



## COMUNE DI PECETTO TORINESE

Via Umberto I, 3 – 10020 Pecetto Torinese (TO)

IL RESPONSABILE DEL SERVIZIO TECNICO  
SETTORE LAVORI PUBBLICI  
Arch. Francesca DIBITONTO

IL SINDACO  
Ing. Renato FILIPPA

### LAVORI DI SISTEMAZIONE IDROGEOLOGICA DI STRADA DELLA VETTA IN PECETTO TORINESE (TO)

### PROGETTO ESECUTIVO

(art. 23 del D.lgs.50/2016)

Edizione: GENNAIO 2022

|   |                     |                    |                             |                    |
|---|---------------------|--------------------|-----------------------------|--------------------|
| Categoria:<br><b>STRUTTURALE</b>                                  |                     |                    | Commessa:<br><b>L17.342</b> |                    |
| Oggetto:<br><b>RELAZIONE GEOLOGICA – GEOTECNICA –<br/>SISMICA</b> |                     |                    | Fase:<br><b>ES</b>          |                    |
| File:<br>L17.342.ES.ST.00A.01                                     |                     |                    | Elaborato:<br><b>ST.00A</b> |                    |
| Redatto:<br>M.G.  | Verificato:<br>M.G. | Approvato:<br>E.R. | Tom.:<br><b>01/01</b>       | Rev.:<br><b>01</b> |

| REVISIONI |             |
|-----------|-------------|
| N°        | Descrizione |
| 01        | Revisione   |
|           |             |

#### IL PROGETTISTA:

**ERREstudio** s.r.l.  
Società di Ingegneria

Via Sant'Ubaldo, 28 – 15121 Alessandria (AL) - Italy  
Tel. +39.0131.752108 - Fax +39.0131.752109  
E-mail: segreteria@erre-studio.it - Pec: erre-studio-srl@pec.it  
Web: www.erre-studio.it  
C.F./P.IVA: 02429800069 / REA: AL - 255147

TIMBRO E FIRMA



## SOMMARIO

|   |           |
|---|-----------|
| <b>1. PREMESSA .....</b>  | <b>3</b>  |
| <b>2. INTRODUZIONE .....</b>  | <b>4</b>  |
| <b>3. INQUADRAMENTI .....</b>   | <b>4</b>  |
| <b>3.1. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO .....</b>                                    | <b>4</b>  |
| <b>3.2. INQUADRAMENTO MORFOLOGICO STRUTTURALE .....</b>                       | <b>5</b>  |
| <b>3.3. GEOLOGIA .....</b>  | <b>6</b>  |
| 3.3.1. TERRENI DI COPERTURA .....   | 7         |
| <b>3.4. IDROGRAFIA ED IDROGEOLOGIA .....</b>                                  | <b>8</b>  |
| <b>3.5. INDAGINI ESEGUITE .....</b>   | <b>9</b>  |
| 3.5.1. INDAGINI GEOGNOSTICHE .....  | 9         |
| 3.5.2. ATTREZZATURA UTILIZZATA .....  | 9         |
| 3.5.3. METODOLOGIA DI PERFORAZIONE .....                                      | 10        |
| 3.5.4. ESECUZIONE PROVE S.P.T. ....   | 11        |
| 3.5.5. RESTITUZIONE RISULTATI .....   | 11        |
| <b>3.6. INDAGINI GEOFISICHE .....</b>   | <b>14</b> |
| 3.6.1. OBIETTIVI DELL'INDAGINE E MODALITÀ ESECUTIVA .....                     | 14        |
| 3.6.2. STRUMENTAZIONE UTILIZZATA .....  | 15        |
| 3.6.3. GEOMETRIA DELLE STESE .....  | 15        |
| 3.6.4. MODALITÀ ESECUTIVA PROVA SISMICA A RIFRAZIONE .....                    | 16        |
| 3.6.5. METODOLOGIA .....  | 18        |
| 3.6.6. RISULTATI DELL'INDAGINE A RIFRAZIONE .....                             | 20        |
| 3.6.7. INTERPRETAZIONE .....  | 20        |
| 3.6.8. M.A.S.W. ....  | 21        |
| 3.6.9. RISULTATI .....  | 22        |
| <b>4. CARATTERISTICHE SUPERFICIALI E MODELLO GEOLOGICO .....</b>              | <b>23</b> |
| <b>4.1. LITOLOGIA .....</b>   | <b>23</b> |
| <b>4.2. CARATTERISTICHE IDROGEOLOGICHE .....</b>                              | <b>24</b> |
| <b>4.3. MODELLO GEOTECNICO – DETERMINAZIONE PARAMETRI GEOTECNICI .....</b>    | <b>24</b> |
| <b>4.4. CARATTERIZZAZIONE SISMICA .....</b>                                   | <b>25</b> |
| 4.4.1. DETERMINAZIONE DEI PARAMETRI SISMICI .....                             | 25        |
| 4.4.2. DETERMINAZIONE DELLA CATEGORIA SISMICA DEL TERRENO DI FONDAZIONE ..... | 28        |
| <b>5. VERIFICHE DI SICUREZZA .....</b>  | <b>30</b> |
| <b>5.1. VERIFICHE GEOTECNICHE .....</b>                                       | <b>30</b> |
| 5.1.1. SINTESI DELLE FUNZIONALITÀ DEL PROGRAMMA .....                         | 31        |
| 5.1.2. COLLASSO PER MOTO RIGIDO .....   | 32        |
| 5.1.2.1. SLU SENZA SISMA (COMBINAZIONE A2+M2) .....                           | 32        |
| 5.1.2.2. SLU SISMA (COMBINAZIONE A1+M1) .....                                 | 32        |
| 5.1.3. COLLASSO PER CARICO LIMITE VERTICALE .....                             | 33        |
| 5.1.3.1. SLU SENZA SISMA (COMBINAZIONE A2+M2) .....                           | 34        |

|           |   |           |
|-----------|---|-----------|
| 5.1.3.2.  | SLU SISMA (COMBINAZIONE A1+M1).....           | 35        |
| 5.1.4.    | VERIFICA SFILAMENTO TIRANTI PASSIVI .....     | 35        |
| 5.1.4.1.  | RESISTENZA ALLO SFILAMENTO BULBO-TERRENO..... | 35        |
| 5.1.4.2.  | RESISTENZA ALLO SFILAMENTO BULBO-TIRANTE..... | 37        |
| <b>6.</b> | <b>CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE.....</b>         | <b>38</b> |

## 1. PREMESSA

La presente relazione inerente le “**Relazione Geologica – Geotecnica – Sismica**” si riferisce all’intervento di “Sistemazione idrogeologica di Strada della Vetta in Pecetto Torinese” – 10020 Torino (TO),

Questa relazione è stata redatta tenendo conto di quanto stabilito dalla vigente normativa in materia di costruzioni e progettazione geotecnica, in particolare di:

- DM 14/1/2008 “Norme tecniche sulle costruzioni”;
- UNI ENV 1997-1 “Eurocodice 7 – progettazione geotecnica”;
- O.P.C.M. n. 3274/2003 e O.P.C.M. 3519/2006 “Normativa sismica”;
- Delibera della Giunta Regionale del Piemonte n. 11-13058 del 19.01.2010, entrata in vigore con la D.G.R. n. 4-3084 del 12.12.2011;
- L.R. 56 del 05/12/1977 “Tutela ed uso del suolo” e sue s.m.i. .

Data la necessità di definire correttamente la natura e le caratteristiche dei terreni interessati dal progetto e vista l’assenza nelle immediate vicinanze di dati utili alla caratterizzazione geotecnica e sismica degli stessi è stata eseguita nell’area in oggetto una campagna d’indagine che è consistita nell’esecuzione di:

- n° 1 prove geofisiche consistente in stendimento di sismica a rifrazione la cui elaborazione è stata eseguita con tecnica tomografica;
- n° 1 prova geofisica consistente in uno stendimento sismico eseguito con metodologia tipo M.A.S.W.;
- n° 1 sondaggio a carotaggio continuo spinto alla profondità massima di 15,00 m da piano campagna.

La campagna d’indagine eseguita è stata integrata, per quanto possibile, da un rilievo geologico-morfologico speditivo di superficie e da quanto raccolto in sede di analisi Bibliografica.

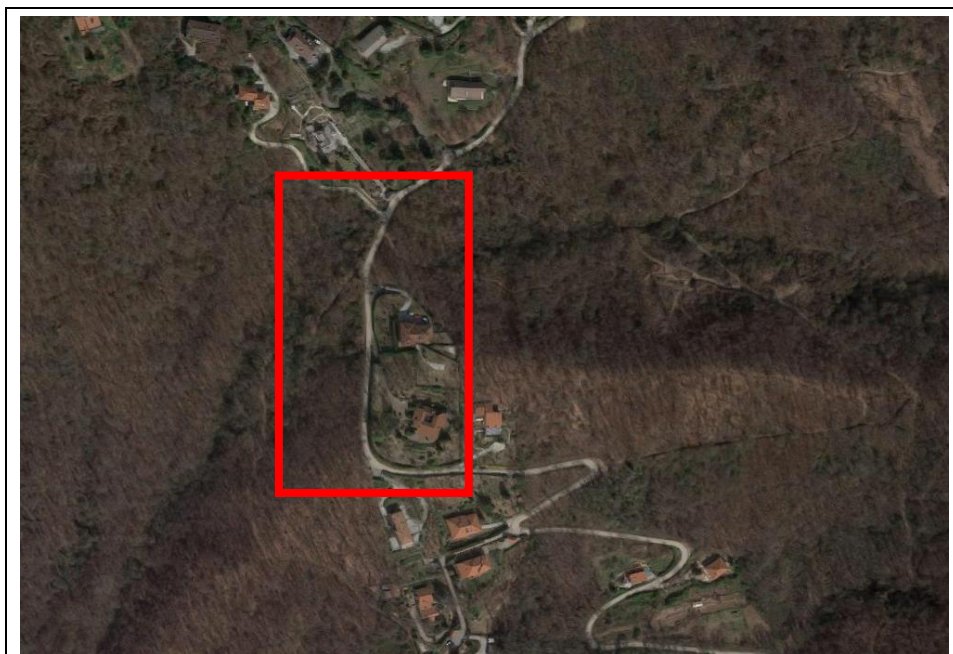


Fig. 1. Ortofoto

## 2. INTRODUZIONE

---

Il presente intervento previsto in Strada della Vetta, tra il Civ. 21 ed il Colle della Maddalena, ricade, nell'ambito del documento di gestione territoriale del Comune di Pecetto Torinese, in porzioni di territorio riferite a due classi di pericolosità geomorfologica: "III b", per le aree edificate, e "III a", per le altre.

La circolare n° 7 L.R. 56 del 1977 definisce:

- classe III b: *"porzioni di territorio edificate nelle quali gli elementi di pericolosità geologica e di rischio sono tali da imporre in ogni caso interventi di riassetto territoriale a tutela del patrimonio urbanistico esistente".* Le N.T.C. prevedono che *"... in assenza di tali interventi di riassetto saranno consentite solo trasformazioni che non aumentino il carico antropico, quali, a titolo di esempio, interventi di manutenzione straordinaria, risanamento conservativo ... ecc..., per le opere di interesse pubblico, non altrimenti localizzabili, verrà quando previsto dell'Art. 31 della L.R. 56/77. Nuove opere e costruzioni saranno ammesse solo a seguito dell'attuazione di interventi di riassetto e dell'avvenuta eliminazione e/o minimizzazione della pericolosità, laddove previsto nella tabella 13.2 "Individuazione tipologica degli interventi di minimizzazione della pericolosità delle classi III b individuate in Tav.7"*
- classe III a: *"porzioni di territorio inedificate che presentano caratteri geomorfologici o idrogeologici che le rendono inidonee a nuovi interventi".*

Il Comune di Pecetto Torinese è classificato sulla base delle delimitazioni delle zone sismiche (O.P.C.M. n. 3274/2003, O.P.C.M. 3519/2006 e Delibera della Giunta Regionale del Piemonte n. 11-13058 del 19/01/2010) di Classe 4 "zona con pericolosità sismica bassa" (a bassa sismicità). L'intervento è però una struttura a "pubblico servizio" pertanto si è resa comunque necessaria l'identificazione della categoria sismica a cui appartengono i terreni interessati ed è necessaria la valutazione dei parametri sismici propri dei terreni di fondazione.

Per verificare la definizione della natura dei terreni presenti su cui si sviluppa la strada sono state eseguite n° 2 prove di tipo geofisico, entrambe sismiche: uno stendimento con esecuzione di prova tipo M.A.S.W. ed uno stendimento con esecuzione di prova di tipo sismico a rifrazione, con elaborazione dei dati di tipo tomografico. È stato eseguito inoltre un sondaggio geognostico terebrato a carotaggio continuo.

Questi nuovi elementi, ad integrazione dei dati presenti in bibliografia, sono ritenuti sufficienti per caratterizzare il substrato presente in loco sia dal punto di vista geologico che geotecnico.

La presente illustra, riassume e puntualizza quanto qui sopra in estrema sintesi esposto.

## 3. INQUADRAMENTI

---

### 3.1. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

Il settore in oggetto si colloca in prossimità dello spartiacque della Collina di Torino, nel settore compreso tra gli abitati di Chieri e Moncalieri e la Città di Torino, in linea d'aria a circa 2 Km a Est dal centro di Torino. Esso è facilmente raggiungibile, grazie al sistema Autostradale e di Tangenziali presente a Sud di Torino, a partire dagli abitati di Moncalieri, Chieri, Trofarello, dalla stessa Città di Torino e dalla zona di Collina con cui il Comune di Pecetto confina. Dal comune di Pecetto, Strada della vetta costituisce la via di accesso alla zona del Colle della Maddalena, nota zona di Valico dell'area collinare che si sviluppa ad Est di Torino in destra Po, e l'area di interesse si trova ad una quota di circa 700 m s.l.m. (si vedano la Corografia ed Ubicazione in Allegato 1 e 2).

La zona d'interesse, è ubicata in corrispondenza di una dorsale collinare disposta grossomodo Nord/Sud in aree comunque a medio/alto declivio. Amministrativamente strada della Vetta, in Comune di Pecetto Torinese, è individuabile sulla Tavoleta F° 56 II° SO "Chieri" della cartografia nazionale alla scala 1:25.000, (corografia

in Allegato 1) o nei pressi del settore centro settentrionale della Sezione n° 156.140 della Carta Tecnica Regionale alla scala 1:10.000 (Ubicazione in Allegato 2).

### 3.2. INQUADRAMENTO MORFOLOGICO STRUTTURALE

Pecetto Torinese, ed in particolare Strada della Vetta, sono località che si sviluppano dalle propaggini meridionali dei rilievi collinari che costituiscono la "Collina di Torino" e che si sviluppano con continuità abitativa fino alle zone sommitali dello spartiacque padano a Est della Città di Torino.

Pecetto si trova quasi immediatamente ad Est della Città di Moncalieri e si sviluppa su di un crinale grossomodo orientato Nord/Ovest Sud/Est fino all'area sommitale occupata dal Colle della Maddalena. Il territorio comunale si trova quindi su di un rilievo e va dalle zone prossime al fondovalle a quelle di cresta. Lungo quest'ultima, che sale in direzione Nord/Ovest a partire dalla piana di Moncalieri e Chieri, si estende il centro storico del paese. La periferia del paese ed alcune delle borgate secondarie si sviluppano lungo il fondo valle o su crinali secondari generatisi grazie all'attività erosiva dei rii minori. La parte oggetto d'indagine fa parte del settore più elevato del territorio comunale che è compreso nella fascia meridionale dei rilievi della "Collina di Torino", a quote comprese tra 700 m s.l.m. e il livello della pianura posto a quota 260 m circa.

Da un punto di vista squisitamente morfologico i versanti collinari che degradano verso la pianura si presentano mediamente acclivi mentre quello rivolto verso l'astigiano mostra un declivio molto più dolce, caratterizzato da rilievi poco pronunciati alternati a vallecole di limitata estensione. Lungo le pur limitate incisioni vallive si osservano comunque occasionali fenomeni deformativi del versante. I versanti dei rilievi che circondano Pecetto sono stati interessati da processi d'instabilità di origine antica e recente a carico della copertura eluvio-colluviale e dell'immediato substrato. Le tipologie dei dissesti che si possono individuare classificate in accordo a quanto disposto da Varnes (1978), rientrano in prevalenza tra le frane di colamento di detrito ed in terra interessando aree caratterizzate rispettivamente da acclività > 30% e compresa nell'intervallo 10 - 20 %. In percentuale minore sono state osservate frane da crollo localizzate principalmente lungo scarpate con acclività > 30%. Lungo i versanti a medio bassa acclività si osservano inoltre tipologie di dissesto (soliflussi e soil creep) interessanti ridotti spessori di coltre. Trattasi di frane di colamento comunemente di limitata estensione in genere innescate da fenomeni meteorici importanti che comunque non si osservano nella zona oggetto della presente. In corrispondenza del centro storico non si notano fenomeni geomorfici attivi se si eccettua il ruscellamento durante precipitazioni di forte intensità.

Il territorio comunale comprende parte dei bacini idrografici del Rio di Vaiors, del Rio San Pietro e del Rio Sauglio, corsi d'acqua tutti orientati Nord/Ovest, Sud/Est. Il reticolo di cui essi fanno parte è molto influenzato dai tipi litologici delle diverse formazioni affioranti che sono caratterizzate da differente erodibilità, il condizionamento strutturale è quindi reso molto evidente dalla forma e della distribuzione del reticolo fluviale. La rete idrografica è impostata sulla base della forma dei rilievi che sono delle monoclinali con immersione media compresa tra 130° ed i 180° verso Nord. La "Collina di Torino" è infatti un alto strutturale costituito da un'anticlinale orientata con asse NE - SW la cui zona di cerniera tende ad immergersi ad occidente sotto e alluvioni del Fiume Po. L'anticlinale è asimmetrica ed il piano di simmetria immerge verso Sud. Nella zona di Pecetto le formazioni affioranti hanno andamento monoclinale con direzione di immersione SE e comprendono i termini delle successioni stratigrafiche comprese tra il Complesso di Baldissero e le Sabbie d'Asti. Questo settore di Strada della Vetta, si sviluppa in sinistra orografica nei pressi della testata della valle del Rio Gavoni e caratterizzato dalla presenza di una fitta copertura boscosa che si sviluppa al di sopra della copertura clastica che riveste in substrato roccioso per spessori localmente anche significativi, il che determina locali fenomeni di dissesto che interessano principalmente i livelli più superficiali del substrato che sono noti e sono stati cartografati e censiti in dettaglio. Con riferimento a detta cartografia nell'area d'interesse non è presente alcun movimento franoso significativo.

### 3.3. GEOLOGIA

La Collina Torinese, in cui il Comune si inserisce, rappresenta il prolungamento verso Nord Ovest del dominio noto in Bibliografia come Bacino Terziario Ligure Piemontese. Essa, caratterizzata da un basamento di “tipo alpino”, è distinta dal “Monferrato” (a cui è sempre stata assimilata) che presenta invece un basamento di tipo appenninico. La fascia di separazione consiste in una zona di deformazione orientata NNO – SSE nota come zona di deformazione di “Rio Freddo – Villarvernia - Varzi”. La Collina Torinese è quindi un elemento strutturale indipendente appartenente al Bacino Terziario Ligure Piemontese, che si estende per circa 30 Km da Torino fino a Chivasso. Essa consiste in una serie di rilievi costituiti da anticlinali asimmetriche costituite prevalentemente da sedimenti terrigeni di età terziaria derivanti dallo smantellamento nel Pliocene e nel Pleistocene, da parte degli agenti meteorici, della catena alpina in via di sollevamento ed erosione.

I principali litotipi della successione sono rappresentati da termini compresi tra l’Eocene medio - superiore ed il Messiniano. La nomenclatura è quella riconducibile per terminologia alla Legenda del F° 56 della Carta Geologica Nazionale alla Scala 1:100.000 e più recentemente a quella della Legenda della Carta geologica nazionale alla scala 1:50.000 F° 156 “Torino Est”. Per l’area d’interesse, di entrambi i fogli si riporta uno stralcio in Allegato 4.

Qui di seguito si riporta una breve descrizione dei litotipi di maggiore interesse a partire dalla descrizione fatta nella legenda della carta alla scala 1:50.000, dalla più antica alla più recente.

#### Complesso di Baldissero – Miocene Medio

È rappresentato nel settore più settentrionale del territorio di Pecetto ed è costituito da orizzonti conglomeratici grossolani costituiti da clasti prevalentemente ofiolitici, talora risedimentati, con alternanze di orizzonti di sabbie fini limose, con a tetto calcareniti.

#### Marne di Sant’Agata Fossili – Tortoniano

Affiorano nel concentrico del paese e costituiscono il substrato dell’area d’indagine. Sono costituite da marne argillose azzurrognole e argille grigie, non stratificate, a frattura concoide di ambiente epibatiale e di piattaforma esterna. Sono talora presenti intercalazioni sabbioso conglomeratiche.

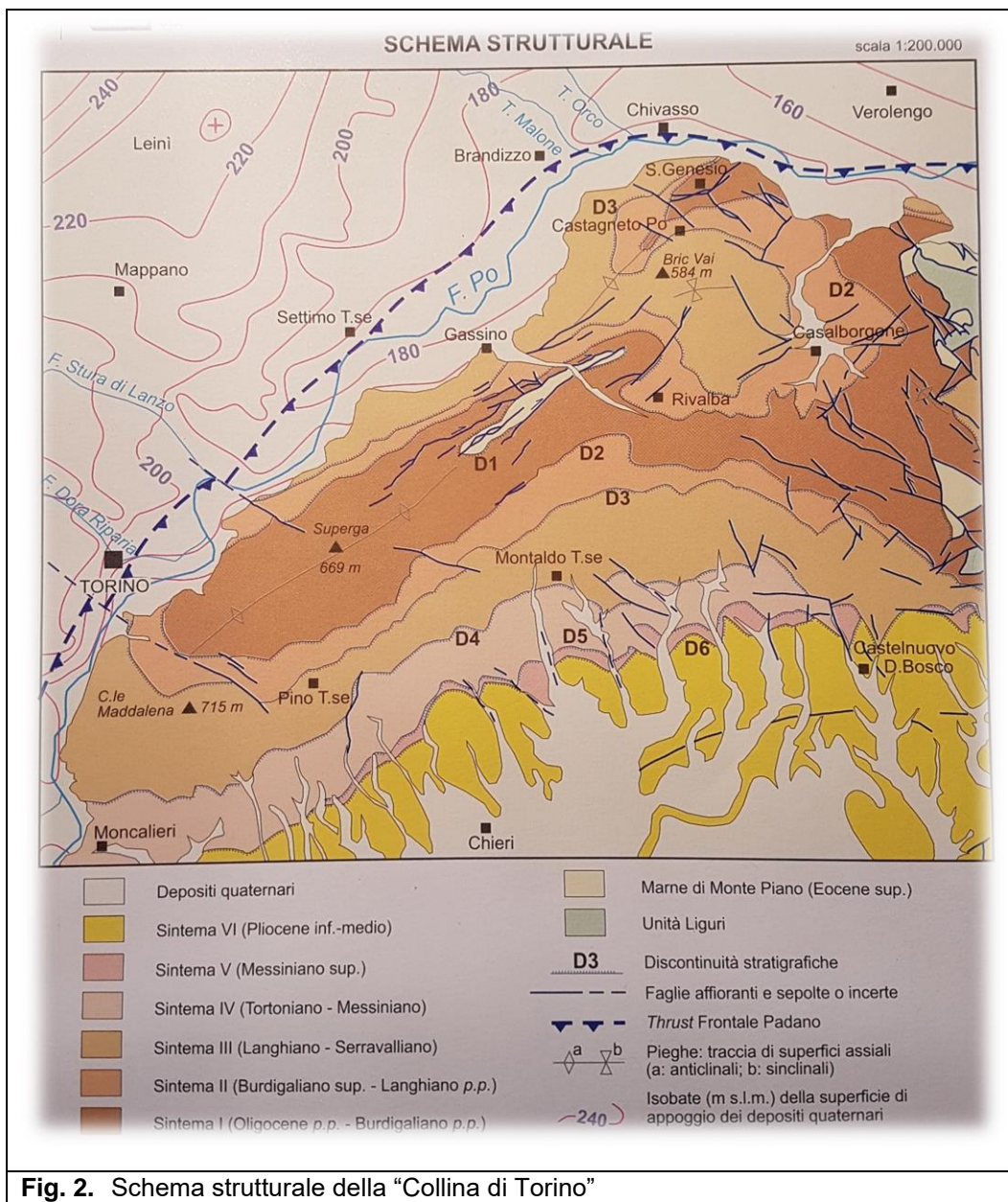
#### Formazione della vena del gesso, complesso caotico della Valle Versa– Messiniano

Sono argille grigie e grigio biancastre e marne fogliettate con subordinate intercalazioni di calcari vacuolari ed a cellette e lenti di gesso in varietà di selenite. Trattasi di sedimenti sia di piattaforma interna, di mare sottile, che di ambienti lagunari ristretti, che subaffiorano al di sotto delle coperture quaternarie nel settore centro meridionale.

#### Argille Azzurre e Sabbie di Asti – Pliocene Inferiore

Pur appartenendo allo stesso piano, quindi allo stesso episodio deposizionale i litotipi appartenenti a questo episodio sedimentario si presentano sotto forma di due facies, quella Piacenziana e quella Astiana. La prima, quella argillosa, è costituita da argille e marne argillose grigio-azzurrognole, non stratificate, con sensibile aumento della componente limosa nella parte alta della serie. La seconda quella sabbiosa, è invece costituita da sabbie quarzose da fini a medie, giallastre, con frequenti interdigitazioni siltoso-argillose, livelli cementati e lenti calcarenitiche. La seconda affiora con una certa continuità in V. Sauglio e costituisce il substrato del Torrente Ghetto e di Cascina Benne.

In figura 4, perché di estremo interesse, si riporta un estratto della Carta Geologica alla scala 1:50.000 affiancato ad un estratto della Carta Geomorfologica allegata al P.R.G.C. da cui si può notare come la zona sia scevra da fenomeni morfici attivi. L’area è però caratterizzata dalla presenza di spesse coltri di copertura del substrato che non vengono considerati e rappresentati sulla cartografia. La caratterizzazione delle stesse risulta essere di certo interesse della presente e costituisce la motivazione principale a seguito della quale è stato terebrato il sondaggio geognostico di cui sopra abbiamo dato cenno.

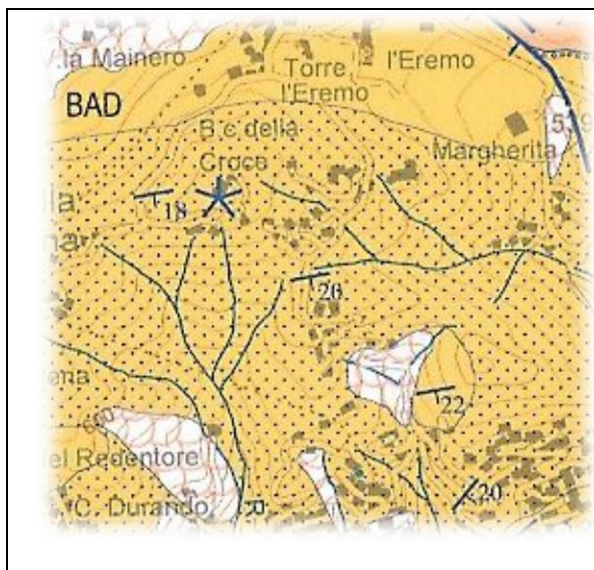


**Fig. 2.** Schema strutturale della "Collina di Torino"

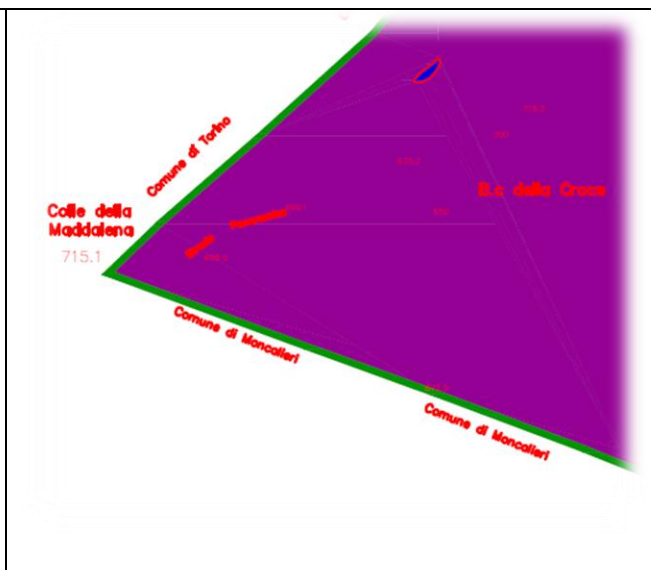
### 3.3.1. TERRENI DI COPERTURA

I terreni di copertura della zona sono di varie tipologie e si distinguono in base alla loro origine e posizione. Meglio, il territorio comunale si sviluppa su diversi ambiti, uno prettamente collinare, ivi i depositi quaternari e recenti sono costituiti da sabbie e limi sabbioso - argillosi di origine eluviale, originatisi dall'alterazione in posto, operata dai diversi agenti atmosferici, dei litotipi argillosi costituenti il substrato in loco. Trattasi quindi di terreni caratterizzati da granulometria da fine a finissima costituiti prevalentemente da limi e limi argilloso-sabbiosi. Un settore del territorio comunale è poi ricoperto da uno spesso strato di sabbia finissima, il loess (deposito di origine eolica che ricopre tipicamente buona parte della collina di Torino, specie sul versante del rilievo rivolto a meridione). La rimanente parte dei depositi superficiali, di più limitata estensione, ma non meno importanti, sono quelli che occupano i fondo valle dei principali corsi d'acqua. Trattasi di ghiaie e sabbie da limose a con limo e sono depositi recenti. Sono mal classati e costituiti da ciottoli di natura argillosa e carbonatica e sono quindi sede di piccole falde, che sono però poco produttive. In corrispondenza delle aree urbanizzate, quindi soprattutto dei concentrici degli abitati, il forte influsso antropico ha determinato il completo rimaneggiamento dei terreni superficiali operando, per creare aree edificabili e fruibili, zone di sterro o riempimento, dette aree in superficie sono quindi frequentemente costituite da terreni di riporto.

Nel caso in oggetto invece, al di sopra del substrato vero e proprio, si sviluppa una spessa coltre costituita in parte dallo stesso substrato alterato ed in parte da terreni colluviali.



**Fig. 3.** Estratto della Carta Geologica alla scala 1:50.000 – campitura gialla, Formazione del Complesso di Baldissero



**Fig. 4.** Estratto della Carta Geologica allegata al PR.G.C. – campitura viola, arenarie conglomeratiche risedimentate ....

### 3.4. IDROGRAFIA ED IDROGEOLOGIA

Come già accennato, nel territorio di Pecetto è compresa parte dei bacini idrografici del Rio di Vaiors, del Rio S. Pietro e del Rio Sauglio. Il reticolo idrografico ad essi legato si sviluppa essenzialmente all'interno di aree in cui affiorano formazioni a diversa erodibilità: arenarie, conglomerati e marne sovrastate alle quote inferiori da argille e sabbie meno competenti. Il condizionamento strutturale è evidente. Il reticolo idrografico di tipo subdendritico nelle testate delle valli che si originano a Sud della Collina, è di tipo parallelo nei collettori principali del Rio di Vaiorse degli altri due Rii. Le testate dei bacini idrografici sono localizzate in corrispondenza dello spartiacque della Collina di Torino con il versante padano, presso il Bric della Croce (716 m s.l.m.), il Colle della Maddalena (698 m s.l.m.) ed il Bric S. Vito (624 m s.l.m.).

Strada della Vetta si sviluppa in questo tratto in corrispondenza dell'area di cresta relativo alla testata della valle legata all'attività morfologica del Rio Gavoni. Le portate medie dei rii risultano generalmente modeste date le esigue superfici dei bacini sottesi. Le poche sorgenti presenti sono quelle a Sud/Est del Bric del Tesoro e presso Tetti Rosero e costituiscono scaturigini da pochi litri al minuto. Data la classe di permeabilità dei terreni superficiali, solo in caso di eventi meteorici di breve durata ed alta intensità, o periodi di elevate piogge cumulate, si verificano fenomeni di tipo torrentizio con portate da significative che diventano critiche in rapporto alle sezioni di deflusso degli alvei particolarmente a monte di sezioni ove sono presenti locali intubamenti con luce insufficiente o accumuli di materiali inerti e vegetali sulle sponde. Per quanto riguarda l'acclività il comune è caratterizzato da una acclività superiore al 30% o compresa nell'intervallo 20-30%; fa eccezione l'area pianeggiante dove insistono l'Eremo e Cascina Margherita compresa nella classe di acclività (0 - 10%); procedendo verso valle, a partire da circa 450 m, a Sud di Regione Costa e Tetti Rosero, si verifica un'attenuazione della pendenza in corrispondenza con limite tra formazioni a differente erodibilità. L'acclività nel settore di valle risulta quindi mediamente più bassa di quella delle dorsali collinari.

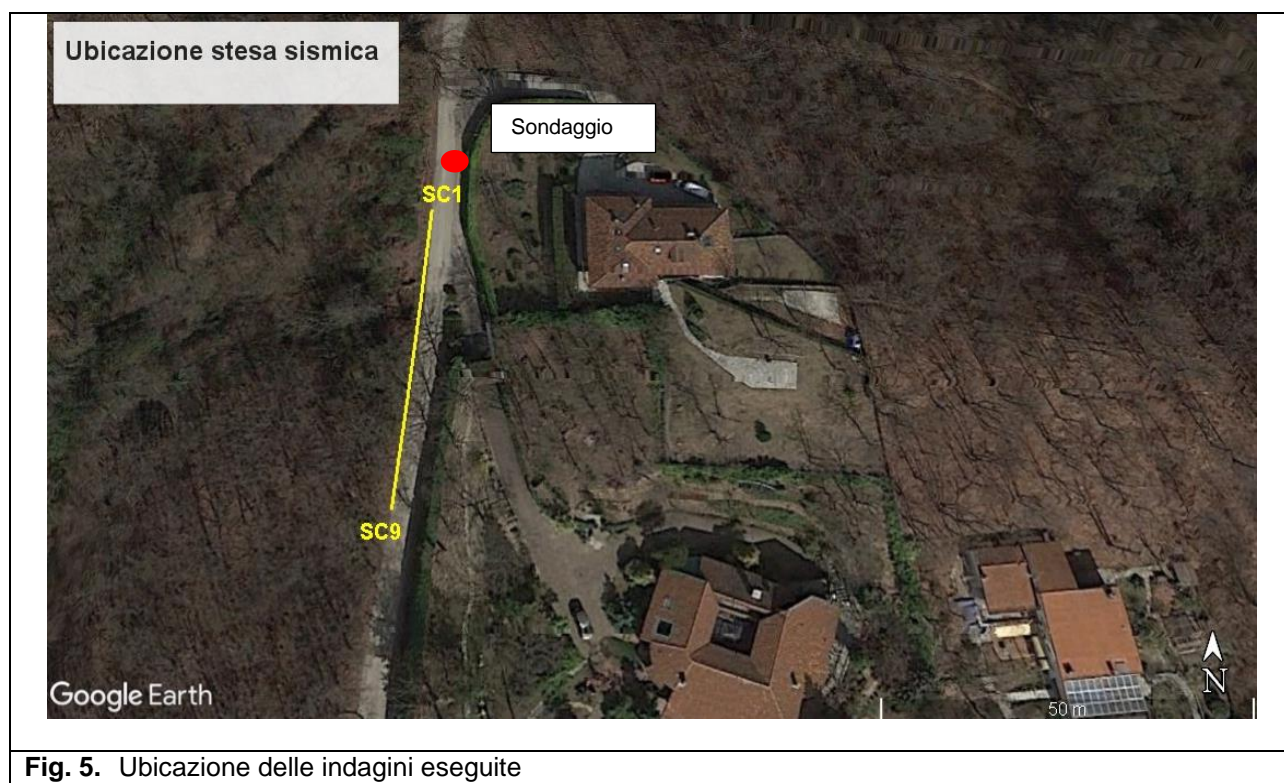
Da quanto rilevato in corso d'esecuzione del sondaggio e da quanto rilevato in superficie non è segnalata la presenza di falda nè nella copertura superficiale e nemmeno nelle formazioni profonde, pertanto l'opera in oggetto non sarà soggetta ad interferenze con una falda vera e propria. Potrebbe esserlo, ma in maniera molto limitata, solo per quanto concerne gli afflussi superficiali di cui si dovrà tenere attento conto in fase di progetto.

### 3.5. INDAGINI ESEGUITE

Qui di seguito si illustrano le indagini eseguite in termini di metodologia applicata e di risultati ottenuti. Per quanto d'interesse si ricorda che sono stati eseguiti n° 2 stendimenti sismici con realizzazione di prove tipo MASW e sismica a rifrazione, ed un sondaggio a carotaggio continuo ubicati come in **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**

#### 3.5.1. INDAGINI GEOGNOSTICHE

Il sondaggio previsto da progetto d'indagine è stato eseguito in data 05/02/2018, a rotazione a carotaggio continuo nella posizione prevista. Durante l'esecuzione del foro sono stati utilizzati diversi utensili di perforazione e differenti metodologie in relazione alla tipologia dei materiali incontrati. Tutti i metodi e gli strumenti adottati verranno qui descritti in dettaglio.



**Fig. 5.** Ubicazione delle indagini eseguite

#### 3.5.2. ATTREZZATURA UTILIZZATA

Per l'esecuzione del sondaggio è stata utilizzata una perforatrice idraulica montata su carro cingolato Tipo ATLAS MUSTANG A 66 di cui qui di seguito si riportano le principali caratteristiche tecniche:

|   | ATLAS COPCO MUSTANG A 66 |      |
|---|--------------------------|------|
| <b>Allestimento</b>                           | Carro cingolato          |      |
| <b>Portata massima del gancio (Trazione)</b>  | kN                       | 78,5 |
| <b>Riserva sforzo di trazione (Argano)</b>    | kN                       | 29,5 |
| <b>Pressione di avanzamento (Spinta)</b>      | kN                       | 78,5 |
| <b>Momento torcente (Coppia di rotazione)</b> | kNm                      | 12,8 |
| <b>Potenza della pompa del fluido</b>         | l/min                    | 200  |
|   | MPa                      | 5,4  |

**Fig. 6.** Caratteristiche tecniche dell'attrezzatura

A corredo della sonda è stata impiegata la seguente attrezzatura:

- carotiere semplici  $\varnothing$  101 mm con valvola di testa della lunghezza di 1.500 mm;
- corona in Widia 101 mm, carotiere semplice;
- Aste di perforazione A.P.I. REG. 3/8" da 76 mm di varie lunghezze;
- Rivestimenti  $\varnothing$  127 mm da 1,50 m di lunghezza;
- scarpa per tubi di rivestimento  $\varnothing$  127 mm in Widia;
- Batteria aste di perforazione  $\varnothing$  50 mm;
- Ricambi carotieri semplici  $\varnothing$  101 mm;
- Attrezzatura minuta e adattatori vari;
- Pompa fanghi a pistoni tipo triplex da 200 lit/min.



Fig. 7. Fasi di perforazione

### 3.5.3. METODOLOGIA DI PERFORAZIONE

Nella fase iniziale la perforazione è stata condotta a rotazione a carotaggio continuo con l'ausilio di un carotiere semplice  $\varnothing$  101 mm e di tubi di rivestimento  $\varnothing$  127 mm. L'impiego del carotiere è stato effettuato con avanzamento "a secco" in modo da garantire una percentuale di materiale estratto uguale al corrispondente volume di materiale in posto. Si sono evitati in tal modo fenomeni di dilavamento dell'eventuale frazione fine contenuta nel terreno permettendo in tal modo una percentuale di recupero maggiore del 90%.

Per impostare il foro, le pareti dello stesso sono state sostenute con tubi di rivestimento provvisori ( $\varnothing$  127 mm), utili anche ad evitare fenomeni di franamento o la progressiva occlusione del foro ed il conseguente “trascinamento” del materiale. Tranne che nella fase iniziale nel corso della posa del rivestimento è stato impiegato fluido di perforazione (acqua pulita) a circolazione diretta, con funzione di raffreddamento dell'utensile (scarpa) e di asportazione dei detriti.

Il fluido di perforazione è stato immesso a pressioni variabili (a seconda delle esigenze) tramite l'utilizzo di una pompa a pistoni montata a corredo della perforatrice.

L'estrusione del campione dal carotiere è avvenuta a seconda dei casi o per battitura o tramite scampionatore appositamente predisposto, ad acqua. Dopo l'estrusione il materiale estratto è stato trasferito in apposite cassette catalogatrici in PVC atte alla migliore conservazione del terreno o della roccia estratti.

#### **3.5.4. ESECUZIONE PROVE S.P.T.**

Nel foro in esame sono state eseguite complessivamente n. 4 prove S.P.T. (“Standard Penetration Test”), alle profondità indicate in stratigrafia.

La prova è di tipo discontinuo e viene eseguita nel corso della perforazione a carotaggio continuo, interrompendo l'avanzamento del sondaggio a intervalli regolari o prestabiliti e consente di ottenere un'indicazione sulla consistenza e/o addensamento dei terreni attraversati. Le prove S.P.T. sono state effettuate tramite l'infissione, a partire dal fondo foro raggiunto, di un campionatore a parete grossa tipo Raymond (diam. 51 mm, lunghezza utile 562 mm), collegato ad una batteria di aste di dimensioni standard (diam. 51 mm, peso 7,5 kg/m). L'infissione avviene a mezzo battitura per mezzo di un maglio dal peso standard di 63,05 kg con sganciamento automatico del maglio all'altezza prefissata di 760 mm. Il dispositivo di sollevamento periodico è fornito direttamente dall'organo della sonda perforatrice. Nei casi in cui non vi era pericolo di repentino collasso del foro, la prova è stata eseguita immediatamente dopo la manovra di carotaggio e prima della manovra di rivestimento, per evitare disturbi al terreno, previa verifica della quota del fondo foro.

Il campionatore viene fatto penetrare nel terreno in totale per una profondità di 45 cm a partire dalla quota di fondo foro (eventualmente ripulito tramite apposita manovra) per tre tratti successivi della lunghezza unitaria di 15 cm. La prova consiste nel contare il numero di colpi (N) necessari per la penetrazione di ciascun intervallo di 15cm. Il valore di NSPT è ottenuto sommando i colpi necessari per il 2° e 3° tratto. La prova viene sospesa ogni qualvolta il numero di colpi N, per un tratto di 15 cm, supera il valore di 50, annotando in tal caso il rifiuto alla penetrazione e registrando l'infissione in centimetri ottenuta con 50 colpi. Nel foro in oggetto sono state eseguite n° 4 prove alle seguenti profondità 4,00 – 6,00 – 9,00 e 10,00 m da p.c. .

#### **3.5.5. RESTITUZIONE RISULTATI**

Si è visto sopra che le carote derivate dalle diverse formazioni attraversate sono state sistemate in apposite cassette catalogatrici in PVC che riportano, su di un lato in maniera indelebile oltre alla denominazione del foro, il numero d'ordine, il numero le quote di tetto e letto dei campioni contenuti, la località e la o le date di esecuzione della perforazione. Le cassette sono a disposizione del Committente presso lo studio dello Scrivente.

Prima di riporre le carote nelle cassette catalogatrici si è provveduto alla scortecciatura di eventuali tratti di carota coesivi e sono stati evidenziati tutti i “fine manovra” attraverso appositi segni grafici.

**Fotografie delle cassette:** le singole cassette sono state fotografate a colori entro 24 ore dal loro completamento. Sulle stesse sono leggibili tutte le indicazioni esistenti sulla cassetta e le foto sono state realizzate con l'apposizione di un metro in legno a due colori e con la striscia colorimetrica come a norma AGI. Le fotografie sono state allegate alla Relazione Finale.

**Stratigrafia:** i campioni estratti nel corso della perforazione sono stati accuratamente descritti dal geologo responsabile di cantiere su apposito modulo dove, oltre alla stratigrafia del sondaggio, compaiono:

- data di inizio e fine della perforazione;
- metodo di perforazione;
- attrezzatura impiegata
- diametro di perforazione;
- diametro dei rivestimenti;
- quote dei campionamenti e delle prove in sito;
- quote dei livelli statico e dinamico della falda acquifera eventualmente se presente;
- note particolari del sondatore con particolare riguardo alla tendenza al rifluimento in colonna, alle velocità di avanzamento anomale, alle cavità, alle franosità;
- descrizione litologica e geotecnica dei singoli strati o formazioni attraversate;
- nominativo del compilatore.

Per quanto riguarda la descrizione stratigrafica è stato specificato per ciascuno strato quanto relativo ai punti sotto elencati:

- tipo di terreno;
- condizioni di umidità naturale;
- consistenza e/o addensamento;
- colore;
- struttura;
- particolarità;
- litologia ed origine.

La scheda stratigrafica comprende anche le osservazioni in merito alla falda idrica, compatibilmente con le modalità esecutive del sondaggio.

**Standard per la descrizione stratigrafica:** nella descrizione dei terreni il compilatore ha rispettato i seguenti standard; per il tipo di terreno:

| Definizione |        | Diametro dei grani (mm) | Criteri di identificazione   |
|-------------|--------|-------------------------|--|
| Blocchi     |        | >200                    | Visibili a occhio nudo   |
| Ciottoli    |        | 200÷60                  | Visibili a occhio nudo   |
| Ghiaia      | Grossa | 60÷20                   | Visibili a occhio nudo   |
|             | Media  | 20 - 6                  | Visibili a occhio nudo   |
|             | Fine   | 6 - 2                   | Visibili a occhio nudo   |
| Sabbia      | Grossa | 2 - 0,6                 | Visibili a occhio nudo   |
|             | Media  | 0,6÷0,2                 | Visibili a occhio nudo   |
|             | Fine   | 0,2÷0,075               | Visibili a occhio nudo   |
| Limo        |        | 0,075÷0,002             | Solo se grossolano è visibile a occhio nudo - poco plastico, dilatante, lievemente granulare al tatto, si disgrega |

|                             |        |   |
|-----------------------------|--------|---|
|                             |        | velocemente in acqua, si essicca velocemente, possiede coesione ma può essere polverizzato fra le dita  |
| Argilla                     | <0,002 | I frammenti asciutti possono essere rotti ma non polverizzati fra le dita, si disgrega in acqua lentamente, liscia al tatto, plastica non dilatante, appiccica alle dita asciuga lentamente, si ritira durante l'essiccazione |
| Terreno organico o vegetale |        | Contiene una rilevante percentuale di sostanze organiche vegetali   |
| Torba                       |        | Predominano resti lignei non mineralizzati colore scuro, bassa densità  |

La descrizione in questo caso deve essere conforme alle raccomandazioni ASTM; si è elencato quindi per primo il nome del costituente principale, seguito dal costituente secondario secondo la seguente regola:

- preceduto dalla congiunzione "con" se rappresenta una percentuale compresa fra il 25% ed il 50%
- seguito dal suffisso "oso" se rappresenta una percentuale compresa fra il 10% ed il 25%;
- preceduto da "debolmente " e seguito dal suffisso "oso" se rappresenta una percentuale compresa tra il 5% ed il 10%.

Della frazione ghiaiosa e ciottolosa, ove possibile, deve essere specificato il grado di arrotondamento facendo riferimento, questa volta, ai parametri riferiti nella tabella seguente.

### **Arrotondamento**

| <b>Forma<br/>Definizione</b> | <b>Arrotondamento</b> | <b>Descrizione</b>  |
|------------------------------|-----------------------|---|
| Angolare                     | 0-0,15                | Nessun smussamento  |
| Sub-angolare                 | 0,15-0,25             | Mantiene forma originale con evidenze di smussamento                    |
| Sub-arrotondata              | 0,25-0,40             | Smussamento considerevole e riduzione dell'area di superficie del casto |
| Arrotondata                  | 0,40-0,60             | Rimozione delle superfici originali, con qualche superficie piatta      |
| Ben arrotondata              | 0,60-1                | Superficie interamente compresa da curve ben arrotondate                |

È stato specificato inoltre il diametro massimo della ghiaia e dei ciottoli e precisato il grado di uniformità della composizione granulometrica. Dei clasti costituenti è stata data una classificazione litologica oltre a definire l'omogeneità compositiva del deposito.

**Consistenza:** data la natura dei terreni incontrati, nel caso dei terreni coesivi si sarebbe dovuto definire il grado di consistenza con riferimento alla tabella seguente.

| <b>Definizione</b>   | <b>Resistenza al<br/>penetrometro<br/>tascabile<br/><br/>(kg/cm<sup>2</sup>)</b> | <b>Prove manuali</b>                       |
|----------------------|--|--|
| Privo di consistenza | <0,25  | Espelle acqua quando strizzato fra le dita |

|                           |          |   |
|---------------------------|----------|---|
| Poco consistente          | 0,25÷0,5 | Si modella fra le dita con poco sforzo; si scava facilmente                       |
| Moderatamente consistente | 0,5÷1,0  | Si modella fra le dita con un certo sforzo. Offre una certa resistenza allo scavo |
| Consistente               | 1,0÷2,0  | Non si modella fra le dita. È difficile da scavare                                |
| Molto consistente         | >2,0     | È molto resistente fra le dita e si scava con molta difficoltà                    |

**Addensamento:** in alternativa, qualora fossero stati incontrati, in base ai valori di NSPT, sarebbe stato necessario invece definire lo stato di addensamento del terreno. Per completezza si riportano i caratteri distintivi ed i valori limite nei terreni anche per questo parametro.

| N <sub>SPT</sub> | Valutazione dello stato di addensamento | Prove manuali   |
|------------------|---|---|
| 0-4              | Sciolto                                 | Si scava facilmente con un badile                                     |
| 4-10             | Poco addensato                          | Si scava abbastanza facilmente con un badile si penetra con una barra |
| 10-30            | Moderatamente addensato                 | Difficile da scavare con badile, o da penetrare con barra             |
| 30-50            | Addensato                               | Molto difficile da penetrare; si scava con piccone                    |
| >50              | Molto addensato                         | Difficile da scavare con piccone                                      |

**Grado di umidità:** per quanto riguarda le condizioni di umidità naturale si è fatto riferimento ad uno dei seguenti termini:

- asciutto;
- debolmente umido;
- umido;
- molto umido;
- saturo.

È stata descritta inoltre la condizione del terreno naturale, escludendo quanto indotto dall'eventuale fluido di circolazione ove utilizzato.

### 3.6. INDAGINI GEOFISICHE

#### 3.6.1. OBIETTIVI DELL'INDAGINE E MODALITÀ ESECUTIVA

Le indagini eseguite avevano l'obiettivo di fornire la caratterizzazione sismica dell'area ed una indicazione di massima sulla geometria della successione litologica presente in sito; al fine di ottenere questi risultati si è operato con i seguenti procedimenti:

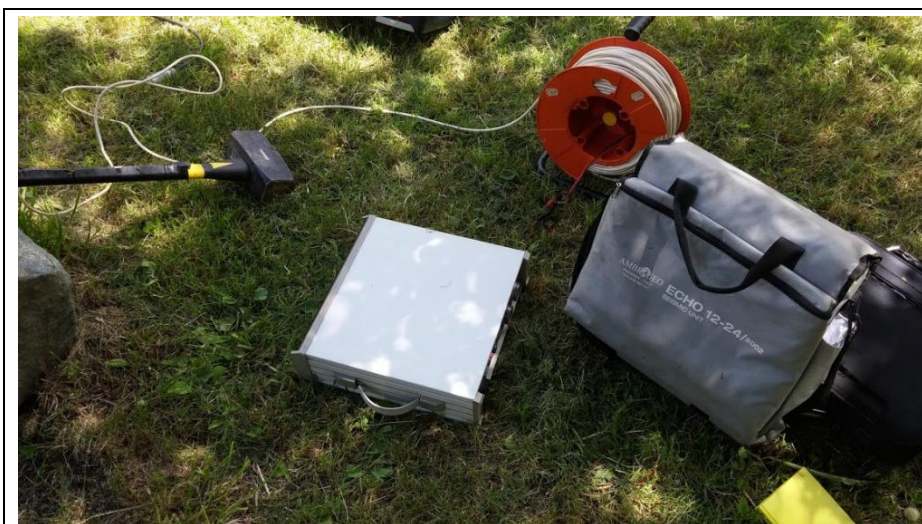
- in data 17/12/2017 esecuzione di prova MASW;
- in data 17/12/2017, utilizzando lo stesso stendimento, esecuzione di n° 5 scoppi di sismica a rifrazione;
- elaborazione degli scoppi di sismica a rifrazione in modalità tomografica;

- determinazione del modello geologico utilizzando un filtraggio tipo tomografia sismica integrata da quanto ricavabile su base esperienziale e bibliografica;
- elaborazione prova MASW con attribuzione della categoria del suolo.

### 3.6.2. STRUMENTAZIONE UTILIZZATA

Per la realizzazione delle prove di cui sopra è stata utilizzata una strumentazione di fabbricazione AMBROGEO:

- Sismografo acquirente modello ECHO 24/2002 a 24 canali;
- 24 Geofoni con una frequenza di 10 Hz;
- Mazza battente da 10 Kg come sorgente;
- Cavi sismici di opportuna lunghezza;
- Trigger e cavo del trigger;



**Fig. 8.** Strumentazione

Le indagini sono state successivamente elaborate a mezzo del software dedicato fornito dal costruttore della strumentazione.

### 3.6.3. GEOMETRIA DELLE STESE

Le stese utilizzate consistono di un allineamento rettilineo dei 24 geofoni posizionati uno a 2 m dall'altro in maniera da ottenere una linea retta della lunghezza totale di 50 m. Nelle stese a rifrazione sono stati realizzati n° 5 scoppi, ubicati simmetricamente rispetto al centro. Nello stendimento di sismica MASW sono stati individuati 2 punti di energizzazione a differenti distanze dalla catena di geofoni, per ogni postazione sono stati effettuati e registrati 3 scoppi. Data la geometria della stesa e l'andamento topografico della superficie nelle elaborazioni non sono state apportate correzioni topografiche; qui di seguito si elencano dati relativi al posizionamento della catena geofonica e degli scoppi in relazione ad entrambi i procedimenti.

| Geofono/scoppio | Ubicazione (m) | Quota (m) | Geofono/scoppio | Ubicazione (m) | Quota (m) |
|-----------------|----------------|-----------|-----------------|----------------|-----------|
| SC 1 Rifrazione | 0.00           | 0.000     | SC 3 Rifrazione | 25.00          | 0.000     |
| SC 1 MASW       |                |           |                 |                |           |

| Geofono/scoppio | Ubicazione (m) | Quota (m) | Geofono/scoppio | Ubicazione (m) | Quota (m) |
|-----------------|----------------|-----------|-----------------|----------------|-----------|
| Geofono 1       | 2.00           | 0.000     | Geofono 13      | 26.00          | 0.000     |
| Geofono 2       | 4.00           | 0.000     | Geofono 14      | 28.00          | 0.000     |
| Geofono 3       | 6.00           | 0.000     | Geofono 15      | 30.00          | 0.000     |
| Geofono 4       | 8.00           | 0.000     | Geofono 16      | 32.00          | 0.000     |
| Geofono 5       | 10.00          | 0.000     | Geofono 17      | 34.00          | 0.000     |
| Geofono 6       | 12.00          | 0.000     | Geofono 18      | 36.00          | 0.000     |
| SC 2 Rifrazione | 13.00          | 0.000     | SC 4 Rifrazione | 37.00          | 0.000     |
| Geofono 7       | 14.00          | 0.000     | Geofono 19      | 38.00          | 0.000     |
| Geofono 8       | 16.00          | 0.000     | Geofono 20      | 40.00          | 0.000     |
| Geofono 9       | 18.00          | 0.000     | Geofono 21      | 42.00          | 0.000     |
| Geofono 10      | 20.00          | 0.000     | Geofono 22      | 44.00          | 0.000     |
| Geofono 11      | 22.00          | 0.000     | Geofono 23      | 46.00          | 0.000     |
| Geofono 12      | 24.00          | 0.000     | Geofono 24      | 48.00          | 0.000     |
| SC 3 Rifrazione | 25.00          | 0.000     | SC 5 Rifrazione | 50.00          | 0.000     |
|                 |                |           | SC 2 MASW       |                |           |

Tabella n° 1: Geometria dello stendimento tipo applicata per entrambe le stese

### 3.6.4. MODALITÀ ESECUTIVA PROVA SISMICA A RIFRAZIONE

Tutte le indagini sismiche si basano sulla misura della velocità di propagazione delle onde elastiche in rocce e terreni. Le onde elastiche vengono create artificialmente con differenti sistemi di energizzazione (nel caso presente una mazza metallica) e la loro propagazione viene rilevata in punti diversi sulla superficie del terreno tramite trasduttori veloci metrici (geofoni) che, a seguito dello scuotimento subito, generano un segnale elettrico misurabile corrispondente alla tipologia ed all'intensità della sollecitazione elastica propria del terreno in quel punto.

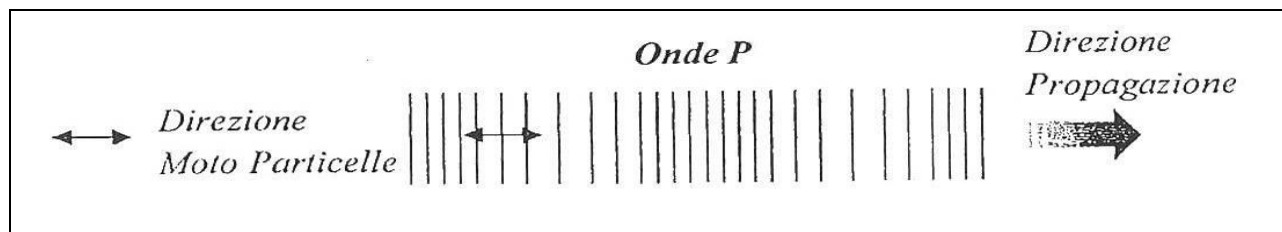
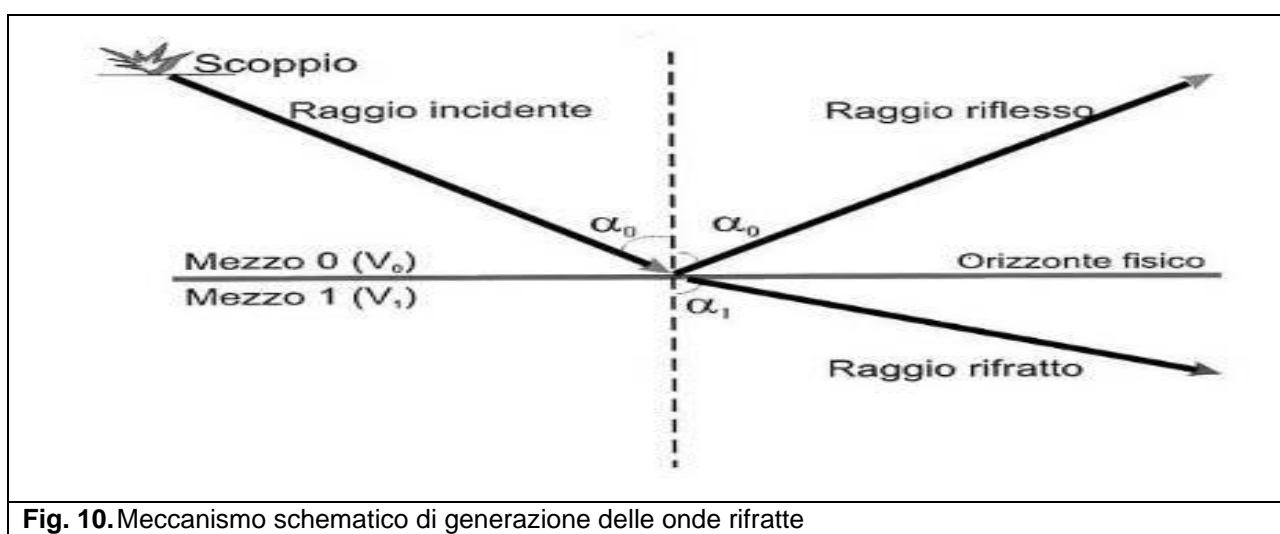


Fig. 9. Modello di propagazione delle onde longitudinali

Nel metodo della “sismica a rifrazione” si misura la velocità delle onde longitudinali che si sviluppano nel terreno in conseguenza alla sollecitazione ricevuta. Sono onde di compressione, dette onde P (primae) dato che sono le più veloci nel diffondersi. Sono onde di compressione, quindi la deformazione indotta si manifesta con direzione parallela e/o coincidente con la direzione di propagazione dell’onda (vedi Allegati 6 e 7). Le onde longitudinali (come visto le più veloci) sono anche quelle più facilmente individuabili e quindi sono state tradizionalmente le più utilizzate anche nel caso delle prospezioni.

Fondamento della prospezione sismica è il fatto che i diversi tipi di onde che si propagano nei terreni viaggiano con velocità differenti all'interno dei corpi oggetto di indagine e che le velocità di propagazione sono correlabili con le caratteristiche meccaniche (quelle elastiche) del mezzo attraverso in cui le onde si propagano. Lo studio della propagazione delle onde consente quindi di ottenere informazioni sulle caratteristiche meccaniche dei mezzi attraversati, sulle loro variazioni nello spazio e quindi anche sulla loro geometria. La sismica a rifrazione rappresenta, nell'ambito delle prospezioni geofisiche, la metodologia più speditiva ed affidabile in questo senso. Si sfrutta legge di Snell-Descartes che definisce il comportamento delle onde (elastiche e non) che incontrano superfici di discontinuità che separano i diversi mezzi caratterizzati da differenti proprietà fisiche (nel nostro caso elastiche). Tra i due mezzi che chiameremo "sismostrato superiore" (caratterizzato da una  $V_0$ ) e "sismostrato inferiore" (caratterizzato da una  $V_1$ ), si producono onde rifratte (oltre che riflesse), che viaggeranno parallelamente alle superfici di discontinuità (con la velocità tipica dello strato più veloce) generando continuamente onde secondarie (riflesse) che si diffonderanno verso l'alto, quindi verso la superficie del terreno.



**Fig. 10.** Meccanismo schematico di generazione delle onde rifratte

Condizione necessaria affinché si possa applicare il metodo sismico a rifrazione è che la velocità delle onde aumenti con l'aumentare della profondità ( $V_0 < V_1 < V_2$ ), in caso contrario non si avrebbe rifrazione del raggio e quindi non si potrebbero ricavare informazioni da alcuni strati presenti in profondità. La Fig. 10 mostra schematicamente l'incidenza di un raggio sismico su una superficie di transizione elastica (orizzonte fisico) e la produzione di riflessione e rifrazione al cambiamento di velocità tra i due mezzi coinvolti.



**Fig. 11.** Stendimento sismico realizzato

Da un punto di vista operativo sul terreno vengono installati una serie di “geofoni” lungo un allineamento di lunghezza nota, ad intervalli regolari. I punti di produzione dell’energia elastica saranno piazzati in funzione della risoluzione del rilievo e delle profondità che si desiderano o si possono indagare, in generale la profondità indagata corrisponde a circa 1/3 della lunghezza dello stendimento. Lo scopo della sismica a rifrazione è di ricostruire un profilo sismo stratigrafico lungo l’allineamento geofonico di investigazione. Secondo i tempi di primo arrivo delle onde longitudinali “P” e le distanze relative alla configurazione geometrica adottata sarà possibile dimensionare gli spessori dei sismostrati attraversati dalle onde elastiche ed in base ai valori di velocità misurati si potranno definire le principali caratteristiche meccaniche (elastiche) dei terreni indagati.

### 3.6.5. METODOLOGIA

La procedura esecutiva dello stendimento sismico a rifrazione ha seguito una prassi standardizzata per permettere l’elaborazione dei dati con il metodo tomografico, tale procedura consiste nell’ubicare i punti di energizzazione simmetricamente rispetto al centro dello stendimento, in modo da avere una copertura dei raggi sismici sia in andata che in ritorno nel medesimo mezzo.

In particolare, nel presente caso sono stati realizzati n° 5 scoppi. Ad energizzazione avvenuta i tempi di arrivo delle onde generate venivano registrati e contemporaneamente visualizzati su di uno schermo, tramite il software specifico di acquisizione e gestione dei sismogrammi. Tale modo di procedere permette un’analisi immediata della validità delle tracce sismiche ricavate ed una valutazione dell’eventuale “disturbo” del segnale primario, così da offrire, a discrezione dell’operatore, la possibilità di ripetere e/o integrare l’energizzazione nel caso il segnale non fosse chiaramente interpretabile. Il sistema infatti consente anche di sommare il segnale in seguito a più energizzazioni dallo stesso punto.

Una volta terminata l'acquisizione è stato effettuato il "picking" dei tempi di primo arrivo delle onde sismiche utilizzando il programma WINSISM 2013, i tempi di arrivo così misurati sono stati elaborati ed interpretati tramite il filtraggio ottenuto con la tomografia sismica, utilizzando la metodologia di calcolo - G.S.A.O. (Generalized Simulated Annealing Optimization) attraverso l'uso del programma Seis Opt 2v. Questo modello di calcolo consente l'ottimizzazione non lineare dell'inversione dei tempi di primo arrivo delle fasi dirette e rifratte delle onde sismiche registrate durante una prospezione sismica superficiale a rifrazione; il vantaggio di tale tecnica è nell'assoluta indipendenza del risultato dal modello di velocità di partenza.

Le fasi di calcolo che vengono eseguite nel processo d'elaborazione dei dati, possono essere così sintetizzate:

- 1) calcolo dei travel-time attraverso un modello iniziale di velocità e determinazione dell'errore minimo quadrato ( $E_0 = \text{least-square error}$ ), tra il travel – time calcolato e quello osservato. Per ogni iterazione è possibile definire il "least – square error" secondo la formula:

$$E_i = \frac{1}{N} \sum_{j=1}^N (t_j^{\text{obs}} - t_j^{\text{cal}})^2 \quad (1)$$

dove N è il numero di campioni, j è il numero della j esima osservazione, e  $t^{\text{obs}}$  e  $t^{\text{cal}}$  sono rispettivamente il tempo osservato e calcolato;

- 2) disturbo del modello di velocità calcolato mediante l'inserimento di una costante di velocità casuale, mantenendo la non linearità del sistema, e calcolo del nuovo "least – square error"  $E_1$ ;
- 3) determinazione della probabilità P di ammettere il nuovo modello (cioè che il modello sia accettabile):

$$P = 1; \quad E_1 \leq E_0 \quad (2)$$

$$\Delta E = E_0 - E_1, \quad qP = P_c = \exp(-\Delta E / E_{\min}); \quad E_1 > E_0 \quad (3)$$

dove  $P_c$  è la probabilità di accettare la condizione, costante d'integrazione (che si determina empiricamente), ed  $E_{\min}$  è il valore oggettivo della funzione dei minimi totali. Teoricamente si ha  $E_{\min} = 0$ . L'equazione (2), media tutti i valori accettati dal nuovo modello, laddove l'errore minimo quadrato (least – square error) è minore nell'iterazione prevista. Ciò consente, durante l'inversione dei dati, di sfuggire dall'intorno dei minimi, andando alla ricerca del minimo globale;

- 4) ripetizione delle inversioni fino al raggiungimento della convergenza richiesta tra la differenza dell'errore minimo quadrato ed il successivo modello e la probabilità di accettare nuovi modelli di velocità a minimo errore.

Poiché la velocità di propagazione delle onde sismiche dipende dalle caratteristiche meccaniche dei mezzi, è possibile associare degli intervalli di valori di velocità ai diversi litotipi e ai fluidi che essi possono contenere. Dato che differenti materiali possono avere identica velocità sismica (come dimostrato nella tabella sottostante) per una corretta valutazione dei risultati ottenuti è sempre necessario "tarare" in una qualche maniera la sezione sismica ottenuta graficando i primi arrivi delle onde rifratte. A tale scopo è prassi utilizzare osservazioni di tipo diretto che possano essere correlate ai dati sismici e possano quindi dare una sorta di conforto interpretativo. Nel presente caso sono stati utilizzati dati bibliografici riferiti al P.R.G. ed osservazioni dirette di spaccati naturali e scavi presenti in sito in passato per altri scopi, oltre che la stratigrafia di un sondaggio geognostico eseguito in passato e diretto dallo Scrivente.

Nella sottostante tabella, per meglio valutare i risultati ottenuti qui di seguito si riportano i range tipici delle velocità di propagazione delle onde P in alcuni materiali, i più frequenti, desunti dalla bibliografia scientifica ed esposti qui in maniera sintetica.

|                      |                 |
|----------------------|-----------------|
| Rifiuti di discarica | 200 – 800 m/sec |
|----------------------|-----------------|

|                               |                     |
|-------------------------------|---------------------|
| Calcestruzzo                  | 3.000 – 3.500 m/sec |
| Basalti                       | 5.000 – 7.000 m/sec |
| Marmi                         | 3.800 – 7.000 m/sec |
| Gneiss                        | 3.500 – 7.000 m/sec |
| Graniti                       | 4.000 – 6.000 m/sec |
| Arenarie                      | 2.000 – 4.500 m/sec |
| Calcari                       | 1.800 – 6.000 m/sec |
| Lave                          | 2.500 – 4.000 m/sec |
| Terreni sedimentari           | 3.000 – 3.500 m/sec |
| Terreni alluvionali sciolti   | 400 – 2.000 m/sec   |
| Argilla                       | 1.000 – 2.900 m/sec |
| Sabbia umida                  | 1.200 – 1.800 m/sec |
| Sabbia asciutta               | 300 – 1.000 m/sec   |
| Terreno superficiale "areato" | 100 – 500 m/sec     |
| Petrolio                      | 1.300 – 1.400 m/sec |
| Neve                          | 350 – 3.000 m/sec   |
| Acqua                         | 1.450 – 1.500 m/sec |
| Aria                          | 330 m/sec           |

Tabella 2: Velocità sismiche per quanto riguarda le principali litologie

### 3.6.6. RISULTATI DELL'INDAGINE A RIFRAZIONE

Per quanto riguarda la restituzione di indagini come quelle sopra descritte la prassi è quella di illustrare i risultati in forma grafica in maniera tale da lasciare il massimo della libertà interpretativa al tecnico che dei risultati deve dare una interpretazione. Gli stessi grafici, però, in parte sono già risultato di una parziale interpretazione perché per il loro ottenimento sono state fatte determinate assunzioni che sono a fondamento del processo di elaborazione dei dati.

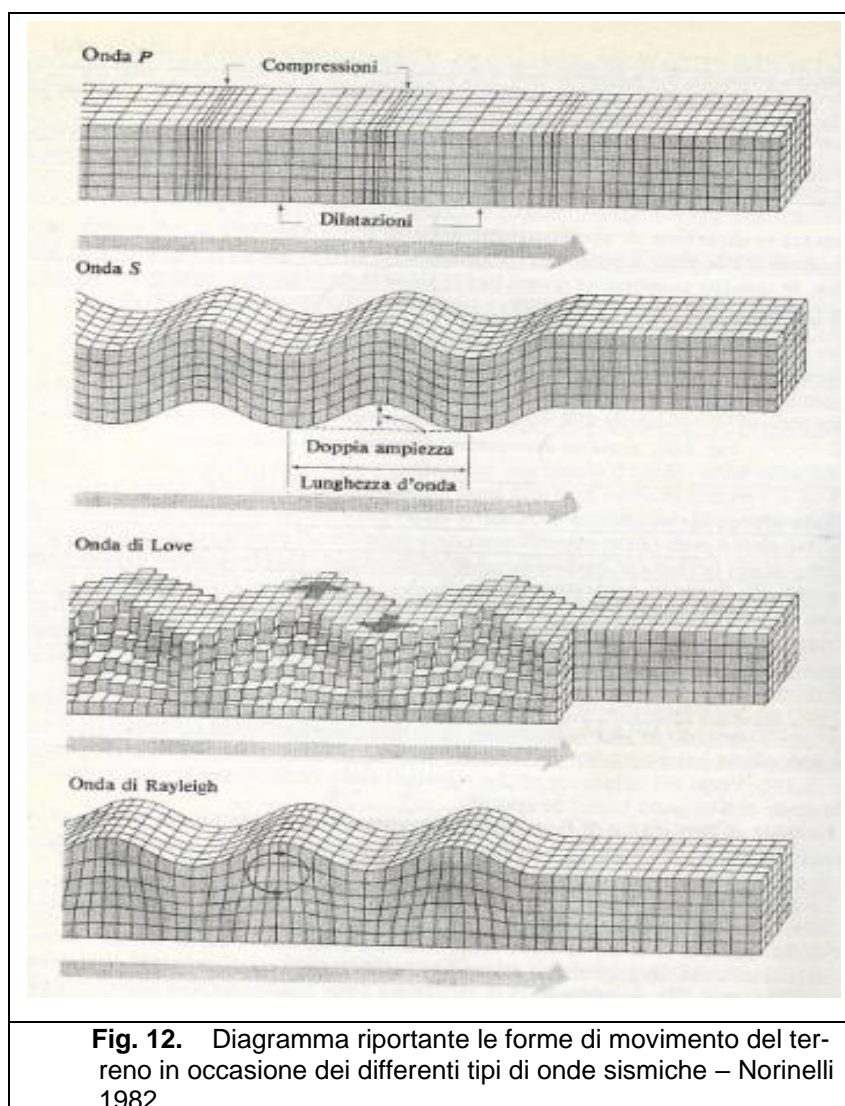
### 3.6.7. INTERPRETAZIONE

Dall'analisi di quanto sopra riportato in forma grafica si può con ragione affermare che con il procedimento applicato si sia riusciti ad indagare con una certa precisione i primi 15 – 20 m del substrato, sia per quanto riguarda la successione dei vari orizzonti sia per quanto riguarda la loro geometria. Il modello ipotizzato di cui si riporta una soluzione grafica nella tavola in allegato 6, ha ottima corrispondenza con la stratigrafia del sondaggio eseguito tenendo conto che la soluzione proposta rappresenta una media della sezione indagata, mentre il sondaggio è eseguito in maniera puntuale nella zona di sezione sismica nei pressi del punto SC 09. L'affidabilità è massima fino a 15 m di profondità dal piano campagna attuale, data la tipologia di litotipi i risultati possono essere estesi fino a circa 20 m di profondità. Nel dettaglio, il profilo delle velocità sismiche delle onde Primarie mostra che al di sotto dello strato areato sono individuabili tre intervalli di velocità che rappresentano tre strati a differenti caratteristiche litologiche e meccaniche. L'andamento dell' interfaccia tra i diversi simostrati è orientativamente un piano parallelo per i primi orizzonti, che tende ad ampliarsi con il progredire della velocità in direzione Sud. Il fatto trova solo in parte corrispondenza con l'andamento della superficie topografica.

Dall'analisi del risultato e dal confronto con le indicazioni ricavate dalla perforazione si può ricavare la seguente successione:

- STRATO 1: da 0.00 a 1.00 m coltre areata;
- STRATO 2: da 1.00 a 4.00 m depositi colluviali d'alterazione asciutti e/o debolmente umidi;
- STRATO 3: da 4.00 m a 9,00 m substrato alterato costituito da arenarie conglomeratiche risedimentate in parte alterate con maggiore grado di addensamento;
- STRATO 4: da 9,00 m a profondità maggiori di 15 m substrato roccioso appartenente alla Formazione del Complesso di Baldissero.

Il presente modello, ottenuto sperimentalmente, è stato quindi utilizzato anche come base per l'elaborazione della prova M.A.S.W..

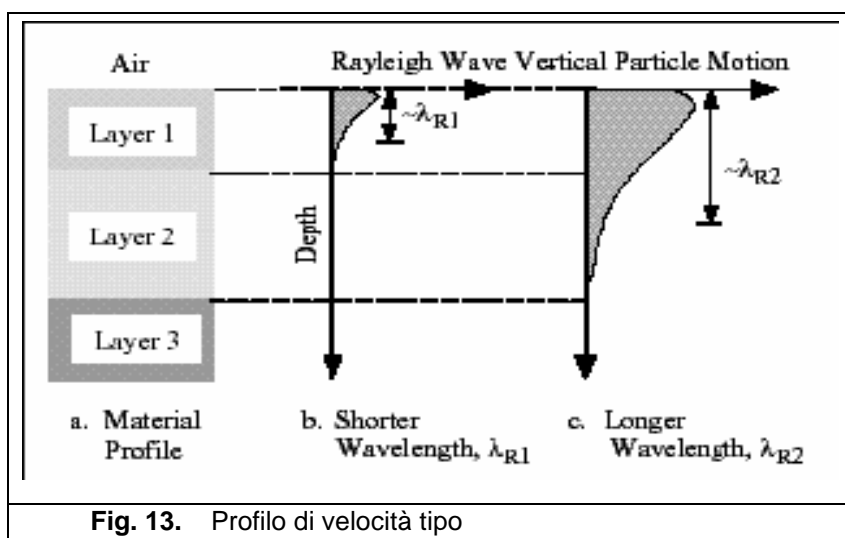


### 3.6.8. M.A.S.W.

Le onde di taglio (o secundae) sono onde trasversali (quindi la deformazione si muove in maniera trasversale rispetto alla direzione di moto dell'onda). Quando le onde di questo tipo giungono in superficie si generano delle vere e proprie "onde superficiali" il cui contributo predominante è dato dalle onde di Rayleigh, che

viaggiano con una velocità correlata alla rigidità della porzione di terreno interessata dalla propagazione della deformazione.

In un mezzo stratificato le onde di Rayleigh sono dispersive, cioè posseggono diverse lunghezze d'onda che si propagano con diverse velocità di fase e diverse velocità di gruppo (Achenbach, J.D., 1999, Aki, K. and Richards, P.G., 1980) o detto in maniera equivalente la velocità di fase (o di gruppo) apparente delle onde di Rayleigh dipende dalla frequenza di propagazione. La natura dispersiva delle onde superficiali è correlabile al fatto che onde ad alta frequenza con lunghezza d'onda corta si propagano negli strati più superficiali e quindi danno informazioni sulla parte più superficiale del suolo, invece onde a bassa frequenza si propagano negli strati più profondi e quindi interessano gli strati più profondi del suolo.



Il metodo M.A.S.W. si compone di tre fasi (Roma, 2002):

1. calcolo della velocità di fase (o curva di dispersione) apparente sperimentale;
2. calcolo della velocità di fase apparente numerica;
3. individuazione del profilo di velocità delle onde di taglio verticali  $V_s$ , ottenuto modificando opportunamente lo spessore  $h$ , le velocità delle onde di taglio  $V_s$  e di compressione  $V_p$  (o in maniera alternativa alle velocità  $V_p$  è possibile assegnare il coefficiente di Poisson  $\nu$ ), la densità di massa  $\rho$  degli strati che costituiscono il modello del suolo, fino a raggiungere una sovrapposizione ottimale tra la velocità di fase (o curva di dispersione) sperimentale e la velocità di fase (o curva di dispersione) numerica corrispondente al modello di suolo assegnato.

Qui di seguito si riportano i risultati ottenuti dall'indagine a rifrazione e da due scoppi, considerati i più rappresentativi tra quelli realizzati nella modalità MASW, uno posto all'inizio (n° 1) e l'altro al termine della stessa realizzata (n° 2).

### 3.6.9. RISULTATI

Dalla tavola in Allegato 6 riguardante lo stendimento sismico a rifrazione si evidenzia bene quale sia la geometria e la tipologia dei terreni costituenti il substrato. Quanto ricavato può essere così sinteticamente illustrato e costituisce a tutti gli effetti il modello geologico sulla base del quale verranno fatte le successive considerazioni geotecniche.

La geometria identificata a mezzo delle prove seguite e dei dati disponibili da bibliografia consiste a partire dall'interfaccia immediatamente a tergo del muro della seguente successione:

- da p. strada a – 4,00 m di profondità: prima terreno di riporto poi sabbie limose con subordinata ghiaia e frammenti di laterizi;
- da 4,00 m a 9,00 m di profondità: sabbia media e grossa limosa e ghiaia eterometrica con ciottoli variamente alterata e ad addensamento variabile, umida;
- da 9,00 a tutta la profondità indagata (30 m): sabbia media e grossa e limo argilloso da molto consistente a litoide con inclusi costituiti da marna, umido.

Nella tabella seguente si riportano per ogni sismostrato incontrato, i parametri di velocità sismica registrata e la geometria degli strati, che risultano essere la sintesi dei dati ricavati dalle singole prove sulla base del modello illustrato qui sopra.

Per la verifica dei singoli valori ricavati dalle prove e per la geometria dei corpi considerati si faccia riferimento a quanto riportato nelle tavole in Allegato 6 e 7.

| SINTESI DEI DATI RICAVATI |                |     |               |   |                   |
|---------------------------|----------------|-----|---------------|---|-------------------|
| N° livello                | Limiti livello |     | Spessore<br>m | Velocità sismica [V <sub>s</sub> ]<br>m/sec | Presenza<br>falda |
|                           | da m           | a m |               |   |                   |
| 1                         | 0              | 1   | 1             | 184   | NO                |
| 2                         | 1              | 4   | 3             | 300   | NO                |
| 3                         | 4              | 9   | 5             | 601   | NO                |
| 4                         | 9              | 21  | 19            | 1.025                                       | NO                |

Tabella 3: sintesi dei dati sismici ricavati.

L'esecuzione della prova con metodologia M.A.S.W. ha permesso inoltre di misurare con precisione il parametro richiesto dalla legislazione sismica in materia di "classificazione sismica dei terreni", cioè di misurare il  $V_{S30}$  che nel presente caso (631 m/sec) permette di identificare il terreno di fondazione del muro, e quello a tergo del muro, e quello a tergo del muro, come terreni di Classe "B".

## 4. CARATTERISTICHE SUPERFICIALI E MODELLO GEOLOGICO

Tutto quanto riportato, unitamente alle osservazioni di campagna ottenute dal rilievo speditivo eseguito permette di definire il modello geologico del substrato a cui ci si riferisce per la determinazione dei parametri geotecnici dei terreni naturali presenti in sito.

### 4.1. LITOLOGIA

I dettagli litologici riportati sono frutto dell'osservazione diretta di spaccati naturali, scavi di cantiere, del sondaggio di cui sopra e dei sondaggi eseguiti dallo Scrivente in passato, di quanto riportato in Bibliografia confrontato con le risultanze dell'indagine geofisica eseguita. La sintesi di quanto sopra ha permesso di eseguire la modellazione del substrato qui sotto riportata. Qui di seguito se ne definisce in forma sintetica la successione stratigrafica con un taglio squisitamente geotecnico.

#### *Fondazione stradale – Strato 1*

Da p.c. a circa 1,00 m – terreno di riporto costituito da sabbia media e fine limosa con ghiaia eterometrica, Ø max 3 cm, monogenica da subangolare a subarrotondata e frammenti di laterizi, debolmente umida, molto consistente.

#### *Strato di alterazione, colluvium– Strato 2*

Da circa 1,00 m a circa 4,00 m – limo sabbioso argilloso e/o sabbia limosa con ghiaia eterometrica Ø max 5 cm, monogenica da subangolare a subarrotondata di arenaria medio fine, raramente verdastro, da debolmente umido ad umido.

*Substrato alterato – Strato 3*

Da circa 4,00 m a circa 9,00 m – sabbia media e grossa da limosa a debolmente limosa con ghiaia eterometrica Ø max 4 cm, qualche ciottolo, monogenica da subangolare a subarrotondata nocciola con screziature ocra e verdastre, da debolmente umida ad umida da moderatamente addensata a molto addensata.

*Substrato Roccioso, Complesso di Baldissero– Strato 4*

Da circa 9,00 m a oltre 30,00 m – limo sabbioso e/o argilla marnosa marrone verdastra, debolmente umida, da consistente a molto consistente con incluse scaglie e frammenti di marna grigio ocrea.

**4.2. CARATTERISTICHE IDROGEOLOGICHE**

Per quanto riguarda gli aspetti più prettamente idrogeologici si tratta, terreni di riporto a parte, di terreni caratterizzati dalla presenza prevalente di materiali da fini (sabbie e limi) a finissimi (argille), materiali quindi dotati di bassissima permeabilità, l'infiltrazione quindi è trascurabile. Gli apporti idrici delle esigue falde sotterranee provengono da bacini distali oppure da livelli arenacei e/o sabbiosi intercalati nei depositi a prevalente granulometria fine. Nel caso in esame, esclusa la presenza di falda sospesa a tergo del muro, non si osservano altri apporti idrici presenti e che possano inficiare l'intervento in progetto. Occorre però, appunto in sede di progetto tenere in attento conto la regimazione delle acque superficiali, specie quelle raccolte dal piazzale a monte del muro e delle eventuali acque di infiltrazione che potrebbero percolare a tergo del muro stesso a partire dal paramento di monte dello stesso.

**4.3. MODELLO GEOTECNICO – DETERMINAZIONE PARAMETRI GEOTECNICI**

Vista la disponibilità di dati bibliografici, effettuata l'osservazione diretta dei primi metri del substrato e noti i risultati delle indagini sismiche eseguite si procede con la determinazione dei parametri geotecnici specifici per ogni tipo di terreno individuato nel modello geologico sopra esposto. La determinazione, vista la disponibilità di dati, verrà eseguita per tutti i livelli costituenti il modello geologico di cui al capitolo 4.1 escluso lo strato denominato STRATO 1 che non ha significato dato l'intervento di consolidamento in progetto.

Verranno quindi definiti dal punto di vista geomeccanico le caratteristiche meccaniche dei quattro strati individuati e denominati Strato 2, 3 e 4. Sulla base di quanto osservato direttamente, delle misure effettuate con il pocket penetrometer, dei risultati dell'indagine sismica e dei dati disponibili in bibliografia; in particolare negli allegati tecnici del Piano Regolatore Generale si elenca quanto segue:

**STRATO 2 – Strato di alterazione, colluvium**

Da circa 1,00 m a circa 4,00 m – limo sabbioso argilloso e/o sabbia limosa con ghiaia eterometrica Ø max 5 cm, monogenica da subangolare a subarrotondata di arenaria medio fine, raramente verdastro, da debolmente umido ad umido.

| Peso di Volume        | Angolo di attrito | Coesione              | Densità Relativa | Modulo di Elasticità |
|-----------------------|-------------------|-----------------------|------------------|----------------------|
| $\gamma$              | $\varphi$         | $c_u$                 | $D_r$            | E                    |
| [Ton/m <sup>3</sup> ] | [°]               | [Kg/cm <sup>2</sup> ] | [%]              | [MPa]                |
| 1,86                  | 32                | 0,00                  | 52               | 6                    |

### STRATO 3 – Substrato alterato

Da circa 4,00 m a circa 9,00 m – *sabbia media e grossa da limosa a debolmente limosa con ghiaia eterometrica* Ø max 4 cm, qualche ciottolo, monogenica da subangolare a subarrotondata nocciola con screziature ocra e verdastre, da debolmente umida ad umida da moderatamente addensata a molto addensata.

| Peso di Volume        | Angolo di attrito | Coesione              | Densità Relativa | Modulo di Elasticità |
|-----------------------|-------------------|-----------------------|------------------|----------------------|
| $\Gamma$              | $\varphi$         | $c_u$                 | $D_r$            | E                    |
| [Ton/m <sup>3</sup> ] | [°]               | [Kg/cm <sup>2</sup> ] | [%]              | [MPa]                |
| 1,65                  | 42                | 0,00                  | 97               | 23                   |

### STRATO 4 – Substrato Roccioso, Complesso di Baldissero

da circa 9,00 m a oltre 30,00 m – limo sabbioso e/o argilla marnosa marrone verdastra, debolmente umida, da consistente a molto consistente con incluse scaglie e frammenti di marna grigio ocrea;

| Peso di Volume        | Angolo di attrito | Coesione              | Densità Relativa | Modulo di Elasticità |
|-----------------------|-------------------|-----------------------|------------------|----------------------|
| $\Gamma$              | $\varphi$         | $c_u$                 | $D_r$            | E                    |
| [Ton/m <sup>3</sup> ] | [°]               | [Kg/cm <sup>2</sup> ] | [%]              | [MPa]                |
| 2,08                  | 47                | 0,00                  | 82               | 30                   |

Nota:

- il peso di volume è stato stimato sulla base dei valori di NSPT misurati con la relazione di Bruschi (2005) valida per i terreni fini, nel caso delle ghiaie il peso di volume è stato determinato sulla base dell'esperienza dello scrivente e su base bibliografica;
- l'angolo di attrito è stato ricavato a partire dai valori di N SPT misurati scritta con la relazione di Wolff (1989, specifica per pali);
- la coesione è stata misurata in sito o posta uguale a zero a favore di sicurezza;
- la densità relativa è stata calcolata, solo ove ha significato, con la relazione proposta da Terzaghi – Peck (1967) scritta per sabbie fini limose a partire dai valori di S.P.T. e con quella di Meyerof (1957) per lo strato 3;
- il modulo di elasticità è stato determinato con la relazione proposta dall'AASHTO (1996) scritta per limi sabbiosi coesivi sulla base dei risultati delle prove sismiche eseguite;

## 4.4. CARATTERIZZAZIONE SISMICA

### 4.4.1. DETERMINAZIONE DEI PARAMETRI SISMICI

Al fine di fornire al Signor Progettista informazioni il più complete possibile si definiscono in i parametri sismici da applicare in sede di progetto, la categoria sismica di appartenenza dei terreni di fondazione è stata invece determinata attraverso l'esecuzione di prove M.A.S.W..

Per quanto riguarda il valore dei parametri sismici, essi stessi sono stati definiti in maniera sintetica a livello legislativo, ma sono anche stati valutati in sito su base statistica dall'INGV (Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia) con la realizzazione del progetto DPC-S 2.

La stessa Normativa tecnica delle costruzioni prevede nei confronti delle azioni sismiche la verifica agli stati limite, sia ultimi che di esercizio delle differenti strutture, suddivise per categorie sulla base dell'utilizzo delle stesse. I parametri da applicare sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti. Nel caso dell'azione sismica la verifica agli stati limite avviene in un contesto di tipo dinamico.

A tale scopo si definiscono: gli stati limite ultimi (SLU) dinamici che sono:

- Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV);
- Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC).

Gli stati limite di esercizio (SLE) dinamici sono a loro volta individuati in:

- Stato Limite di Operatività (SLO);
- Stato Limite di Danno (SLD).

Occorre individuare (data la dipendenza delle sollecitazioni sismiche da un intervallo di tempo) un periodo di riferimento ( $P_{VR}$ ), legato ad una probabilità percentuale di verifica dell'evento sismico nel dato periodo di tempo; la probabilità che si realizzi un evento tale da verificare ciascuno degli stati limite riferiti ai singoli edifici sono riportate nella tabella seguente.

| STATI LIMITE             |     | Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V_R$ |
|--------------------------|-----|---|
| Stati limite d'esercizio | SLO | 81 %  |
|                          | SLD | 63 %  |
| Stati limite ultimi      | SLV | 10 %  |
|                          | SLC | 5 %   |

Tabella 4: Puntualizzazioni Stati Limite ( $P_{VR}$ )

Il valore riportato qui sopra è a tutti gli effetti un valore di riferimento ( $V_R$ ) che è caratteristico per ciascun tipo di edificio e per ciascun tipo di stato limite.

Le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione, che è descritta dalla probabilità che, in un fissato lasso di tempo ("periodo di riferimento"  $V_R$  espresso in anni), in detto sito si verifichi un evento sismico di entità almeno pari ad un valore prefissato (Probabilità di superamento nel periodo di riferimento)  $P_{VR}$  definito numericamente in tabella. Nella pratica il periodo di riferimento  $V_R$  si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicando la vita nominale  $V_N$  per il coefficiente d'uso  $C_U$ :

$$V_R = V_N \times C_U$$

Il valore del coefficiente d'uso  $C_U$  dipende dal tipo d'uso della costruzione, come mostrato anche in questo caso dalla tabella 2. Il valore della vita nominale dei diversi tipi di opere è riportato in tabella 3. Per quanto attiene la classe d'uso, la tipologia di costruzione in progetto rientra nella classe II, nella quale sono comprese: "Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali.

La pericolosità sismica è definita da parametri numerici che descrivono lo scuotimento del suolo:

- accelerazione orizzontale massima attesa " $a_g$ " in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido (categoria A), con superficie topografica orizzontale (categoria T1, in questo caso);

- ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_{e(T)}$ , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR nel periodo di riferimento  $V_R$ .

| Classe d'Uso    | I   | II  | III | IV  |
|-----------------|-----|-----|-----|-----|
| Valore di $C_u$ | 0,7 | 1,0 | 1,5 | 2,0 |

Tabella 5: Valori del coefficiente d'uso ( $C_u$ )

La vita nominale di un'opera struttura  $V_N$  è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta a manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata in tabella 6.

| TIPI DI COSTRUZIONE |  | Vita nominale in anni ( $V_N$ ) |
|---------------------|--|---------------------------------|
| 1                   | Opere provvisorie – Struttura in fase costruttiva  | $\leq 10$                       |
| 2                   | Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale | $\geq 50$                       |
| 3                   | Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o importanza strategica       | $\geq 100$                      |

Tabella 6: Vita nominale  $V_N$  per diversi tipi di opere

In questo caso si assume un valore di vita nominale pari ad almeno 50 anni.

Riassumendo per il caso in oggetto i valori da considerare sono i seguenti:

- $C_U = 1$
- $V_N \geq 50$  anni
- $V_R =$  variabile a seconda dello stato limite che si va considerando.

Le Norme Tecniche definiscono le forme spettrali, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, al variare dei valori dei seguenti parametri di sito:

- $a_g$ : accelerazione orizzontale massima al sito;
- $F_0$ : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $T \times C$ : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Il calcolo dei parametri sopra elencati è stato eseguito a mezzo di un software specifico: Edilus-MS; i valori ricavati sono riportati sulla schermata dello stesso riportata in figura 12.



Per una migliore definizione dei parametri occorre fare riferimento a quanto contenuto nelle tabelle e negli abachi elaborati dall'INGV in occasione della realizzazione del progetto DPC - S 2. In quell'occasione, su base statistica, sono state definite le caratteristiche sismiche del territorio nazionale definito da una griglia di 10.751 punti, ove viene fornita la terna di valori  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_xC$  per nove distinti periodi di ritorno  $T_R$ . Occorre quindi individuare il nodo di riferimento per l'area in oggetto a partire dalle coordinate geografiche, una volta definito il nodo si individuano i valori dei tre parametri sopra definiti, che per una certa probabilità, caratterizzano i 4 stati limite: SLO, SLD, SLV e SLC. I quattro stati limite sono ordinati per azione sismica crescente e per probabilità di superamento decrescente.

Con la determinazione dei parametri brevemente riportati in figura 11, unitamente alla classe identificata (nel caso 3) si provvede a determinare "l'accelerogramma di progetto" ossia la forma e l'intensità dell'energia sismica a cui l'edificio in progetto deve opporsi durante un sisma naturale. La relazione che ne scaturisce ha la tipica forma di un'equazione d'onda che è quella che viene applicata dal Signor Progettista nel calcolo della sollecitazione orizzontale a cui la struttura in progetto è soggetta.

**Si ricorda che, ai sensi della vigente normativa, il rispetto dei vari stati limite viene considerato conseguito nei confronti di tutti gli stati limite ultimi SLU quando siano soddisfatte le verifiche al solo SLV, mentre nei confronti di tutti gli stati limite di esercizio SLE quando siano rispettate le verifiche relative al solo SLD.**

#### 4.4.2. DETERMINAZIONE DELLA CATEGORIA SISMICA DEL TERRENO DI FONDAZIONE

La Normativa applicata in questo caso è l'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri del 20/03/2003 n° 3274. La Norma identifica differenti tipologie di terreno in base alle sue caratteristiche meccaniche ed in base alla tipologia della risposta sismica. Questa distinzione porta alla definizione di n° 5 + 2 categorie di terreno differenti qui di seguito riportate. Ai fini dell'applicazione di questa norma il territorio nazionale è stato suddiviso in "zone sismiche" con l'individuazione di 4 categorie diverse da I a IV. A ciascuna delle 4 diverse zonazioni corrisponde un valore del parametro " $a_g$ " che si definisce "accelerazione sismica di progetto". Da un punto di vista normativo il territorio comunale di Sant'Antonino di Susa è compreso in un'area di Classe 3 "zona con pericolosità sismica bassa, che può essere soggetta a scuotimenti modesti (a media sismicità).

La stessa norma e le successive modifiche ed integrazioni, la normativa tecnica europea gli Eurocodici EC 7 e EC 8 e le più avanzate normative internazionali attribuiscono la giusta importanza alla caratterizzazione geotecnica sismica del terreno su cui dovranno essere realizzate opere di qualunque natura (edifici residenziali e industriali, opere di sostegno e di stabilizzazione di versanti, rilevati stradali, opere infrastrutturali, argini, dighe e opere idrauliche, gallerie, ponti e opere strutturali di grandi dimensioni, etc..). La caratterizzazione del terreno dal punto di vista sismico in particolare e dinamico in generale, richiede dal punto di vista normativo

come elemento indispensabile la conoscenza del profilo di velocità delle onde di taglio  $V_s$  degli strati di terreno presenti nel sito, fino alla profondità di almeno 30 m dal piano campagna. Il profilo delle onde di taglio  $V_s$  nei primi 30 m di profondità è quindi necessario per:

- valutare l'azione sismica di progetto al livello delle fondazioni di qualunque struttura
- valutare il rischio di liquefazione del terreno in sito
- valutare rischi di instabilità dei pendii e/o delle opere di sostegno
- valutare i cedimenti dei rilevati stradali, delle opere di sostegno, delle fondazioni degli edifici
- valutare la trasmissione delle vibrazioni generate dai treni, dalle macchine vibranti, dalle esplosioni in superficie o in sottoterraneo, dal traffico veicolare.

Sulla base del profilo di velocità delle onde di taglio  $V_s$  nei primi 30 m di profondità è possibile determinare una velocità equivalente  $V_{s30}$  rappresentativa del sito in esame, che consente di classificare il sito come suolo di tipo A, B, C, D, E, S1, S2 secondo la nuova normativa sismica italiana o secondo la normativa europea Eurocodice 8.

| Suolo | Descrizione geotecnica   | $V_{s30}(m/s)$ |
|-------|--|----------------|
| A     | Formazioni litoidi o suoli omogenei molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s30} > 800 m/s$ , comprendenti eventuali strati di alterazione superficiale di spessore massimo pari a 5m   | >800           |
| B     | Depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti, con spessori di diverse decine di metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s30}$ compresi tra 360m/s e 800m/s | 360÷800        |
| C     | Depositi di sabbie o ghiaie mediamente addensate o argille di media consistenza, con spessori variabili da diverse decine fino a centinaia di metri, caratterizzati da valori di $V_{s30}$ compresi tra 180m/s e 360m/s  | 180÷360        |
| D     | Depositi di granulari da sciolti a poco addensati o coesivi da poco a mediamente consistenti, caratterizzati da valori di $V_{s30} < 180 m/s$  | <180           |
| E     | Depositi di granulari da sciolti a poco addensati o coesivi da poco a mediamente consistenti, caratterizzati da valori di $V_{s30} < 180 m/s$  |                |
| S1    | Depositi costituiti da, o che includono, uno strato spesso almeno 10m di argille/limi di bassa consistenza, con elevato indice di plasticità ( $IP > 40$ ) e contenuto d'acqua, caratterizzati da valori di $V_{s30} < 100 m/s$                                  | <100           |
| S2    | Depositi di terreni soggetti a liquefazione, di argille sensitive, o qualsiasi altra categoria di terreno non classificabile nei tipi precedenti   |                |

Tabella 5: Classificazione del tipo di suolo secondo la nuova normativa sismica italiana O.P.C.M. n. 3274/2003

Sulla base del profilo stratigrafico individuato e dei valori di resistenza alla punta tabulati al § 3.1 si definisce il terreno di fondazione come appartenente ai terreni di Tipo C. Sono per altro disponibili presso lo studio dello scrivente prove sismiche realizzate in aree del tutto simili e poste a breve distanze che dimostrano quanto l'assunto sia verificato.

**Data la prova tipo MASW eseguita si definisce il terreno di fondazione come appartenente ai terreni di Tipo B.**

## 5. VERIFICHE DI SICUREZZA

Nelle verifiche allo stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove:

$E_d$  è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;

$R_d$  è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Le verifiche strutturali e geotecniche delle fondazioni, sono state effettuate con l'**Approccio 1** come definito al § 6.5.3.1.2 del DM 2018, attraverso le due combinazioni **A1+M1+R1** e **A2+M2+R1**, con i coefficienti  $\gamma_R$  del gruppo R1 pari all'unità. Le azioni sono state amplificate tramite i coefficienti definiti nella tabella 6.2.I del DM 2018.

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni [DM 2018]

| CARICHI                    | EFFETTO     | Coefficiente parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ ) | A1   | A2   |
|----------------------------|-------------|--|------|------|
| Permanenti                 | Favorevole  | $\gamma_{G1}$                                    | 1,00 | 1,00 |
|                            | Sfavorevole |  | 1,30 | 1,00 |
| Permanenti non strutturali | Favorevole  | $\gamma_{G2}$                                    | 0,00 | 0,00 |
|                            | Sfavorevole |  | 1,50 | 1,30 |
| Variabili                  | Favorevole  | $\gamma_{Q1}$                                    | 0,00 | 0,00 |
|                            | Sfavorevole |  | 1,50 | 1,30 |

I valori di resistenza del terreno sono stati ridotti tramite i coefficienti della colonna M1 e M2 definiti nella 6.2.II del DM 2018.

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno [DM 2018]

| PARAMETRO GEOTECNICO      | Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale | Coefficiente parziale $\gamma_M$ | M1   | M2   |
|---------------------------|---|----------------------------------|------|------|
| Angolo di attrito         | $\tan\phi_k$  | $\gamma_{\phi'}$                 | 1,00 | 1,25 |
| Coesione efficace         | $c'_k$  | $\gamma_{c'}$                    | 1,00 | 1,25 |
| Coesione non drenata      | $c_{uk}$  | $\gamma_{cu}$                    | 1,00 | 1,40 |
| Peso dell'unità di volume | $\gamma$  | $\gamma_\gamma$                  | 1,00 | 1,00 |

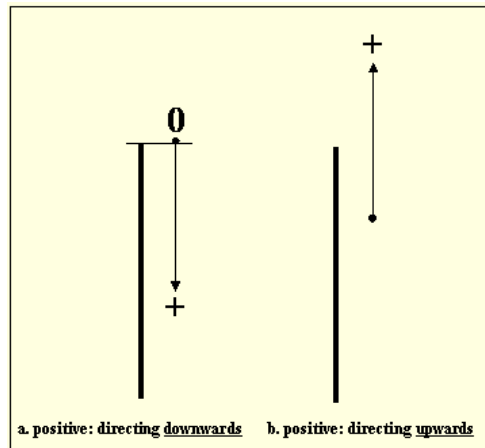
### 5.1. VERIFICHE GEOTECNICHE

Le verifiche geotecniche sono state effettuate mediante il codice di calcolo **PCSheetPileWall** programma freeware dedicato alle verifiche di paratie siano esse realizzate mediante micropali in acciaio, sia mediante diaframmi in C.A. e mediante combiwall. Il programma si configura come un codice agli elementi finiti che simula il problema di uno scavo sostenuto da diaframmi flessibili e permette di valutare il comportamento della parete di sostegno durante tutte le fasi intermedie e nella configurazione finale. Il problema è ricondotto ad un problema piano in cui viene analizzato un concio di parete di lunghezza unitaria.

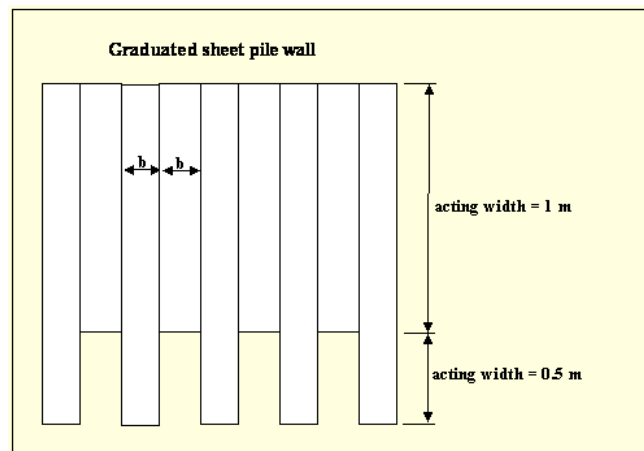
### 5.1.1. SINTESI DELLE FUNZIONALITÀ DEL PROGRAMMA

Il programma ha la capacità di individuare la sommità della paratia, la posizione degli ancoraggi, gli strati di terreno, etc secondo due differenti sistemi di assi:

1. Asse verticale diretto verso il basso. Lo zero è fissato in corrispondenza della sommità della paratia;
2. Asse verticale diretto verso l'alto. Lo zero è quello del sistema di rilievo nazionale di livelli.



3. La paratia in direzione verticale può essere costituita da più di una sezione aventi differenti valori di momento d'inerzia e modulo elastico. La larghezza di azione della paratia è di 1 m, ma il valore può essere ridotto.



4. La superficie del terreno può essere piana o inclinata o avere andamento qualsiasi;
5. La pressione idrostatica viene considerata a partire dalla quota inserita;
6. Vari tipi di carico possono essere inseriti per ogni fase costruttiva prevista;
7. Possono essere inseriti tiranti, vincoli di qualsiasi natura e carichi orizzontali;

Le caratteristiche del terreno sono inserite dall'utente sotto forma di angolo di attrito, peso di volume e coesione, il programma calcola in automatico i valori delle costanti di spinta attiva e passiva; inoltre è necessario inserire i valori della costante elastica del terreno. La modellazione numerica dell'interazione terreno-struttura è infatti del tipo "trave su suolo elastico": le pareti di sostegno vengono rappresentate con elementi finiti trave il cui comportamento è definito dalla rigidezza flessionale EJ, mentre il terreno viene simulato attraverso elementi elastoplastici monodimensionali (molle) connessi ai nodi delle paratie.

Il programma di calcolo effettua la verifica al collasso della paratia mediante rapporto tra le azioni sollecitanti (spinta attiva) e le azioni resistenti (spinta passiva), fornendo il rapporto u.c. inteso come rapporto tra Sollecitazioni e Resistenze:

u.c = Sollecitazioni/Resistenze

### 5.1.2. COLLASSO PER MOTO RIGIDO

Come descritto in precedenza il programma di calcolo effettua la verifica dell'effettivo ammassamento dei micropali che costituiscono la paratia mediante equazione di equilibrio tra le forze sollecitanti e le forze resistenti, fornendo un coefficiente di sicurezza che deve essere inferiore ad 1.0 (resistenze superiori alle sollecitazioni). In caso di insufficiente lunghezza della paratia il programma invia un messaggio di errore e non risulta in grado di completare il calcolo, a causa del collasso per rotazione rigida attorno ad un punto.

#### 5.1.2.1. SLU SENZA SISMA (COMBINAZIONE A2+M2)

**\*\* Specific numbers for horizontal stability of the soil (effective stresses)**  
**\*\***

**-- LEFT:**

|   |              |         |
|---|--------------|---------|
| Max. total Active force:                  | 6,141155E+01 | [kN/m'] |
| Max. total Neutral force:                 | 1,183239E+02 | [kN/m'] |
| Max. total Passive force:                 | 1,223220E+03 | [kN/m'] |
| Total force by water stresses:            | 0,000000E+00 | [kN/m'] |
| Total mobilized horizontal soil stresses: | 2,883577E+02 | [kN/m'] |

-----  
Total horizontal force on sheet pile (water+soil): 2,883577E+02 [kN/m']  
The passive zone is at the LEFT side mobilized for 2,36E+01 %  
Passive soil resistance; u.c.-value: **2,36E-01**

**-- RIGHT:**

|   |              |         |
|---|--------------|---------|
| Max. total Active force:                  | 2,871576E+02 | [kN/m'] |
| Max. total Neutral force:                 | 5,314835E+02 | [kN/m'] |
| Max. total Passive force:                 | 4,497935E+03 | [kN/m'] |
| Total force by water stresses:            | 0,000000E+00 | [kN/m'] |
| Total mobilized horizontal soil stresses: | 3,363377E+02 | [kN/m'] |

-----  
Total horizontal force on sheet pile (water+soil): 3,363377E+02 [kN/m']

Il coefficiente di sicurezza u.c. risulta inferiore a 1, pertanto la verifica a collasso per rotazione intorno ad un punto è soddisfatta.

#### 5.1.2.2. SLU SISMA (COMBINAZIONE A1+M1)

**\*\* Specific numbers for horizontal stability of the soil (effective stresses)**  
**\*\***

**-- LEFT:**

|   |              |         |
|---|--------------|---------|
| Max. total Active force:                  | 6,188474E+01 | [kN/m'] |
| Max. total Neutral force:                 | 9,339649E+01 | [kN/m'] |
| Max. total Passive force:                 | 1,541435E+03 | [kN/m'] |
| Total force by water stresses:            | 0,000000E+00 | [kN/m'] |
| Total mobilized horizontal soil stresses: | 2,150465E+02 | [kN/m'] |

-----  
Total horizontal force on sheet pile (water+soil): 2,150465E+02 [kN/m']  
The passive zone is at the LEFT side mobilized for 1,40E+01 %  
Passive soil resistance; u.c.-value: **1,40E-01**

**-- RIGHT:**

|   |              |         |
|---|--------------|---------|
| Max. total Active force:                  | 2,033903E+02 | [kN/m'] |
| Max. total Neutral force:                 | 3,061896E+02 | [kN/m'] |
| Max. total Passive force:                 | 4,214577E+03 | [kN/m'] |
| Total force by water stresses:            | 0,000000E+00 | [kN/m'] |
| Total mobilized horizontal soil stresses: | 2,507296E+02 | [kN/m'] |

-----  
Total horizontal force on sheet pile (water+soil): 2,507296E+02 [kN/m']

Il coefficiente di sicurezza u.c. risulta inferiore a 1, pertanto la verifica a collasso per rotazione intorno ad un punto è soddisfatta.

**5.1.3. COLLASSO PER CARICO LIMITE VERTICALE**

La verifica è soddisfatta se il valore del carico verticale agente risulta inferiore alla capacità portante laterale dei micropali. La portata laterale limite può essere calcolata sommando i contributi dei diversi strati di terreno secondo la seguente espressione:

$$T_L = \sum_i (\pi \cdot D_{si} \cdot q_{si} \cdot L_{si})$$

Dove

$D_{si}$  diametro maggiorato pari a  $\alpha D_p$

$\alpha$  coefficiente maggiorativo funzione del tipo di terreno, dalla perforazione e iniezione effettuata

$D_p$  diametro di perforazione

$q_{si}$  resistenza di sfilamento unitaria funzione del tipo di terreno e dell'iniezione effettuata

$L_{si}$  lunghezza del palo nello strato i-esimo

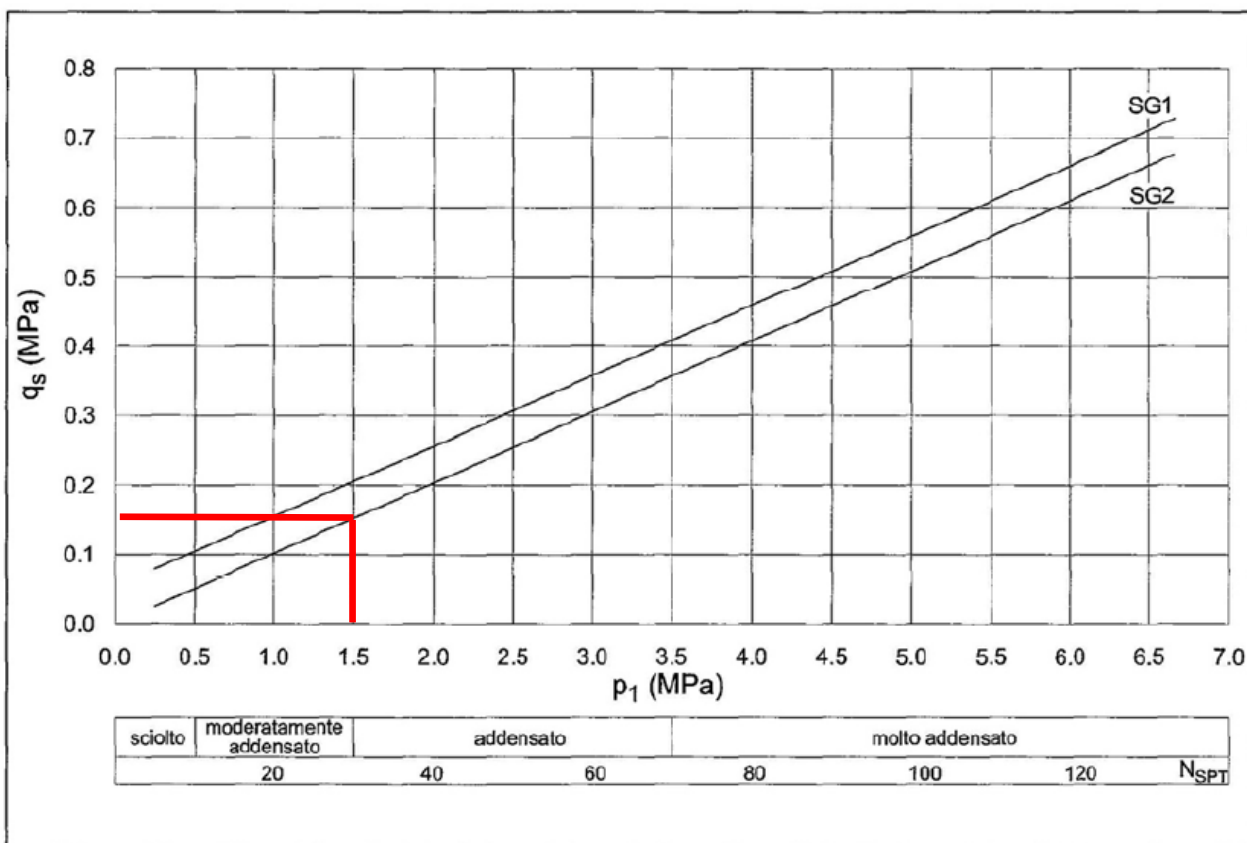
Il valore di  $\alpha$  può essere determinato sulla base della tabella seguente:

| Terreno  | Valori del coefficiente $\alpha_d$ |                        | Quantità minima di miscela consigliata $V_s$   | Rapporto A/C |
|--|------------------------------------|------------------------|--|--------------|
|  | IRS<br>( $p_i \geq p_i$ )          | IGU<br>( $p_i < p_i$ ) |  |              |
| Ghiaia   | 1,8                                | 1,3 ÷ 1,4              | 1,5 $V_s$  | 1,7 ÷ 2,4    |
| Ghiaia sabbiosa  | 1,6 ÷ 1,8                          | 1,2 ÷ 1,4              | 1,5 $V_s$  |              |
| Sabbia ghiaiosa  | 1,5 ÷ 1,6                          | 1,2 ÷ 1,3              | 1,5 $V_s$  |              |
| Sabbia grossa  | 1,4 ÷ 1,5                          | 1,1 ÷ 1,2              | 1,5 $V_s$  |              |
| Sabbia media   | 1,4 ÷ 1,5                          | 1,1 ÷ 1,2              | 1,5 $V_s$  |              |
| Sabbia fine  | 1,4 ÷ 1,5                          | 1,1 ÷ 1,2              | 1,5 $V_s$  |              |
| Sabbia limosa  | 1,4 ÷ 1,5                          | 1,5 ÷ 2,0              | IRS: (1,5 ÷ 2) $V_s$ ; IGU: 1,5 $V_s$  |              |
| Limo   | 1,4 ÷ 1,6                          | 1,1 ÷ 1,2              | IRS: 2 $V_s$ ; IGU: 1,5 $V_s$  | 1,7 ÷ 2,4    |
| Argilla  | 1,8 ÷ 2,0                          | 1,2                    | IRS: (2,5 ÷ 3) $V_s$ ; IGU: (1,5 ÷ 2) $V_s$  |              |
| Marna  | 1,8                                | 1,1 ÷ 1,2              | (1,5 ÷ 2) $V_s$ per strati compatti  | 1,7 ÷ 2,4    |
| Calcari marnosi  | 1,8                                | 1,1 ÷ 1,2              | (2 ÷ 6) $V_s$ o più per strati fratturati  |              |
| Calcari alterati o fratturati  | 1,8                                | 1,1 ÷ 1,2              |  |              |
| Roccia alterata e/o fratturata   | 1,2                                | 1,1                    | (2÷6) $V_s$ o più per strati poco fratturati<br>2 $V_s$ o più per strati fratturati                    | 1,7 ÷ 2,4    |
| IRS: iniezione ad alta pressione a più stadi e ripetuta<br>IGU: iniezione a bassa pressione in unica soluzione<br>$p_i$ : pressione limite dalla prova pressiometrica Menard<br>$p_i$ : pressione di iniezione |                                    |                        | $V_s = L_f D_s^2 / 4$<br>$L_f$ : lunghezza della fondazione<br>$D_s$ : diametro reale della fondazione |              |
| Nota: nella tabella sono riportati i valori teorici della quantità in volume della miscela di iniezione nelle diverse condizioni operative ed il rapporto acqua cemento ottimale (da Bustamante e Doix, 1985)  |                                    |                        |  |              |

**Fig. 15.** Valori del coeff.  $\alpha$  (AGI, AICAP, Ancoraggio nei terreni e nelle rocce, 2012)

Considerando il terreno su cui saranno installati i micropali e che i micropali saranno iniettati a bassa pressione (IGU) o a gravità si assume un valore di  $\alpha$  pari a 1.1 per il calcolo della portata laterale.

Per la definizione della resistenza unitaria limite laterale si fa riferimento al grafico riportato nella figura seguente relativo ai terreni costituiti da limi utilizzando i valori della curva SG2 relativa a pali iniettati a bassa pressione o a gravità. In via cautelativa si sono stati ottenuti un valore di  $q_s$  pari a 0.2 Mpa.



**Fig. 16.** Resistenza unitaria limite per terreni a grana fine (AGI, AICAP, Ancoraggio nei terreni e nelle rocce, 2012)

Il valore della portata laterale caratteristica vale quindi:

$$T_{L1} = \pi \cdot 1.1 \cdot 220 \cdot 0.15 \cdot 3400/1000 = 387 \text{ kN}$$

$$T_{L2} = \pi \cdot 1.1 \cdot 220 \cdot 0.15 \cdot 5000/1000 = 570 \text{ kN}$$

$$T_{L3} = \pi \cdot 1.1 \cdot 220 \cdot 0.15 \cdot 1600/1000 = 182 \text{ kN}$$

$$T_{Lk} = \sum_i (\pi \cdot D_{si} \cdot q_{si} \cdot L_{si}) = 1139 \text{ kN}$$

Il valore di progetto si ottiene dividendo la resistenza caratteristica per il fattore di correzione  $\xi_4$  pari a 1.7 e riportato dalla tabella 6.4.IV e per il coefficiente parziale  $\gamma_R$  di resistenza a compressione per pali trivellati pari a 1.15 e riportato nella tabella 6.4.II della normativa; si ottiene quindi:

$$T_{Ld} = T_{Lk} / (\xi_4 \cdot \gamma_R) = 1519 / (1.7 \cdot 1.15) = 583 \text{ kN}$$

### 5.1.3.1. SLU SENZA SISMA (COMBINAZIONE A2+M2)

|   |   |           |
|---|---|-----------|
| <b>**</b>                                       | <b>VERTICAL EQUILIBRIUM SHEET PILE WALL</b> | <b>**</b> |
| Vertical force along sheet pile wall LEFT:      | 0,000000E+00                                | [kN/m']   |
| Vertical force along sheet pile wall RIGHT:     | 2,091507E+02                                | [kN/m']   |
| External normal force on sheet pile wall:       | 1,500000E+01                                | [kN/m']   |
|   | -----                                       |           |
| Required point foundation resistance sheet wall | 2,241507E+02                                | [kN/m']   |

Come si può osservare il valore minimo di resistenza richiesto risulta inferiore alla capacità portante laterale dei micropali, pertanto la verifica è soddisfatta.

### 5.1.3.2. SLU SISMA (COMBINAZIONE A1+M1)

| **  | VERTICAL EQUILIBRIUM SHEET PILE WALL | **      |
|---|--------------------------------------|---------|
| Vertical force along sheet pile wall LEFT:      | 0,000000E+00                         | [kN/m'] |
| Vertical force along sheet pile wall RIGHT:     | 1,164241E+02                         | [kN/m'] |
| External normal force on sheet pile wall:       | 1,950000E+01                         | [kN/m'] |
|   | -----                                |         |
| Required point foundation resistance sheet wall | 1,359241E+02                         | [kN/m'] |

Come si può osservare il valore minimo di resistenza richiesto risulta inferiore alla capacità portante laterale dei micropali, pertanto la verifica è soddisfatta.

### 5.1.4. VERIFICA SFILAMENTO TIRANTI PASSIVI

La verifica geotecnica dei micropali aventi funzione di tiranti passivi riguarda principalmente i seguenti aspetti:

- Sfilamento dell'ancoraggio bulbo-terreno;
- Sfilamento dell'ancoraggio bulbo-tirante passivo.

#### 5.1.4.1. RESISTENZA ALLO SFILAMENTO BULBO-TERRENO

La resistenza caratteristica limite allo sfilamento è data dalla formula seguente:

$$R_{ac,k} = \pi \cdot D_s \cdot L_f \cdot q_s$$

Dove:

$D_s$  è il diametro maggiorato pari a  $\alpha D_p$

$\alpha$  coefficiente maggiorativo funzione del tipo di terreno, dalla perforazione e iniezione effettuata

$D_p$  diametro della perforazione pari a 240 mm

$L_f$  lunghezza di ancoraggio nella roccia pari a 9.3 m

$q_s$  resistenza di sfilamento unitaria funzione del tipo di terreno e dell'iniezione effettuata

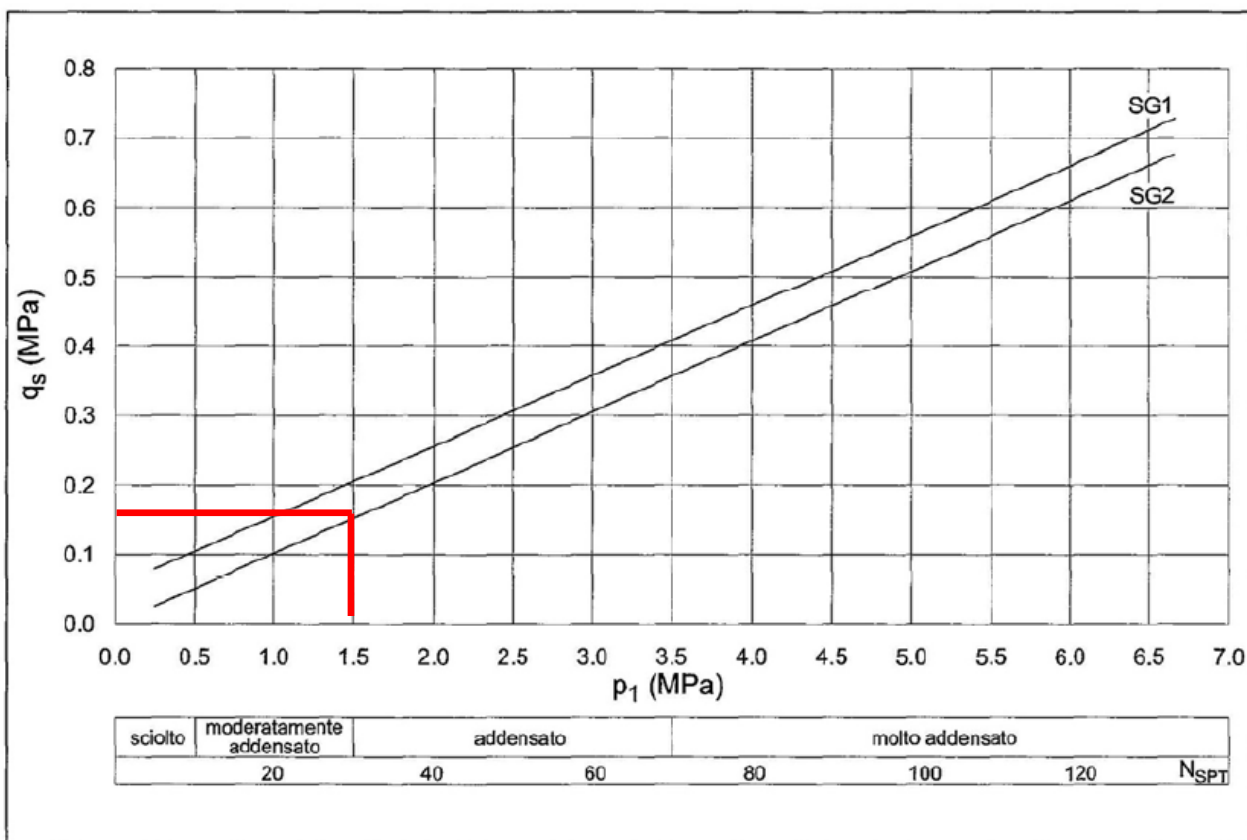
Il valore di  $\alpha$  può essere determinato sulla base della tabella seguente:

| Terreno  | Valori del coefficiente $\alpha_d$ |                        | Quantità minima di miscela consigliata $V_s$  | Rapporto A/C |
|--|------------------------------------|------------------------|---|--------------|
|  | IRS<br>( $p_i \geq p_i$ )          | IGU<br>( $p_i < p_i$ ) |   |              |
| Ghiaia   | 1,8                                | 1,3 ÷ 1,4              | 1,5 $V_s$   | 1,7 ÷ 2,4    |
| Ghiaia sabbiosa  | 1,6 ÷ 1,8                          | 1,2 ÷ 1,4              | 1,5 $V_s$   |              |
| Sabbia ghiaiosa  | 1,5 ÷ 1,6                          | 1,2 ÷ 1,3              | 1,5 $V_s$   |              |
| Sabbia grossa  | 1,4 ÷ 1,5                          | 1,1 ÷ 1,2              | 1,5 $V_s$   |              |
| Sabbia media   | 1,4 ÷ 1,5                          | 1,1 ÷ 1,2              | 1,5 $V_s$   |              |
| Sabbia fine  | 1,4 ÷ 1,5                          | 1,1 ÷ 1,2              | 1,5 $V_s$   |              |
| Sabbia limosa  | 1,4 ÷ 1,5                          | 1,5 ÷ 2,0              | IRS: (1,5 ÷ 2) $V_s$ ; IGU: 1,5 $V_s$   |              |
| Limo   | 1,4 ÷ 1,6                          | 1,1 ÷ 1,2              | IRS: 2 $V_s$ ; IGU: 1,5 $V_s$   | 1,7 ÷ 2,4    |
| Argilla  | 1,8 ÷ 2,0                          | 1,2                    | IRS: (2,5 ÷ 3) $V_s$ ; IGU: (1,5 ÷ 2) $V_s$   |              |
| Marna  | 1,8                                | 1,1 ÷ 1,2              | (1,5 ÷ 2) $V_s$ per strati compatti   | 1,7 ÷ 2,4    |
| Calcari marnosi  | 1,8                                | 1,1 ÷ 1,2              | (2 ÷ 6) $V_s$ o più per strati fratturati   |              |
| Calcari alterati o fratturati  | 1,8                                | 1,1 ÷ 1,2              |   |              |
| Roccia alterata e/o fratturata   | 1,2                                | 1,1                    | (2÷6) $V_s$ o più per strati poco fratturati<br>2 $V_s$ o più per strati fratturati                 | 1,7 ÷ 2,4    |
| IRS: iniezione ad alta pressione a più stadi e ripetuta<br>IGU: iniezione a bassa pressione in unica soluzione<br>$p_i$ : pressione limite dalla prova pressiometrica Menard<br>$p_i$ : pressione di iniezione |                                    |                        | $V_s = L_f D_s^2 / 4$ $L_f$ : lunghezza della fondazione<br>$D_s$ : diametro reale della fondazione |              |
| Nota: nella tabella sono riportati i valori teorici della quantità in volume della miscela di iniezione nelle diverse condizioni operative ed il rapporto acqua cemento ottimale (da Bustamante e Doix, 1985)  |                                    |                        |   |              |

**Fig. 17.** Valori del coeff.  $\alpha$  (AGI, AICAP, Ancoraggio nei terreni e nelle rocce, 2012)

Considerando il terreno su cui saranno installati i micropali e che i micropali saranno iniettati a bassa pressione (IGU) o a gravità si assume un valore di  $\alpha$  pari a 1.1 per il calcolo della portata laterale.

Per la definizione della resistenza unitaria limite laterale si fa riferimento al grafico riportato nella figura seguente relativo ai terreni costituiti da limi utilizzando i valori della curva SG2 relativa a pali iniettati a bassa pressione o a gravità. In via cautelativa si sono stati ottenuti un valore di  $q_s$  pari a 0.2 Mpa.



**Fig. 18.** Resistenza unitaria limite per terreni incoerenti (AGI, AICAP, Ancoraggio nei terreni e nelle rocce, 2012)

La resistenza caratteristica limite vale quindi

$$R_{ac,k} = \pi \cdot D_s \cdot L_f \cdot q_s = \pi \cdot 1.1 \cdot 220 \cdot 10000 \cdot 0.15 / 1000 = 1140 \text{ kN}$$

Il valore di progetto si ottiene dividendo la resistenza caratteristica per il fattore di correzione  $\xi_4$  pari a 1.8 e riportato dalla tabella 6.6.III e per il coefficiente parziale  $\gamma_R$  pari a 1.2 e riportato nella tabella 6.6.I della normativa; si ottiene quindi:

$$R_{ac,d} = R_{ac,k} / (\xi_4 \cdot \gamma_R) = 1140 / (1.8 \cdot 1.2) = 528 \text{ kN}$$

Il valore dello sforzo normale agente risulta inferiore alla resistenza a sfilamento bulbo-terreno, la verifica è soddisfatta.

#### 5.1.4.2. RESISTENZA ALLO SFILAMENTO BULBO-TIRANTE

La resistenza di calcolo a sfilamento tra l'interfaccia acciaio-fondazione è calcolata in maniera analoga alla precedente, sostituendo la resistenza a sfilamento unitaria con la tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo  $\tau_d$

$$N_u = \pi \cdot D_s \cdot L_f \cdot \tau_d$$

Dove:

$D_s$  diametro tubolare di armatura pari a 168.3 mm

$L_f$  lunghezza di ancoraggio pari a 10 m

$\tau_d$  tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo pari a 2.43 MPa

Si ha quindi

$$N_u = \pi \cdot D_s \cdot L_f \cdot \tau_d = \pi \cdot 168.3 \cdot 10000 \cdot 2.43/1000 = 5214 \text{ kN}$$

Il valore dello sforzo normale agente risulta inferiore alla resistenza a sfilamento acciaio-bulbo, la verifica è soddisfatta.

## 6. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

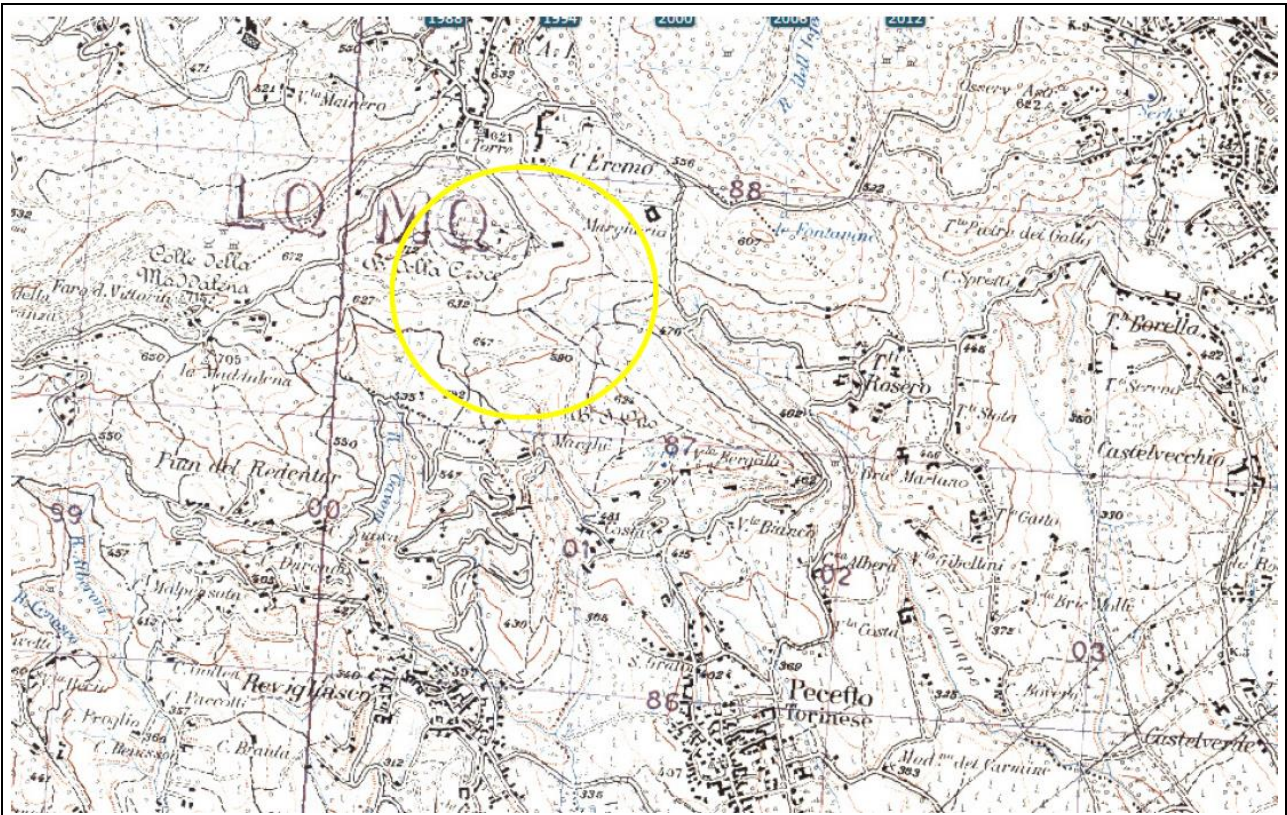
---

In estrema sintesi e per punti si riportano i principali risultati a cui si è pervenuti attraverso la presente:

- da un punto di vista morfogenetico l'area oggetto d'intervento è scevra da fenomeni morfici attivi se si eccettuano piccoli fenomeni di dissesto di Strada della Vetta dovuti a piccoli scivolamenti a cui è soggetta la coltre superficiale;
- il modello geologico verificato su basi bibliografiche e sperimentali è riportato al § 3.1 e la parametrizzazione geotecnica relativa è stata eseguita al § 3.3;
- per quanto definito dalla Normativa Sismica vigente (§ 3.4) si definiscono i terreni di fondazione come appartenenti alla classe "B" come definita dall'O.P.C.M. 3274;
- date le osservazioni effettuate la falda freatica non interferisce con le strutture in progetto ed è posta a profondità tali da non interferire assolutamente con le opere di consolidamento;
- l'area non è sottoposta a vincoli.

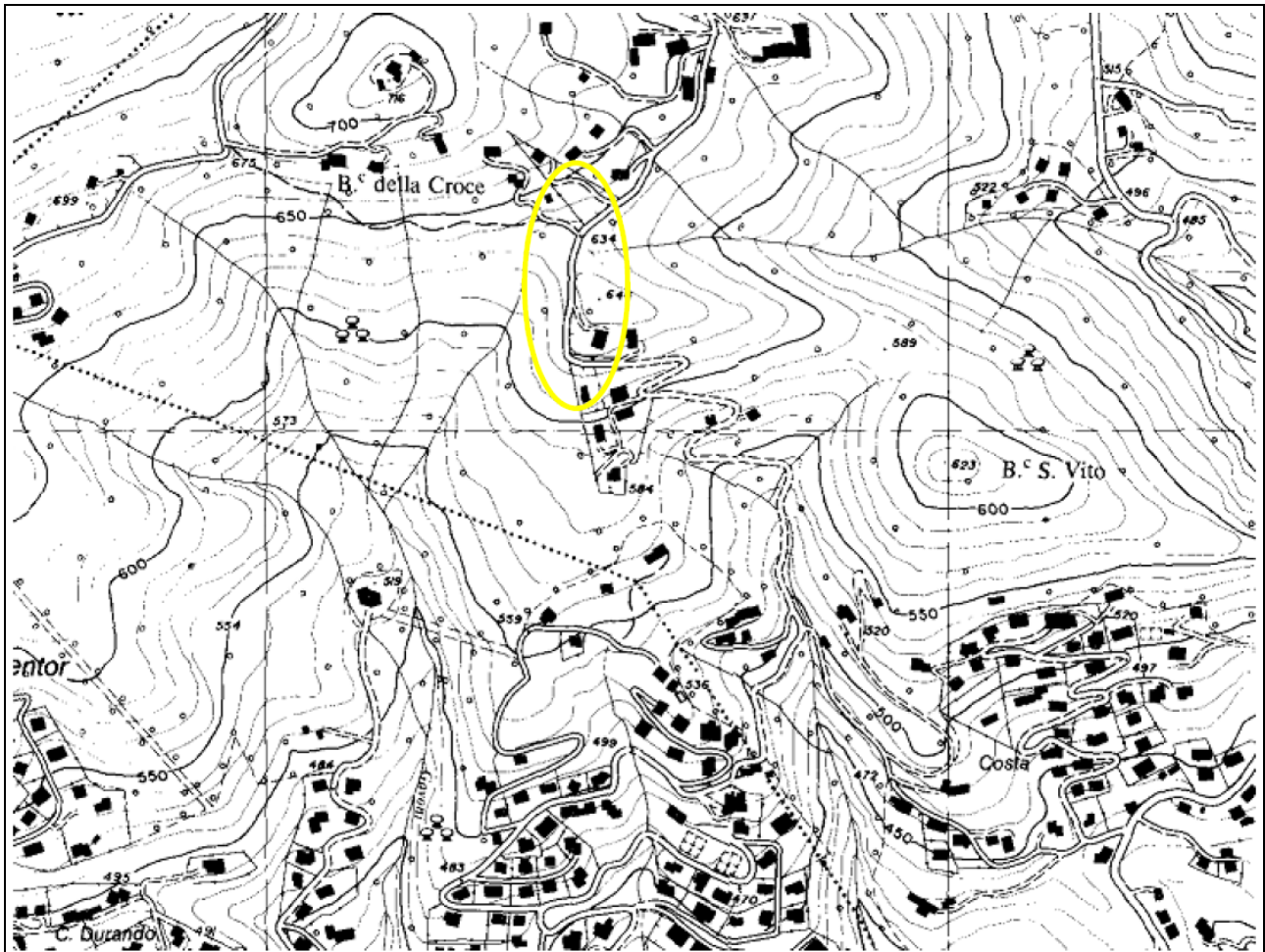
Fermo restando quanto in estrema sintesi è stato sopra esposto non vi sono, adottati gli opportuni accorgimenti tecnico/progettuali motivi che ostino la realizzazione della paratia di micropali con cordolo in oggetto. Data la successione incontrata e la sua tipologia la profondità di perforazione minima necessaria ad un sufficiente immersione degli stessi nel substrato è di 12 m.

## 1. ALLEGATO 1



**Fig. 1.** Estratto tavoletta n° 56 II SO “Chieri” edita dall’istituto Geografico Militare alla scala 1:25.000 (carta non in scala)

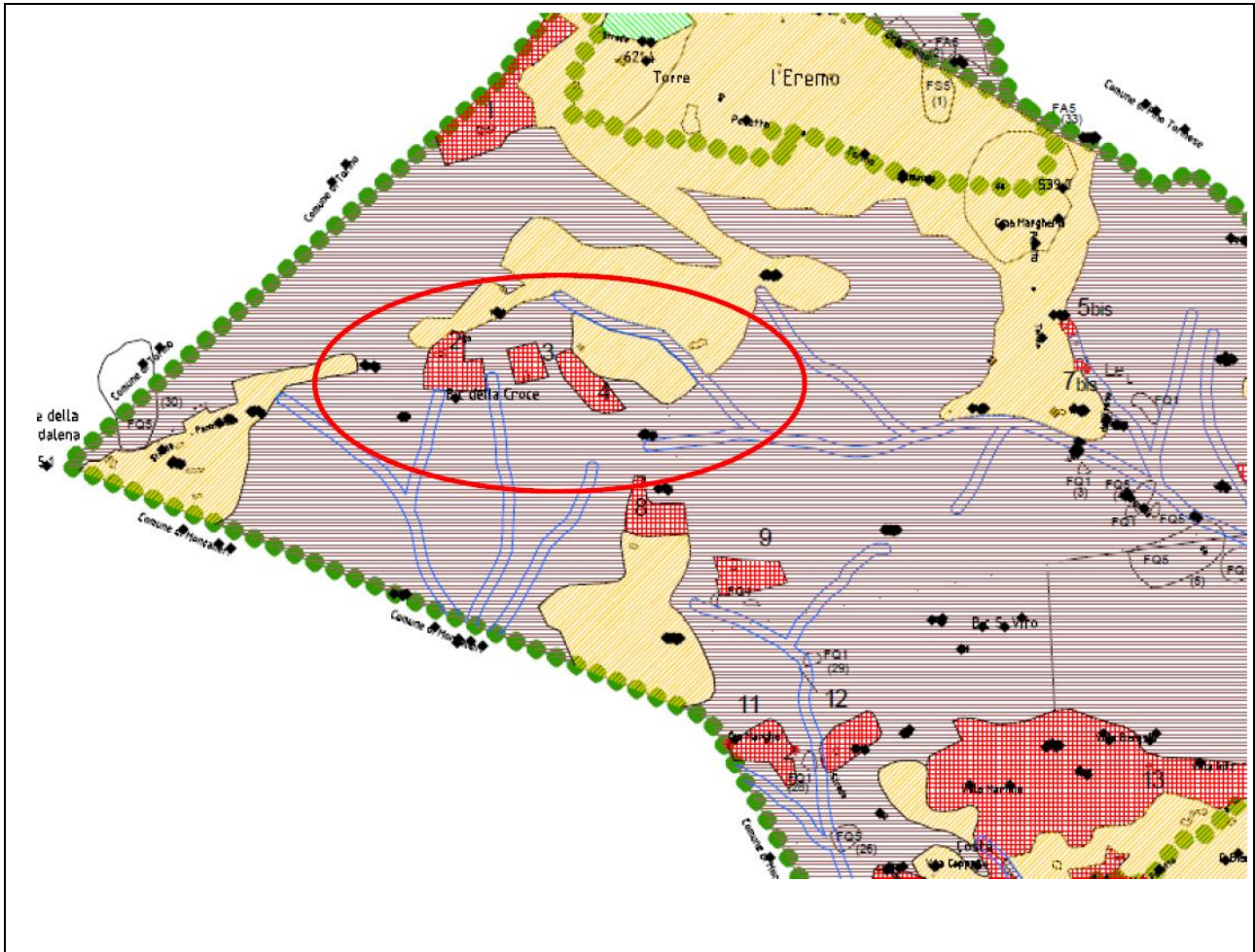
## 2. ALLEGATO 2



**Fig. 2.** Estratto Carta Tecnica Regionale della Regione Piemonte alla Scala 1:10.000 – Sez. 156.140  
(carta non in scala)

### 3. ALLEGATO 3

#### 3.1. PRG del Comune di Pecetto Torinese (TO) - D.P.R.G. n°27-2625 del 19/04/2006 Variante Art. 17, comma 5, c. 7 L.R. 56/77 approvata con D.C.C. n. 58 del 21.12.2011



**Fig. 3.** Estratto Carta di sintesi del Rischio Idrogeologico

LEGENDA

CLASSE I



Porzioni di territorio dove le condizioni di pericolosità geomorfologica sono tali da non porre limitazioni alle scelte urbanistiche: gli interventi sia pubblici che privati sono di norma consentiti nel rispetto delle prescrizioni del D.M. 11.03.88

CLASSE II



Porzioni di territorio nelle quali le condizioni di moderata pericolosità geomorfologica possono essere superate attraverso l'adozione ed il rispetto di accorgimenti tecnici, derivanti da indagini geognostiche, studi geologici e geotecnici, da eseguire nelle aree di intervento, in fase di progetto esecutivo, in ottemperanza al D.M. 11.03.88.

CLASSE IIIa



Porzioni di territorio inedificate che presentano caratteri geomorfologici o idrogeologici che le rendono inadatte a nuovi insediamenti.

CLASSE IIIb



Porzioni di territorio edificate nelle quali gli elementi di pericolosità geologica e di rischio sono tali da imporre in ogni caso interventi di riassetto territoriale a tutela del patrimonio urbanistico esistente.  
In assenza di tali interventi di riassetto saranno consentite solo trasformazioni che non aumentino il carico antropico, quali, a titolo di esempio, interventi

**Fig. 4.** Legenda Carta di sintesi del Rischio Idrogeologico

## 4. ALLEGATO 4

### 4.1. Estratto Cartografia Geologica Nazionale scala 1:100.000

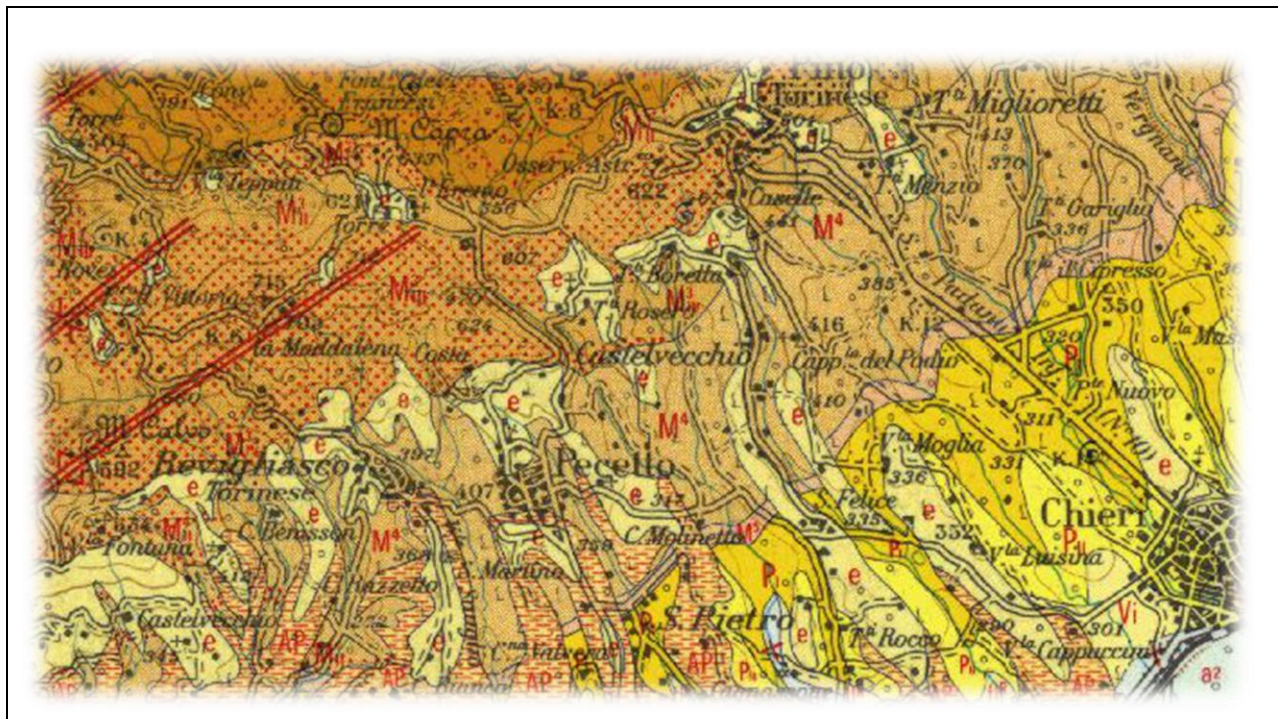


Fig. 5. Carta Geologica alla scala 1:100.000 – F° 56 “Torino”

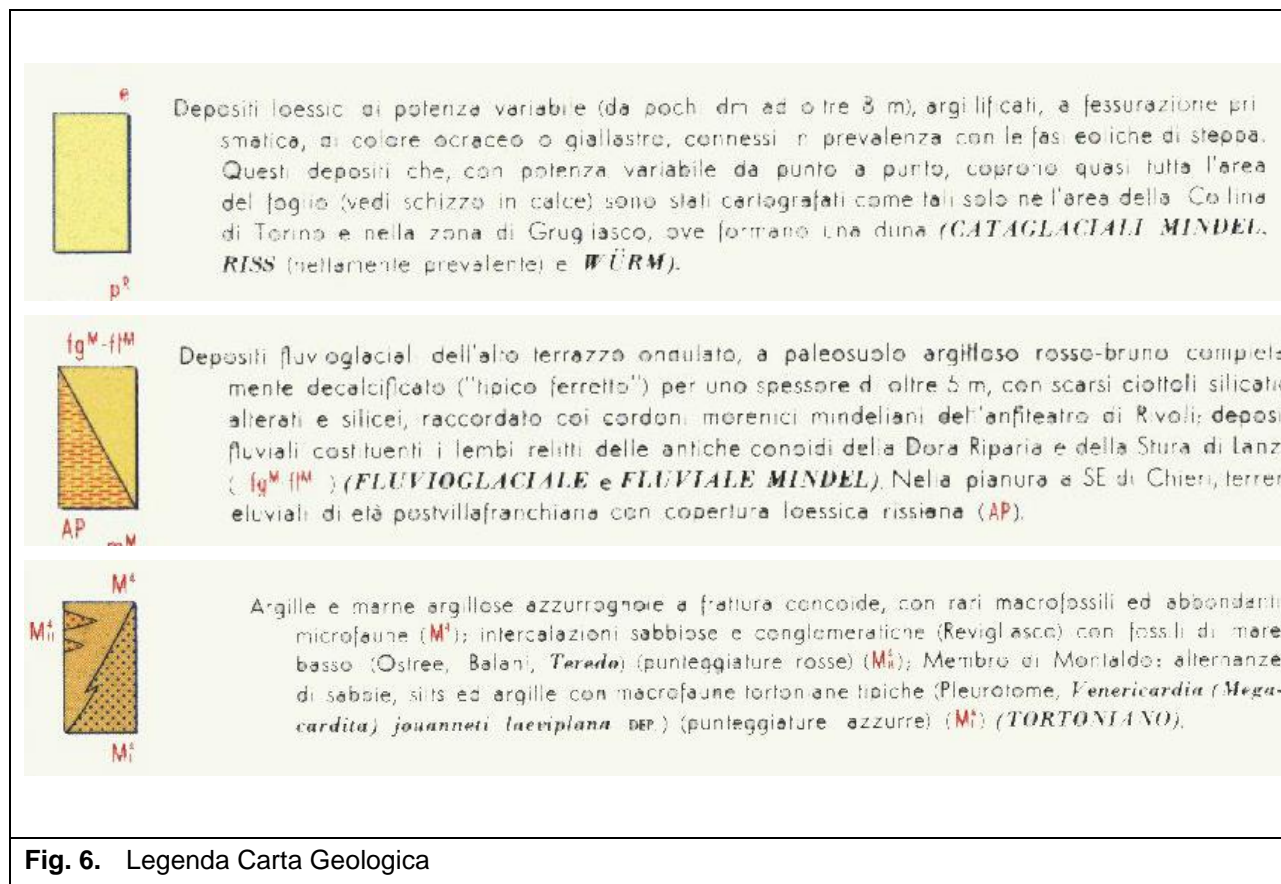
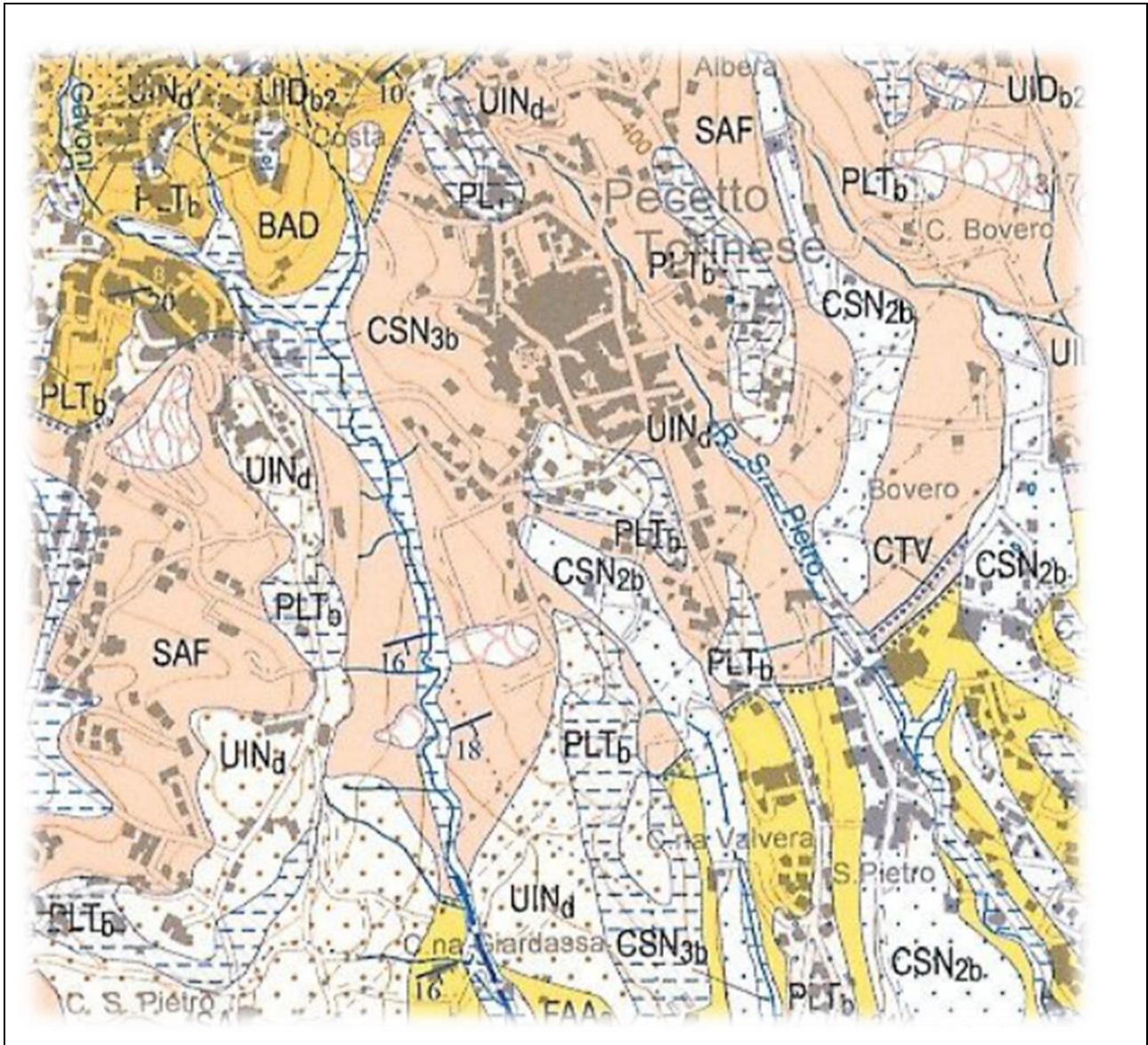


Fig. 6. Legenda Carta Geologica

#### 4.2. Estratto Cartografia Geologica Nazionale scala 1:50.000



**Fig. 7.** Carta Geologica alla scala 1:50.000 – F° 56 “Torino”

**UNITÀ NON DISTINTE IN BASE AL BACINO DI PERTINENZA**



UID

**Unità ubiquitarie in formazione**

Silt argillosi di spessore metrico legati alla rielaborazione di depositi fluviali sensibilmente alterati e distribuiti lungo i versanti delle attuali incisioni vallive (depositi colluviali) (UID<sub>b2</sub>). Depositi eterometrici a matrice siltoso-sabbiosa e siltoso-argillosa, talvolta inglobanti elementi di substrato di grandi dimensioni, costituenti accumuli con estensione e spessore variabili (depositi di frana) (UID<sub>a1</sub>). Accumuli di origine antropica (UID<sub>h</sub>). **PLEISTOCENE SUP. - ATTUALE**



UIN

**Unità ubiquitarie completamente formate**

Silt sabbiosi omogenei privi di stratificazione con spessore di 3-5 m debolmente alterati (10YR) distribuiti sulla sommità delle dorsali collinari (loess eolico); sabbie fini omogenee localmente con un accenno di stratificazione incrociata concava e debolmente alterate (10YR), con spessore di alcuni metri distribuite al margine meridionale del rilievo collinare (sabbie eoliche) (UIN<sub>d</sub>). **PLEISTOCENE SUP. - OLOCENE**

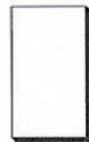
**SISTEMA DI PALAZZOLO**



CSN<sub>3</sub>

**Subsistema di Ghiaia Grande**

Ghiaie e ghiaie-sabbiose inalterate o poco alterate (2,5Y - 10YR) con locali intercalazioni sabbiose, coperte in modo generalizzato da una coltre di spessore decimetrico o metrico di sabbie e sabbie siltose inalterate (2,5Y). Nell'area collinare depositi siltosi e sabbioso-siltosi poco alterati (2,5Y) con intercalazioni ghiaiose (depositi fluviali) (CSN<sub>3b</sub>). **OLOCENE - ATTUALE**



CSN<sub>2</sub>

**Subsistema di Crescentino**

Ghiaie e ghiaie-sabbiose debolmente alterate (7,5-10YR) con locali intercalazioni sabbiose a laminazione piano-parallela e incrociata, coperte in modo generalizzato da una coltre di spessore decimetrico o metrico di sabbie e sabbie siltose a stratificazione incrociata debolmente o poco alterate (2,5Y - 10YR). Localmente le ghiaie contengono tronchi fluitati e lenti ricche in sostanza organica. Costituiscono ampie superfici terrazzate sospese di alcuni metri sui fondovalle attuali. Nell'area collinare silt e silt sabbiosi privi di stratificazione e debolmente alterati (7,5-10YR) (depositi fluviali) (CSN<sub>2b</sub>). **PLEISTOCENE SUP. - OLOCENE**



SAF<sub>a</sub>

SAF

**Marne di S. Agata Fossili**

Argille e marne argillose grigio-azzurre intensamente bioturbate, a stratificazione mal distinta, con ricca microfauna a foraminiferi planctonici e con intercalazioni, nella parte sommitale, di livelli pelitici laminati nerastri (SAF). Associazione a foraminiferi planctonici a *Neogloboquadrina acostaensis*, *Globigerinoides obliquus obliquus*, *Orbulina* sp., *Globigerina multiloba*. Nella parte bassa della formazione (Montaldo T.se e Moncucco T.se, Marentino e Cappella del Rocciamelone) è presente un corpo di sabbie medio-grossolane (SAF<sub>a</sub>), con potenza massima di 300 m, con intercalazioni di livelli conglomeratici. **TORTONIANO - MESSINIANO INF.**

Miocene medio



MIN<sub>b</sub>

MIN<sub>a</sub>

MIN

**Marne di Mincengo**

Marne calcaree biancastre a stratificazione mal distinta. Associazione a foraminiferi planctonici a *Orbulina suturalis*, *O. universa*, *Globorotalia menardii*, *Paragloborotalia mayeri* (MIN). A S. Giorgio Vergnano è presente un corpo arenaceo-conglomeratico (MIN<sub>a</sub>), di estensione chilometrica e spessore massimo di circa 200 m, contenente clasti di serpentiniti e subordinate quarziti. A Sud di S. Giorgio Vergnano e S. Giuseppe sono presenti livelli decimetrico-metrici di litoareniti medio-grossolane (MIN<sub>b</sub>), contenenti frammenti di bivalvi e gasteropodi. **SERRAVALLIANO**

**GRUPPO DI PINO TORINESE**



CTO<sub>1</sub>

**Areniti di Tonengo**

Membro terrigeno (CTO<sub>1</sub>): areniti ibride a foraminiferi e glauconia con abbondante frazione terrigena e con intercalazioni di arenarie gradate ricche in frustoli vegetali in strati di potenza metrica (Cerrabello). **LANGHIANO**



BAD<sub>a</sub>

BAD

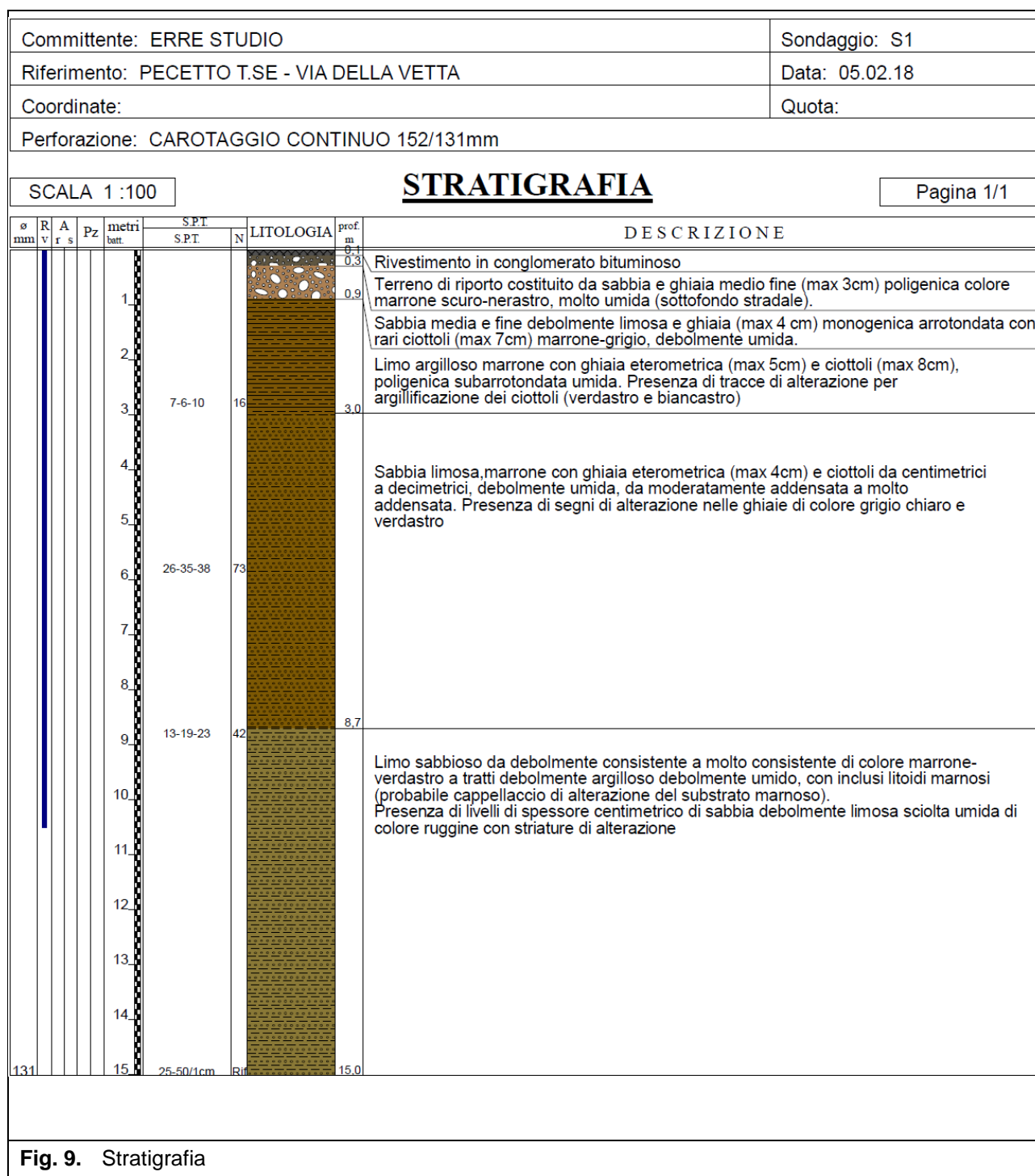
**Formazione di Baldissero**

Marne e areniti ibride a foraminiferi planctonici e glauconia intensamente bioturbate con abbondante frazione terrigena e con sottili intercalazioni arenacee. Associazione a foraminiferi planctonici a *Preorbulina glomerata sicana*, *P. glomerata glomerata*, *Dentoglobigerina langhiana*, *Globoquadrina dehiscens* (BAD). Nella parte medio-alta sono presenti intercalazioni di livelli silicizzati a frattura scheggiata. A diversi livelli stratigrafici sono presenti corpi arenaceo-conglomeratici (BAD<sub>a</sub>), di estensione plurichilometrica e di spessore variabile da 50 (Nord di Mistrassi) a oltre 350 m (SW di Torrazza, Bric del Vai, Bric Martina, Pino T.se, Colle della Maddalena) con clasti ofiolitici, di gneiss e quarziti. **LANGHIANO**

**Fig. 8.** Legenda Carta Geologica

## 5. ALLEGATO 5

### 5.1. Stratigrafia e foto delle cassette catalogatrici del sondaggio eseguito



## 5.2. Fotografie delle cassette catalogatrici del sondaggio eseguito



**Fig. 10.** Cassa n°1: da 00,00 m a 5,00 m



**Fig. 11.** Cassa n°2: da 05,00 m a 10,00 m

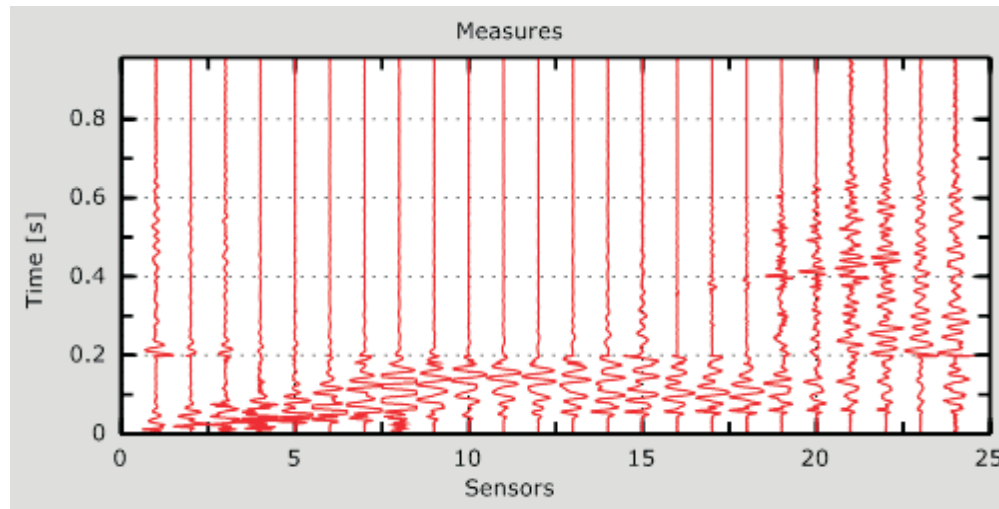


**Fig. 12.** Cassa n°1: da 10,00 m a 15,00 m

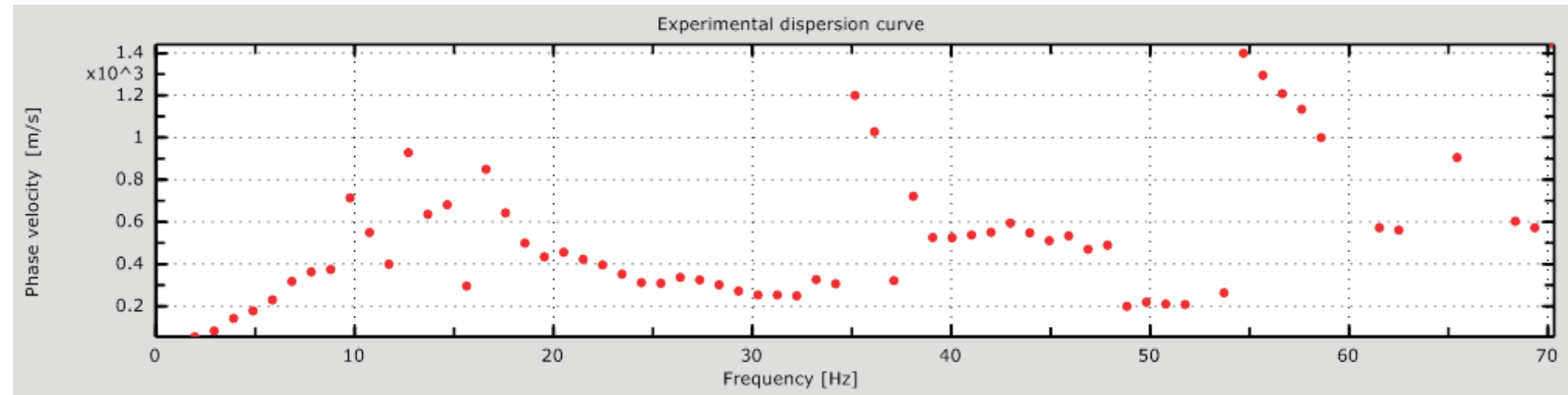
## 6. ALLEGATO 6

### Report Prove Sismiche M.A.W.S.

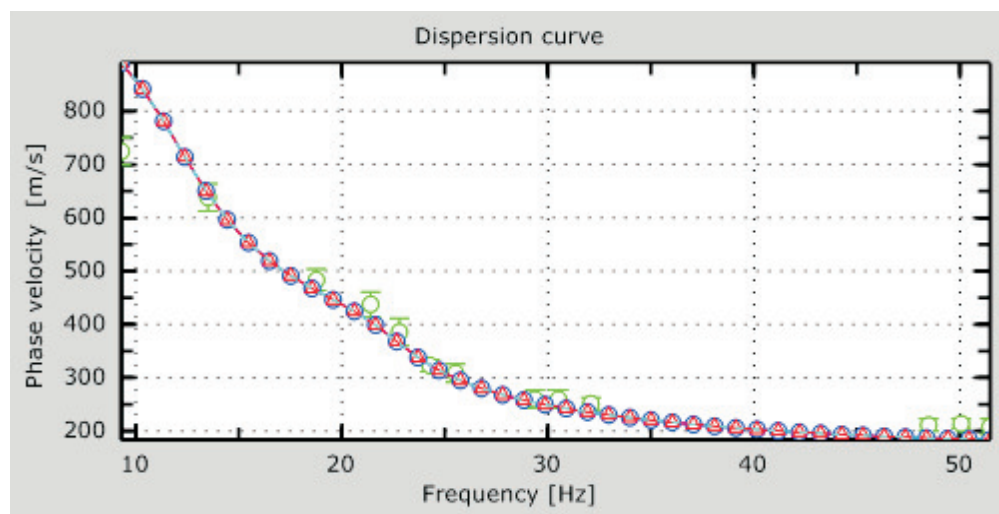
**Tracce acquisizioni**



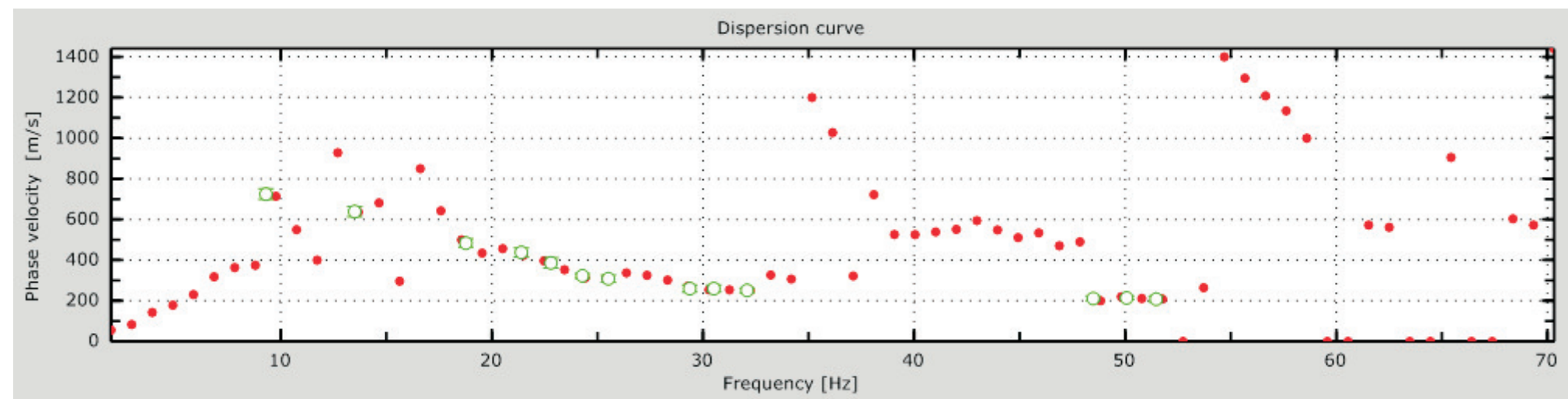
**Curva di dispersione sperimentale**



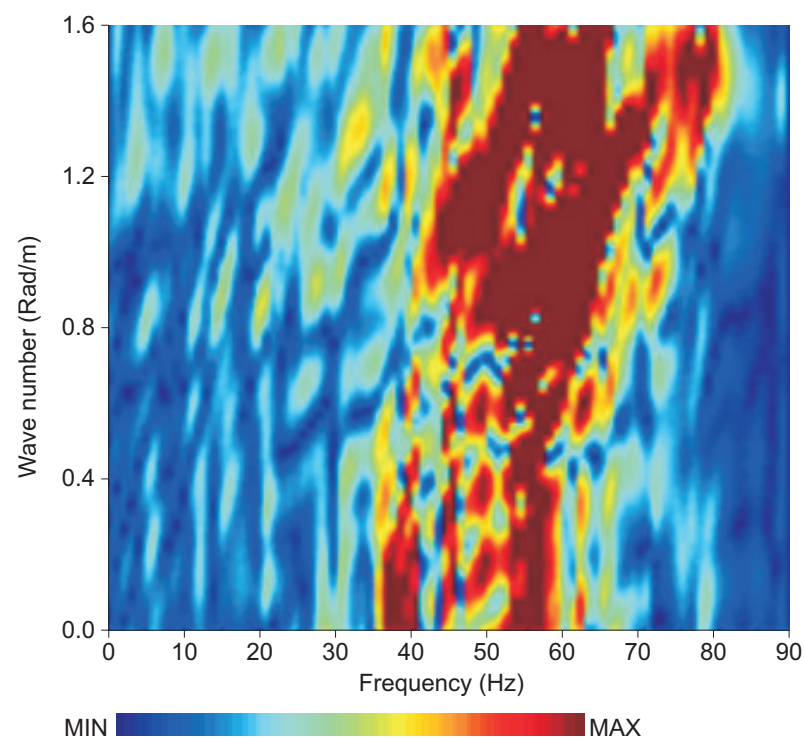
**Curve di dispersione elaborate**



**Curva di dispersione**

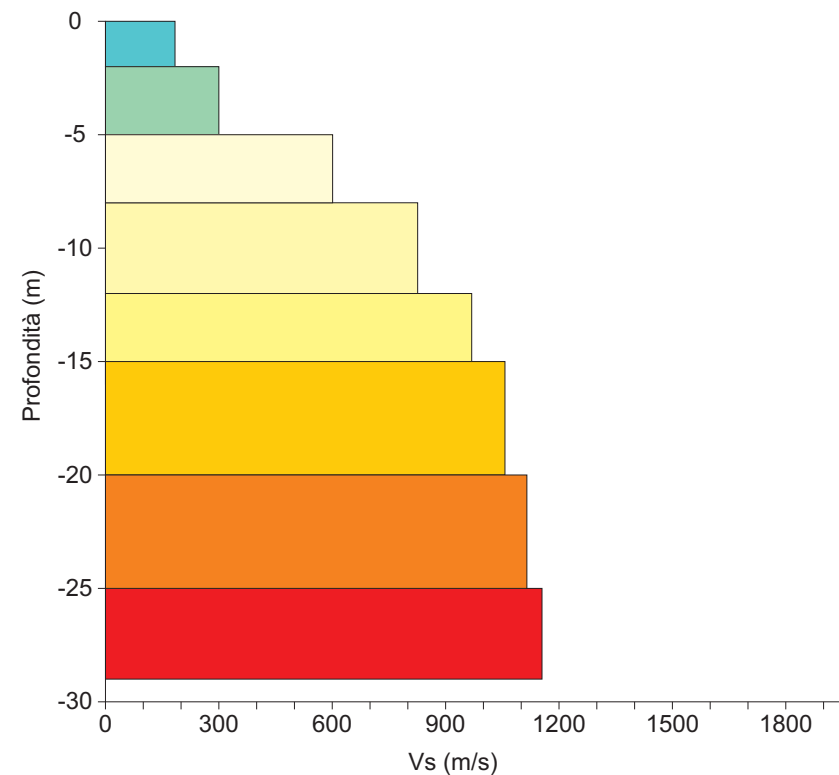


**Spettro f/k**



**CLASSIFICAZIONE SISMICA**

| Strato | Profondità (m) |       | Vs (m/s) |
|--------|----------------|-------|----------|
|        | da             | a     |          |
| 1      | 0.0            | -2.0  | 184      |
| 2      | -2.0           | -5.0  | 300      |
| 3      | -5.0           | -8.0  | 601      |
| 4      | -8.0           | -12.0 | 826      |
| 5      | -12.0          | -16.0 | 969      |
| 6      | -16.0          | -21.0 | 1057     |
| 7      | -21.0          | -26.0 | 1115     |
| 8      | -26.0          | -30.0 | 1155     |



**Vs30 = 631 m/s**  
**Classe di suolo B**

Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs30 compresi tra 360 m/s e 800 m/s.

## **7. ALLEGATO 7**

---

### **Report prova sismica a rifrazione con interpretazione tomografica**

