una classe d'uso I, avremo:

$$VR_i = 50 \cdot 0,7 = 35 \text{ anni}$$

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, che costituisce l’elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $Se(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza  $PvR$  nel periodo di riferimento  $VR$ .

Ai fini dell’attuale 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:

$a_g$ : accelerazione orizzontale massima al sito;

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

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

Gli “stati limite” sono definiti di seguito:

- Stato limite di Operatività (SLO): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d’uso significativi.
- Stato Limite di Danno (SLD): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, 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 e orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell’interruzione d’uso di parte delle apparecchiature.
- Stato Limite di Salvaguardia (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 sua 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 rotture 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 e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

SLO e SLD appartengono agli “stati limite di esercizio”, mentre SLV e SLC fanno parte degli “stati limite ultimi”.

Come condizione di riferimento è stato scelto lo Stato Salvaguardia Vita (SLV); nella tabella seguente si riportano i dati ottenuti dai calcoli effettuati:

STATO LIMITE	Tr [anni]	$a_g$ [g]	Fo [-]	Tc* [s]
Salvaguardia della vita (SLV)	332	0,035	2,595	0,262

### FASE 3

Nelle elaborazioni si farà riferimento ad un sottosuolo di “Categoria B”, così come determinato nell’indagine sismica effettuata in sito. Per quanto riguarda la categoria topografica, si dovrà fare riferimento alla tabella proposta in seguito:

CATEGORIA	CARATTERISTICHE DELLA SUPERFICIE TOPOGRAFICA
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i=15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i>15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ < i < 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Morfologicamente, essendo pianeggiante l’area è ascrivibile alla categoria “T1”.

I parametri correttivi determinati sono quindi i seguenti:

PARAMETRI	VALORI
Amplificazione stratigrafica (Ss)	1,20
Coeff. funzione della categoria suolo (Cc)	1,41
Amplificazione topografica (St)	1,00

I valori del coefficiente sismico orizzontale e verticale, dell’accelerazione massima attesa al sito e del coefficiente di riduzione dell’accelerazione in sito, (riferiti allo SLU) si riassumono nella seguente tabella:

TIPO	kh	kv	$A_{max}$	Beta
Opere di fondazione, stabilità pendio	0,010	0,005	0,485	0,200

## 11. SUSCETTIBILITÀ ALLA LIQUEFAZIONE

La normativa vigente prevede che per il sito di costruzione sia verificata la suscettibilità alla liquefazione quando la falda freatica sia prossima alla superficie ed il terreno comprenda strati estesi o lenti spesse di sabbie sciolte sotto falda, anche se contenenti una frazione fine.

E' comunque da sottolineare che, in prima analisi, si può ritenere che la probabilità che si inneschi un fenomeno di liquefazione è estremamente basso o nullo, nel caso in cui l'evento sismico atteso soddisfi almeno una delle seguenti condizioni:

1. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g;
2. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
3. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata  $(N1)60 > 30$  oppure  $qc1N > 180$  dove  $(N1)60$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e  $qc1N$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
4. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Fig. 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c < 3,5$  e in Fig. 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c > 3,5$ .

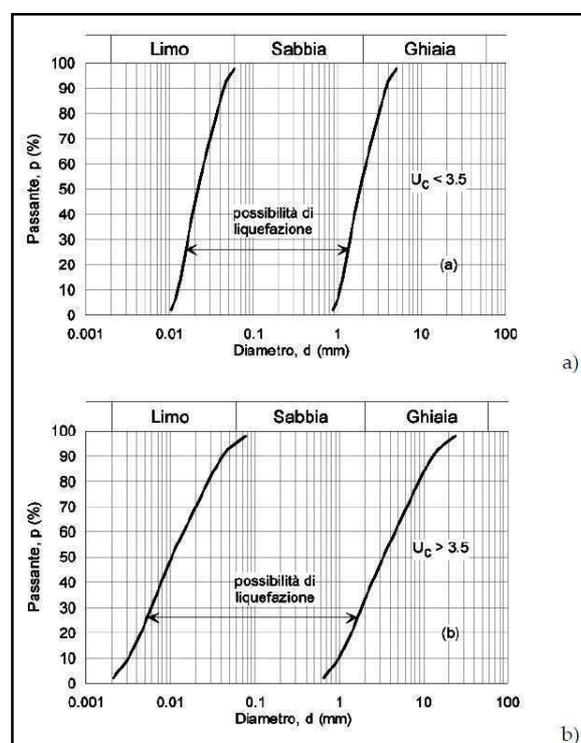


Figura 29 Distribuzione granulometrica come da Fig. 7.11.1(a)

Per quanto riguarda il calcolo dell'accelerazione massima attesa al sito, si farà riferimento alla seguente formula:

$$A_{max} = S_s \cdot S_t \cdot a_g$$

Nel caso in esame, essendo  $a_g=0,035$  –  $S_s=1,20$  –  $S_t=1,00$ , il valore di  $A_{max}$  risulta pari a 0,042 g (quindi inferiore a 0,1g).

Essendo quindi verificata almeno una delle circostanze previste, la verifica a liquefazione può essere omessa.

## 12. CAPACITA' PORTANTE PER FONDAZIONI DIRETTE

La metodologia di calcolo che sarà utilizzata è quella proposta da Brich e Hansen (EC7 – EC8).

Affinché una fondazione possa resistere al carico di progetto con sicurezza nei riguardi della rottura generale, per tutte le combinazioni di carico relative allo SLU (stato limite ultimo), deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$Ed \leq Rd$$

dove  $E_d$  è il carico di progetto allo SLU, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso della fondazione stessa; mentre  $R_d$  è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati o eccentrici.

Nella valutazione analitica del carico limite di progetto  $R_d$  si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine nei terreni a grana fine.

Il carico limite di progetto in condizioni non drenate si calcola come:

$$R/A' = (2+\pi) \cdot c_u \cdot s_c \cdot i_c + q$$

dove:

$A' = B' L' \rightarrow$  area della fondazione efficace di progetto, intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico.

$c_u \rightarrow$  Coesione non drenata.

$q \rightarrow$  Pressione litostatica totale sul piano di posa.

$s_c \rightarrow$  Fattore di forma

$s_c = 1 + 0,2 (B'/L')$  per fondazioni rettangolari.

$s_c = 1,2$  per fondazioni quadrate o circolari.

$i_c \rightarrow$  Fattore correttivo per l'inclinazione del carico dovuta ad un carico  $H$ .

$$i_c = 0,5 \left( 1 + \sqrt{1 - H / A' c_u} \right)$$

Per le condizioni drenate il carico limite di progetto è calcolato come segue:

$$R/A' = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma$$

dove:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \tan^2 (45 + \phi' / 2)$$

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

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi'$$

I Fattori di forma sono:

$$s_q = 1 + (B' / L') \text{sen} \phi' \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_q = 1 + \text{sen} \phi' \quad \text{per forma quadrata o circolare}$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3(B' / L') \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_\gamma = 0,7 \quad \text{per forma quadrata o circolare}$$

$$s_c = (s_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1) \quad \text{per forma rettangolare, quadrata o circolare.}$$

I Fattori inclinazione risultante dovuta a un carico orizzontale H parallelo a L' sono:

$$i_q = i_H = 1 - H / (V + A' \cdot c' \cdot \cot \phi')$$

$$i_c = (i_q N_q - 1) / (N_q - 1)$$

I Fattori inclinazione risultante dovuta a un carico orizzontale H parallelo a B'

$$i_q = [1 - 0,7H / (V + A' \cdot c' \cdot \cot \phi')]^3$$

$$i_\gamma = [1 - H / (V + A' \cdot c' \cdot \cot \phi')]^3$$

$$i_c = (i_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$$

## 12.1 VERIFICHE DI PROGETTO

Per lo sviluppo dei calcoli è stato impiegato il software LOADCAP realizzato dalla Società GEOSTRU s.r.l.: la metodologia di calcolo utilizzata è, come più sopra descritto, quella proposta da Brinch-Hansen. Per effettuare la verifica dei carichi si è fatto riferimento all'Approccio 2 con "combinazione A1+M1+R3".

Nome combinazione	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. Capacità portante orizzontale
A2+M2+R3	No	1	1	1	1	2,3	1,1
Sisma	Sì	1	1	1	1	2,3	1,1

Per quanto concerne le fondazioni, in funzione delle informazioni fornite dai progettisti, si prevede l'utilizzo di una tipologia diretta a platea, di dimensioni pari a 2,5 x 5,7 m con piano di imposta a -0,5 m da p.c.

La parametrizzazione geotecnica è descritta nel paragrafo 7.2 e qui di seguito schematizzata.

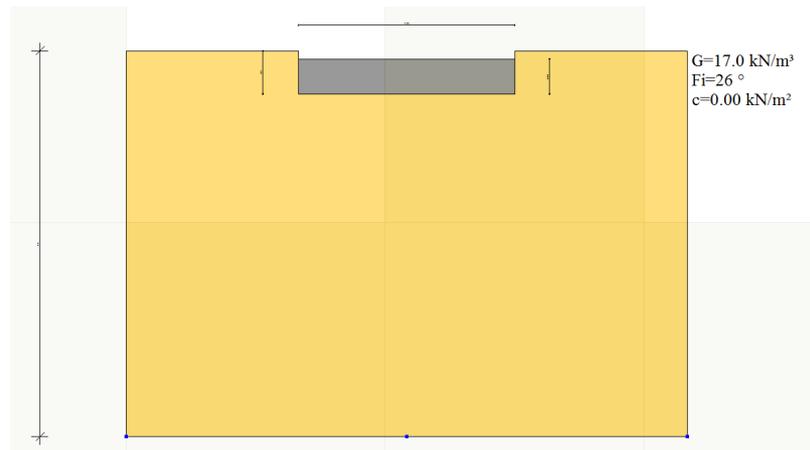


Figura 30 Schema stratigrafico e fondazioni

I carichi di progetto, opportunamente amplificati a seconda della combinazione utilizzata, variano tra 45 kN/mq (SLU-SLV) e 35 kN/mq (SLE). Nella tabella seguente si riassumono i risultati ottenuti.

APPROCCIO	CARICO PROGETTO (Ed) kN/mq	VERIFICA Ed<Rd	CARICO LIMITE kN/mq (Qlim)	RESISTENZA PROGETTO kN/mq (Rd)	FS Qlim/Ed
A1+M1+R3	45.00	7.18	322.92	140.40	>5
Sisma	45.00	7.13	320.98	139.56	>5

Come si evince, in tutti i casi l'equazione  $Ed \leq Rd$  risulta verificata e dunque i carichi di progetto sono ammissibili.

### 13. CEDIMENTI INDOTTI

Per quanto concerne la verifica dei cedimenti indotti dai carichi di progetto, si farà riferimento al metodo di Burland e Burbidge (1985); in tale metodo, viene correlato un indice di compressibilità  $I_c$  al risultato  $N$  della prova penetrometrica dinamica. Nel caso in esame si è fatto quindi riferimento alle due verticali penetrometriche eseguite.

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;

$\sigma'_{v0}$  = 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 NAV 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 NAV 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) secondo la seguente relazione:

$$N_c = 15 + 0,5 (N_{spt} - 15)$$

dove  $N_c$  è il valore corretto da usare nei calcoli.

Per depositi ghiaiosi o sabbioso-ghiaiosi il valore corretto è pari a:

$$N_c = 1,25 N_{spt}$$

Le espressioni dei fattori correttivi  $f_S, f_H$  e  $f_t$  sono rispettivamente:

$$f_S = \left( \frac{1,25 \cdot L/B}{L/B + 0,25} \right)^2$$

$$f_H = \frac{H}{z_i} \left( 2 - \frac{H}{z_i} \right)$$

$$f_t = \left( 1 + R_3 + R \cdot \log \frac{t}{3} \right)$$

Con

$t$  = tempo in anni  $> 3$ ;

$R_3$  = costante pari a 0,3 per carichi statici e 0,7 per carichi dinamici;

$R$  = 0,2 nel caso di carichi statici e 0,8 per carichi dinamici.

### 13.1 RISULTATI OTTENUTI

Si è sottoposto a verifica dei cedimenti differiti a 30 anni ( $S_{30}$ ) il carico citato nel precedente capitolo, per ciascuna tipologia di fondazione. La tabella seguente ne riporta schematicamente i risultati.

FONDAZIONE	CARICO kN/mq	$S_{30}$
Platea	35	11,87 mm

Come si evince i valori dei cedimenti risultano abbastanza significativi.

Si ricorda che in ogni caso, l'accettabilità del cedimento andrà valutata dal tecnico strutturista in relazione alle caratteristiche dell'opera in progetto, così come previsto dalla vigente normativa che cita: *"sulla base della previsione dei cedimenti deve esprimersi un giudizio sulla loro ammissibilità con riferimento ai limiti imposti dal comportamento statico e dalla funzionalità del manufatto"*.

Al fine di ridurre l'entità degli stessi, si potrà operare come segue:

- asportazione di ulteriori 50 cm di terreno al di sotto della quota di posa della fondazione;
- posa di un geocomposito (geogriglia e geotessuto accoppiati);
- formazione di un rilevato costituito da due strati, dello spessore di 20 cm ciascuno, di materiali appartenenti al gruppo A1 della classificazione UNI-CNR 11531-1, a fuso pieno e con diametro massimo dei ciottoli pari a 15 cm, opportunamente compattati;
- posa di uno strato, di spessore pari a 10 cm, di materiale stabilizzato.

Il rilevato dovrà presentare un modulo di deformazione non inferiore a 500 kg/cmq, il cui raggiungimento dovrà essere verificato mediante l'esecuzione di prove di carico su piastra.

#### 14. ALTEZZA CRITICA DI SCAVO

Il progetto prevede fronti di scavo, per la posa del cavidotto, di altezza pari a circa 1,6 m, si è quindi ritenuto opportuno effettuare la verifica delle pareti di scavo concernenti lo Stato Limite Ultimo di tipo geotecnico (GEO).

Considerando la combinazione A2+M2+R2, si procederà a ridurre i valori dei parametri geotecnici secondo quanto previsto dalla tabella 6.2.II; conseguentemente si farà riferimento anche ad un coefficiente  $\gamma_R$  pari a 1,1 necessario per ridurre il fattore "resistenza".

La verifica dell'altezza critica di scavo viene sviluppata secondo il procedimento proposto da Terzaghi.

Secondo tale criterio l'altezza critica  $H_c$  è pari a:

$$H_c = \frac{2.67 \cdot c}{\gamma} \cdot \tan(45^\circ + \frac{\Phi}{2})$$

dove:

$H_c$  = altezza critica dello scavo;

$c$  = coesione

$\gamma$  = peso di volume

$\Phi$  = angolo di attrito interno

Per quanto concerne l'angolo di attrito, si dovrà procedere il valore caratteristico del fattore M2 pari a 1,25, ottenendo i seguenti valori di progetto:

MATERIALE	$\Phi_k$	$\Phi_d$
Limo argilloso	26,0°	21,3°

Analogamente anche per la coesione, valutata in funzione di valori ottenuti su questi terreni in aree prossime, il valore caratteristico dovrà essere ridotto del fattore M2 pari, in questo caso, a 1,40, ottenendo il seguente valore di progetto.

MATERIALE	$C_k$	$C_d$
Limo argilloso	1,10 T/mq	0,78 T/mq

Dalla relazione sopra esposta si ottiene:

$$H_c = 1,79 \text{ m}$$

e, considerando il fattore di riduzione di 1,1, si ottiene un valore di  $H_c$  pari a **1,63 m**.

Ne segue che le pareti degli scavi si autosostengono, per tempi brevi ed in condizioni drenate, sino ad una profondità massima di circa 1,6 m.

È importante inoltre sottolineare come la vigente normativa (DM 17.01.2018 – Capitolo 6.8.6) prevede che "per scavi in trincea a fronte verticale di altezza superiore ai 2 m, nei quali sia prevista la permanenza di operai, e per scavi che

*ricadano in prossimità di manufatti esistenti, deve essere prevista un'armatura delle pareti di scavo".*

## 15. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

A conclusione del presente lavoro si evidenzia quanto segue:

- le verifiche effettuate presso il Comune di Formigliana non hanno consentito di acquisire, in quanto non disponibile, alcuna documentazione cartografica circa una valutazione dell'idoneità geologica all'utilizzazione urbanistica delle aree;
- il comune non risulta dotato di studi geologici conformi alla Circolare 7/LAP;
- per quanto concerne i Piani sovraordinati, Piano per l'Assetto Idrogeologico (PAI) e Piano per la Gestione del Rischio Alluvioni (PGRA), l'area in studio risulta esente da qualsiasi dissesto o rischio legato al reticolo idrografico principale;
- da un punto di vista geologico, l'area interessata dal progetto risulta impostata sui depositi alluvionali fluvioglaciali ghiaiosi depositatesi durante il tardo pleistocene inferiore (Riss);
- nell'area in esame, durante i sopralluoghi eseguiti, non sono stati individuati fenomeni di dissesto;
- sono stati realizzati quattro piezometri che hanno permesso di misurare la soggiacenza della falda e la realizzazione di una carta freaticometrica di dettaglio;
- i dati relativi a un piezometro in località Fornace Crocicchio, gestito dal Consorzio irriguo Ovest Sesia, seppur con una serie di misure abbastanza limitata (circa due anni e mezzo) ha permesso di evidenziare un'escursione massima mensile pari a 50 cm ed un'escursione massima assoluta pari a 1,2 m;
- dai dati disponibili, i valori di soggiacenza registrati nei piezometri realizzati, si collocano nella parte di serie storica caratterizzata dai valori di minima soggiacenza;
- sono state effettuate analisi chimiche su quattro campioni d'acqua superficiali, nessuno dei quali ha evidenziato la presenza di pesticidi;
- per definire nel dettaglio le caratteristiche stratigrafiche e geotecniche del terreno sono stati realizzati quattro sondaggi a carotaggio continuo fino a 10 m di profondità;
- sono state realizzate 3 prove SPT all'interno di ciascun sondaggio;
- sulla base dell'interpretazione delle stratigrafie dei sondaggi e dai risultati delle prove SPT, è stato possibile realizzare un modello geologico del terreno che prevede la presenza di un'alternanza di depositi grossolani (sabbie e ghiaie) e depositi più fini (limi e in maniera minore argille);
- per i sondaggi S2 e S3 è possibile individuare una prima unità costituita da materiali fini che fra i 4 e i 4,5 m da piano campagna lascia il posto ai depositi grossolani;

- i sondaggi S1 e S4 presentano circa 1,5 m di riporto poggianti su materiali fini che terminano a circa 3 m da p.c., nel sondaggio S1, a circa 7 m da p.c. sono nuovamente presenti depositi fini;
- sulla base delle indagini effettuate sono stati calcolati i seguenti parametri geotecnici caratteristici:

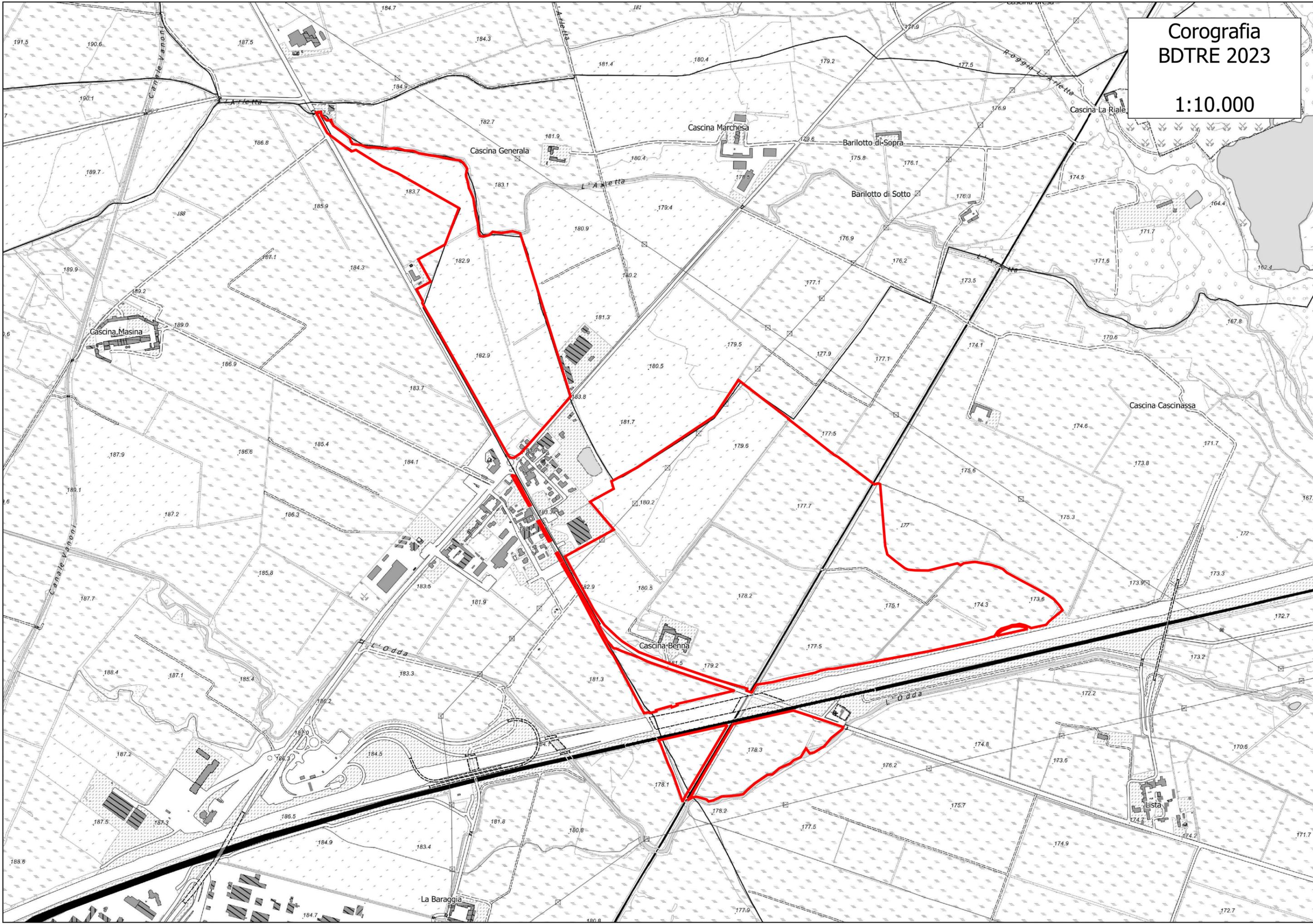
MATERIALE	$\Phi_K$ [°]	$\gamma_N$ [t/mc]	c [kg/cmq]
Ghiaia e sabbia	31,3°	1,9	0
Limo argilloso	26,0°	1,7	0

- le caratteristiche geotecniche risultano “scadenti” per i limi argillosi, “buone” per le ghiaie e sabbie;
- sono stati eseguite 3 prove geofisiche che hanno fornito valori omogenei e che hanno permesso di classificare il terreno alla categoria sismica di sottosuolo “B”;
- è stata omessa la verifica a liquefazione, dal momento che risulta verificata almeno una delle condizioni previste dalla normativa vigente;
- in funzione delle indicazioni fornite dai progettisti è stata sviluppata la verifica geotecnica per la fondazione della cabina elettrica;
- nell’ipotesi di una fondazione a platea di dimensioni 2,5x 5,7 m, impostata a -0,5 m dal p.c., la verifica risulta ampiamente soddisfatta;
- è stata sviluppata la verifica dei cedimenti indotti ottenendo un valore differito a 30 anni pari a circa 12 mm;
- al fine di ridurre l’entità del cedimento atteso, si consiglia l’esecuzione della bonifica geotecnica descritta nel capitolo 13;
- è stata infine calcolata l’altezza critica di scavo che ha fornito un valore pari a 1,63 m;

***ALLEGATI***

Corografia  
BDTRE 2023

1:10.000

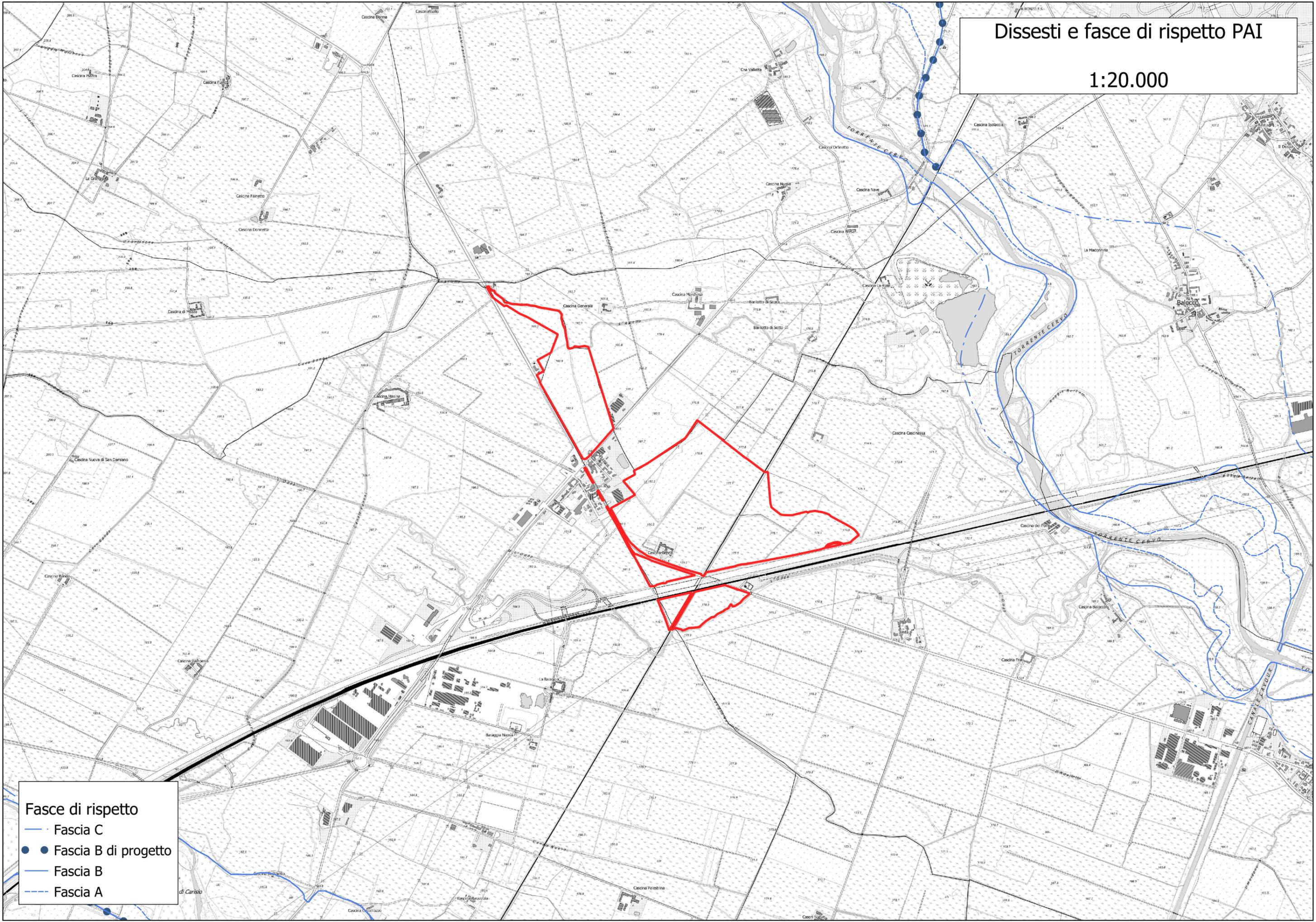


Corografia  
Ortofoto AGEA 2021  
1:10.000



# Dissesti e fasce di rispetto PAI

1:20.000



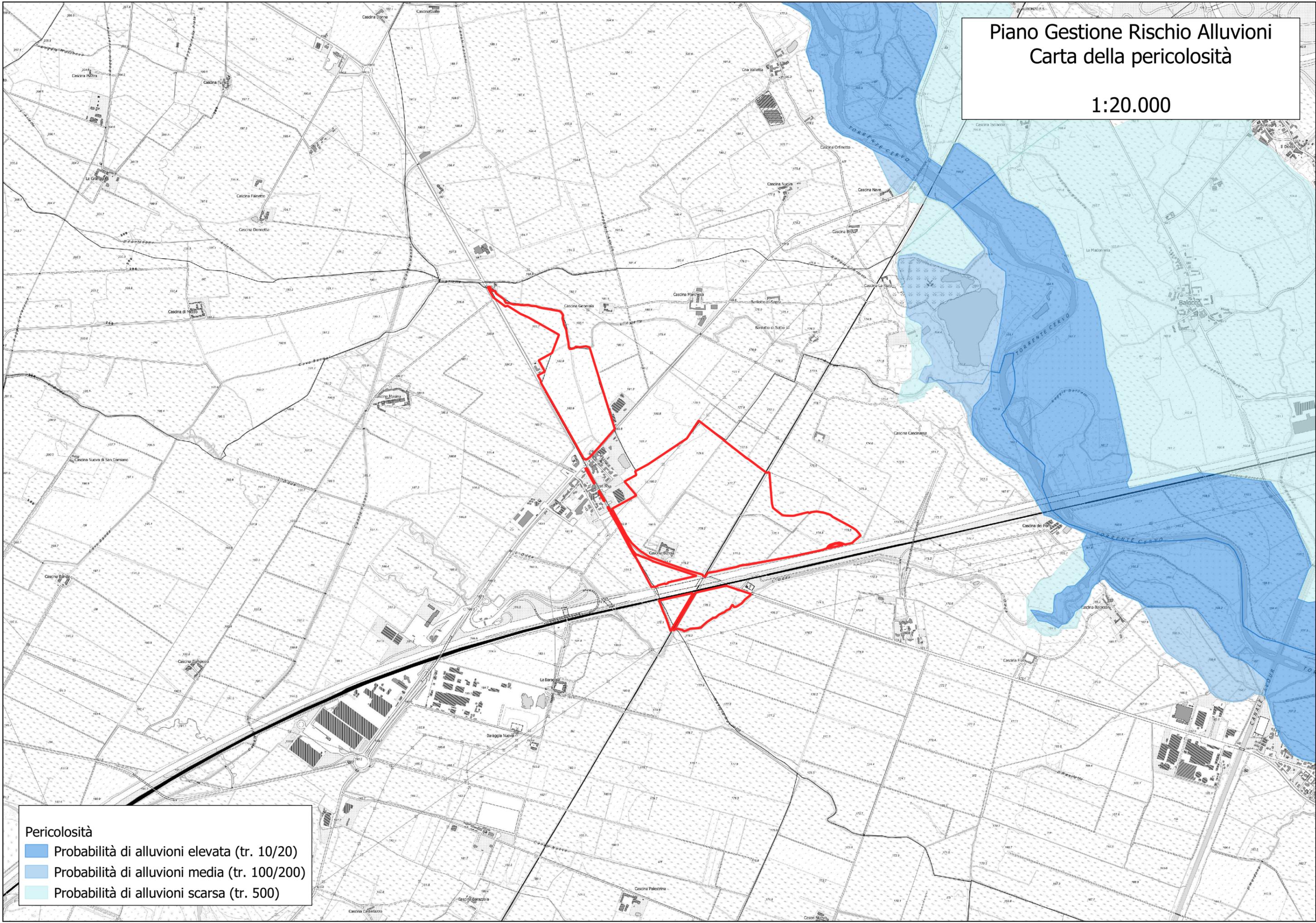
## Fasce di rispetto

- Fascia C
- Fascia B di progetto
- Fascia B
- - - Fascia A

# Piano Gestione Rischio Alluvioni Carta della pericolosità

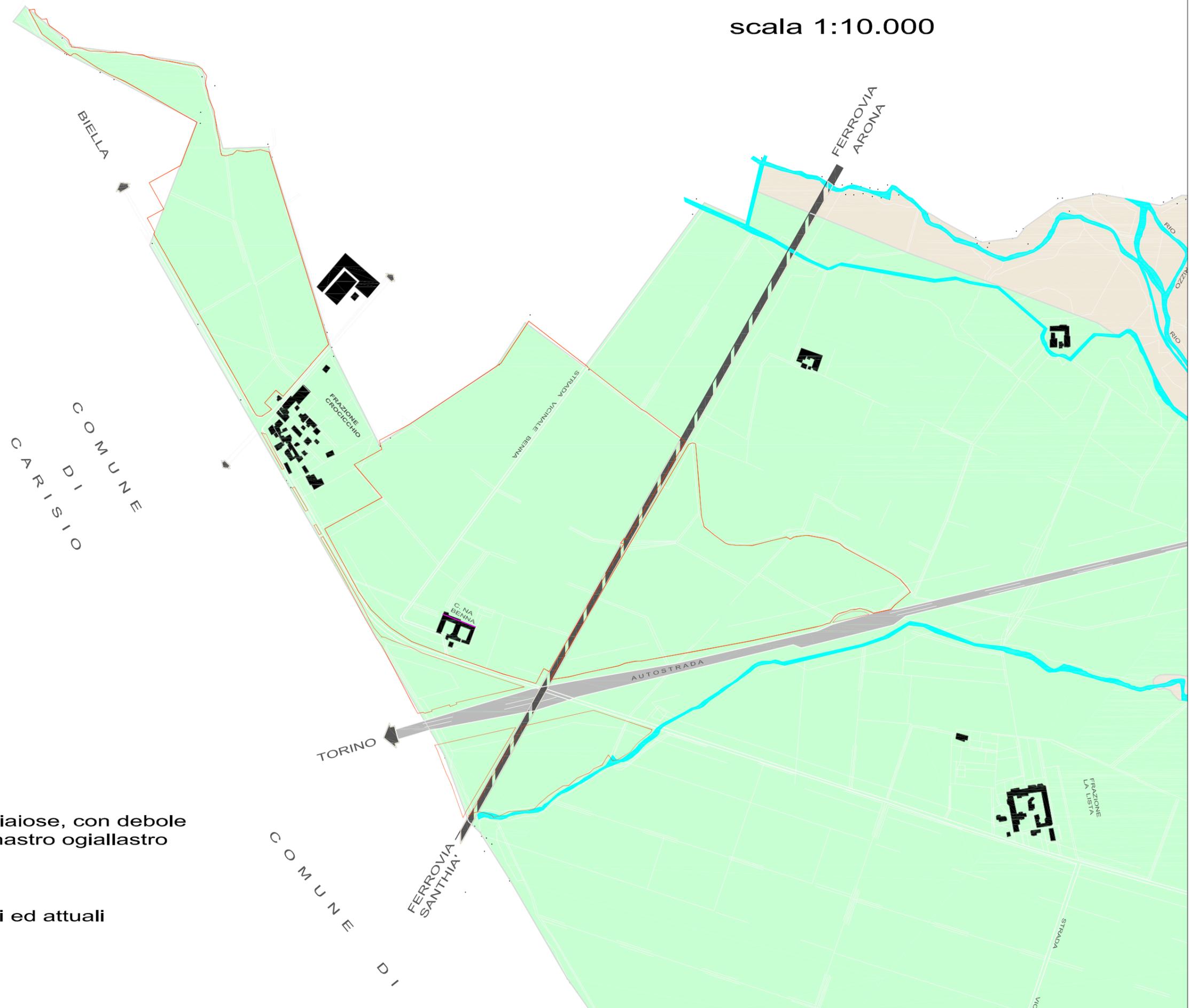
1:20.000

- Pericolosità
- Probabilità di alluvioni elevata (tr. 10/20)
  - Probabilità di alluvioni media (tr. 100/200)
  - Probabilità di alluvioni scarsa (tr. 500)



# Estratto della carta geologica del PRGC vigente

scala 1:10.000

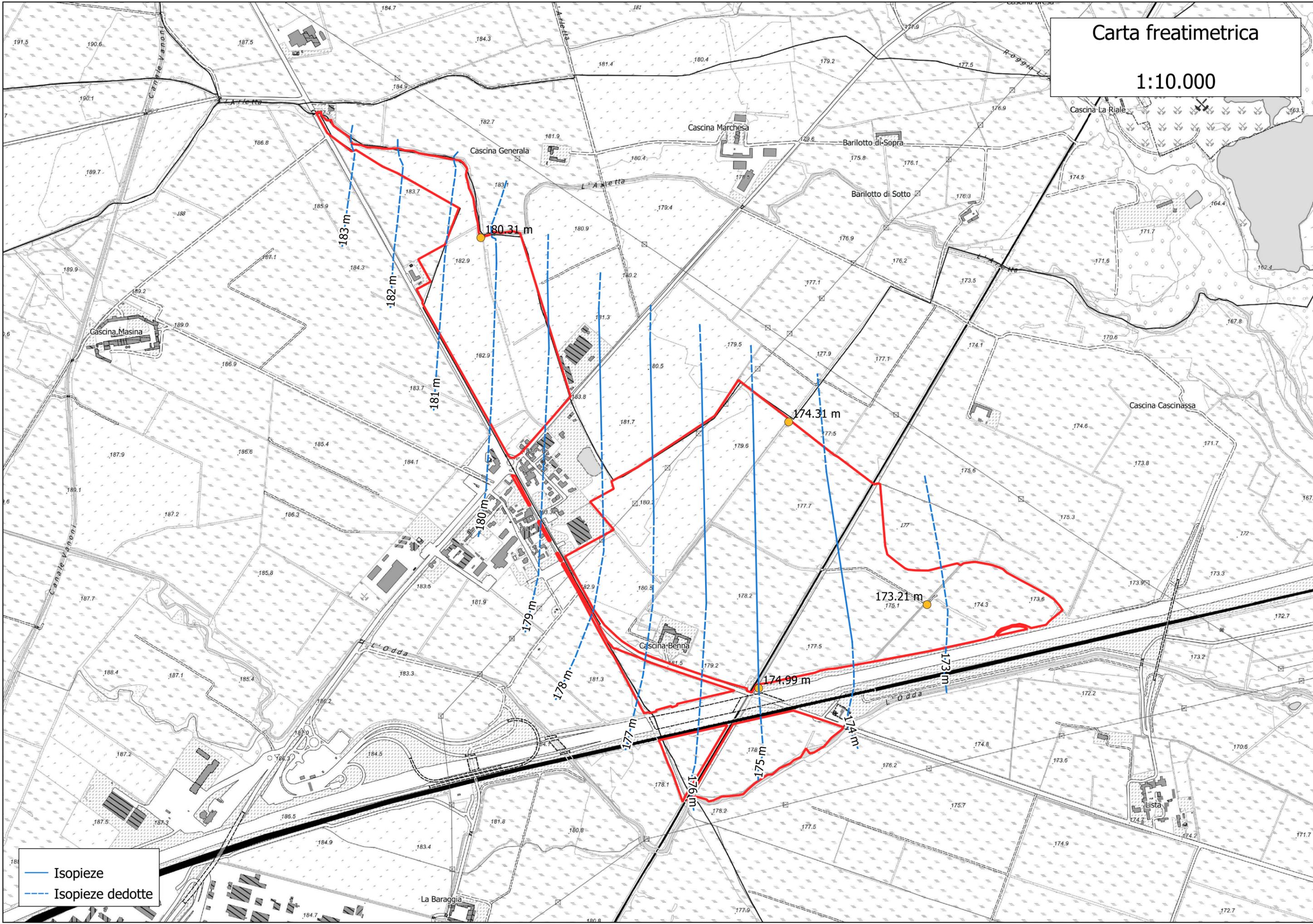


## Legenda

-  Alluvioni fluvioglaciali ghiaiose, con debole strato di alterazione brunastro ogiallastro
-  Alluvioni ghiaiose recenti ed attuali

# Carta freaticometrica

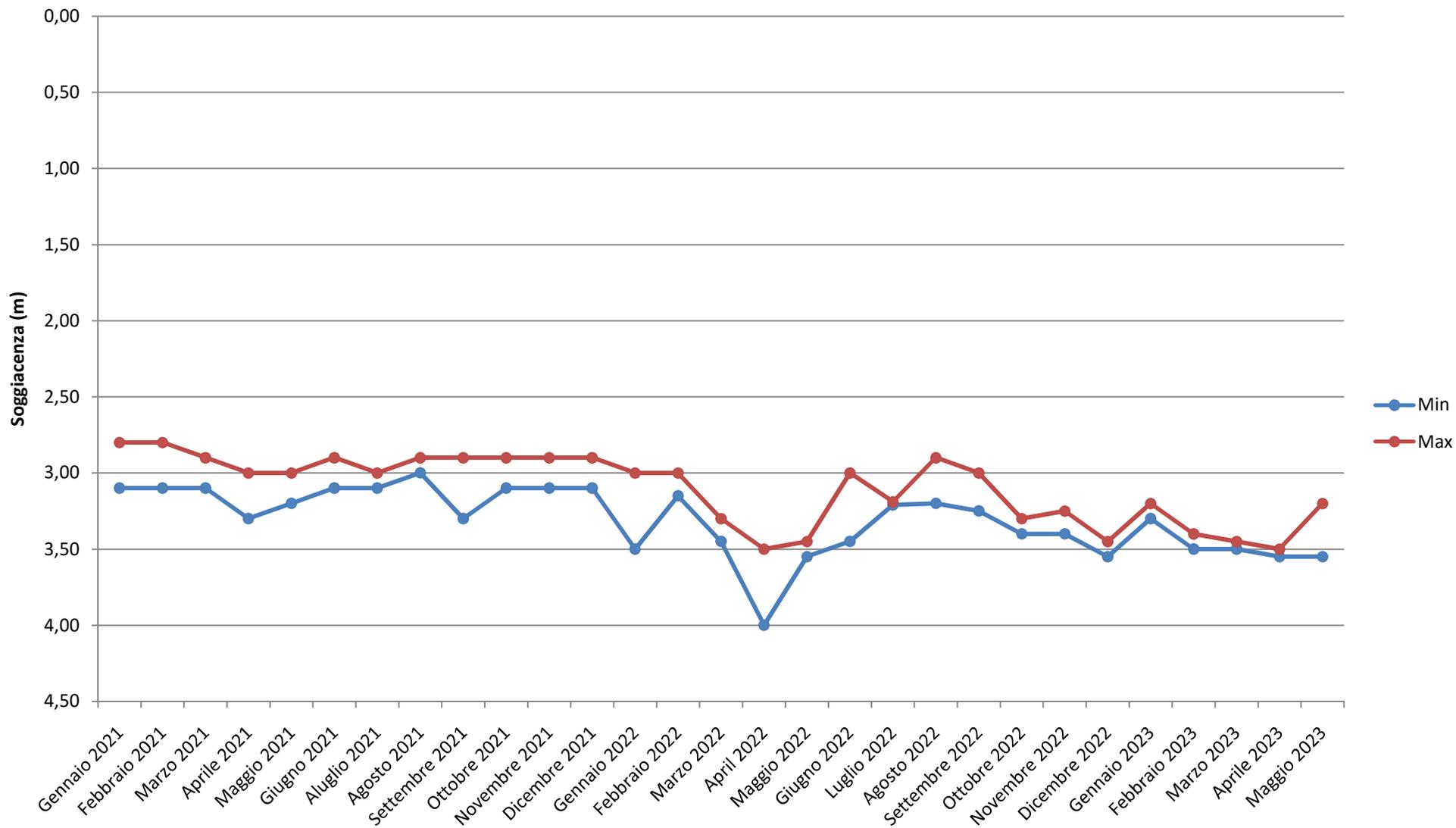
1:10.000



— Isopieze  
- - - Isopieze dedotte

# Valori di soggiacenza mensili

Loc. Fornace Crocicchio



Ubicazioni indagini geognostiche  
e ambientali  
1:10.000



- Sondaggio
  - Campionamento acque superficiali
- Indagini geofisiche
- Stendimento 1
  - Stendimento 2
  - Stendimento 3

**Cantiere: Formigliana (VC) - Loc. Fornace Crocicchio**

**Sondaggio Nr: S1**

**Coordinate GPS:**

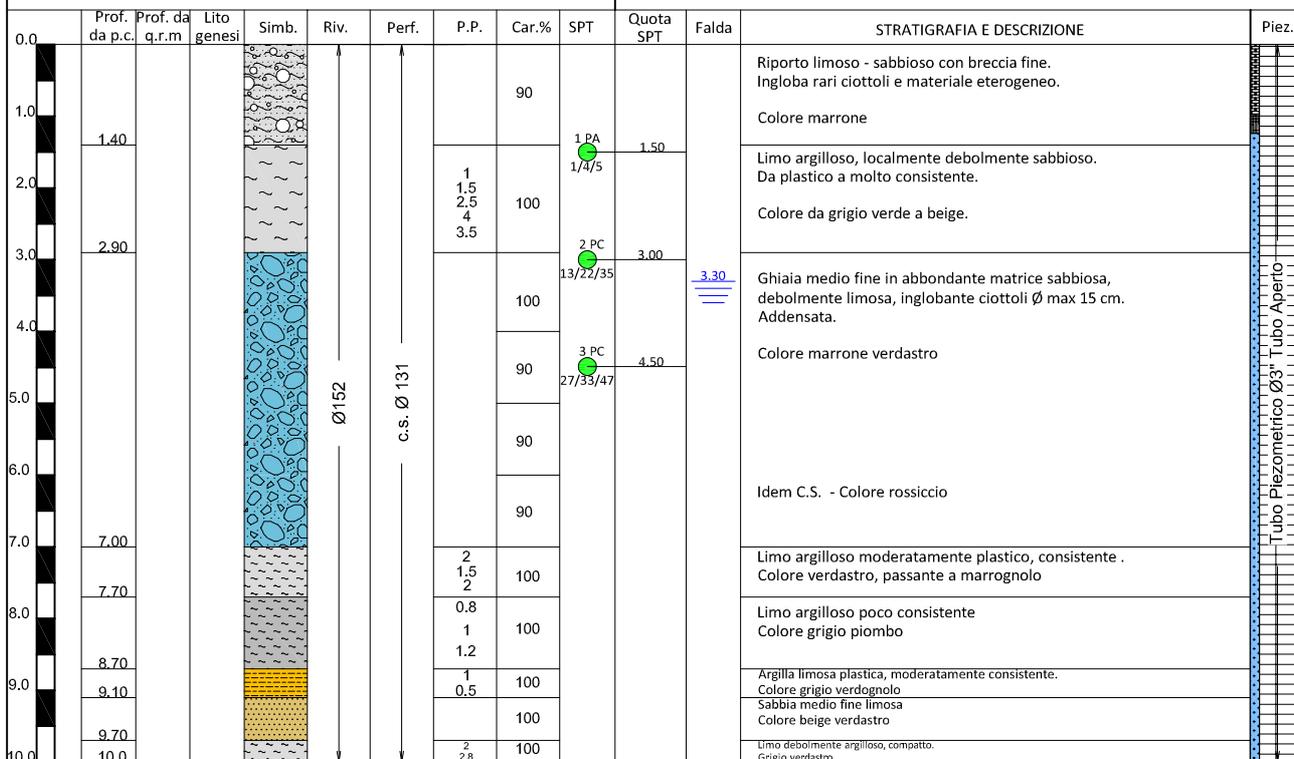
**Quota di riferimento:** p.c. +3.20 dal livello T. Auletta

**Sondatore:**

**Macchina:** Comacchio 450 T

**Responsabile stratigrafie:** Dr. Geol. Cesare Antimi

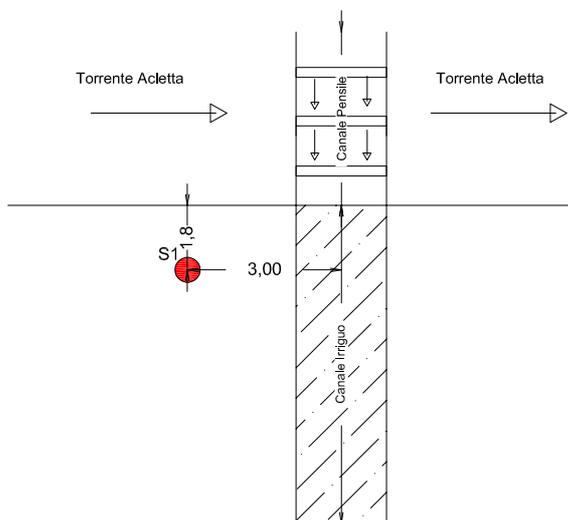
**Data inizio:** 16/06 - **Data fine:** 16/06



**NOTE:** PA - Punta Aperta  
Cassette nr.2 PC - Punta Chiusa

**NB**

Falda misurata a fine foro prima dello spurgo



**LEGENDA**

PERFORAZIONE: C.S. Carotiere semplice -  
D.C. Doppio carotiere

**Sondaggio S1**



**Da 0,0 m a 5,0 m**



**Da 5,0 m a 10,0 m**

**Cantiere:** Formigliana (VC) - Loc. Fornace Crocicchio

**Sondaggio Nr:** S2

**Coordinate GPS:**

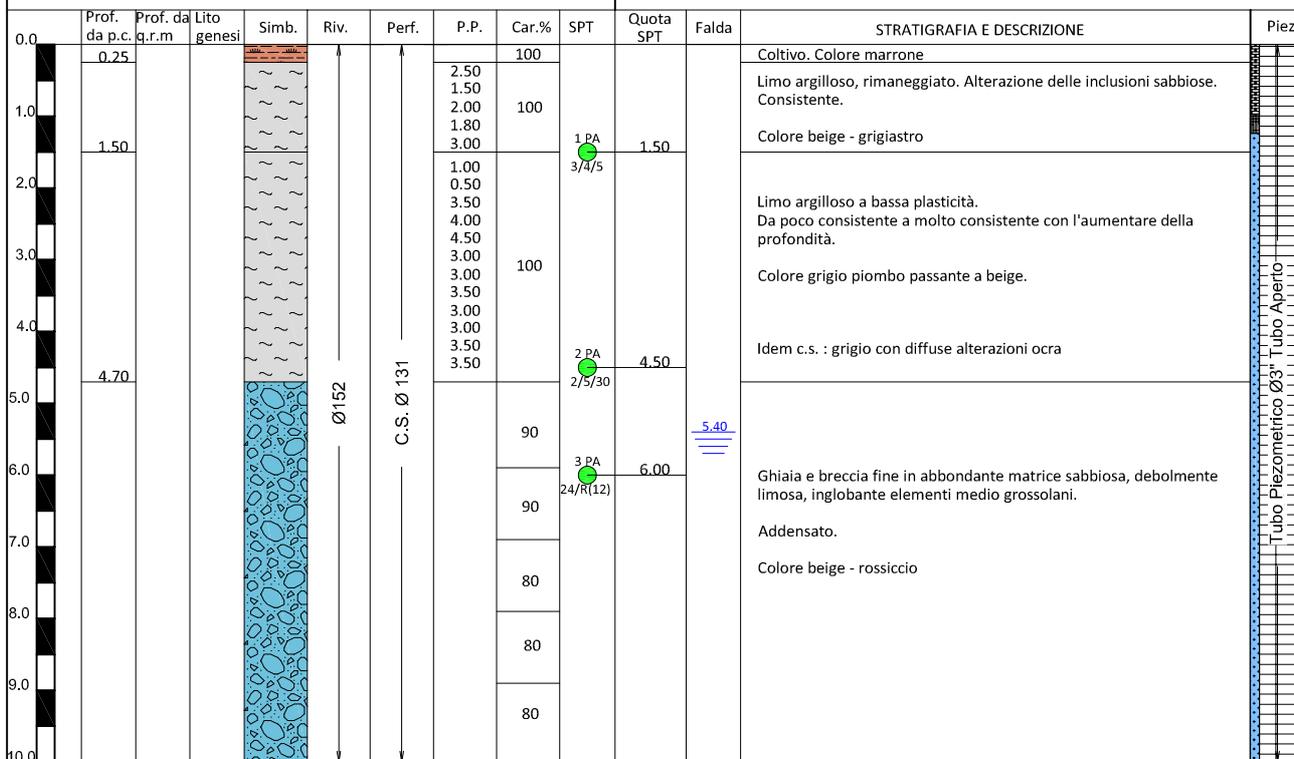
**Quota di riferimento:** P.C.

**Sondatore:**

**Macchina:** Comacchio 450 T

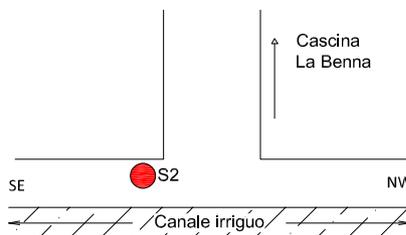
**Responsabile stratigrafie:** Dr. Geol. Cesare Antimi

**Data inizio:** 16/06 - **Data fine:** 16/06



**NOTE:** PA - Punta Aperta  
Cassette nr.2 PC - Punta Chiusa

**NB**  
Falda misurata a fine foro prima dello spurgo



**LEGENDA**  
PERFORAZIONE: C.S. Carotiere semplice -  
D.C. Doppio carotiere

**Sondaggio S2**



**Da 0,0 m a 5,0 m**



**Da 5,0 m a 10,0 m**

**Cantiere: Formigliana (VC) - Loc. Fornace Crocicchio**

**Sondaggio Nr: S3**

**Coordinate GPS:**

**Quota di riferimento: -1.10m da P.v. SP 230**

**Sondatore:**

**Macchina: Comacchio 450 T**

**Responsabile stratigrafie: Dr. Geol. Cesare Antimi**

**Data inizio: 15/06 - Data fine: 15/06**

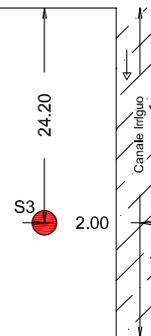
Prof. da p.c.	Prof. da q.r.m	Lito genesi	Simb.	Riv.	Perf.	P.P.	Car.%	SPT	Quota SPT	Falda	STRATIGRAFIA E DESCRIZIONE	Piez.
0.0	0.30						100				Coltivo sabbioso - limoso. Colore marrone	
0.30	0.80						70				Sabbia con ghiaia grossa. Colore grigio	
0.80	1.00						80				Sabbia limosa con breccia. Colore beige	
1.00	1.60						90	1 PA 3/3/4	1.50		Limo sabbioso alterato. Colore marrone verdastro	
1.60						1.50					Argilla limosa moderatamente consistente, da media a bassa plasticità	
2.00						2.00	100				Colore marrone con sfumature grigiastre	
2.50						2.50						
3.00	3.00					3.00						
3.00						2.50	100			(2) 3.70	Limo argilloso, finemente sabbioso, a bassa plasticità consistente.	
4.00						2.50					Colore beige con sfumature grigiastre	
4.30						2.00						
5.00	4.30					2.50		2 PC 14/38/40	4.50		Ghiaia medio fine, con elementi grossolani, in matrice sabbiosa - limosa localmente abbondante addensata.	
6.00						2.00	90				Colore marrone - beige	
6.00						2.50						
6.50	6.50					2.50		3 PC 17/R(6)	6.00	(1) 6.40	Sabbia fine limosa, sciolta, localmente debolmente plastica.	
7.00						2.00	90				Colore beige	
7.60						3.50						
8.00	8.00					3.80	100				Limo argilloso, consistente. Colore beige	
8.00											Sabbia medio fine, debolmente limoso, asciutta. Localmente alterata.	
9.00							90				Colore beige rossastro	
9.20	9.20										Sabbia medio fine, compatta in debole matrice limosa.	
10.00	10.00						100				Colore marrone chiaro	

**NOTE:** PA - Punta Aperta  
Cassette nr.2 PC - Punta Chiusa

**NB**

- 1) Falda misurata a fine foro prima dello spurgo
- 2) Falda misurata il 16/6 a piezometro installato

P.V. Sp 230



**LEGENDA**

PERFORAZIONE: C.S. Carotiere semplice -  
D.C. Doppio carotiere

**Sondaggio S3**



**Da 0,0 m a 5,0 m**



**Da 5,0 m a 10,0 m**

**Cantiere: Formigliana (VC) - Loc. Fornace Crocicchio**

**Sondaggio Nr: S4**

**Coordinate GPS:**

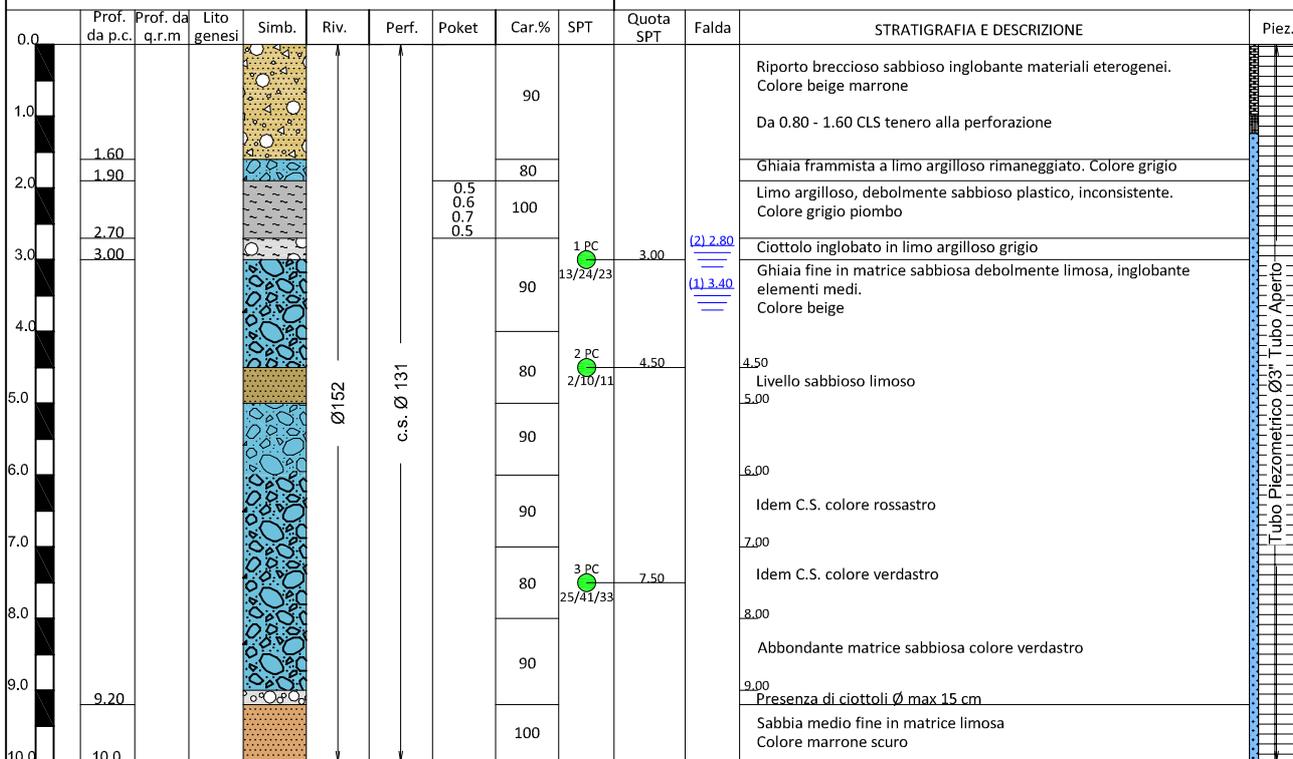
**Quota di riferimento: Piano strada poderale**

**Sondatore:**

**Macchina: Comacchio 450 T**

**Responsabile stratigrafie: Dr. Geol. Cesare Antimi**

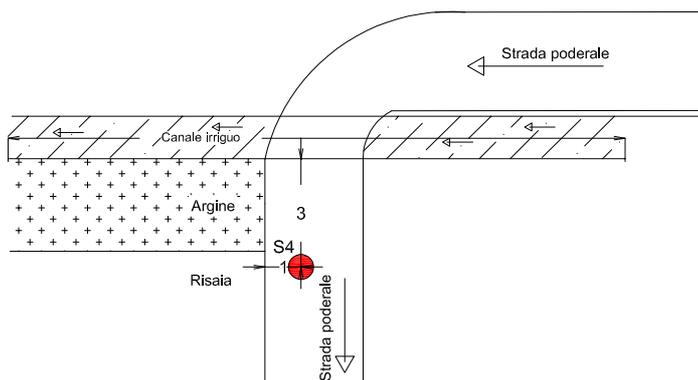
**Data inizio: 15/06 - Data fine: 15/06**



**NOTE:** PA - Punta Aperta  
Cassette nr.2 PC - Punta Chiusa

**NB**

- 1) Falda misurata a fine foro prima dello spurgo
- 2) Falda misurata il 16/6 a piezometro installato



**LEGENDA**

PERFORAZIONE: C.S. Carotiere semplice -  
D.C. Doppio carotiere

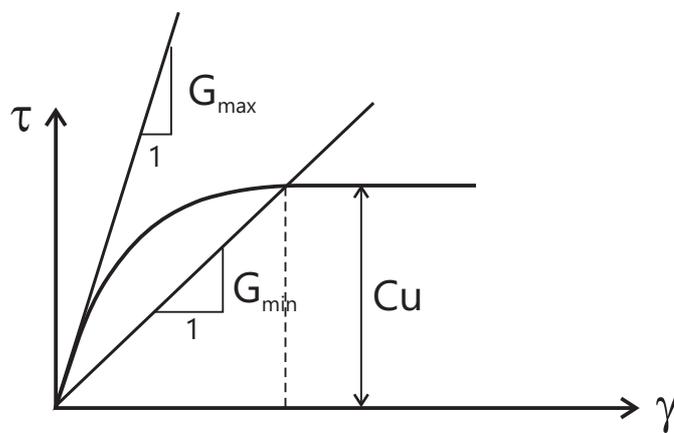
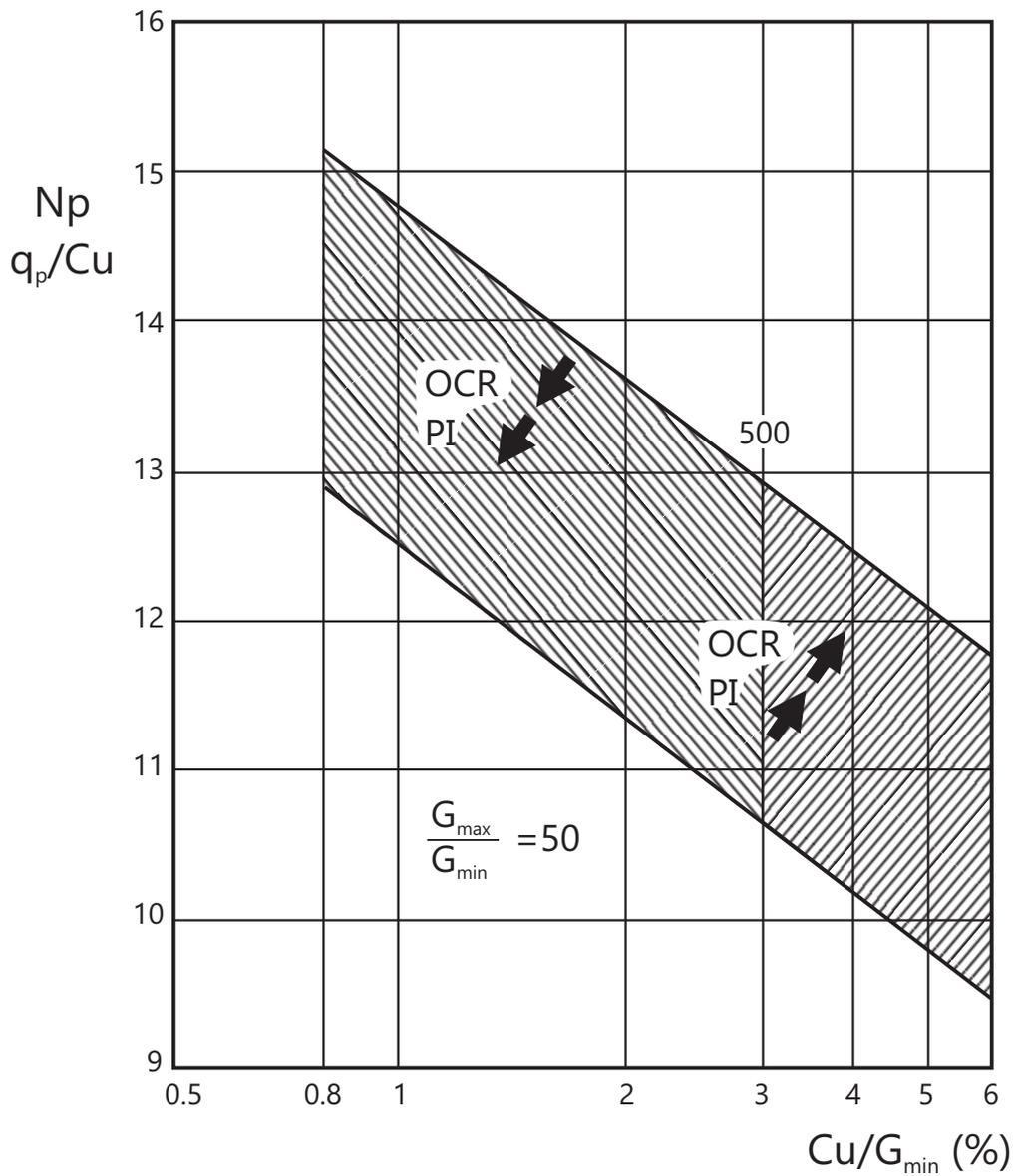
**Sondaggio S4**



**Da 0,0 m a 5,0 m**



**Da 5,0 m a 10,0 m**



Relazione tra resistenza alla punta e resistenza al taglio non drenata  $C_u$   
 (Baligh, 1984)