

TAVOLA  
D-1

IMPREDIL S.r.l.

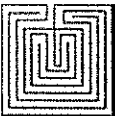
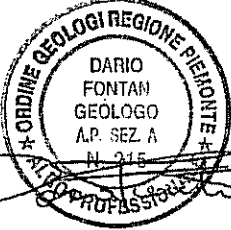
9  
CITTA' DI PINEROLO  
UFFICIO PROTOCOLLO  
26 LUG 2017  
VISTO DI ARRIVO

PEC VIA UGO MARINO

PRGC DEL COMUNE DI PINEROLO - ZONA URBANISTICA CE 6.2 SUB. C1-C2

RELAZIONE GEOLOGICA

Pinerolo, 30 marzo 2017

	<p>Dott. Geol. Dario Fontan Via Marino, 9 10064 – Pinerolo (TO) Cell. 342-67-87-481</p> <p>P.IVA 11438120013 CF: FNTDRA62C29L013M mail: <a href="mailto:geolfontan@gmail.com">geolfontan@gmail.com</a> PEC: <a href="mailto:dario.fontan@epap.sicurezzapostale.it">dario.fontan@epap.sicurezzapostale.it</a></p>	
---	--	---

Commessa 16-89

IMPREDIL s.r.l.  
C.so Torino, 50  
10064 PINEROLO (TO)  
Tel. e fax 011 959230015

PER IMPREDIL srl X

DEGLI INGEGNERI DELLA PROV. DI PINEROLO  
Ing. Marcello BRUERA  
n. 4541

• IL PROGETTISTA del. PEC

*Handwritten signature*

INDICE

1	PREMESSA.....	2
2	GEOMORFOLOGIA E GEOLOGIA REGIONALE.....	5
3	GEOLOGIA E GEOMORFOLOGIA DEL SITO .....	8
3.1	Campagna indagini .....	8
4	IDROGEOLOGIA.....	13
5	VALUTAZIONE DEI PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI.....	14
6	CARATTERIZZAZIONE SISMICA.....	2
6.1	Misure di frequenza ambientale.....	4
6.1.1	Criteri SESAME.....	5
6.2	Indagine MASW .....	6
6.3	Parametri sismici.....	9
7	STABILITÀ NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE.....	9
8	STIMA DELLA CAPACITÀ PORTANTE DEL TERRENO DI FONDAZIONE.....	10
9	STIMA DI LARGA MASSIMA DEI CEDIMENTI .....	11
10	CONCLUSIONI.....	12

**1 PREMESSA**

La società IMPREDIL S.r.l. ha incaricato il Dott. Geol. Dario Fontan per la caratterizzazione geologica, geotecnica e sismica dell'area di PEC sita in zona urbanistica CE 6.2 sub. C2 sita in Pinerolo presso via Ugo Marino (Figura 1 e Figura 2). Il progetto di PEC, a cui si rimanda per i dettagli, è stato redatto dall'Ing. Marcello Bruera.

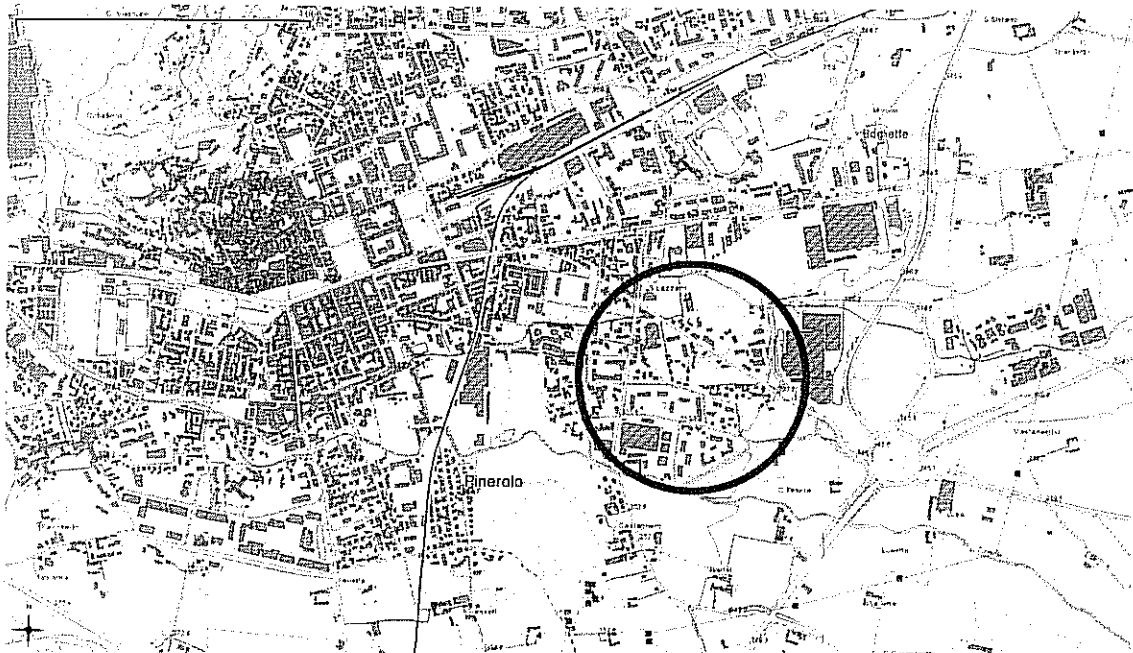


Figura 1 – Corografia e localizzazione dell'area oggetto di studio (cerchio rosso).

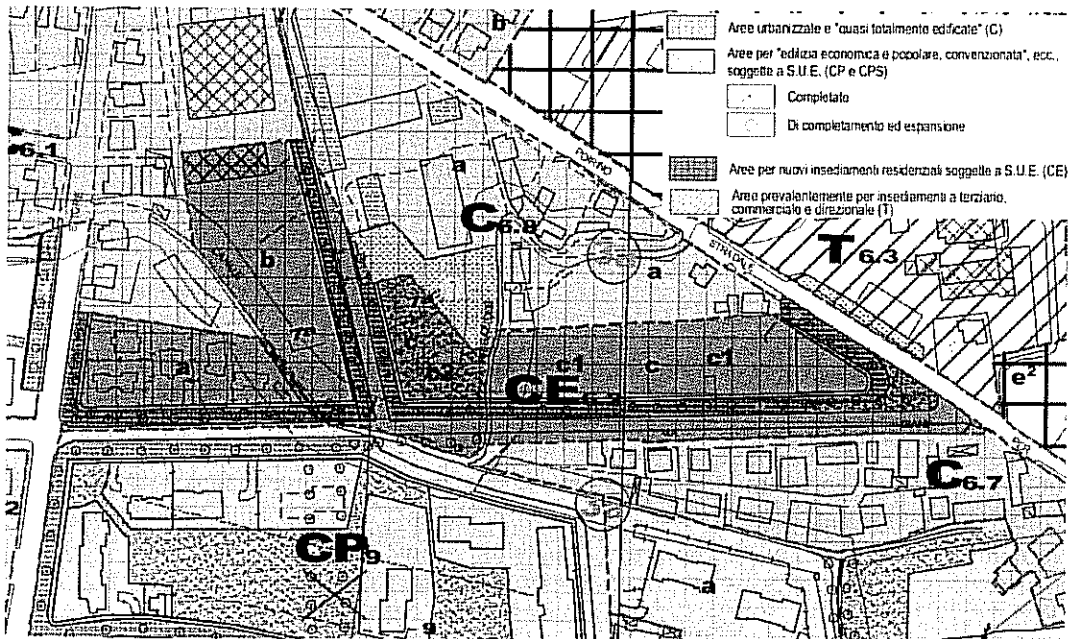


Figura 2 - Stralcio carta A5 – sintesi delle previsioni urbanistiche del PRG

Nel PRGC vigente l'area ricade nella classe IIb e per una piccola porzione nella fascia di rispetto dei canali Moirano e Basse di Riva (classe 3a) (Figura 3).

Le norme delle due classi sono di seguito riportate:

## 1.2. CLASSE 2

Tale classe si riferisce ad ambiti nelle quali le condizioni di moderata pericolosità geomorfologica possono essere agevolmente superate attraverso l'adozione e il rispetto di modesti accorgimenti tecnici, realizzabili a livello di progetto esecutivo e sulla base di una relazione geologica e geotecnica redatta nel rispetto del D.M. 11/03/88, del D.M. 14/01/08 e s.m.i., esclusivamente nell'ambito del singolo lotto edificatorio o dell'intorno significativo circostante. La relazione geologica non è richiesta per gli interventi di manutenzione ordinaria e straordinaria, di restauro e di risanamento conservativo, di ristrutturazione edilizia e di cambiamento di destinazione d'uso, purché non comportino aumenti della volumetria esistente o trasformazioni radicali della struttura edilizia e delle aree pertinenziali esistenti. In ogni caso, gli interventi in progetto non dovranno in alcun modo incidere negativamente sulle aree limitrofe, né condizionarne la propensione all'edificabilità. La classe 2 viene ulteriormente suddivisa nelle classi 2a, 2b e 2c in relazione alle specifiche problematiche di carattere idrogeologico.

*1.2.2. CLASSE 2b: settori di pianura e/o settori localizzati alla base dei versanti collinari potenzialmente allagabili da acque a bassa energia, settori depressi sede di ristagno.*

Oltre alle prescrizioni generali della Classe 2, per le nuove edificazioni e per gli ampliamenti di superficie e volume il primo piano calpestabile dovrà essere realizzato prevedendo eventualmente un innalzamento rispetto al piano campagna la cui entità sarà da definirsi attraverso uno studio geologico-tecnico che valuti anche le possibili interferenze sui lotti circostanti. La realizzazione di piani interrati non dovrà interferire con il regime della falda idrica e sarà pertanto subordinata ai risultati di preventive indagini volte alla verifica della soggiacenza della falda e della relativa escursione massima annuale e storica dalla quale dovrà essere garantito un franco di almeno 50 cm. Inoltre, dovranno essere adottate adeguate soluzioni tecniche, da esplicitarsi a livello di progetto esecutivo, atte a impedire fenomeni di allagamento imputabili ad acque di ruscellamento o allo scarso drenaggio superficiale o a fenomeni di tracimazione locale del reticolo idrografico artificiale minore (rete fognaria, fossi irrigui e/o stradali) e a garantirne l'uso in condizioni di sicurezza. In riferimento agli edifici esistenti, per il cambio di destinazione d'uso a fini abitativi dei piani terra, seminterrati e interrati dovranno essere adottate le suddette soluzioni tecniche atte a prevenire allagamenti.

*1.3.2. CLASSE 3a: aree di versante interessate da dissesti gravitativi, aree inondabili dal reticolato idrografico principale e minore e fasce di rispetto dei corsi d'acqua, settori di versante potenzialmente instabili.*

Porzioni di territorio generalmente inedificate che presentano caratteri geomorfologici o idrogeologici che le rendono inidonee a nuovi insediamenti. Per tali ambiti sono ammessi, relativamente agli eventuali edifici non rurali esistenti, gli interventi sotto indicati:

- a) manutenzione ordinaria
- b) manutenzione straordinaria

- c) ampliamento per adeguamento igienico-funzionale
- d) restauro e risanamento conservativo
- e) ristrutturazione edilizia
- f) realizzazione di pertinenze, impianti tecnologici e loro locali accessori a servizio degli edifici esistenti
- g) cambio di destinazione d'uso nei casi previsti dalla Nota Tecnica Esplicativa del Dicembre 1999 alla Circolare P.G.R. 8 Maggio 1996 n. 7/LAP.

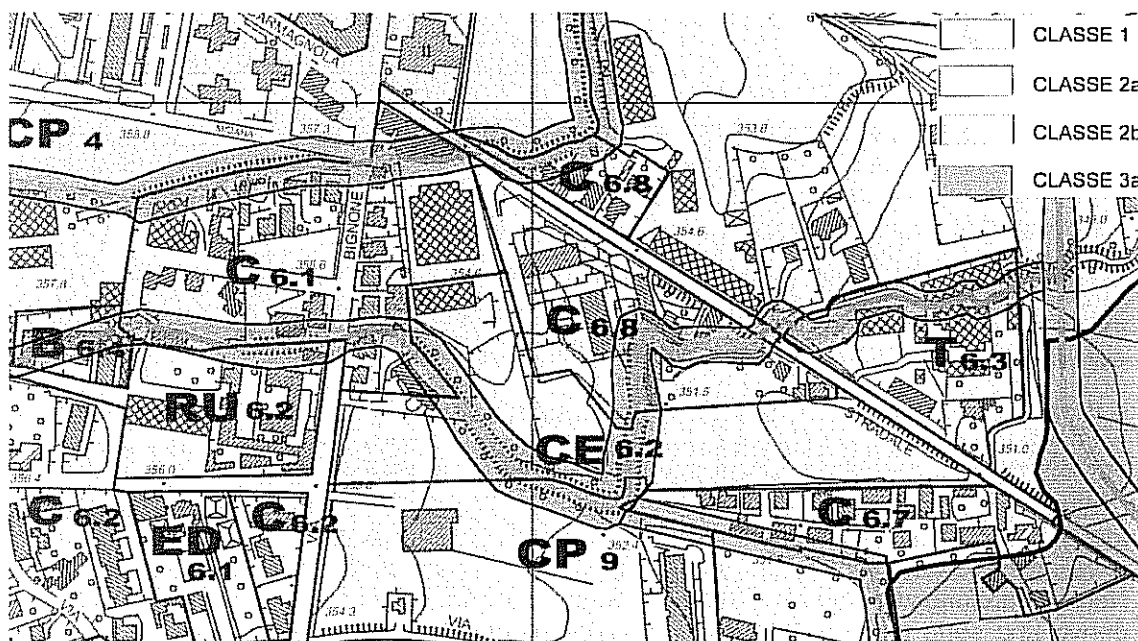


Figura 3 – Stralcio della tavola GB07B Carta di sintesi della pericolosità geomorfologica e dell'idoneità all'uso urbanistico.

In particolare, la presente relazione geologica, geotecnica e sismica, redatta ai sensi del DM 14 gennaio 2008 è rivolta alla determinazione:

- della stratigrafia dei terreni di fondazione mediante un'indagine diretta (sondaggio geognostico a carotaggio continuo)
- dei parametri geotecnici dei terreni di fondazione mediante l'uso dei valori  $N_{spt}$  misurati nel sondaggio, tenendo presente eventuali dati disponibili relativi a studi ed indagini eseguiti per i fabbricati attigui.
- della stima della capacità portante dei terreni di fondazione tenendo in considerazione le azioni sismiche.
- della stima dei cedimenti.
- della soggiacenza minima della falda superficiale, attrezzando il sondaggio con piezometro a tubo aperto e considerando, ove possibile, i piezometri e i pozzi esistenti nell'immediato intorno

- delle caratteristiche simiche effettuando un'indagine MASW, per la determinazione del parametro Vs30, tenendo conto degli studi di microzonazione sismica di primo e secondo livello.

## 2 GEOMORFOLOGIA E GEOLOGIA REGIONALE

A scala regionale la geologia del sottosuolo di Pinerolo è desumibile dall'analisi del foglio Pinerolo (n. 67 del 1913) della cartografia ufficiale geologia d'Italia alla scala 1:100'000 (Figura 4).

Fino al terziario l'alta pianura che si estende da Cuneo a Torino era sede di un bacino stretto ed allungato, poco subsidente (il cosiddetto Golfo di Cuneo). Nel pleistocene, dopo la regressione marina pliocenica, si instaurò una sedimentazione molassica caratterizzata da una successione di sedimenti terrigeni provenienti dallo smantellamento del settore occidentale della Catena Alpina (ghiaie e sabbie grossolane) e del settore orientale delle Langhe e della Collina di Torino (sabbie fini e sabbie limose).

La morfologia attuale dell'area è il risultato dei fenomeni di deposizione ed erosione determinati dalla divagazione dei torrenti Chisone e Lemina nelle fasi finali del colmamento del bacino. Non sono noti depositi di origine glaciale, tipicamente posti allo sbocco delle valli alpine.

Il forte ringiovanimento del reticolo idrografico osservabile nel cuneese conseguente alla cattura del fiume Tanaro nei pressi di Bra, attribuibile all'interglaciale Riss-Wurm (tra 75.000 e 125.000 anni fa) che abbassò il livello di base dall'antica confluenza nel Fiume Po presso Carmagnola (200 m s.l.m.) all'attuale di Valenza (80 m s.l.m.) non è presente nel settore torinese, dove, fin dalla fine del Pliocene le acque fluviali che avevano come bacino collettore le valli alpine i settori occidentali e meridionali della pianura piemontese erano sbarrate verso Nord dal prolungamento della collina di Torino e dalla formazione dell'altipiano di Poirino. Ne derivò una serie di fenomeni di sovralluvionamento durante tutto il Quaternario. A questi contribuirono anche lo svilupparsi, nel contempo, dell'anfiteatro morenico di Rivoli e del suo cono di transizione fluvioglaciale allo sbocco della Valle di Susa.

Nel pinerolese, l'assetto morfologico generale, in grande debolmente ondulato, mostra la presenza di due distinte unità di modellamento, costituite rispettivamente da una superficie più elevata, costituita da depositi pleistocenici caratterizzati da suoli rossi, e da una superficie più bassa, costituita da suoli grigiastri, formata dalle alluvioni recenti ed attuali dei principali corsi d'acqua. Il limite tra le due unità è in genere evidenziato da terrazzi d'erosione fluviale (Figura 4).

La prima unità (a1 – nel foglio Pinerolo Figura 4) è costituita da depositi argilloso-sabbioso-ghiaiosi, con paleosuolo giallo-rossiccio, sospesi, sino ad una decina di metri appartenenti al Fluviale e fluvio-glaciale Riss e con età riferibile al Pleistocene medio – inferiore (?).

La seconda unità è costituita dalle alluvioni Medio-Recenti (q – nel foglio Pinerolo, Figura 4) formate da depositi alluvionali prevalentemente argilloso-sabbiosi riferibili al Wurm (Pleistocene superiore).

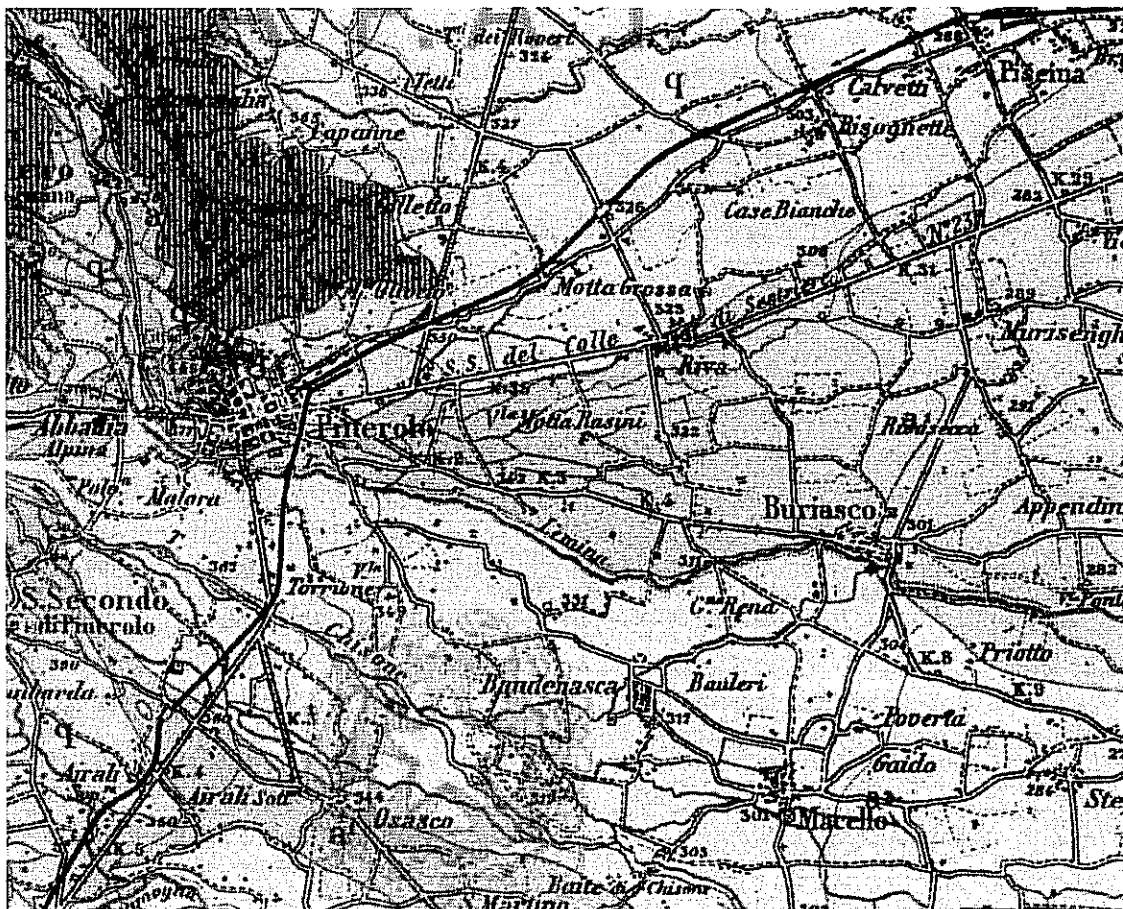


Figura 4 – Stralcio carta geologica d'Italia alla scala 1:100'000, foglio 67 Pinerolo.

Uno studio più dettagliato delle formazioni quaternarie dell'area è stato compiuto da (Collo, 1996) che ha ricostruito in dettaglio la stratigrafia e formulato un'ipotesi circa l'evoluzione del Pinerolese individuando numerose strutture tettoniche attive dal Pliocene al Quaternario. Le strutture riconosciute possono essere inquadrare come prosecuzione verso W dei *thrust* della collina di Torino e il Pinerolese è considerato come una sorta di svincolo tra le strutture appenniniche della collina di Torino e quelle appartenenti all'edificio metamorfico delle Alpi Occidentali fornendo in tal modo una possibile causa della sismicità attuale del Pinerolese. A metà degli anni '80 del secolo scorso l'AGIP ha integrato i dati geofisici eseguiti negli anni '60 con nuove prospezioni le quali hanno permesso di individuare ad E di Pinerolo un gruppo di faglie orientate circa NE-SW con vergenza E-SE che si colloca come prosecuzione dei *thrust* appenninici della collina di Torino. Queste faglie in corrispondenza del Pinerolese sono disposte in direzione N-S probabilmente per l'effetto di una rotazione causata dalla supposta prosecuzione della Linea Insubrica. Tale interpretazione è ripresa nel modello tettonico d'Italia (CNR, 1983) in cui si desume che i *thrust* sono stati attivi dal Pliocene al Pleistocene inferiore. Riprendendo i dati del modello tettonico d'Italia, l'Autore fornisce una possibile interpretazione dell'evoluzione neotettonica del Pinerolese a partire dal Pliocene che si inquadra con:

- il sollevamento della catena alpina durante il Pliocene-Quaternario;
- l'abbassamento nel Pliocene-Pleistocene inf. seguito da un generale sollevamento dal Pleistocene medio della pianura;

- l'abbassamento moderato nel Pliocene-Pleistocene inf. seguito da un debole sollevamento dal Pleistocene medio del limite pianura – catena alpina;
- il sollevamento della collina di Torino e della sua prosecuzione sepolta, caratterizzati la prima da un continuo sollevamento nel Plio-Pleistocene mentre la seconda mostra un comportamento subsidente intervallato da locali inversioni di tendenza durante il Pliocene, cui segue un generalizzato sollevamento dal Pliocene sup. – Pleistocene inf.

Nel Pinerolese l'evoluzione neotettonica risulta essere condizionata da diverse strutture attive tra il Pliocene e il Quaternario (Figura 5):

- faglia di Valgioie;
- prosecuzione occidentale sepolta della collina di Torino: originariamente interpretata come una piega faglia (rif. al foglio Carmagnola) è ora interpretata come un *thrust*;
- faglie di Cavour e di Riva di Pinerolo: gruppo di faglie dirette circa E-W e circa N-S che secondo i dati AGIP dislocerebbero i sedimenti plio-quaternari determinando rispettivamente l'Alto strutturale di Cavour e di Riva, entrambe orientati NNE-SSW;
- faglia di Saluzzo: *thrust* parallelo alla prosecuzione occidentale sepolta della collina di Torino
- faglie di Roletto: dislocazioni parallele al margine alpino (circa N-S) attive tra il Pleistocene inferiore e medio (delimitano il "rilievo di Riva");

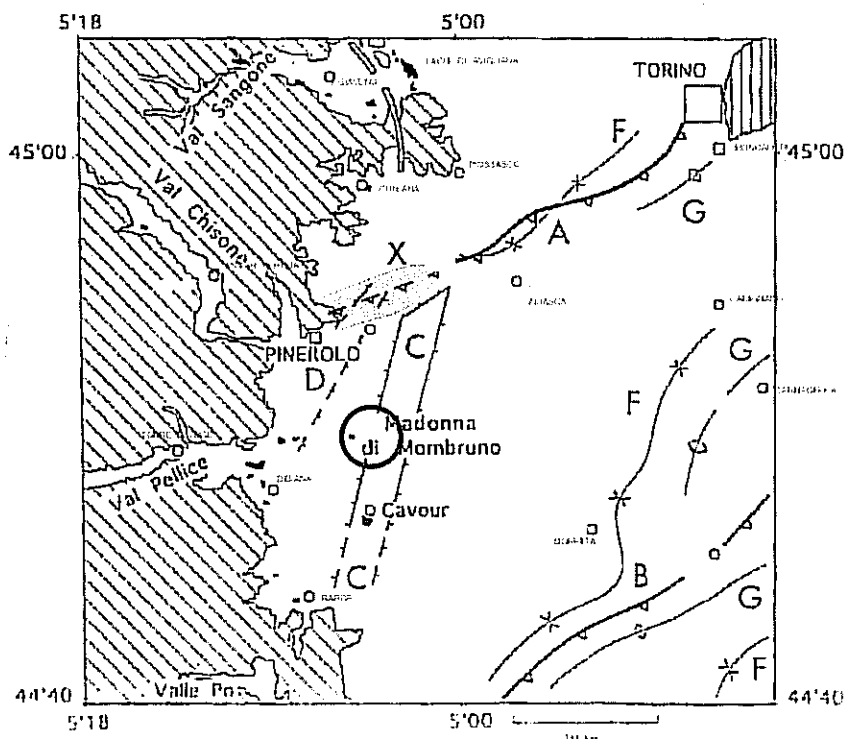


Figura 5 - Strutture tettoniche secondo dati AGIP e Carta Neotettonica d'Italia; A: thrust della collina di Torino; B: thrust della "faglia di Saluzzo"; C: alto strutturale di Cavour; D: Alto strutturale di Riva; E: faglia di Valgioie; F: assi di sinclinali; G: assi di anticlinali; X e puntinato rosso: rilievo di Riva.



Per quanto riguarda le formazioni superficiali Collo (1994) individua un Complesso D, rappresentato da depositi fluviali e torrentizi olocenici maggiormente distribuiti nel settore di Lemina, e un Complesso B più antico e costituito da sedimenti eolici, torrentizi e fluviali suddiviso in due Unità B1 e B2, delle quali solo la prima è presente nel territorio comunale di Pinerolo. L'Unità B1 affiora soprattutto alla base del versante destro della bassa Val Lemina, in corrispondenza del quale si presenta vistosamente terrazzata, e nel settore di pianura nordorientale ("*Rilievo di Riva*", *sensu* Collo, 1995), comprendente parte della città di Pinerolo e Riva di Pinerolo. Essa è costituita da depositi ghiaioso-ciottolosi di ambiente torrentizio e di conoide fortemente alterati con età risalente alla parte bassa del Pleistocene medio e, in via ipotetica, sino al Pleistocene inferiore.

### 3 GEOLOGIA E GEOMORFOLOGIA DEL SITO

Dal punto di vista morfologico l'area si colloca a margine del terrazzo che da Pinerolo corre verso Riva e che separa i terreni pleistocenici del complesso B1 da quelli olocenici del complesso D, su una superficie terrazzata rialzata di circa 1-1,5 m rispetto al tetto del complesso D e più bassa di altrettanto rispetto alla superficie del complesso B1. Tale superficie è bordata dal canale Moirano, a Sud, e dal canale delle Basse di Riva, sul lato Est.

#### 3.1 Campagna indagini

Per caratterizzare dal punto di vista geotecnico i terreni di fondazione è stata eseguita una campagna di indagini con l'esecuzione di:

- 1 sondaggio geognostico a carotaggio continuo, con 8 Nspt, spinto fino a 20 m di profondità, attrezzato con piezometro a tubo aperto
- 1 indagine sismica ad onde superficiali - MASW, per acquisire i valori di  $VS_{30}$  necessari alla caratterizzazione sismica del sito
- 3 misure HVSR con le quali si è misurato la frequenza di vibrazione del terreno.

I rapporti relativi all'esecuzione del sondaggio e della MASW sono riportati a fine testo.

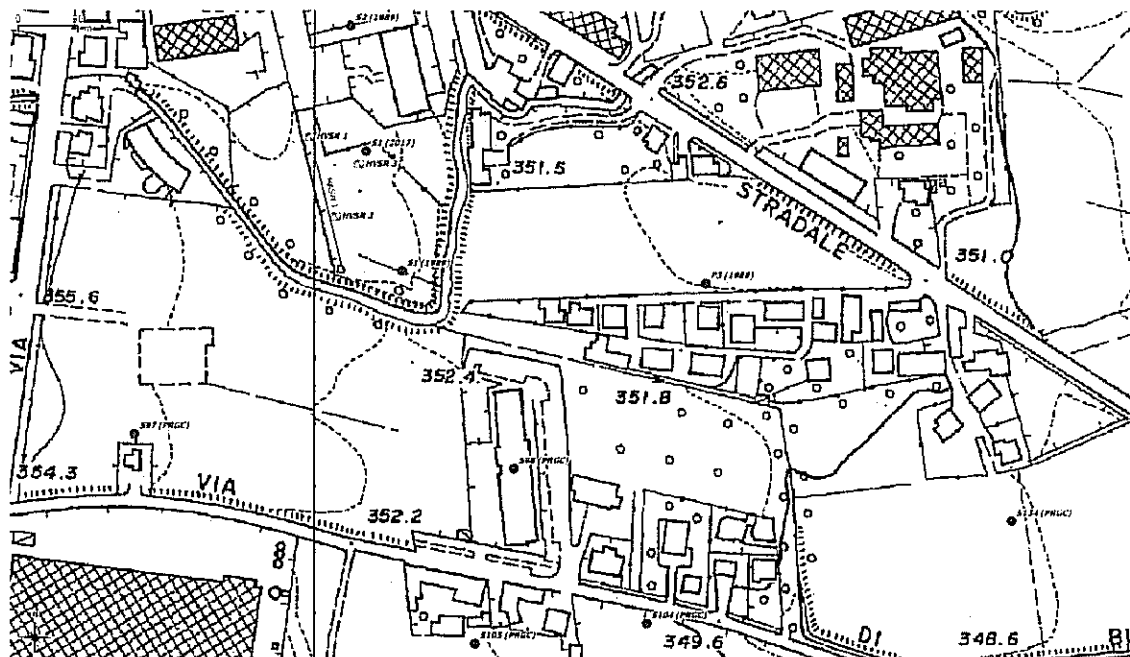


Figura 6 – Stralcio carta tecnica provinciale (non in scala) con riportata l'ubicazione delle indagini effettuate, pregresse (fonte: PRGC) e l'estensione indicativa del PEC.

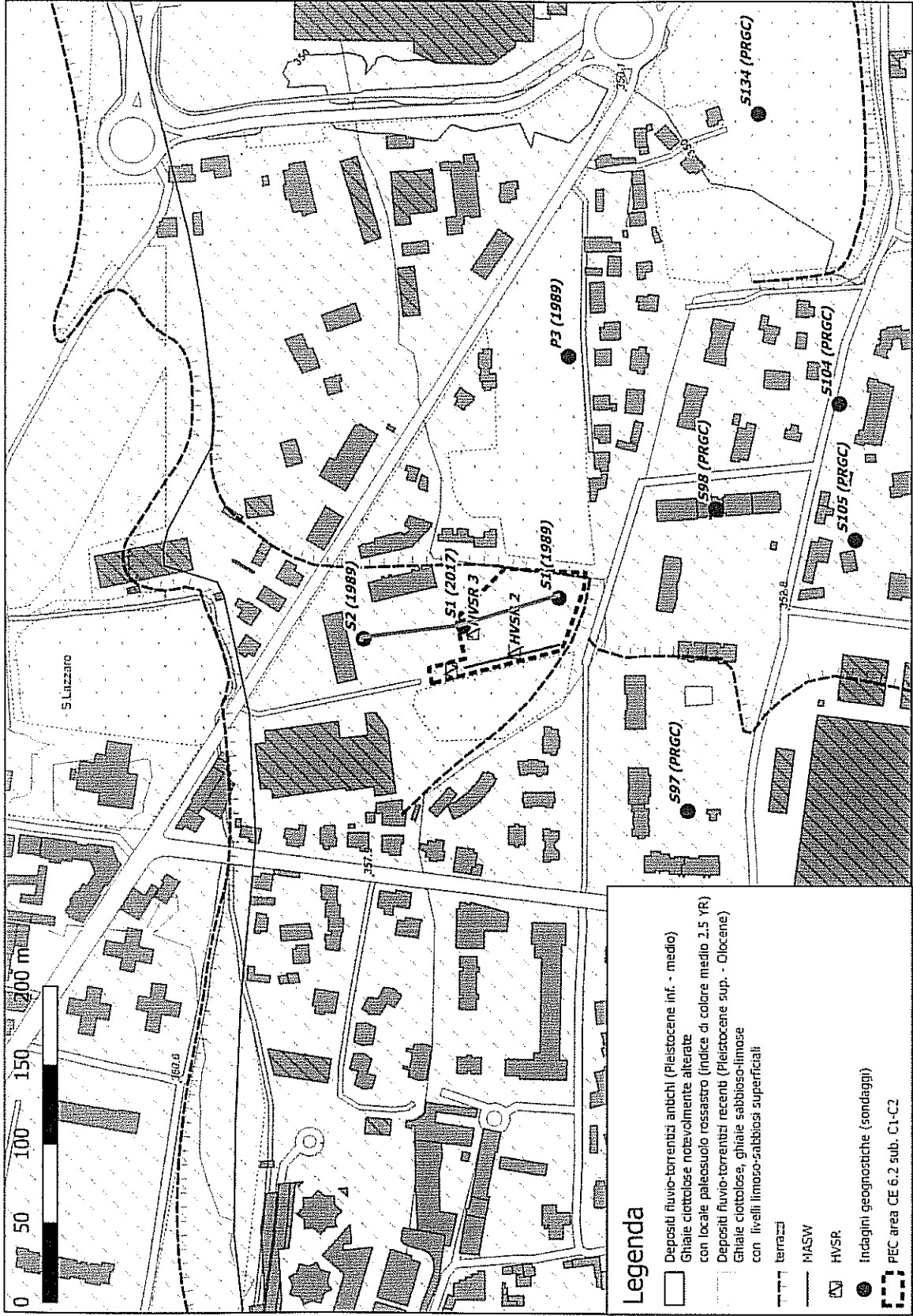


Figura 7 – Carta geologico-geomorfologica. La line arancione indica la traccia della sezione geologica di Figura 9

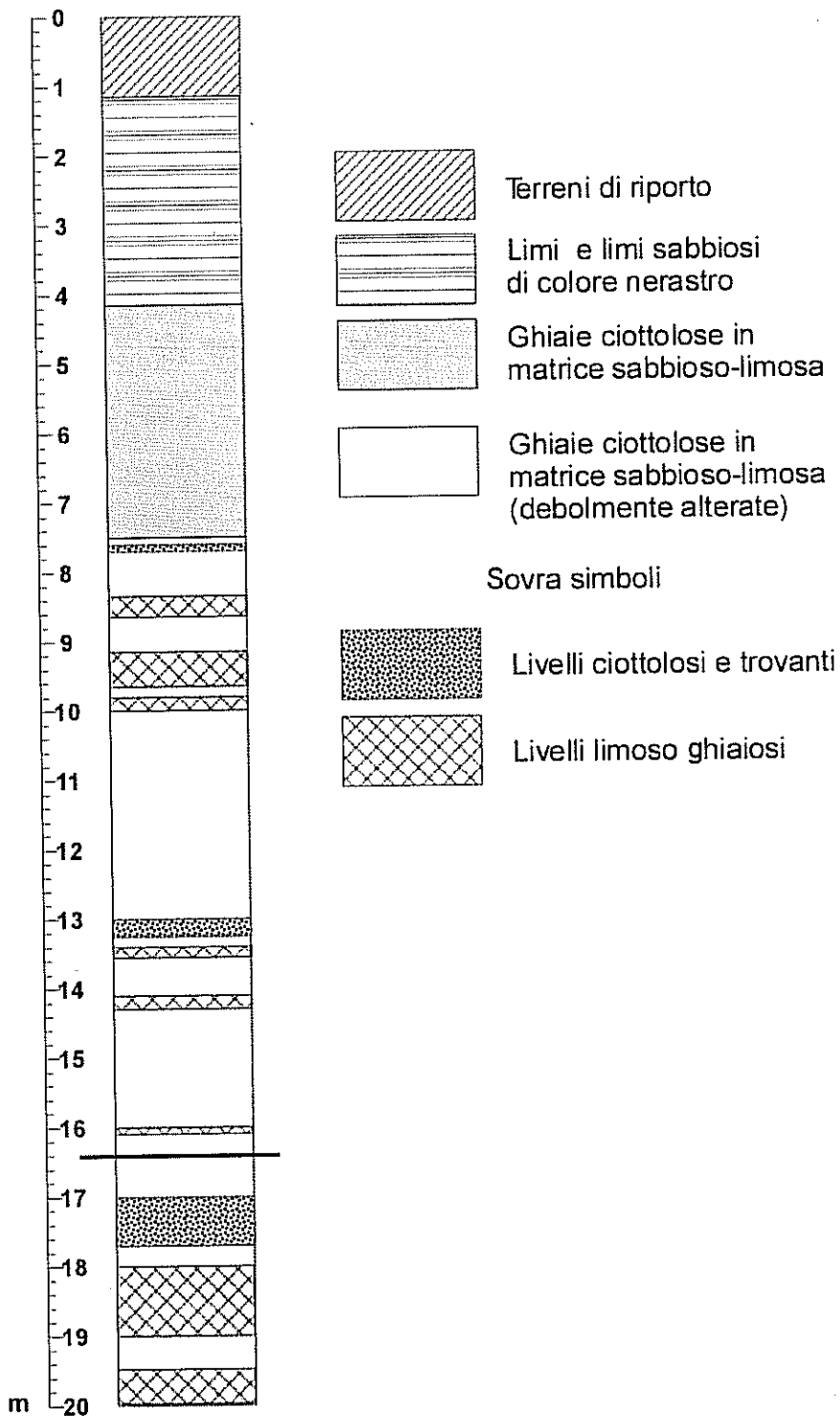


Figura 8 – Stratigrafia del sondaggio S1 (2017).

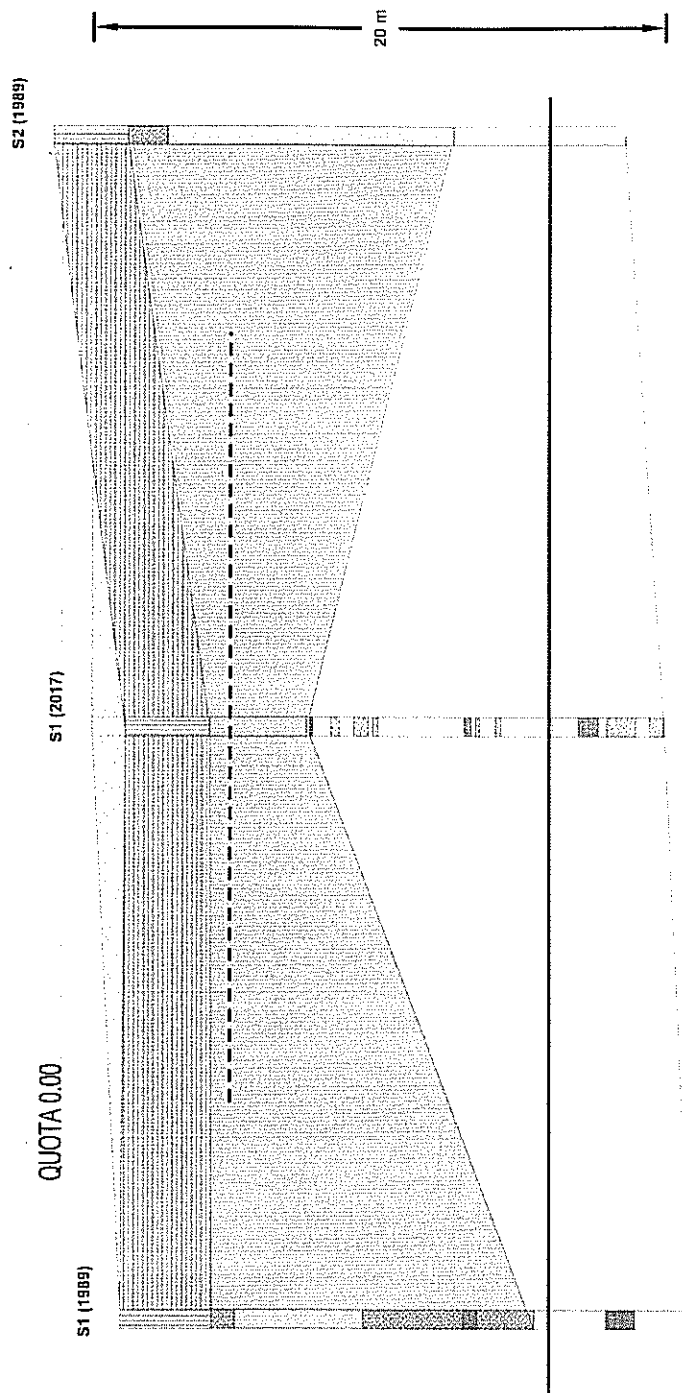


Figura 9 – Sezione geologica geotecnica schematica (distanze verticale espanse di 1,5, orizzontali ridotte di 1/2). Legenda in Figura 8. Quote riferite al livello 0,00 della tavola progettuale n. 3 (rilievo dello stato dei luoghi). La linea tratteggiata nera corrisponde al piano di posa delle fondazioni (quota -5.10 m circa). La linea blu corrisponde al livello della falda.

Di seguito è descritta la stratigrafia del sondaggio. Dopo 1.15 m circa di terreni di riporto, si osserva la presenza di un livello limoso-sabbioso di colore grigio nerastro, potente circa 2,95 m, che poggia su depositi ghiaioso-ciottolosi poco o non alterati che si osservano fino a circa 4,10 m di profondità. Da 4,10 m a fondo foro sono presenti depositi ghiaioso-ciottolosi con matrice alterata di colore nocciola e ciottoli di gneiss, gabbri, gneiss di Luserna e di micascisti molto alterati in cui si rileva ancora il *fabric* metamorfico. Il limite netto tra terreni limosi e sottostanti terreni ghiaioso-ciottolosi è di natura erosionale e testimonia la divagazione di acque a debole energia del torrente Lemina. Anche il sottostante limite tra depositi ghiaioso-ciottolosi non alterati ed alterati posto a circa 7,50 m è stato interpretato di origine erosionale, in quanto relativamente netto.

La stratigrafia dei due sondaggi eseguiti nel 1989 nel sito del PEC e nel sito del PEC C25/1 attiguo è sostanzialmente analoga e viene riportata a pag. 12, Figura 9.

#### 4 IDROGEOLOGIA

Al termine del sondaggio la falda superficiale ospitata nel complesso ghiaioso-ciottoloso si è attestata a 16.5 m dal piano campagna.

Le isofreatiche derivate dalla soggiacenza della falda superficiale dei sondaggi e dei pozzi ubicati nell'intorno dell'area di PEC, anche se misurati i tempi diversi, evidenziato un deflusso all'incirca diretto da NW verso SE (Figura 10).

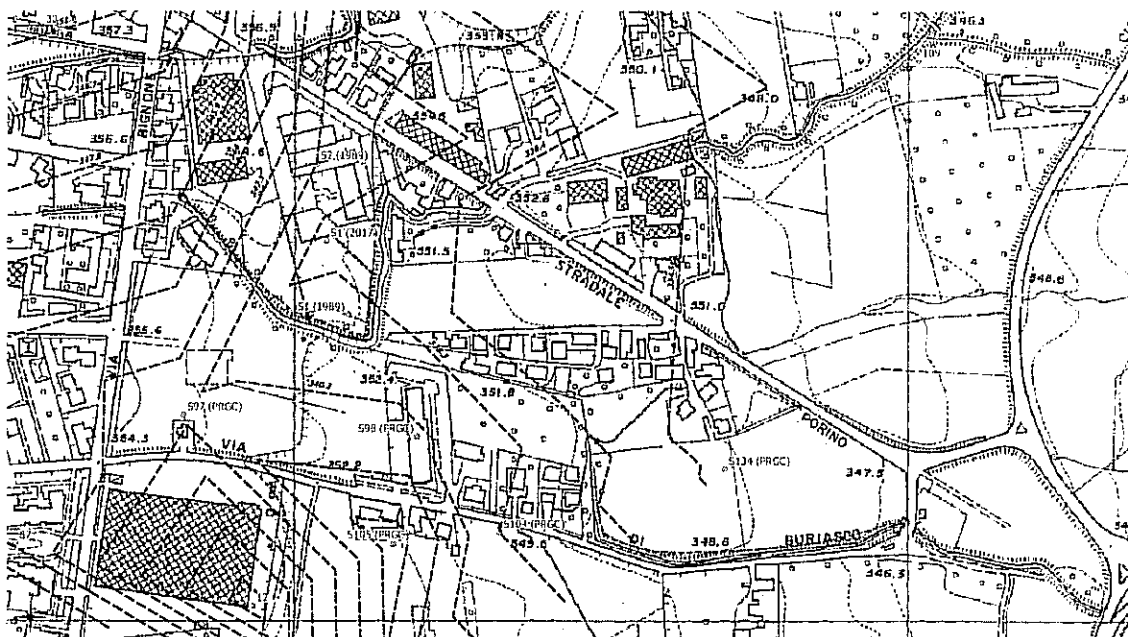


Figura 10 – Carta schematica indicativa del deflusso idrico della falda superficiale. Linee blu tratteggiate: isofreatiche con relativa quota di soggiacenza (m s.l.m.).

## 5 VALUTAZIONE DEI PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI

I valori caratteristici dell'angolo di attrito di picco del complesso 1 (limi e limi sabbiosi) e del complesso 2 (ghiaie ciottolose) sono stati determinati utilizzando un approccio di tipo geotecnico imperniato su otto prove Nspt eseguiti nel sondaggio S1 (2017).

L'angolo di attrito di picco è stato stimato con la formula empirica proposta da Owasaki & Iwasaki e dalla *Japan Road Association* (1990).

#Nspt	Z (m)	N1	N2	N3	NSPT	N1	phi1	Phi2	Litologia
1	3	2	3	3	6	14.7	37.1	28.8	Limo
2	4.5	33	99		33	66.0	56.3	36.9	Ghiaie ciottolose
3	6	12	25	36	61	105.7	66.0	45.3	Ghiaie ciottolose
4	7.5	28	99		28	43.4	49.5	35.4	Ghiaie ciottolose
5	9	20	12	20	32	45.3	50.1	36.6	Ghiaie ciottolose
6	10.5			99	99				Ciottolo/cobble
7	12	26	21	33	54	66.1	56.4	43.2	Ghiaie ciottolose
8	13.5	25	38	99	38	43.9	49.6	38.4	Ghiaie ciottolose

99 Rifiuto

phi1 Owasaki & Iwasaki

phi2 Japanese National Railway

Tabella 1 – Determinazione dell'angolo di attrito sulla base dei valori Nspt

Il valore caratteristico dell'angolo di attrito del complesso 2, utilizzando il metodo del Japanese National Railway - che fornisce valori più bassi rispetto alla metodologia di Owasaki & Iwasaki -, è pari a 35° (Figura 11).

Il valore caratteristico dell'angolo di attrito del complesso 2 è stato ricavato mediante la seguente formula statistica (5 percentile) considerando solo il valore di 28,8°

$$x_k = \bar{x} - 1.645 \cdot \frac{\sigma}{\sqrt{n}}$$

ponendo il COV pari a 8, il valore caratteristico è pari a 25°.

I valori caratteristici sono:

Complesso n. 1

$$\varphi'_k = 25^\circ$$

$$c'_k = 5 \text{ kPa}$$

$$\gamma_k = 18 \text{ kN/m}^3$$

Complesso n. 2

$$\varphi'_k = 38^\circ$$

$$c'_k = 0 \text{ kPa}$$

$$\gamma_k = 18 \text{ kN/m}^3$$

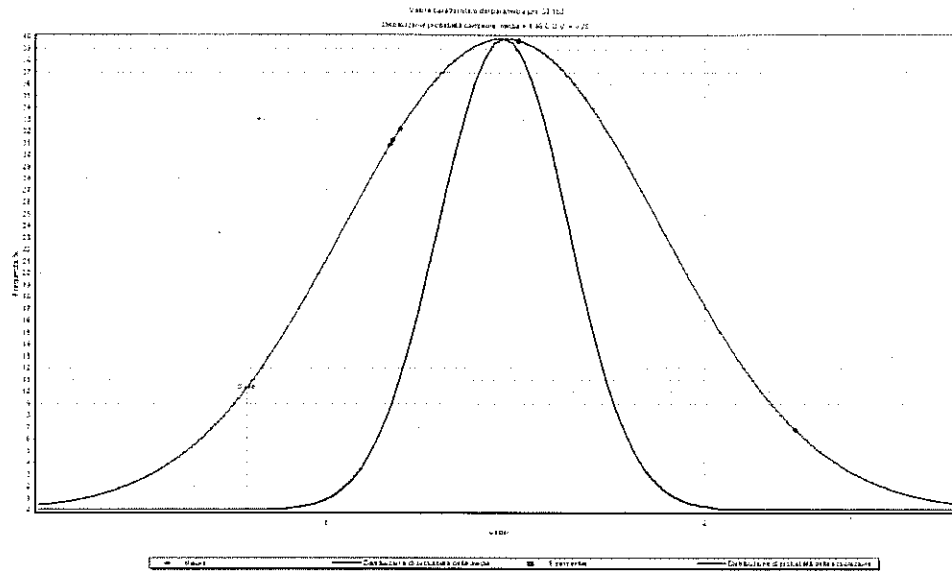


Figura 11 – Analisi statistica dei valori dell'angolo di attrito di picco ottenuto con il metodo del Japanese National Railway.

**6 CARATTERIZZAZIONE SISMICA**

Il comune di Pinerolo, ai sensi della DGR 12 dicembre 2011 e n. 4-3084 del 19/01/2010 n. 11-13058, ricade nella zona sismica 3s e nella zona sismogenetica ZS9 n. 908. La zona 908 segue la direzione dell'arco alpino nella sua parte interna, in corrispondenza del massimo gradiente orizzontale della gravità. L'attigua zona 909 risulta più dispersa e segue l'allineamento dei massicci cristallini esterni, in corrispondenza del minimo gravimetrico lungo il versante francese. Le due direttrici convergono nel Cuneese, mentre verso la costa si nota una maggiore dispersione che interessa il Nizzardo e l'Imperiese (zona 910). Considerando la sismicità storica, si ricordano in particolare gli eventi del 2 aprile 1808, di magnitudo momento 5.6-5.7, e del 5 ottobre 1909 di magnitudo momento 4.6, entrambi nel Pinerolese (fonte Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani del 2004 – CPTI04). La zona 908 è caratterizzata da terremoti poco profondi (8-12 km) con meccanismi prevalentemente trascorrenti.

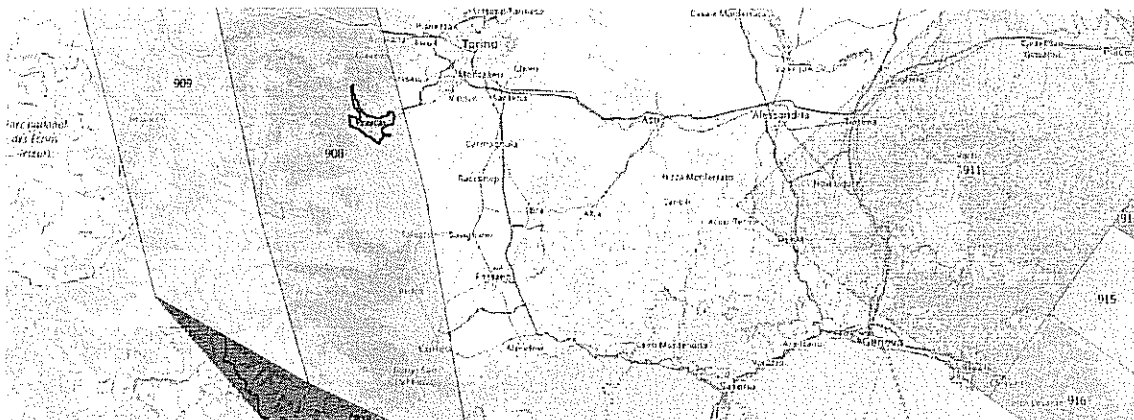


Figura 12 – Zone sismogenetiche ZS9



Nella Carta delle Microzone Omogenee in Prospettiva Sismica (MOPS) l'area di PEC ricade all'incirca a cavallo tra le Zone stabili suscettibili di amplificazioni locali 4 e 5. La Zona 4 è caratterizzata dalla presenza di Ghiaie e Sabbie localmente addensate con spessori dell'ordine di 30 m poggianti sul substrato lapideo alterato con spessore dell'ordine dei 30 m, mentre nella Zona 5 le Ghiaie e Sabbie, localmente addensate, raggiungono spessori dell'ordine di 60 m e poggiano sul substrato lapideo alterato con spessore dell'ordine dei 30 m (Figura 13).

Nella figura sono anche riportate le sezioni geologiche interpretative derivanti dallo studio di microzonazione di primo livello, lo schema riassuntivo dei modelli geofisici, in termini di spessore (S) e di Vs di ciascun sismostrato, riferiti a ciascuna microzona omogenea e i valori dei fattori di amplificazione (Fa e Fv) calcolati per ciascuna microzona omogenea derivanti dallo studio di microzonazione di secondo livello.

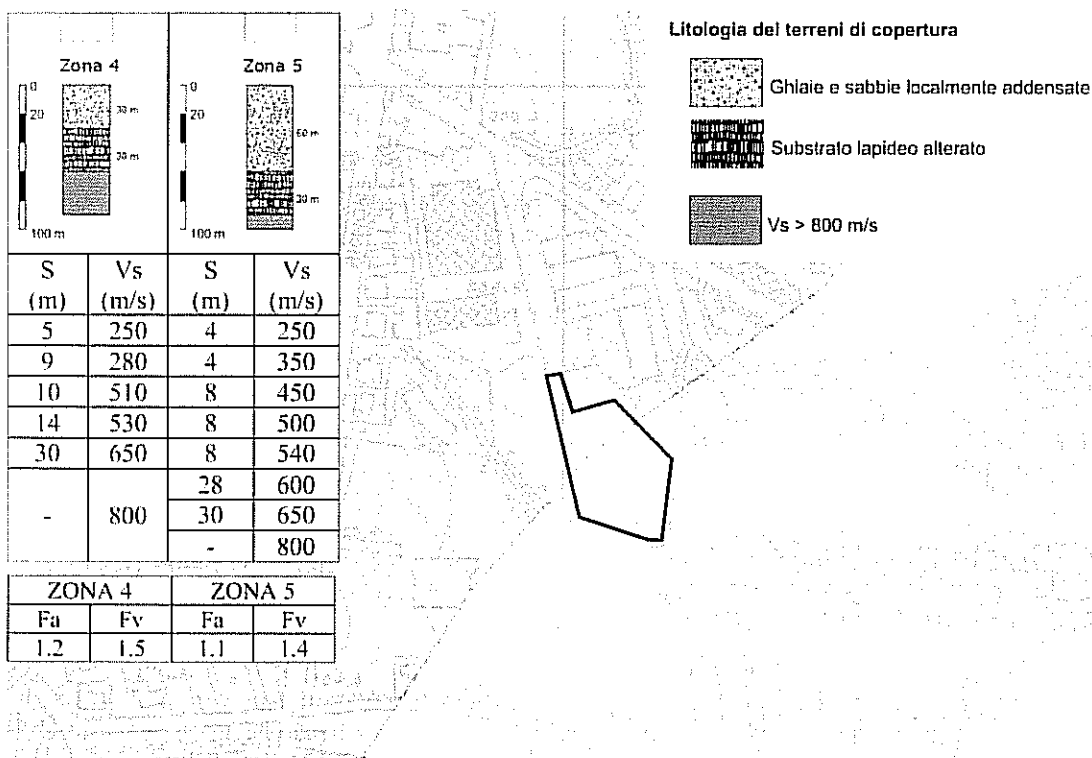


Figura 13 - Carta delle Microzone Omogenee in Prospettiva Sismica (MOPS) e schema riassuntivo dei modelli geofisici, in termini di spessore (S) e di Vs di ciascun sismostrato, riferiti a ciascuna microzona omogenea, ottenuti dall'elaborazione incrociata di tutti i dati geofisici disponibili e valori dei fattori di amplificazione (Fa e Fv) calcolati per ciascuna microzona omogenea (fonte: web comune di Pinerolo, studi MS1 e MS2. Linea rossa: ubicazione schematica area di PEC).

I fattori di amplificazione relativi agli effetti litostratigrafici sono:

- FA, a basso periodo (determinato intorno al periodo proprio per il quale si ha il massimo della risposta in pseudo-accelerazione);
- FV, a periodo proprio (per il quale si ha la massima risposta in pseudo-velocità)

Il valore del Fattore di amplificazione Fa ricavato dal Livello MS2 (1.2, determinato con abachi) non supera del 10% il valore del parametro Ss previsto dalle NTC (1.2, determinato con l'approccio semplificato).

## 6.1 Misure di frequenza ambientale

Il microtremore o "rumore sismico" è presente ovunque sulla superficie della terra ed è generato da microtremori naturali e derivanti dall'attività antropica. Il metodo più usato e più affidabile per misurare i microtremori è quello dei rapporti spettrali H/V che consiste nella misura dei rapporti degli spettri di Fourier nel piano orizzontale e nella componente verticale. Il metodo è stato introdotto nei primi anni '70 in Giappone (Nogoshi e Igarashi, 1971 e Shiono et al., 1979) e poi ripreso nel 1989 da Nakamura. Il metodo HVSR (*Horizontal to Vertical Spectral Ratios*) è soprattutto volto all'individuazione di possibili fenomeni di risonanza sismica e delle relative frequenze ed amplificazioni del rapporto H/V. Infatti a ciascuna categoria di sottosuolo è associato uno spettro di risposta che mostra la variazione in ampiezza dell'accelerazione al suolo in funzione del periodo delle vibrazioni del terreno. Gli edifici, a loro volta, sono caratterizzati da un periodo proprio di vibrazione che dipende essenzialmente dall'altezza degli stessi ed il loro comportamento, durante il sisma, viene assimilato a quello degli "oscillatori semplici" (pendoli).

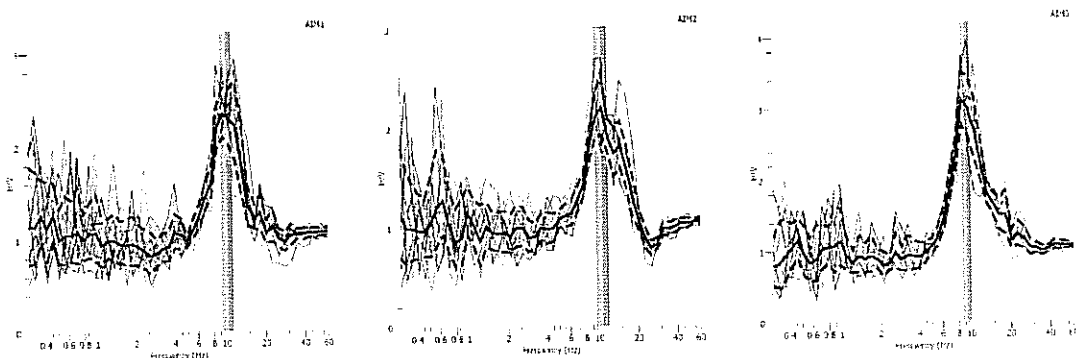
Risentimenti particolari si avranno qualora il periodo del terreno (frequenza) o comunque il periodo fondamentale (frequenza fondamentale) coincida con il periodo proprio del fabbricato (frequenza struttura), determinando, in questi casi, dannosi effetti di risonanza.

La strumentazione di acquisizione utilizzata per le indagini è un prospettore sismico AMBROGEO "ECHO-TROMO" a 3 canali completo di geofono 3D da superficie, che presenta le seguenti specifiche:

- trasduttori tricomponenti (N-S, E-W, verticale) a bassa frequenza (2 Hz);
- amplificatori;
- digitalizzatore;
- frequenza di campionamento: 70, 141, 282 Hz;
- convertitore A/D (analogico digitale) a 24 bit;

Per la definizione della frequenza fondamentale del sito e per la costruzione della curva "frequenza Hz – rapporto H/V" è stato utilizzato il software open source Geopsy (<http://www.geopsy.org>).

L'ubicazione delle tre misure effettuate è riportata nella Figura 6. Le misure sono caratterizzate da un picco a circa 10 Hz caratterizzato da un rapporto H/V compreso tra 2.5 – 3.5. La direzionalità è discreta. Il picco a circa 10 Hz potrebbe essere correlato con il tetto del complesso ghiaioso ciottoloso posto a 5 m di profondità; in tal caso la  $V_s$  media si attesterebbe a circa 180-200 m/s, in buon accordo con gli studi di microzonazione sismica (circa 250 m/s). Alle frequenze più basse non si osservano picchi ben definiti



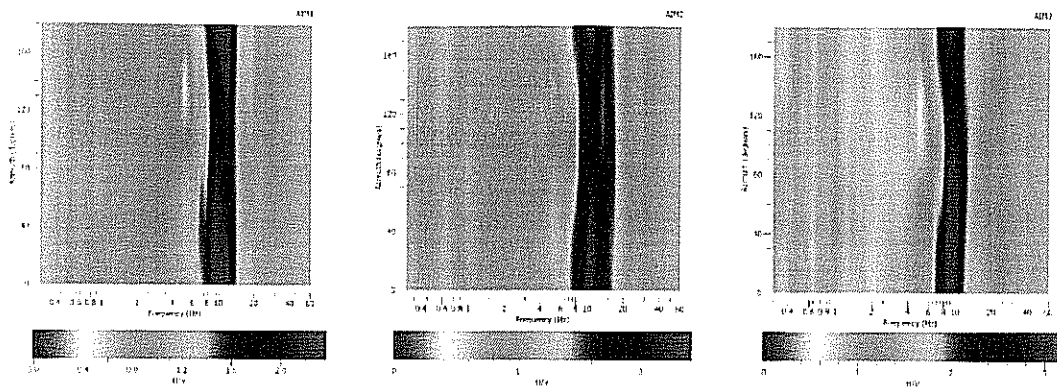


Figura 14 – Picchi e direzionalità del rapporto H/V.

6.1.1 Criteri SESAME

Le acquisizioni sono state effettuate in assenza di vento, con tempo sereno e in assenza di forti transienti. Di seguito sono riportati i criteri SESAME in base ai quali la curva della frequenza di picco ( $f_0$ ) risulta essere o meno affidabile. I primi 3 criteri dovrebbero essere tutti soddisfatti e degli altri, almeno 5 su 6 dovrebbero essere soddisfatti.

Picco H/V a $10.22 \pm 1.07$ Hz	AIM1.SAF		
<b>Criteri SESAME per una curva H/V affidabile</b>			
<b>criterio</b>	<b>limite</b>	<b>valore</b>	<b>pass</b>
I) $f_0 > 10 / l_w$	> 0.4	10.22	OK
II) $n_c(f_0) > 200$	> 200	4852.32	OK
III) $\sigma_A(f) < 2$ per $0.5f_0 < f < 2f_0$ se $f_0 > 0.5$ Hz	< 2	1.05 - 1.23	OK
<b>Criteri SESAME per un picco H/V chiaro</b>			
<b>criterio</b>	<b>limite</b>	<b>valore</b>	<b>pass</b>
IV) $\exists f^* \in [f_0/4, f_0] \mid A_{H/V}(f^*) < A_0/2$	1.17	0.81	OK
V) $\exists f^+ \in [f_0, 4f_0] \mid A_{H/V}(f^+) < A_0/2$	1.17	0.96	OK
VI) $A_0 > 2$	> 2	2.31	OK
VII) $f_{peak}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	[9.7 - 10.73]	9.55	NO
VIII) $\sigma_f < \epsilon(f_0)$	< 9.55	0.48	OK
IX) $\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	< 1.58	1.12	OK

<b>Picco H/V a <math>10.7 \pm 1.28</math> Hz</b>	<b>AIM2.SAF</b>		
<b>Criteri SESAME per una curva H/V affidabile</b>			
<b>criterio</b>	<b>limite</b>	<b>valore</b>	<b>pass</b>
I) $f_0 > 10 / l_w$	> 0.4	10.70	OK
II) $n_c(f_0) > 200$	> 200	4280.60	OK
III) $\sigma_A(f) < 2$ per $0.5f_0 < f < 2f_0$ se $f_0 > 0.5$ Hz	< 2	1.06 - 1.18	OK
<b>Criteri SESAME per un picco H/V chiaro</b>			
<b>criterio</b>	<b>limite</b>	<b>valore</b>	<b>pass</b>
IV) $\exists f \in [f_0/4, f_0] \mid A_{H/V}(f) < A_0/2$	1.10	0.90	OK
V) $\exists f^+ \in [f_0, 4f_0] \mid A_{H/V}(f^+) < A_0/2$	1.10	0.78	OK
VI) $A_0 > 2$	> 2	2.19	OK
VII) $f_{peak}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	[10.17 - 11.24]	10.64	OK
VIII) $\sigma_f < \varepsilon(f_0)$	< 10.64	0.53	OK
IX) $\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	< 1.58	1.14	OK

<b>Picco H/V a <math>9.26 \pm 0</math> Hz</b>	<b>AIM3.SAF</b>		
<b>Criteri SESAME per una curva H/V affidabile</b>			
<b>criterio</b>	<b>limite</b>	<b>valore</b>	<b>pass</b>
I) $f_0 > 10 / l_w$	> 0.4	9.26	OK
II) $n_c(f_0) > 200$	> 200	3010.29	OK
III) $\sigma_A(f) < 2$ per $0.5f_0 < f < 2f_0$ se $f_0 > 0.5$ Hz	< 2	1.06 - 1.23	OK
<b>Criteri SESAME per un picco H/V chiaro</b>			
<b>criterio</b>	<b>limite</b>	<b>valore</b>	<b>pass</b>
IV) $\exists f \in [f_0/4, f_0] \mid A_{H/V}(f) < A_0/2$	1.56	0.79	OK
V) $\exists f^+ \in [f_0, 4f_0] \mid A_{H/V}(f^+) < A_0/2$	1.56	0.99	OK
VI) $A_0 > 2$	> 2	3.03	OK
VII) $f_{peak}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	[8.8 - 9.73]	8.57	NO
VIII) $\sigma_f < \varepsilon(f_0)$	< 8.57	0.43	OK
IX) $\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	< 1.58	1.13	OK

## 6.2 Indagine MASW

L'indagine di tipo MASW (Multi-Channel Analysis of Surface Waves) è stata finalizzata alla determinazione della velocità di propagazione delle onde di taglio Vs in funzione della profondità ed al calcolo del parametro Vs30 per la classificazione sismica dei terreni di fondazione del PEC in conformità alle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14/01/2008).

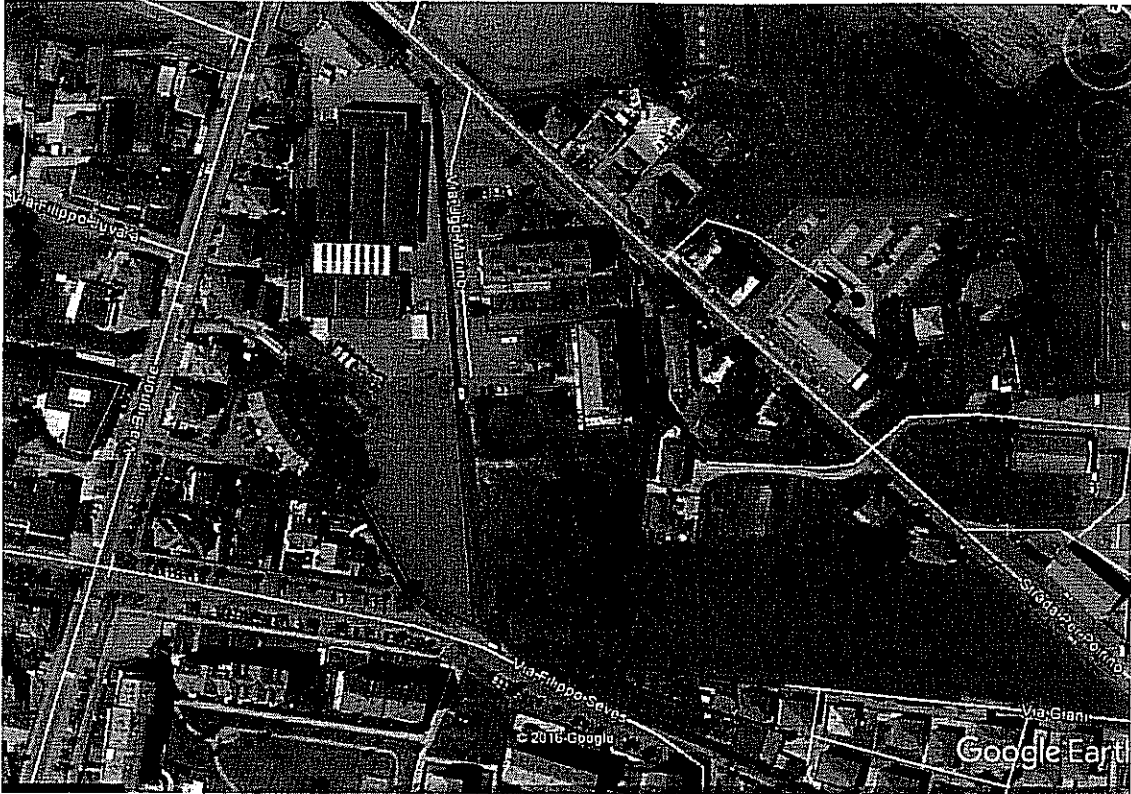


Figura 15 – Ubicazione dell'indagine MASW.

Nella seguente figura è rappresentato il profilo delle velocità di propagazione delle onde S ottenute al variare della profondità.

Utilizzando le velocità dei singoli strati fino a 30 m si è ottenuto un valore di  $V_{s30}$  pari a 406 m/s per lo stendimento AB (tabella 1): questi valori identificano un suolo di categoria B : " Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti con spessori maggiori di 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e dei valori di  $V_{s30}$ , compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero  $NSPT_{30} > 15$  nei terreni a grana grossa e  $c_{u,30} > 250$  kPa nei terreni a grana fina )".

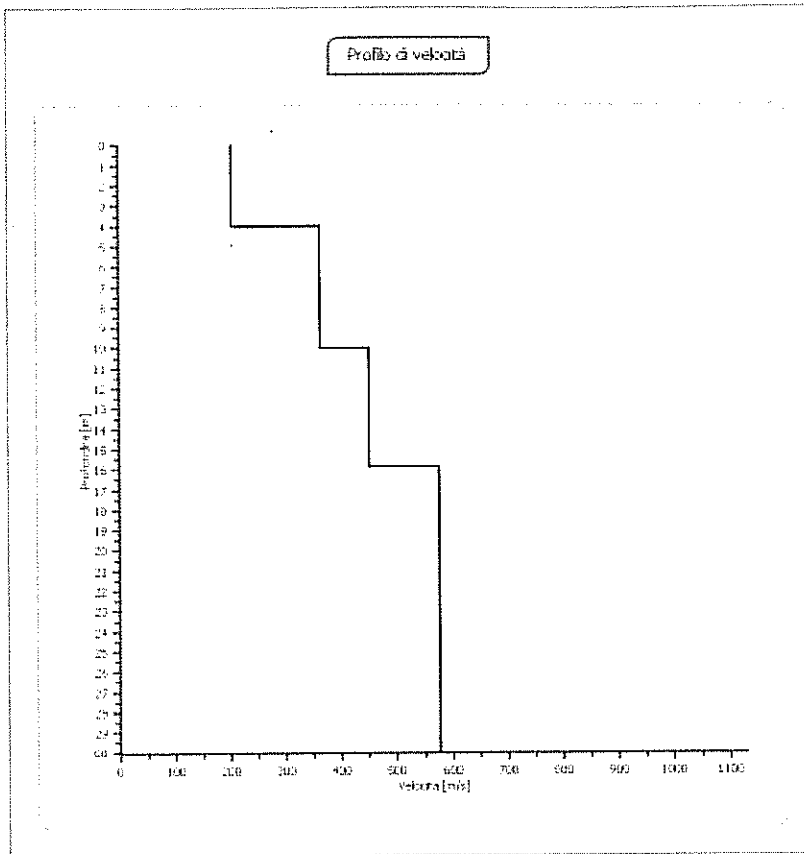


Figura 16 - profilo di velocità delle onde di taglio ottenuto dall'inversione numerica dell'analisi in frequenza.

Modello Profilo Vs a 5 strati			
Strato	Profondità [m]		Vs [m/s]
	da	a	
1	0,00	4,04	203
2	4,04	10,04	364
3	10,04	15,88	451
4	15,88	23,08	576
5	23,08	30	576
<b>Vs30 = 406 m/s</b>			

Tabella 2 - Velocità onde di taglio per ogni strato e calcolo del valore Vs30.

### 6.3 Parametri sismici

Sulla base dell'indagine sismica tipo MASW la categoria di sottosuolo prevalente risulta essere la "B". La categoria topografica è la T1, in quanto l'area è pianeggiante (pendenza inferiore a 15°).

Ai sensi del DM 14 gennaio 2008, i principali parametri sismici sono riportati nella seguente tabella:

Coordinate UTM ED50 (°)	7.34761				Lon.
	44.88288				Lat.
Località	Baricentro area PEC CE				
Comune	Pinerolo				
Provincia	Torino				
Zona sismica	3s				
Stati limite	SLE		SLU		
	SLO	SLD	SLV	SLC	
V <sub>N</sub>	50				Vita nominale opera
Classe d'uso	II				Classe d'uso
C <sub>U</sub>	1				Coefficiente classe d'uso
V <sub>R</sub>	50				Vita di riferimento
P <sub>vr</sub>	81%	63%	10%	5%	Probabilità di superamento nel periodo di riferimento VR
T <sub>R</sub> (anni)	30	50	475	975	Tempo di ritorno
a <sub>g</sub> (g)	0.038	0.050	0.130	0.164	Accelerazione massima al sito
F <sub>0</sub>	2.459	2.429	2.460	2.490	Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
T <sub>c</sub> (s)	0.202	0.230	0.260	0.270	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale
Cat. Suolo	B				Categoria sottosuolo (tab. 3.2.II)
l <sub>is</sub>	0.200	0.200	0.240	0.240	Coeff. di riduzione (tab. 7.11.I)
S <sub>s</sub>	1.200	1.200	1.200	1.200	Amplificazione stratigrafica (tab. 3.2.V)
S <sub>T</sub>	1.000				Amplificazione topografica (tab. 3.2.VI)
S	1.200	1.200	1.200	1.200	eq. 7.11.5
a <sub>max</sub> (m/s <sup>2</sup> )	0.447	0.591	1.528	1.931	eq. 7.11.5
K <sub>h</sub>	0.009	0.012	0.037	0.047	eq. 7.11.3
K <sub>v</sub> (±)	0.005	0.006	0.019	0.024	eq. 7.11.4

Tabella 3 – Principali parametri sismici derivanti dall'applicazione del DM 14 gennaio 2008.

## 7 STABILITÀ NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE

Ai sensi del DM 14 gennaio 2008 punto 7.11.3.4.2 la verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

1. eventi sismici attesi di magnitudo  $M$  inferiore a 5;
2. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g;
3. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;

4. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata  $(N1)_{60} > 30$  oppure  $qc_{1N} > 180$  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  $qc_{1N}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
5. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c < 3,5$  ed in Figura 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c > 3,5$ .

**Quando le condizioni 1 e 2 non risultino soddisfatte, le indagini geotecniche devono essere finalizzate almeno alla determinazione dei parametri necessari per la verifica delle condizioni 3, 4 e 5.**

Quando nessuna delle condizioni del § 7.11.3.4.2 risulti soddisfatta e il terreno di fondazione comprenda strati estesi o lenti spesse di sabbie sciolte sotto falda, occorre valutare il coefficiente di sicurezza alla liquefazione alle profondità in cui sono presenti i terreni potenzialmente liquefacibili.

Salvo utilizzare procedure di analisi avanzate, la verifica può essere effettuata con metodologie di tipo storico-empirico in cui il coefficiente di sicurezza viene definito dal rapporto tra la resistenza disponibile alla liquefazione e la sollecitazione indotta dal terremoto di progetto.

L'adeguatezza del margine di sicurezza nei confronti della liquefazione deve essere valutata e motivata dal progettista.

Nel caso specifico dell'area del PEC CE, sebbene i primi due punti non permettano di escludere la liquefazione, stante la composizione granulometrica dei terreni di fondazione, essenzialmente ghiaioso-ciottolosa, con assenza di livelli significativi di sabbie fini e limi, il loro elevato grado di addensamento e la soggiacenza della falda freatica a profondità maggiore di 15 m, si ritiene che rispetto alle magnitudo attese i fenomeni di liquefazione siano assenti.

## 8 STIMA DELLA CAPACITÀ PORTANTE DEL TERRENO DI FONDAZIONE

La stima della capacità portante del terreno di fondazione è stata effettuata applicando il DM 14-1-2008 con l'approccio 2 (A1+M1+R3), tenendo conto delle azioni sismiche. Sono state considerate travi continue di larghezza compresa tra 0.8 e 1.2 m con pilastri ad interasse di 3.5 m e con un carico N di circa 65000 kg (circa 637 kN). L'approfondimento è stato ipotizzato di 1 m. Il livello della falda è stato supposto a -13 m rispetto al piano di posa delle fondazioni e le eccentricità sono state prudenzialmente supposte pari a B/6.

La pressione limite è stata calcolata tramite la formula generale di Brinch-Hansen (1970):

$$q_{lim} = c N_c s_c d_c i_c g_c b_c z_c + q N_q s_q d_q i_q g_q b_q z_q + 0.5 \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma z_\gamma$$

in cui:

- B = larghezza (m)  
 L = lunghezza (m)  
 P = approfondimento rispetto al piano pavimento dell'interrato (m)  
 $\gamma$  e  $\gamma'$  = peso di volume del terreno e peso di volume alleggerito in caso di presenza d'acqua ( $kN/m^3$ )  
 q = carico litostatico ( $= \gamma \cdot D$ ) in  $kN/m^2$



- c = coesione (kPa)  
 e = eccentricità (m) (considerate massime e pari a B/6 ed L/6)  
 Nc, Nq, Ny = fattori di capacità portante dipendenti dall'angolo d'attrito  
 sc, sq, sy = fattori di forma dipendenti da B, L (lunghezza del plinto in m) e dalle eccentricità  
 dc, dq, dy = fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa (D)  
 ic, iq, iy = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico  
 gc, gq, gy = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del p.c.  
 bc, bq, by = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano di fondazione.  
 zc, zq, zy = fattori correttivi che tengono conto degli effetti inerziali

Per l'espressione dei singoli fattori si rimanda ai testi specializzati in materia. Il piano di posa delle fondazioni ed il p.c. sono stati sempre considerati orizzontali (per cui i fattori  $g_i$  e  $b_i$  sono sempre uguali a 1).

I risultati sono riportati nella seguente tabella.

Approccio A1+M1+R3 stati limiti SLU (slv)

#	L (m)	B (m)	Pw (m)	Aeff. (m <sup>2</sup> )	aB (m)	eL (m)	Contr. c (kPa)	Contr. q (kPa)	Contr. γ (kPa)	Plimit (kPa)	F (-)	Rd (kPa)	Ed (kPa)	
1	3.5	0.8	13	1.242666	583	133	0.000	+ 951.745	+ 232.100	- 1183.845	2.300	- 514.72	580	Ed > Rd non verificato
2	3.5	1	13	1.553333	583	166	0.000	+ 989.866	+ 290.100	- 1259.966	2.300	- 547.81	544	Ed ≤ Rd verificato
3	3.5	1.2	13	1.864	583	2	0.000	+ 939.139	+ 348.100	- 1267.239	2.300	- 559.67	453	Ed ≤ Rd verificato

Tabella 4 – Valutazione della capacità portante del terreno di fondazione.

La stima preliminare della capacità portante del terreno di fondazione, eseguita adottando criteri cautelativi e di larga massima, ha evidenziato che solo per larghezze di fondazione pari o superiori ad 1 m le azioni sono inferiori alle forze resistenti. Si consiglia quindi, sempre in via preliminare, di adottare una fondazione continua (comprensivo di magrone strutturale) di larghezza pari o superiore ad 1 m con un approfondimento di almeno 1 m. con piano di fondazione intestato nel complesso 2 (ghiaie ciottolose).

## 9 STIMA DI LARGA MASSIMA DEI CEDIMENTI

Per la valutazione di massima dei cedimenti  $S$  (espressi in mm) è stato fatto riferimento alla formula di Burland e Burbidge (1984) che utilizza i dati delle prove penetrometriche dinamiche  $N_{SPT}$ . È stato adottato l'approccio (A1+M1+R3) per gli stati limite di danno (SLD) aumentando il carico di un fattore pari a 1,3. È stato ipotizzato che i cedimenti avvengano in corrispondenza di supposti (a favore di sicurezza) livelli limosi posti sotto il piano di fondazione fino ad una profondità pari a 2B m dal piano campagna del sondaggio S1 (2017). Il numero  $N_{SPT}$  ipotizzato è pari a 6, uguale a quello dei livelli limosi attraversati nei primi 5 m del sondaggio S1 (2017). Il carico agente sulla fondazione è stato assunto pari a 637 kN.

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

dove:

$q'$  = pressione efficace lorda (KPa)

$\sigma'_{vo}$  = tensione verticale efficace agente alla quota di imposta della fondazione (KPa)

B = larghezza della fondazione (m)

$I_c$  = indice di compressibilità (=  $1.706/N_{SPT}^{1.4}$ )

$f_s, f_H, f_t$  = fattori correttivi legati rispettivamente alla forma, alla potenza dello strato compressibile in rapporto alla larghezza B della fondazione ed al tempo

I risultati sono riportati nella successiva tabella. I valori possono variare del  $\pm 50\%$ . Si fa inoltre presente che la formula utilizzata per la valutazione dei cedimenti è spesso poco affidabile, in quanto ricostruita su basi puramente empiriche, ed i valori ricavati vanno intesi come ordini di grandezza piuttosto come valori assoluti.

Pressione efficace lorda (kPa)	$\sigma'_{vo}$ (kPa)	B (m)	L (m)	S cedimento immediato (mm)	S cedimento secondario (mm)
295,8	90	0,8	3,5	24,26	36,39
236,6	90	1	3,5	18,04	27,06
197,2	90	1,2	3,5	13,78	20,67

Tabella 5 – Valutazione di larga massima dei cedimenti.

## 10 CONCLUSIONI

Sulla base delle precedenti verifiche e delle indagini effettuate si esprime parere favorevole riguardo l'intervento in progetto.

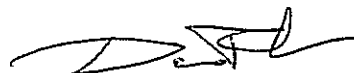
L'edificio sarà fondato su depositi ghiaioso-sabbiosi con buone caratteristiche geotecniche. La soggiacenza della falda superficiale si attesta a circa 16 m. È inoltre stata verificata, in via preliminare, la capacità portante del terreno di fondazione e l'entità dei cedimenti indotti dall'edificio.

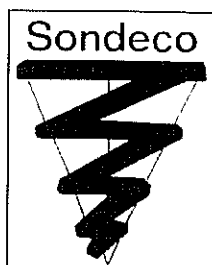
Le indagini sismiche hanno evidenziato che la categoria di sottosuolo è la "B", per la morfologia dei luoghi la categoria topografica è la T1, mentre le analisi di rumore ambientale hanno evidenziato che la frequenza di vibrazione fondamentale del terreno è di circa 10 Hz.

Stante la composizione granulometrica dei terreni di fondazione (essenzialmente ghiaioso-ciottolosa, con assenza di livelli significativi di sabbie fini e limi), il loro grado di addensamento e la soggiacenza della falda freatica a profondità maggiore di 15 m, si ritiene che rispetto alle magnitudo attese i fenomeni di liquefazione siano assenti.

Dato che l'area è rialzata di circa 1,5-2 m rispetto ai canali artificiali che la bordano (lati est e sud) gli interventi in progetto non condizionano negativamente la propensione all'edificabilità delle aree limitrofe e non devono essere adottate soluzioni tecniche atte a impedire fenomeni di allagamento imputabili a fenomeni di tracimazione locale del reticolo idrografico artificiale minore.

La realizzazione di piani interrati non interferisce con il regime della falda idrica ed il franco tra minima soggiacenza della falda e piani di fondazione si attesta attorno a 13 m, superiore al franco minimo di 50 cm indicato nelle norme della classe IIb.





**IMPREDIL S.R.L.**

CANTIERE: VIA UGO MARINO  
PINEROLO (TO)

**INDAGINE GEOGNOSTICA**

Note tecnico – esecutive

Rev.	Data	Redazione	Verifica	Approvazione	Descrizione
0	22/03/2017	dott. Stellato S. 	dott. geol. Mosso E. 	dott. geol. Chiesa G. 	Prima Emissione

## **IMPREDIL S.r.l.**

### **INDAGINE GEOGNOSTICA Via Ugo Marino – Pinerolo (TO)**

Su incarico della Società "*Impredil S.r.l.*" è stata eseguita, nelle giornate dal 14 al 15 marzo 2017, una indagine geognostica costituita da n° 1 sondaggio, ubicata presso un lotto di futura edificazione sito in via Ugo Marino (Fig. 1 e 2), nel territorio comunale di Pinerolo (TO); tale indagine aveva lo scopo di valutare l'assetto litostratigrafico e di acquisire i parametri geotecnici necessari alla valutazione di fattibilità ed alla progettazione di un nuovo complesso residenziale.

#### **SONDAGGI**

Il sondaggio è stato eseguito a rotazione con carotaggio continuo utilizzando una sonda idraulica tipo CMV "MK 600 D" montata su carro cingolato; per tutta la lunghezza si sono utilizzati carotieri semplici aventi  $\varnothing$  127 e 101 mm. Per stabilizzare in corso d'opera le pareti del foro sono stati impiegati rivestimenti metallici provvisori  $\varnothing$  127 mm.

Il sondaggio, denominato *SI*, ubicato presso il margine settentrionale del lotto, è stato spinto fino alla profondità di m 20.00 dal piano campagna ed in corso d'opera sono state eseguite n° 8 prove SPT (Standard Penetration Test); le risultanze e le quote di esecuzione sono riportate nella stratigrafia allegata.

I testimoni del carotaggio sono stati riposti in n° 4 cassette catalogatrici, opportunamente classificate e ricoverate in cantiere, a disposizione della Committenza.

**PROVE IN FORO - SPT**

Le prove SPT sono state eseguite secondo le prescrizioni stabilite dalle specifiche AGI 1977 e approfondite dalla norma UNI EN ISO 22476-3:2012.

La sottostante **Tabella 1** riporta le caratteristiche del dispositivo di battuta con maglio a sganciamento automatico (tipo "Nenzi") utilizzato per l'esecuzione delle prove in foro di tipo SPT:

CARATTERISTICHE TECNICHE DEL MARTINO A SGANCIO AUTOMATICO (PROVE "SPT")	
Peso totale dispositivo di battitura	115,00 kg
Massa maglio	63,50 kg
Altezza di caduta libera	760,00 mm
Diametro esterno aste di infissione	50,00 mm
Peso aste di infissione (tipo B)	7,00 kg/m
Lunghezza campionatore Raymond (comprendente scarpa e raccordo per le aste)	813,00 mm
Diametro esterno campionatore Raymond	51,00 mm
Diametro interno campionatore Raymond	35,00 mm
Angolo di spoglia della punta aperta	20°
Angolo di apertura della punta conica	60°

**Tabella 1**

Le risultanze e le quote di esecuzione delle prove SPT eseguite sono riportate nelle stratigrafie allegate.

**STRUMENTAZIONE – PIEZOMETRO**

Al termine della perforazione, la verticale di indagine è stata strumentata mediante la posa in opera di un piezometro a tubo aperto ( $\varnothing$  2") in PVC, fenestrato da m 11,0 a m 20,0, al fine di poter verificare nel tempo le eventuali oscillazioni del livello di falda.

Il livello statico rilevato alla fine delle operazioni di cantiere è riportato nella scheda stratigrafica.

Certificato n° 633 del 22/03/2017

La **Tabella 2** sottostante riporta le soggiacenze rilevate sulla testa del tubo piezometrico in configurazione definitiva alla data di effettuazione della lettura:

Sondaggio n°	Data lettura	Profondità falda da t.t. (m)
S1	15/03/17	16.17

**Tabella 2**

**RIEPILOGO SONDAGGI**

Le coordinate, la profondità di perforazione dei sondaggi, il numero di prove SPT eseguite in ciascuno ed il tipo di strumentazione installata sono riepilogati nella **Tabella 3** seguente:

Sondaggio n°	Coordinate del punto di indagine (GPS – gradi decimali)	Metodologia di perforazione	Profondità (m)	N° prove SPT	Campioni prelevati	Tipo di strumentazione
S1	44.883100 7.347600	Carotaggio continuo	20.00	8	-	Piezometro a tubo aperto

**Tabella 3**

Si trasmette in allegato la documentazione tecnica relativa all'indagine eseguita.

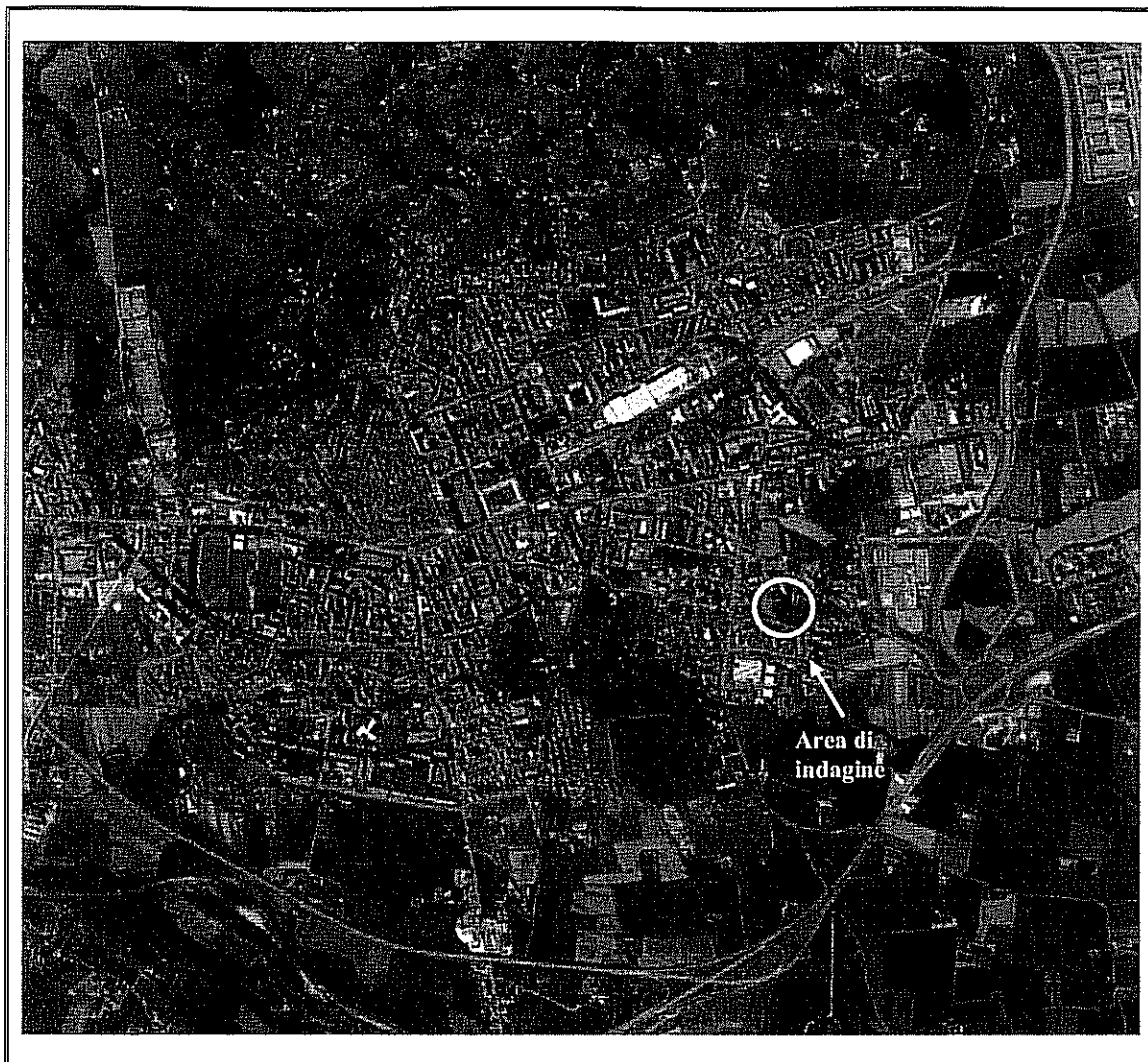


Fig. 1: Inquadramento area di indagine.

Certificato n° 633 del 22/03/2017

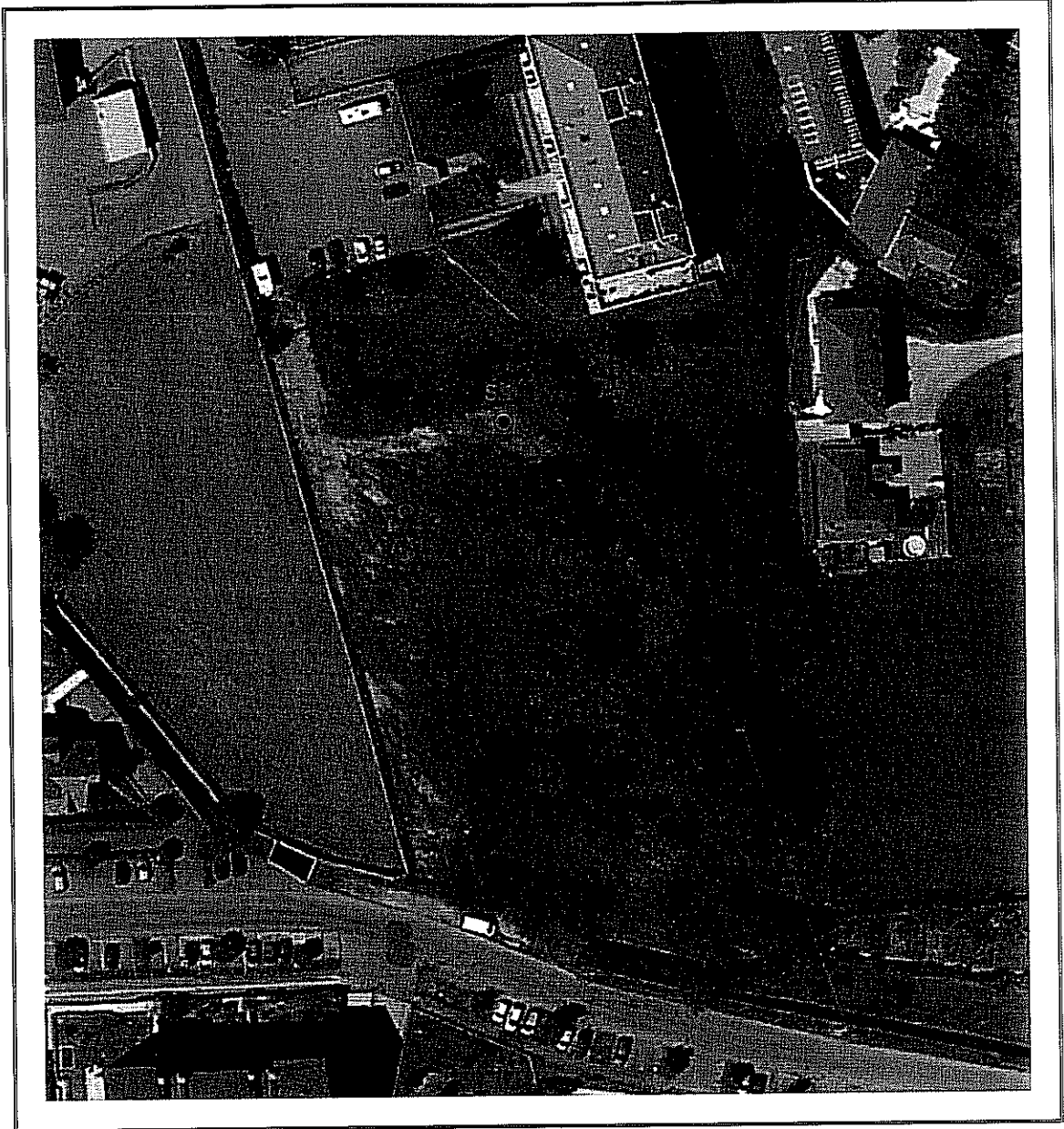



Fig. 2: Ubicazione delle indagini eseguite (in rosso).







Certificato n° 633 del 22/03/2017

**Allegato  
stratigrafico**

Certificato n° 633 del 22/03/2017

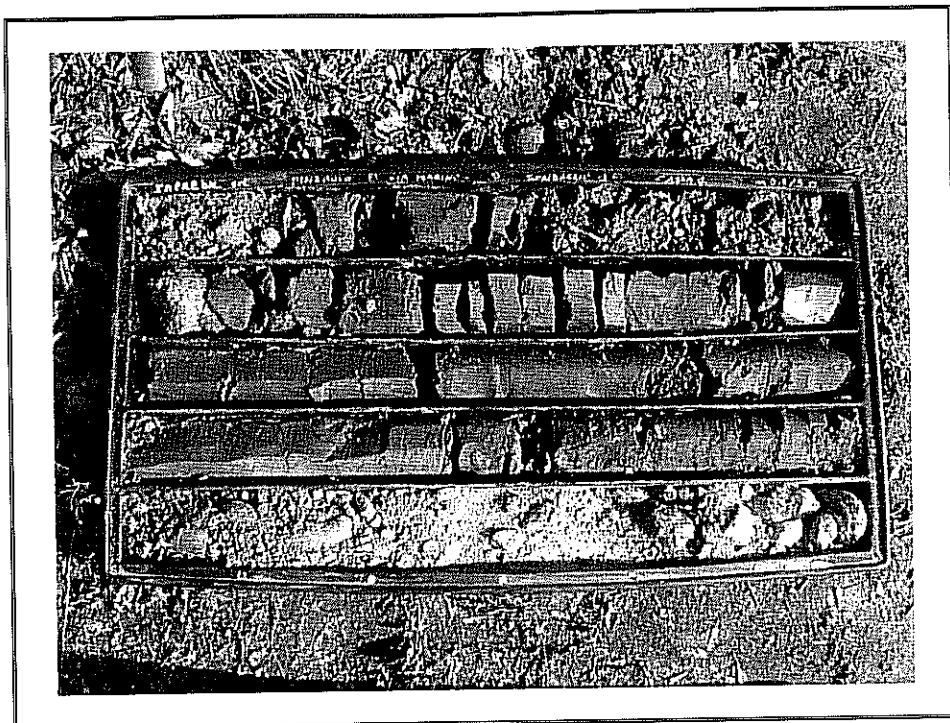
	Committente	Impredil S.r.l.		SONDAGGIO	FOGLIO
	Cantliere	Via Ugo Marino		S1	1/1
	Località	Pinerolo (TO)		Quota (p.c.)	
	Data Inizio	14/03/17	Data Fine	15/03/17	

Profondita'	Potenza	Scala 1:100	Stratigrafia	Descrizione	Falda	Perforazione	Rivestimento	% Carotaggio	RQD	Piezometro	Inclinometro	Prove S.P.T.	Campioni
1.30	1.30	1		Terreno di riporto limoso sabbioso argilloso con sporadica ghiaia, frammenti di laterizi e ciottoli; colore bruno scuro grigiastro.		127						3.00	
	2.40	2		Limo argilloso e argilla limosa (colore grigio plumbeo) passante al letto a limo e limo debolmente sabbioso (colore grigio bruno scuro).								2-3-3	
3.70	0.40	4		Limo sabbioso e sabbia limosa, addensata ed ossidata; colore bruno rossiccio.							4.50		
4.10	3.70	5		Ghiaia eterometrica con frequenti ciottoli (diam. max 12-15 cm) in subordinata matrice sabbioso limosa, addensata e a tratti ossidata; colore bruno con orizzonti bruno rossiccio.							33-R		
		6									6.10		18-25-36
		7									7.50		28-R
7.80	9.20	8		Sabbia e sabbia limosa, addensata ed ossidata, con ghiaia eterometrica, a tratti debolmente alterata ed argillificata, e frequenti ciottoli (diam. max 10-12 cm); colore bruno rossiccio.							9.10		
		9									20-12-20		
		10									10.50		R
		11									12.00		26-21-33
		12									13.50		25-38-R
		13											
		14											
17.00	0.70	17		Orizzonte ciottoloso con clasti fino a pluridecimetri in scarsa matrice sabbioso limosa; colore bruno rossiccio.									
17.70	2.30	18		Sabbia limosa e limo sabbioso, ossidato, con sporadica ghiaia parzialmente alterata e piccoli ciottoli non alterati; colore bruno rossiccio.									
		19											
20.00		20											

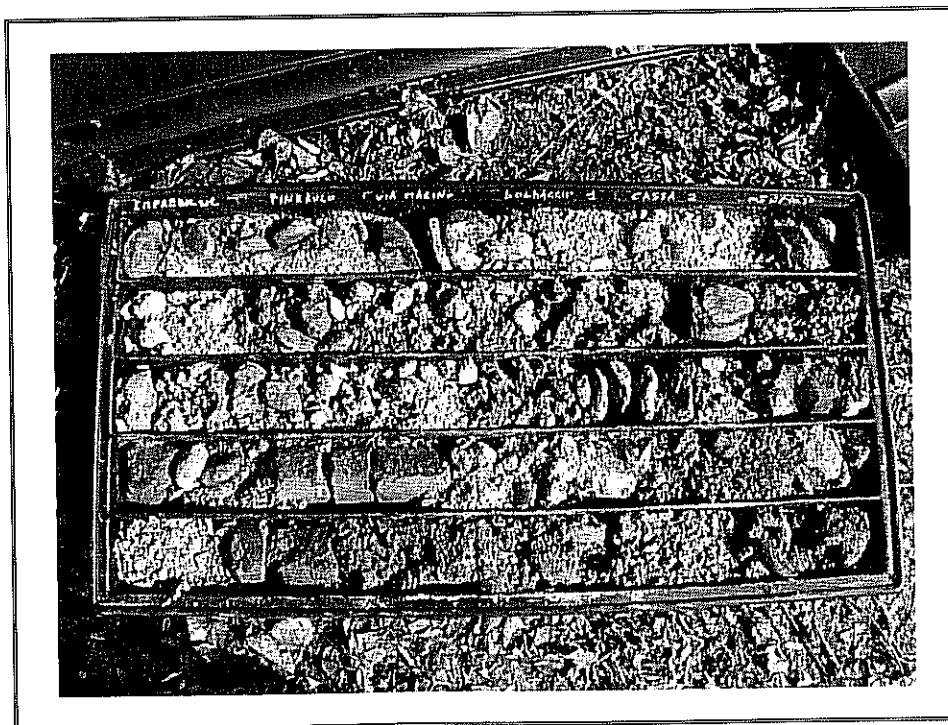
20.00

Certificato n° 633 del 22/03/2017

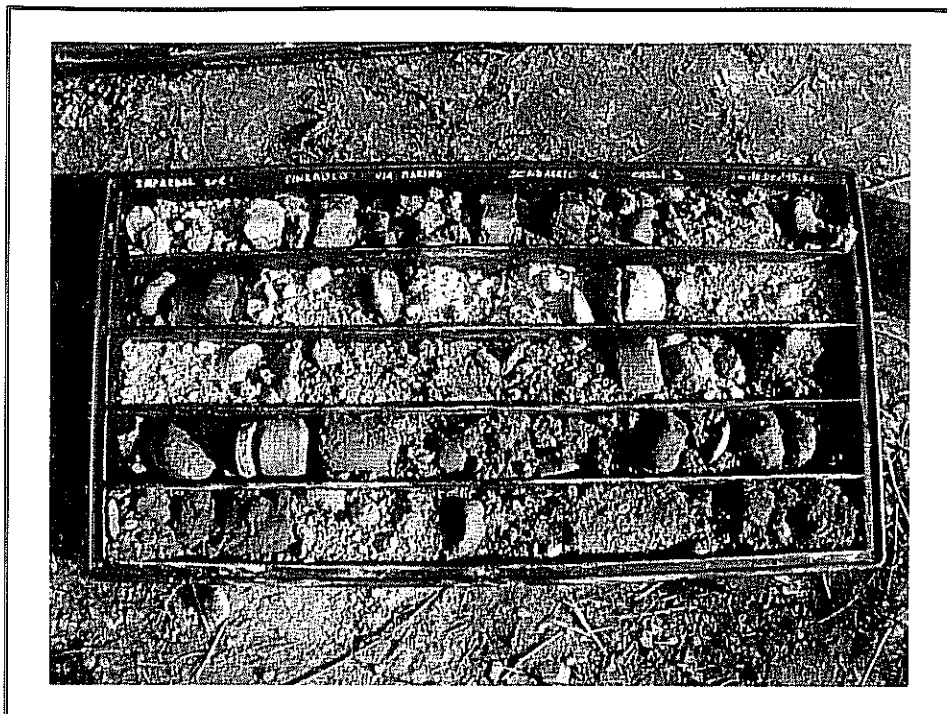
**Allegato  
fotografico**



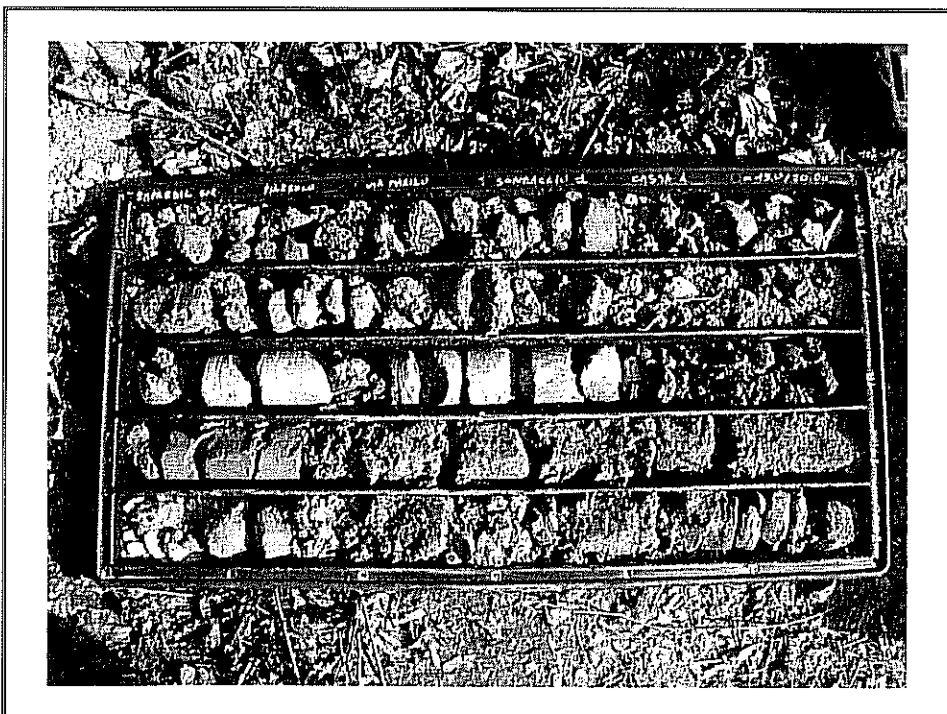
**Foto 1:** Sondaggio S1 - cassa 1 - da 0.00 m a 5.00 m.



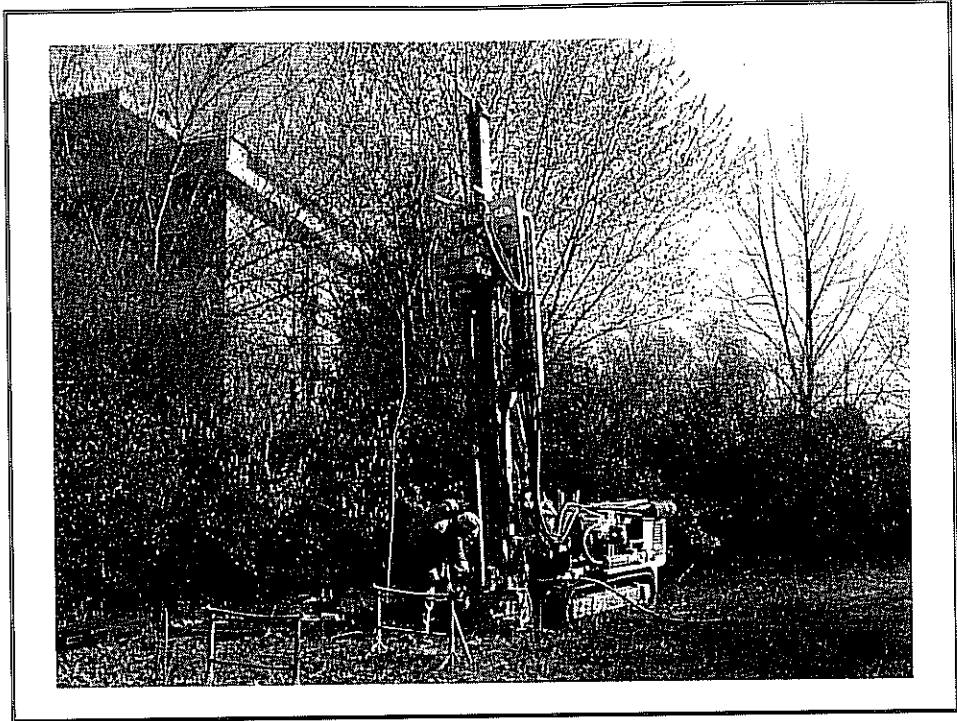
**Foto 2:** Sondaggio S1 - cassa 2 - da 5.00 m a 10.00 m.



**Foto 3:** Sondaggio S1 - cassa 3 - da 10.00 m a 15.00 m.



**Foto 4:** Sondaggio S1 - cassa 4 - da 15.00 m a 20.00 m.



**Foto 5:** Posizionamento sondaggio S1.



## IMPREDIL SRL

### Cantiere di Pinerolo (TO) – Via Ugo Marino

#### Indagine geofisica di tipo MASW



### RAPPORTO ILLUSTRATIVO

Ns. Rif.:2193 R01

B					
A					
Ø	27/03/2017	Dott. G. Zanolto <i>G. Zanolto</i>	Dott. R. Tomai <i>R. Tomai</i>	Ing. A. Morino <i>A. Morino</i>	Emissione
REV	DATA	REDAZIONE	VERIFICA	APPROVAZIONE	DESCRIZIONE

gd test Srl

Via Pigafetta 17 - 10129 TORINO - Italia  
Tel +39.011 58.08.466 Fax +39.011.58.08.319  
E-mail [gdtest@gdtest.it](mailto:gdtest@gdtest.it) www.gdtest.it  
Capitale sociale: 100.000 euro  
P.IVA e C.F. 08207640015



## INDICE

<b>1. PREMESSA.....</b>	<b>1</b>
<b>2. INDAGINE MASW.....</b>	<b>1</b>
2.1 DESCRIZIONE .....	2
2.2 STRUMENTAZIONE UTILIZZATA E MODALITÀ DI ACQUISIZIONE .....	3
2.3 RISULTATI OTTENUTI .....	6



## 1. PREMESSA

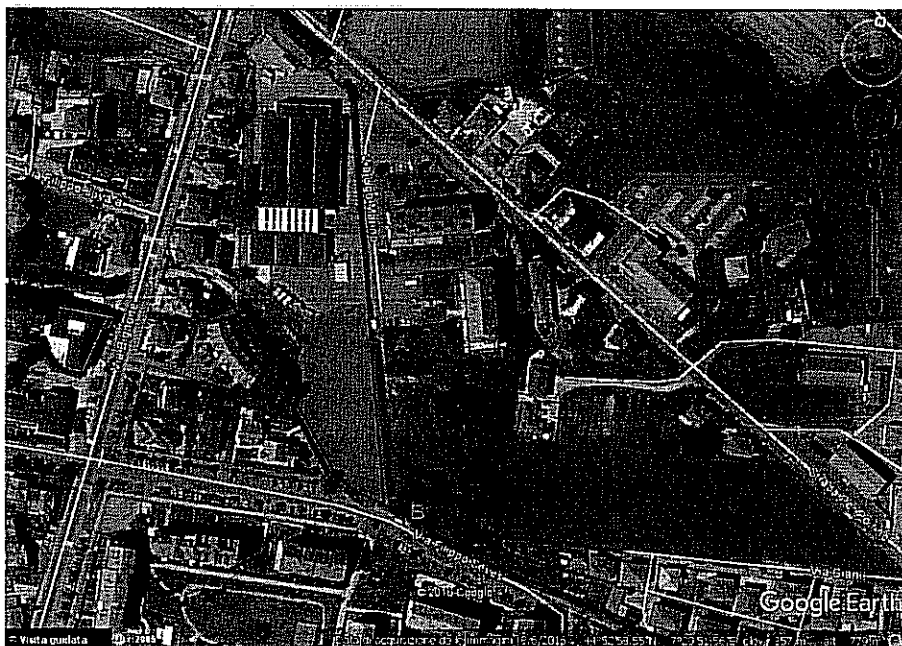
Su incarico della IMPREDIL s.r.l. in data 21 Marzo 2017 la gd test srl ha eseguito un'indagine geofisica in prossimità di via Ugo Marino, nel comune di Pinerolo (TO).

L'indagine di tipo MASW (Multi-Channel Analysis of Surface Waves) è stata finalizzata alla determinazione della velocità di propagazione delle onde di taglio  $V_s$  in funzione della profondità ed al calcolo del parametro  $V_{s30}$  utile alla classificazione sismica dei terreni in conformità alle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14/01/2008).

La presente relazione illustra le attività svolte e i risultati conseguiti.

## 2. INDAGINE MASW

Per realizzare l'indagine MASW oggetto della presente relazione è stato previsto uno stendimento della lunghezza di 46 metri nei pressi di via Ugo Marino nel comune di Pinerolo (TO), come indicato nella figura 1



*Figura 1 : ubicazione dello stendimento di geofoni. La lunghezza è 46 metri (fonte Google Maps)*

## 2.1 Descrizione

La prova geofisica MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) è un metodo d'indagine sismica di onde superficiali (onde di Rayleigh) finalizzata alla determinazione dei profili di velocità delle onde di taglio in mezzi stratificati.

La propagazione delle onde di Rayleigh in un mezzo verticalmente eterogeneo, è un fenomeno multi-modale: data una determinata stratigrafia, in corrispondenza di una certa frequenza, possono esistere diverse lunghezze d'onda. Di conseguenza ad una determinata frequenza possono corrispondere diverse velocità di fase, ad ognuna delle quali corrisponde un modo di propagazione, e differenti modi di vibrazione possono esibirsi simultaneamente.

La curva di dispersione ottenuta elaborando i dati derivanti dalle indagini sismiche col metodo MASW è una curva apparente, derivante dalla sovrapposizione delle curve relative ai vari modi di vibrazione e che per i limiti indotti dal campionamento non necessariamente coincide con singoli modi nei diversi intervalli di frequenza campionati.

I dati acquisiti vengono sottoposti ad una fase di processing che consente di stimare la curva di dispersione caratteristica del sito in oggetto, ovvero la velocità di fase delle onde di Rayleigh in funzione della frequenza (il codice di calcolo utilizzato è SurfSeis ® versione 2.0, Kansas University USA).

Esistono diverse tecniche di processing per estrarre dai sismogrammi le caratteristiche dispersive del sito. La metodologia più diffusa è l'analisi spettrale in dominio f-k (frequenza-numero d'onda). I dati sismici registrati vengono sottoposti a una doppia trasformata di Fourier che consente di passare dal dominio x-t (spazio tempo) al dominio f-k. Lo spettro f-k del segnale consente di ottenere una curva di dispersione per le onde di Rayleigh, nell'ipotesi che nell'intervallo di frequenze analizzato le onde che si propagano con il maggiore contenuto di energia siano proprio le onde di Rayleigh, e se le caratteristiche del sito sono tali da consentire la propagazione delle onde superficiali e un comportamento dispersivo delle stesse. Si

dimostra, infatti, che la velocità delle onde di Rayleigh è associata ai massimi dello spettro f-k; si può ottenere facilmente una curva di dispersione individuando ad ogni frequenza il picco spettrale, al quale è associato un numero d'onda k e quindi una velocità delle onde di Rayleigh VR, determinabile in base alla teoria delle onde dalla relazione:

$$VR(f) = 2\pi f/k$$

Riportando le coppie di valori (VR,f) in un grafico, si ottiene la curva di dispersione utilizzabile nella successiva fase di inversione. La fase di inversione deve essere preceduta da una parametrizzazione del sottosuolo, che viene di norma schematizzato come un mezzo visco-elastico a strati piano-paralleli, omogenei ed isotropi, nel quale l'eterogeneità è rappresentata dalla differenziazione delle caratteristiche meccaniche degli strati.

Il processo di inversione è iterativo: a partire da un profilo di primo tentativo, costruito sulla base di metodi semplificati, ed eventualmente delle informazioni note a priori riguardo la stratigrafia, il problema diretto viene risolto diverse volte variando i parametri che definiscono il modello. Il processo termina quando viene individuato quel set di parametri di modello che minimizza la differenza fra il set di dati sperimentali (curva di dispersione misurata) e il set di dati calcolati (curva di dispersione sintetica). Usualmente, algoritmi di minimizzazione ai minimi quadrati vengono utilizzati per automatizzare la procedura .

## **2.2 Strumentazione utilizzata e modalità di acquisizione**

La strumentazione base per l'esecuzione di una prova MASW è costituita da una sorgente di vibrazioni, un sistema di trigger, una serie di ricevitori e un sistema di acquisizione dati per l'elaborazione dei segnali elettrici raccolti dal ricevitore.

Nel caso particolare sono stati utilizzati gli strumenti nel seguito elencati:

- sorgente: massa battente in acciaio del peso di 8 kg con piastra di contrasto (figura 2);

- ricevitori: 24 geofoni a frequenza centrata di 4.5 Hz collegati con cavo multipolare
- sistema di acquisizione: sismografo DAQlink 24 canali 24 bit.

Lo stendimento ha previsto l'uso di 24 geofoni con interdistanza di 2 metri: sono state eseguite in totale 4 energizzazioni, due per ogni estremità dello stendimento; per ogni punto di energizzazione sono stati generati almeno 10 impulsi sismici. Il segnale è stato campionato ad intervalli di 0.125 ms, con ampiezza della finestra di acquisizione di 0,5 secondi.



*Figura 2 : particolare della mazza e della piastra di contrasto utilizzate per l'energizzazione*

### 2.3 Risultati ottenuti

La velocità di propagazione delle onde sismiche all'interno di un mezzo è strettamente legata alle proprietà meccaniche del mezzo di propagazione stesso.

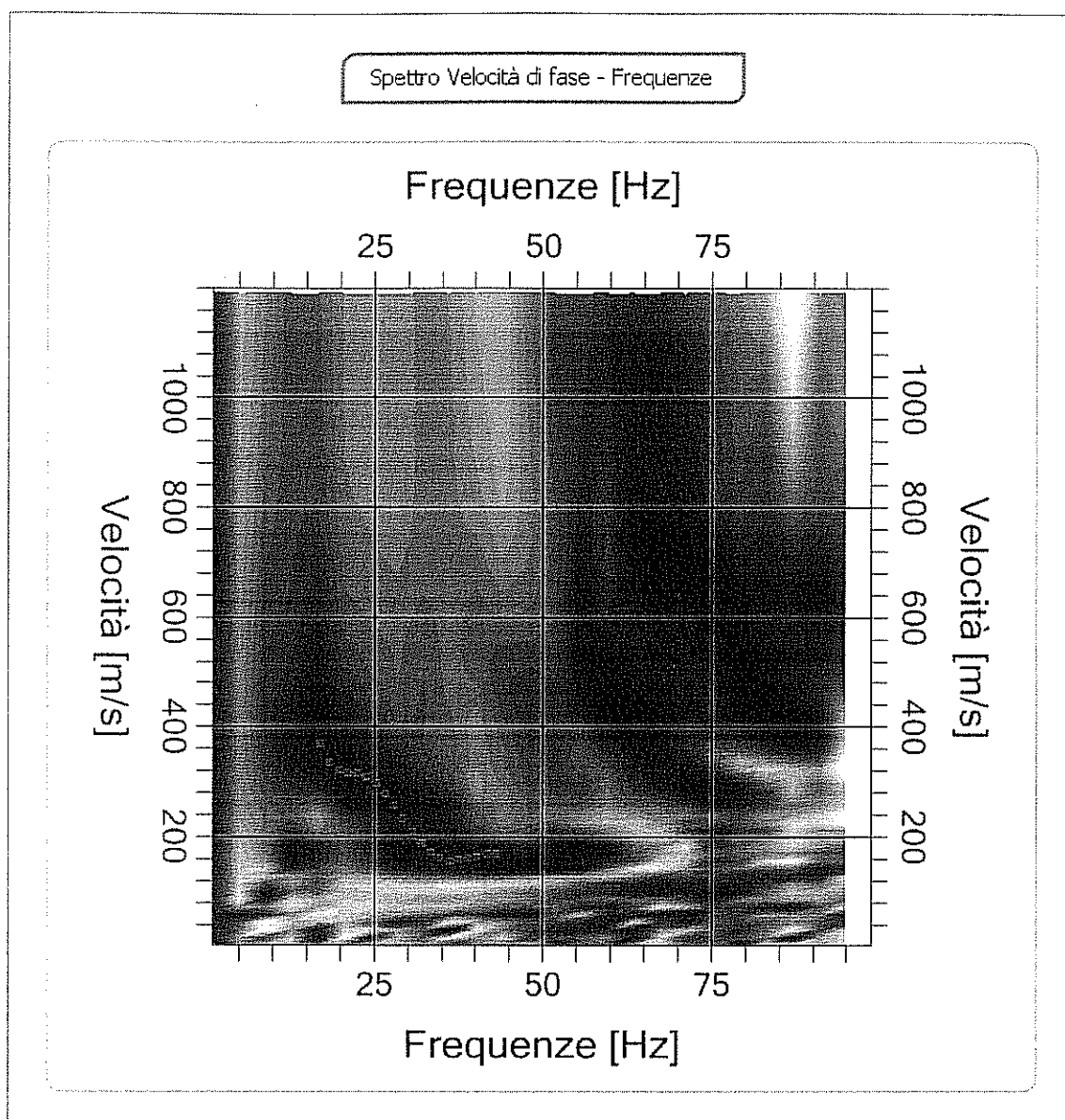
L'obiettivo principale della presente indagine MASW è la determinazione dei profili di velocità delle onde S con la profondità. Per raggiungere tale obiettivo occorre disporre dello spettro di frequenza da cui dedurre la curva di inversione numerica per la definizione del profilo delle onde di taglio S.

Dai valori così ottenuti di  $V_s$  è stato quindi possibile calcolare il parametro  $V_{s30}$  secondo la seguente formula:

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_i}}$$

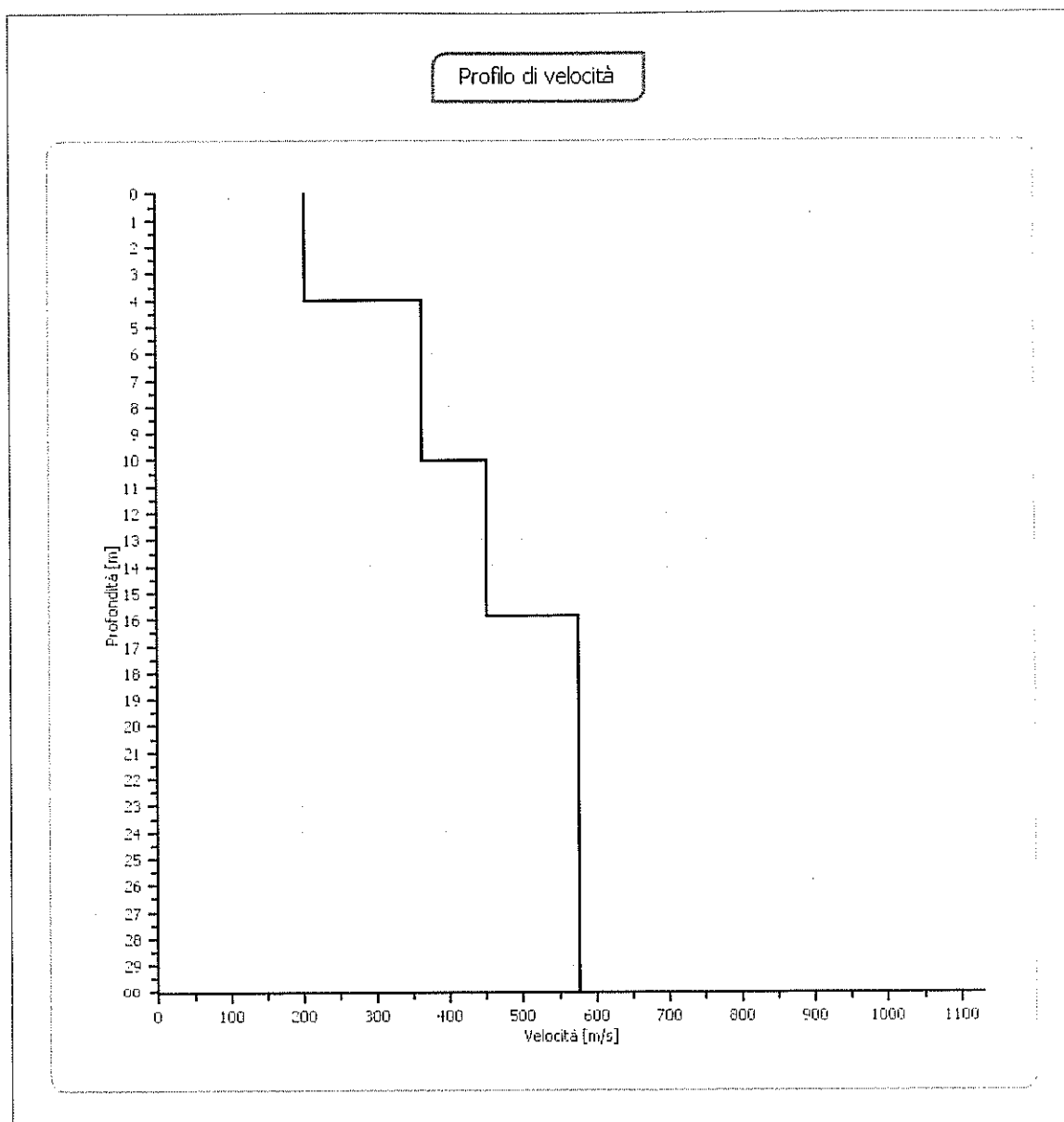
dove  $h_i$  e  $V_i$  indicano rispettivamente lo spessore in metri e la velocità delle onde di taglio dello strato  $i$ -esimo per un totale di  $N$  strati presenti nei 30 metri più superficiali indagati.

Le figura 4 illustra lo spettro delle velocità di fase in funzione delle frequenze e la relativa curva di dispersione calcolata.



**Figura 4 : spettro "velocità di fase – frequenze" con la curva di dispersione estratta**

In figura 5 è rappresentato il profilo delle velocità di propagazione delle onde S ottenute al variare della profondità.



**Figura 5: profilo di velocità delle onde di taglio ottenuto dall'inversione numerica dell'analisi in frequenza**

Utilizzando le velocità dei singoli strati fino a 30 m si è ottenuto un valore di  $V_{s30}$  pari a **406 m/s** per lo stendimento AB (tabella 1): questi valori identificano un suolo di



**categoria B** : “ Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti con spessori maggiori di 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e dei valori di  $V_{s30}$ , compresi tra 360 m/s e 800 m/s ( ovvero  $NSPT_{,30} > 15$  nei terreni a grana grossa e  $c_{u,30} > 250$  kPa nei terreni a grana fina ) ”

<b>Modello Profilo Vs a 5 strati</b>			
<b>Strato</b>	<b>Profondità [m]</b>		<b>Vs [m/s]</b>
	<b>da</b>	<b>a</b>	
<b>1</b>	0,00	4,04	203
<b>2</b>	4,04	10,04	364
<b>3</b>	10,04	15,88	451
<b>4</b>	15,88	23,08	576
<b>5</b>	23,08	30	576
<b><math>V_{s30} = 406</math> m/s</b>			

**Tabella 1 – Velocità onde di taglio per ogni strato e calcolo del valore  $V_{s30}$**