

Regione Piemonte



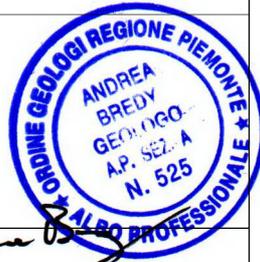
Comune di Trinità

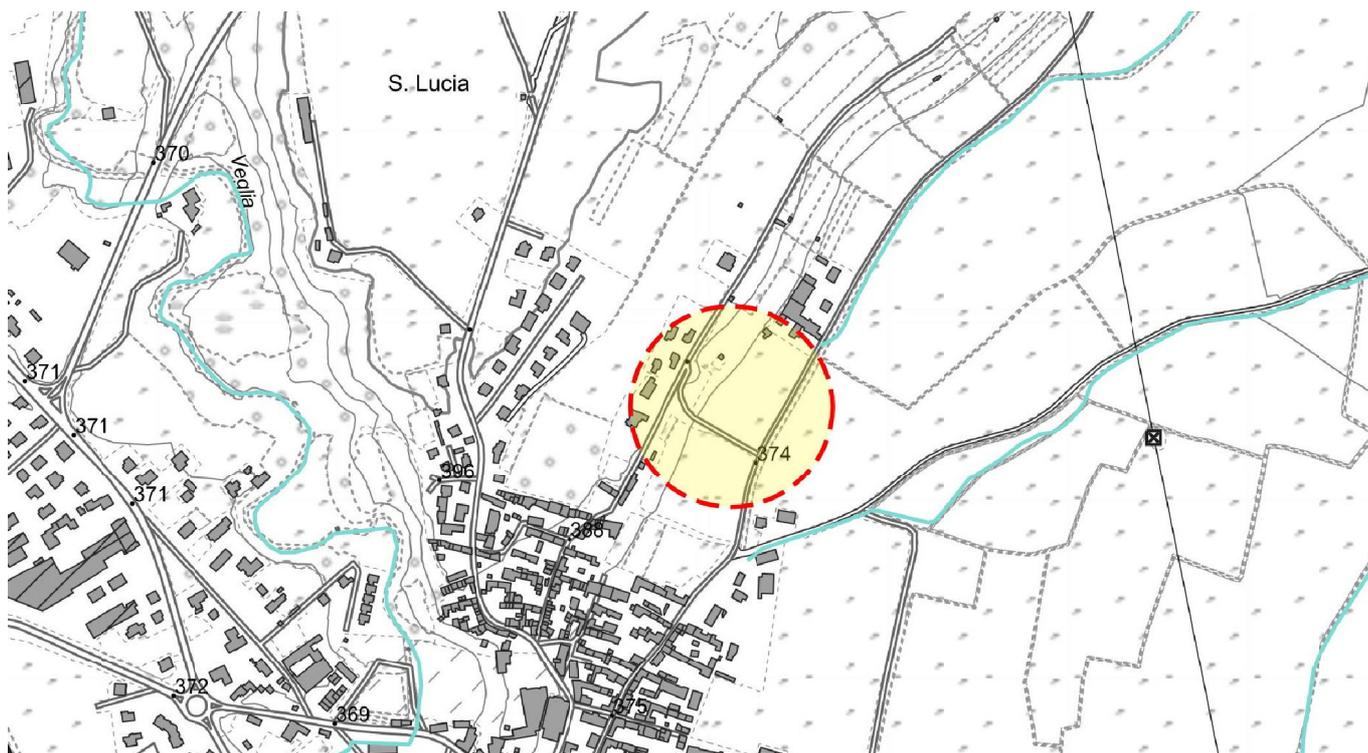


Provincia di Cuneo

Piano Esecutivo Convenzionato – Area R6.8/a

RELAZIONE GEOLOGICA, SULLA PERICOLOSITA' SISMICA E GEOTECNICA SULLE INDAGINI

Normativa	N.T.A. P.R.G.C. NTC 2008	Codice documento	16_08_GA_Rev.00	Data	Settembre 2016
Ubicazione	Via Sottocosta	Estremi Catastali	F° 13 mapp. 322- 323-324		
Committente	Bruno Maria Albina – C.F. BRN MLB 50R46 D742T				
Professionista incaricato	 Studio Geologico dr. andrea bredy		Via A. Campana 14 12016 Peveragno (CN) Cell. +39 3404923790 C.F.: BRDNDR71C03E379A P.IVA: 08367860015 e-mail: andrea.bredy@geologipiemonte.it		 
Progettisti	Ing. Alladio Giuseppe – Geom. Adriano Cravero				



INDICE

1. PREMESSA.....	2
2. MODELLO GEOLOGICO.....	3
2.1. INQUADRAMENTO GEOLOGICO.....	5
2.1.1. <i>Idrogeologia</i>	6
2.2. INQUADRAMENTO DI DETTAGLIO GEOLOGICO TECNICO - NORMATIVO.....	8
3. MODELLO GEOTECNICO	9
3.1. DESCRIZIONE DELLE INDAGINI GEOGNOSTICHE	10
3.1.1. <i>Risultati indagine penetrometrica</i>	11
3.2. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI DI FONDAZIONE.....	14
4. MODELLAZIONE SISMICA	18
4.1. CLASSIFICAZIONE SISMICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE.....	18
4.2. STIMA DELLA PERICOLOSITÀ SISMICA	23
5. CONSIDERAZIONI DI INDIRIZZO TECNICO-ESECUTIVO	25
6. CONCLUSIONI.....	26

1. PREMESSA

La presente relazione geologica, sismica e geotecnica sulle indagini viene redatta a supporto del progetto di realizzazione di un Piano Esecutivo Convenzionato nel Comune di Trinità (CN) su incarico del Geom. Cravero Adriano.

Il progetto prevede la realizzazione di diverse unità abitative sull'Area di P.R.G.C. denominata R6.8/a sita in Via Sottocosta e censita al catasto dei terreni al F° 13 mappali 322, 323 e 324. L'area è di proprietà della Sig.ra Bruno Maria Albina.

Per svolgere il presente studio geologico sono state eseguite indagini e sopralluoghi sull'area interessata dall'intervento e nei settori limitrofi, un'analisi della documentazione bibliografica di carattere geologico/tecnico esistente ed in particolare quella allegata al P.R.G.C. di Trinità.

L'assetto stratigrafico, geotecnico e sismico è stato ricostruito attraverso l'analisi dei dati stratigrafici noti nell'intorno dell'area in studio, un'indagine geofisica e l'esecuzione di prove penetrometriche dinamiche in corrispondenza dell'area d'indagine.

Lo studio è stato esteso ad un significativo intorno dell'area interessata dagli interventi, traendone le opportune valutazioni sulla compatibilità degli interventi con l'assetto geologico, geomorfologico e geotecnico locale.

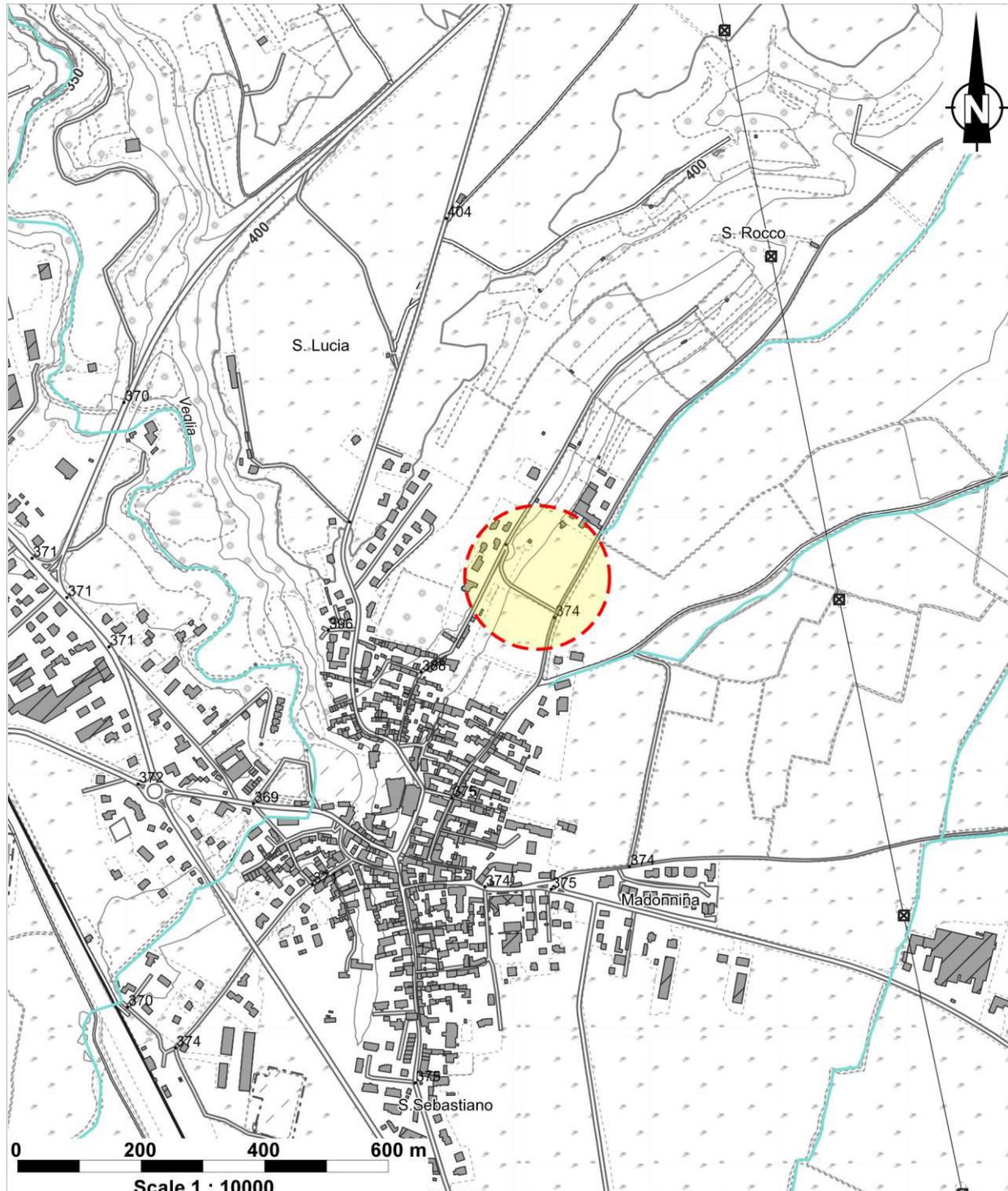
Per una maggiore comprensione degli interventi previsti si rimanda alla documentazione progettuale.

La presente relazione geologica e sismica è eseguita ai sensi del D.M. 11/3/1988, delle nuove Norme Tecniche Costruzioni (NTC) relative al D.M. 14 gennaio 2008 ed in vigore dal 1° Luglio 2009 ed alle N.T.A. del P.R.G.C. di Trinità.

2. MODELLO GEOLOGICO

L'area in studio si ubica nel Comune di Trinità (CN) immediatamente a Nord del concentrico comunale in un lotto di terreno compreso tra Via Damilano e Via Sottocosta.

A grande scala morfologicamente siamo nel settore di pianura posto al margine delle Langhe, contraddistinto da ampi settori pianeggianti separati da incisioni prodotte dai corsi d'acqua che scorrono con andamento sub-parallelo in direzione NE-SW. Il loro approfondimento avvenuto nel tardo Quaternario, successivamente al Pleistocene, ha lasciato come eredità una serie di pronunciate digitazioni di terreno alluvionale delimitate da ripide scarpate morfologiche che in sequenza tendono ad approfondirsi da SW verso NE.



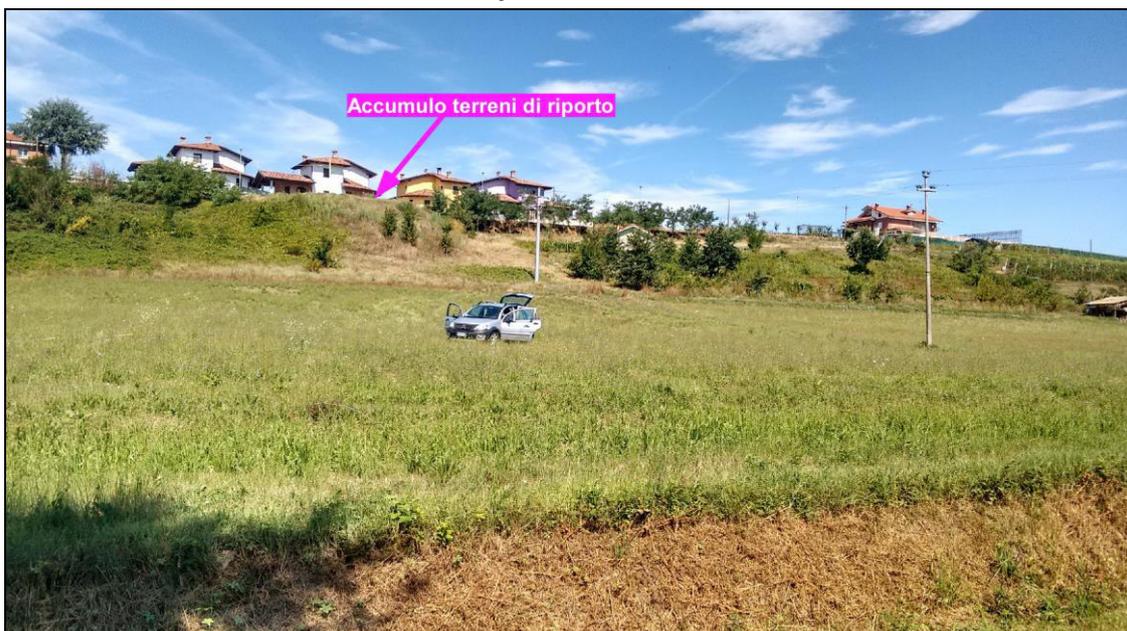
L'area d'intervento si trova al piede di un settore di scarpata allungato proprio in direzione S/SW-N/NE e mostra una leggera pendenza verso SE in direzione di Via Sottocosta. In realtà il lotto comprende anche il settore di scarpata più acclive che però non verrà interessato dagli interventi di edificazione se non, così come evidenziato nelle planimetrie di progetto, per una limitata fascia a bassa acclività, mentre la zona a valle risulta subpianeggiante. Indicativamente il dislivello tra il punto più alto della zona di edificazione (lotti 1 e 5) e quello più basso in corrispondenza di Via Sottocosta, che si trova alla quota di 374 m s.l.m., è di circa 5 m.



Area d'intervento ripresa da Via Sottocosta



Area d'intervento ripresa dal vertice settentrionale



Zona di scarpata con presenza di un accumulo di terreni di riporto

Lungo la zona di scarpata più acclive è presente un evidente riporto di terreni probabilmente realizzato con i materiali di scavo prodotti durante la costruzione delle villette soprastanti. Ad oggi appare stabilizzato e vegetato.

Per quanto riguarda l'idrografia superficiale il settore terrazzato a monte dell'area d'intervento è delimitato ad Ovest dal T.Veglia mentre verso Est son presenti rii minori quali il Rio Canavaccio che scorre intubato sotto il concentrico comunale e poi prosegue in direzione N-NE. Immediatamente a valle del lotto d'intervento, sul lato orientale dei Via Sottocosta, è presente un fosso di scolo che scorre verso Nord in direzione del Rio Dafin.



Fosso di scolo a valle di Via Sottocosta

2.1. Inquadramento Geologico

Dal punto di vista geologico, l'area in esame, è formata da un complesso di depositi che abbracciano cronologicamente l'intervallo di tempo Miocene superiore – Quaternario, considerato neoautoctono rispetto al suo basamento terziario pre-Messiniano.

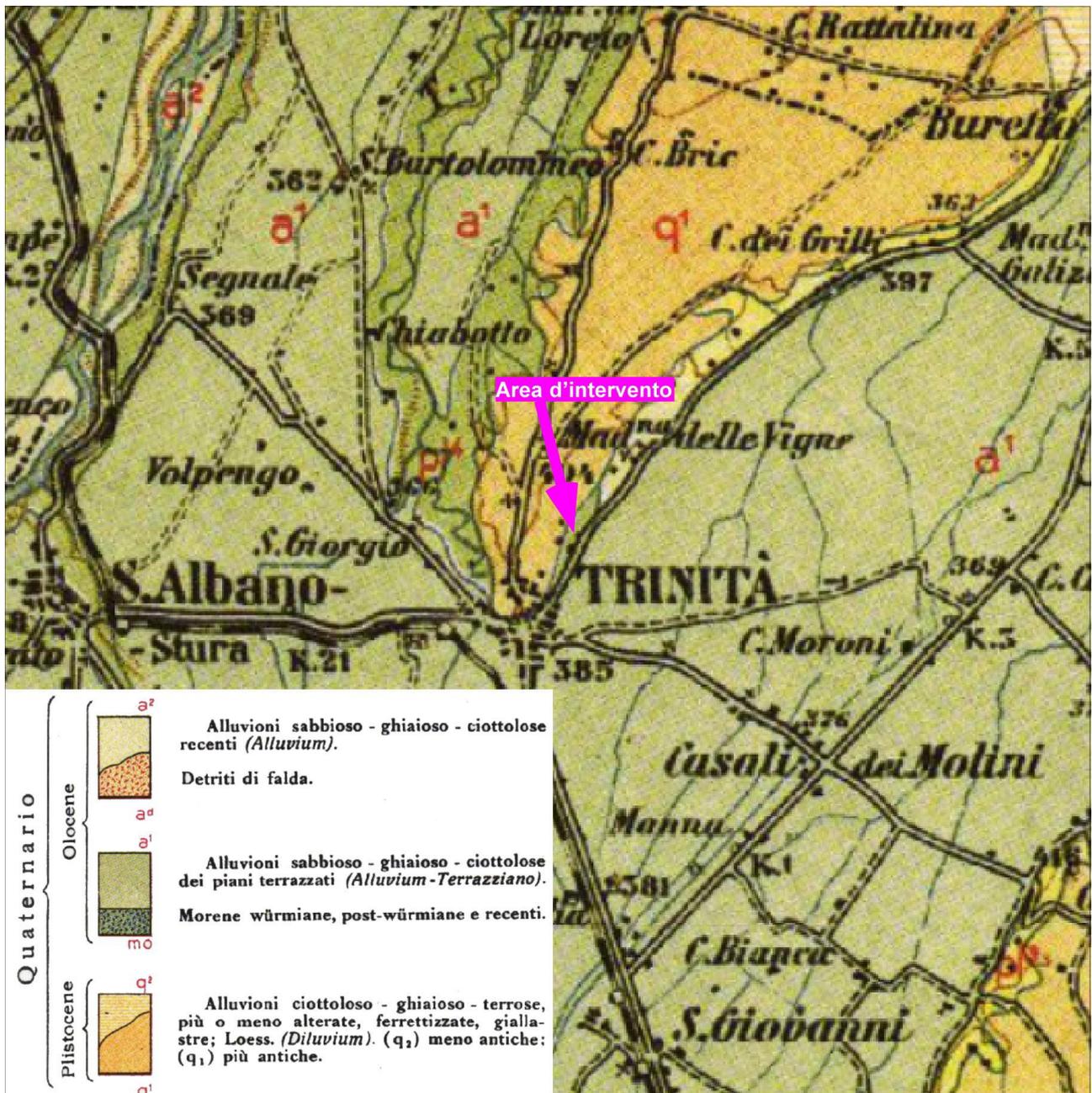
La zona in studio ricade al margine orientale della pianura cuneese delimitata ad occidente dai rilievi alpini dove affiorano le formazioni del Dora Maira e ad Est dai rilievi collinari della Langhe ove affiorano appunto i terreni del Bacino Ligure-Piemontese (BTP), una delle principali zone di accumulo dei materiali di smantellamento del settore occidentale della catena Alpina. In particolare in questa porzione di territorio le formazioni Liguri-Piemontesi si immergono al di sotto dei depositi quaternari dell'Alta Pianura Terrazzata del Cuneese.

Dall'alto verso il basso stratigraficamente è possibile schematizzare una serie che inizia con terreni alluvionali quaternari, quando i corsi d'acqua, avendo portate decisamente superiori a quelle attuali, depositavano a valle dei versanti alpini forti spessori di sedimenti di natura alluvionale a granulometria prevalentemente sabbioso-ghiaiosa con ciottoli. I litotipi sottostanti risultano in contatto erosionale con i precedenti in quanto l'attività fluviale quaternaria ha asportato i terreni pliocenici stratigraficamente più alti depositando i sedimenti direttamente sui sedimenti Villafranchiani costituiti da ghiaie e sabbie a stratificazione lenticolare con alternanze argillose, localmente intercalate da lenti di ghiaie cementate e lenti sabbioso-ghiaiose debolmente cementate.

La Carta Geologica d'Italia alla scala 1:100.000, Foglio 90 Cuneo, segnala il seguente assetto:

- Nel settore di altipiano e lungo la scarpata affiorano le "Alluvioni sabbioso-ghiaioso-terrose più o meno alterate, ferrettizzate, giallastre; Loess (*Diluvium*) meno antiche (q₂)"
- Nella pianura sottostante le alluvioni sabbioso-ghiaiose-ciottolose dei piani terrazzati (alluvium-Terrazziano).

In sintesi in corrispondenza del sito d'intervento troviamo quindi i depositi fluvioglaciali dei terrazzi wurmiani ricoperti verso monte da quelli fluvioglaciali Rissiani che presentano generalmente una granulometria più fine.



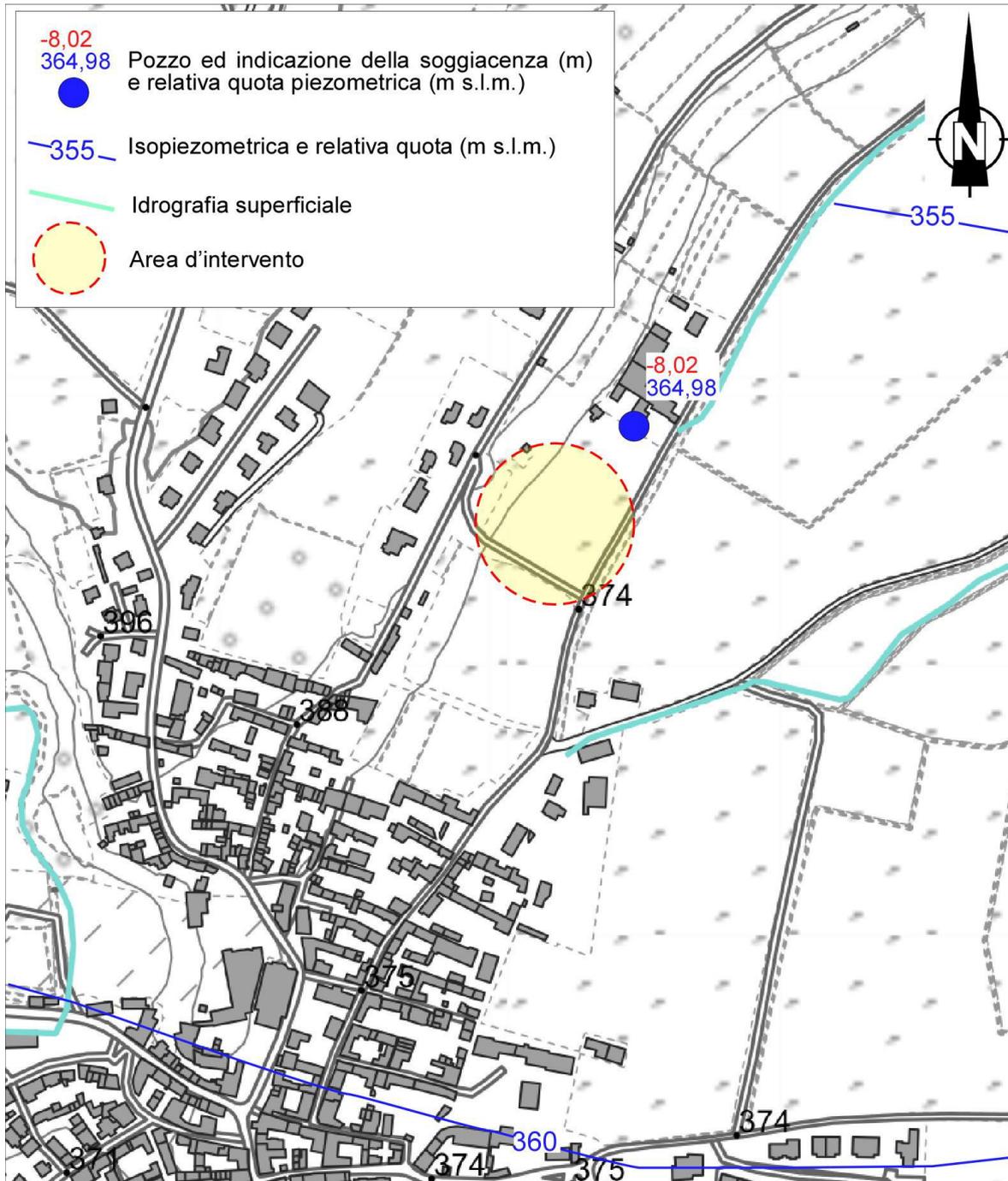
Stralcio della C.G.I. alla scala 1:100.000 (F° 90 Cuneo)

2.1.1. Idrogeologia

Dal punto di vista idrogeologico i terreni quaternari presenti nell'area in studio mostrano una buona permeabilità per porosità, che può variare a seconda della granulometria del deposito. La presenza di un paleosuolo limoso-argilloso può indurre al formarsi di ristagni idrici superficiali in occasione di eventi meteorici particolarmente intensi.

I depositi alluvionali antichi possono ospitare sistemi acquiferi in corrispondenza dei livelli più permeabili la cui ricarica avviene per infiltrazione diretta, nel caso di acquiferi sospesi, o dai corsi d'acqua.

In corrispondenza del sito d'intervento in base ai dati piezometrici noti ed in particolare quelli presenti nello "Studio e valutazione della vulnerabilità intrinseca delle acque sotterranee - Provincia di Cuneo, 2005" è possibile ipotizzare, in maniera cautelativa, la presenza di falda a partire da circa -8 m dal p.c. in corrispondenza di Via Sottocosta. A seguire si riporta una cartografia semplificata dei dati idrogeologici esistenti nell'intorno dell'area in studio.

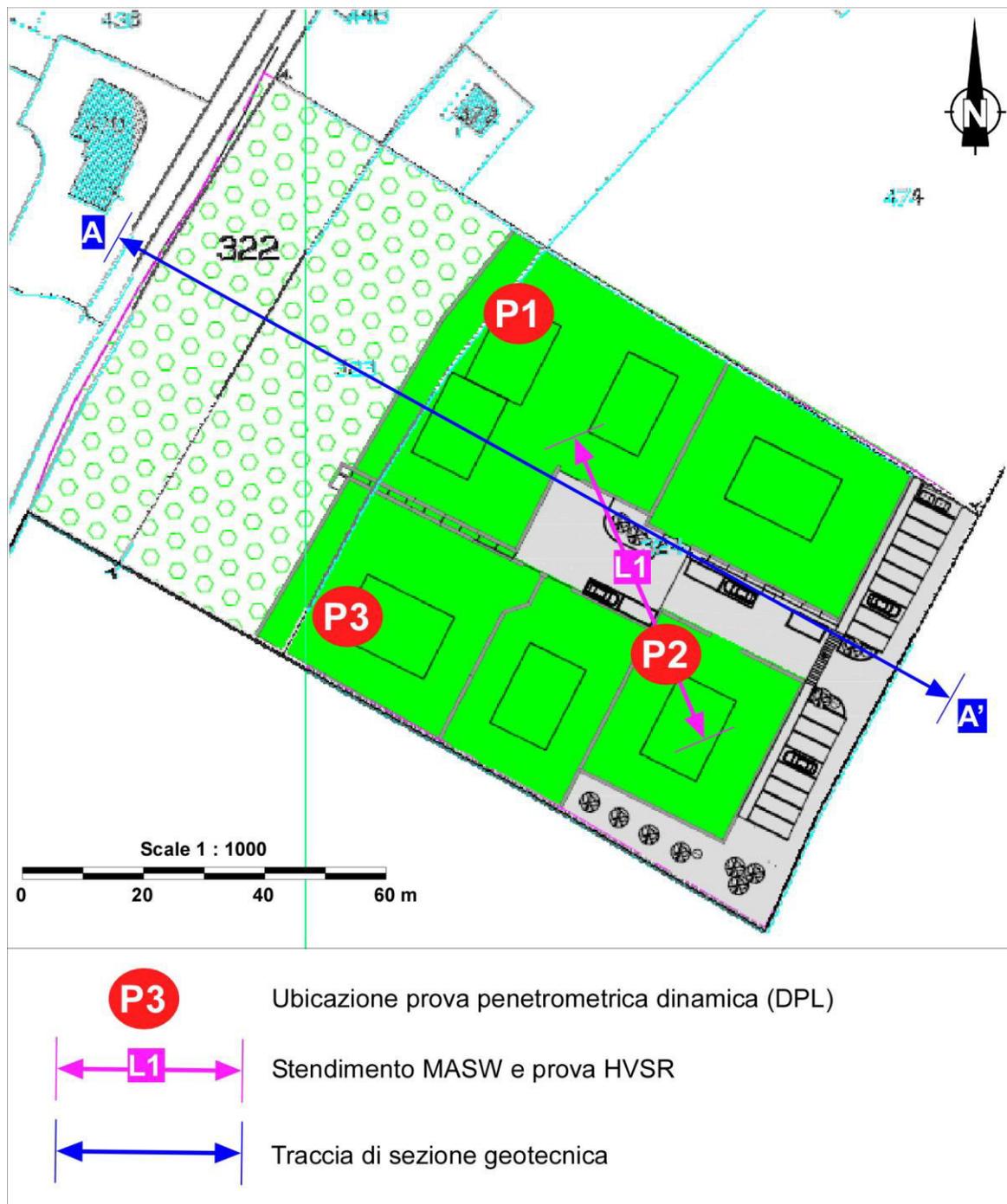


Dati idrogeologici presenti nell'area in studio (tratti da *Studio e valutazione della vulnerabilità intrinseca delle acque sotterranee - Provincia di Cuneo, 2005*).

3. MODELLO GEOTECNICO

Per definire l'assetto stratigrafico locale sono state eseguite in data 17 agosto 2016 n° 3 prove penetrometriche dinamiche distribuite sull'area d'intervento. In particolare le prove P1 e P3 sono state eseguite nel settore di monte mentre la P2 in quello subpianeggiante a valle (cfr. planimetria riportata a seguire).

La prova denominata P3 si è interrotta a poche decine di centimetri da p.c. in quanto la presenza negli strati superficiali del suolo di abbondanti ciottoli ha impedito l'approfondimento delle aste, nonostante i numerosi tentativi di esecuzione. Ne consegue che a seguire vengono analizzati i risultati delle prove P1 e P2 i cui risultati risultano comunque sufficienti per definire adeguatamente l'assetto litostratigrafico e geotecnico di tutta l'area d'intervento.



Ubicazione indagini

3.1. Descrizione delle indagini geognostiche

La prova penetrometrica dinamica consiste nell'infiggere nel terreno una punta conica per tratti consecutivi misurando il numero di colpi N necessari.

Le Prove Penetrometriche Dinamiche sono molto diffuse ed utilizzate nel territorio da geologi e geotecnici, data la loro semplicità esecutiva, economicità e rapidità di esecuzione. La loro elaborazione, interpretazione e visualizzazione grafica consente di "catalogare e parametrizzare" il suolo attraversato con un'immagine in continuo, che permette anche di avere un raffronto sulle consistenze dei vari livelli attraversati e una correlazione diretta con sondaggi geognostici per la caratterizzazione stratigrafica.

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

Elementi caratteristici del penetrometro dinamico sono i seguenti:

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

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

- tipo LEGGERO (DPL)
- tipo MEDIO (DPM)
- tipo PESANTE (DPH)
- tipo SUPERPESANTE (DPSH)

Le prove penetrometriche DPL eseguite sono state eseguite a monte della sede stradale utilizzando un penetrometro dinamico leggero Sunda 30-20 avente le seguenti caratteristiche standard:

- PESO MASSA BATTENTE M = 30,0 kg
- ALTEZZA CADUTA LIBERA H = 0,2 m
- PESO SISTEMA DI BATTUTA Ms = 16 Kg
- AREA BASE PUNTA CONICA A = 10 cm²
- LUNGHEZZA DELLE ASTE La = 1 m
- PESO UNITARIO ASTE Ma = 2,4 Kg
- AVANZAMENTO PUNTA δ = 0,10 m
- Coeff. Correlazione = 0,766

Determinando il numero di colpi necessari ad infiggere la punta conica nel terreno ogni 10 cm, si sono misurati i principali parametri geotecnici del terreno suddividendolo in strati a comportamento omogeneo ed a uguale capacità di carico. Nel valutare il carico ammissibile del terreno, si è utilizzato il calcolo effettuato mediante il metodo basato sulla relazione sperimentale proposta dalla scuola olandese (Herminier) attraverso il calcolo della resistenza dinamica (Rpd) del terreno all'avanzamento della punta, che fornisce risultanze cautelative.

La relazione impiegata è la seguente:
$$Rpd = \frac{M^2 \times H \times N}{A \times h \times (M+m)}$$

dove:

- M = Peso della massa battente
- H = Altezza di caduta della massa
- A = superficie punta conica
- h = affondamento costante delle aste
- m = numero delle aste alle varie quote di misura + peso unitario delle singole aste
- N = numero di colpi registrati per ogni tratto costante di 10 cm

Nei risultati delle prove viene anche riportato il valore della pressione ammissibile (q_{amm}) che si ottiene dividendo il valore della Rpd (Resistenza Dinamica) per un coefficiente di sicurezza cautelativo suggerito dalla letteratura pari a 20, da cui:

$$q_{amm} = Rpd/20$$

La pressione ammissibile così calcolata, ovvero secondo le note elaborazioni proposte da Herminier, corrisponde all'applicazione di un coefficiente di sicurezza standard delle fondazioni pari a 4, con una geometria fondale standard di larghezza pari a 1 m ed immersione $d=1$ m. Ovviamente la capacità portante del terreno andrà calcolata nello specifico in base alla tipologia e dimensionamento delle fondazioni delle opere in progetto.

3.1.1. Risultati indagine penetrometrica

Analizzando i risultati delle prove P1 e P2 si può osservare che:

PROVA P1:

- Dal p.c. a -0,9 m suolo compatto con ghiaia e ciottoli con elevata resistenza alla penetrazione.
- Da -1,0 a -1,6 m si incontrano depositi da argillosi a sabbiosi compatti (n° di colpi per approfondimento aste di 10 cm superiore a 10).
- Da -1,7 a -5,0 depositi argilloso-sabbiosi sciolti con rara presenza di ciottoli. A partire da -4,1 la resistenza alla penetrazione aumenta.
- Da -5,1 a -5,5 m dal p.c. la resistenza alla penetrazione aumenta per la presenza di una frazione ghiaiosa (n° di colpi per approfondimento aste di 10 cm superiore a 14).
- Da -5,6 fino a -5,9 la resistenza alla penetrazione aumenta ancora in corrispondenza di depositi sabbioso-ghiaiosi con ciottoli compatti.
- A -6,0 m dal p.c. si è raggiunto il rifiuto alla penetrazione verosimilmente in corrispondenza di un grosso ciottolo.
- Non è stata rilevata la presenza di falda fino alla profondità indagata.

PROVA P2:

- Dal p.c. a -0,3 m terreno di copertura/coltivo con resistenza alla penetrazione medio-bassa.
- Da -0,4 a -1,1 m si incontrano depositi da argillosi a sabbiosi compatti (n° di colpi per approfondimento aste di 10 cm superiore a 15).
- Da -1,2 a -2,3 depositi argilloso-sabbiosi sciolti.
- Da -2,4 a -2,7 m dal p.c. la resistenza alla penetrazione aumenta ancora in corrispondenza di depositi sabbioso-ghiaiosi con ciottoli compatti.
- A -2,8 m dal p.c. si è raggiunto il rifiuto alla penetrazione verosimilmente in corrispondenza di un grosso ciottolo.
- Non è stata rilevata la presenza di falda fino alla profondità indagata.

In sintesi nella prova P1, realizzata alla base del settore di scarpata e ad una quota altimetrica maggiore di circa 3 m da P2 si incontra, al di sotto dei terreni di copertura, un orizzonte argilloso-sabbioso poco compatto fino a -5,0 m circa dal p.c. e successivamente i terreni ghiaioso sabbiosi più

compatti. In P2 l'orizzonte sciolto ha uno spessore ridotto e pertanto i depositi ghiaiosi con buone caratteristiche geotecniche si incontrano a partire da -2,4 m dal p.c. circa.

Prova Penetrometrica Dinamica n°1
Committente: Geom. Cravero
Ubicazione: PEC R6.8/a - Trinità (CN)
Data esecuzione: 17 agosto 2016

Peso della massa battente (M)	30 kg
Altezza di caduta della massa (H)	20 cm
Superficie punta conica (A)	10 cm ²
Affondamento costante dell'asse (h)	10 cm
Peso unitario aste	2.4 kg
Peso sistema di battuta	13.6 kg
Peso aste + sistema battuta (m)	16 kg

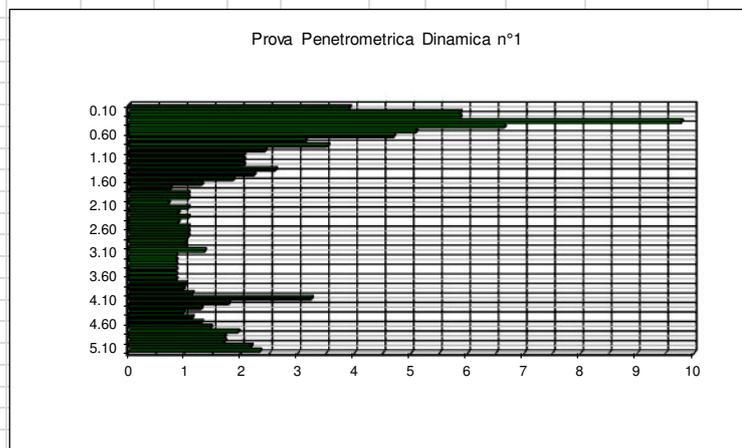
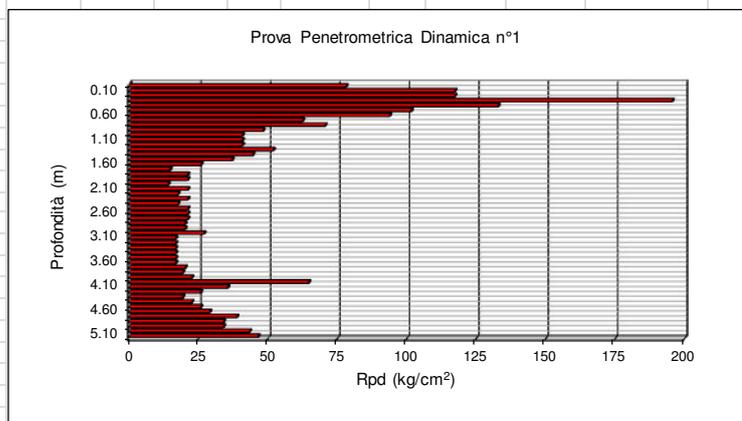
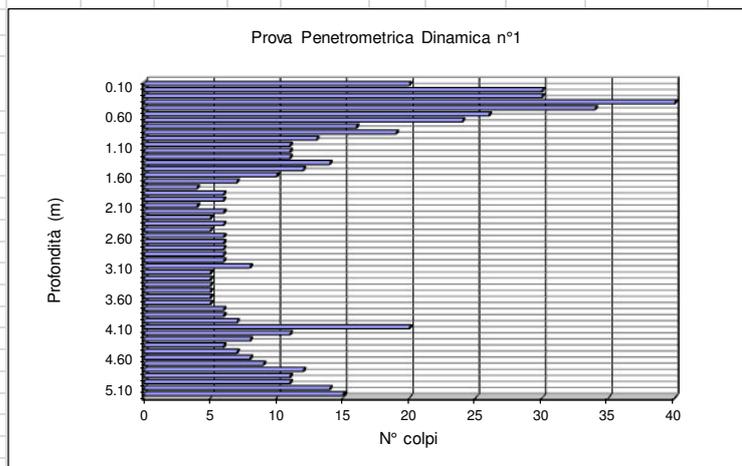
$$Rpd = (M^2 \times H \times N) / [A \times h \times (M + m)]$$

Energia specifica per colpo	Q = MH/Ah	6 kg/cm ²
	Prova SPT = Q _{SPT}	7.83 kg/cm ²
Coefficiente di energia (βt = Q/Q _{SPT})		0.766

$$N_{SPT (teorico)} = \beta t \times N$$

Prova Penetrometrica Dinamica n°1					Falda
dal p.c. a -6,0 m					
Prof. m	N n° colpi	Rpd kg/cm ²	q _{amm} kg/cm ²	N _{SPT}	
0.10	20	78.3	3.9	15	
0.20	30	117.4	5.9	23	
0.30	30	117.4	5.9	23	
0.40	50	195.7	9.8	38	
0.50	34	133.0	6.7	26	
0.60	26	101.7	5.1	20	
0.70	24	93.9	4.7	18	
0.80	16	62.6	3.1	12	
0.90	19	70.7	3.5	15	
1.00	13	48.3	2.4	10	
1.10	11	40.9	2.0	8	
1.20	11	40.9	2.0	8	
1.30	11	40.9	2.0	8	
1.40	14	52.1	2.6	11	
1.50	12	44.6	2.2	9	
1.60	10	37.2	1.9	8	
1.70	7	26.0	1.3	5	
1.80	4	14.9	0.7	3	
1.90	6	21.3	1.1	5	
2.00	6	21.3	1.1	5	
2.10	4	14.2	0.7	3	
2.20	6	21.3	1.1	5	
2.30	5	17.7	0.9	4	
2.40	6	21.3	1.1	5	
2.50	5	17.7	0.9	4	
2.60	6	21.3	1.1	5	
2.70	6	21.3	1.1	5	
2.80	6	21.3	1.1	5	
2.90	6	20.3	1.0	5	
3.00	6	20.3	1.0	5	
3.10	8	27.1	1.4	6	
3.20	5	16.9	0.8	4	
3.30	5	16.9	0.8	4	
3.40	5	16.9	0.8	4	
3.50	5	16.9	0.8	4	
3.60	5	16.9	0.8	4	
3.70	5	16.9	0.8	4	
3.80	6	20.3	1.0	5	
3.90	6	19.4	1.0	5	
4.00	7	22.7	1.1	5	
4.10	20	64.7	3.2	15	
4.20	11	35.6	1.8	8	
4.30	8	25.9	1.3	6	
4.40	6	19.4	1.0	5	
4.50	7	22.7	1.1	5	
4.60	8	25.9	1.3	6	
4.70	9	29.1	1.5	7	
4.80	12	38.8	1.9	9	
4.90	11	34.1	1.7	8	
5.00	11	34.1	1.7	8	
5.10	14	43.4	2.2	11	
5.20	15	46.6	2.3	11	
5.30	20	62.1	3.1	15	
5.40	19	59.0	2.9	15	
5.50	20	62.1	3.1	15	
5.60	23	71.4	3.6	18	
5.70	29	90.0	4.5	22	
5.80	40	124.1	6.2	31	

Assente



Risultati della Prova P1

Prova Penetrometrica Dinamica n°2
Committente: Geom. Cravero
Ubicazione: PEC R6.8/a - Trinità (CN)
Data esecuzione: 17 agosto 2016

Peso della massa battente (M)	30 kg
Altezza di caduta della massa (H)	20 cm
Superficie punta conica (A)	10 cm ²
Affondamento costante dell'asse (h)	10 cm
Peso unitario aste	2.4 kg
Peso sistema di battuta	13.6 kg
Peso aste + sistema battuta (m)	16 kg

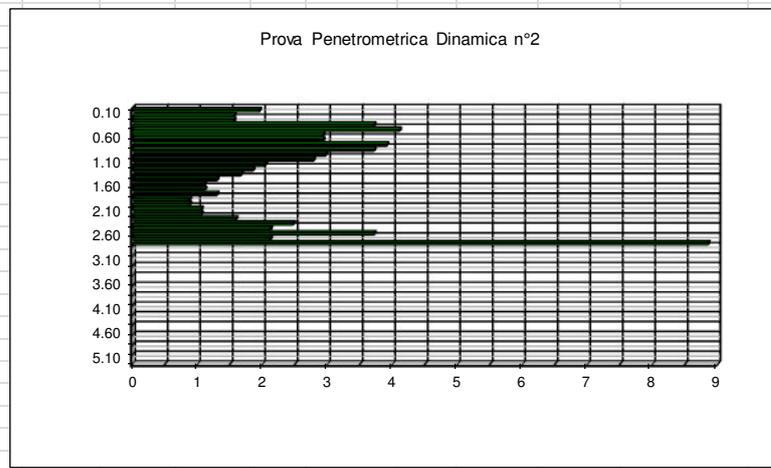
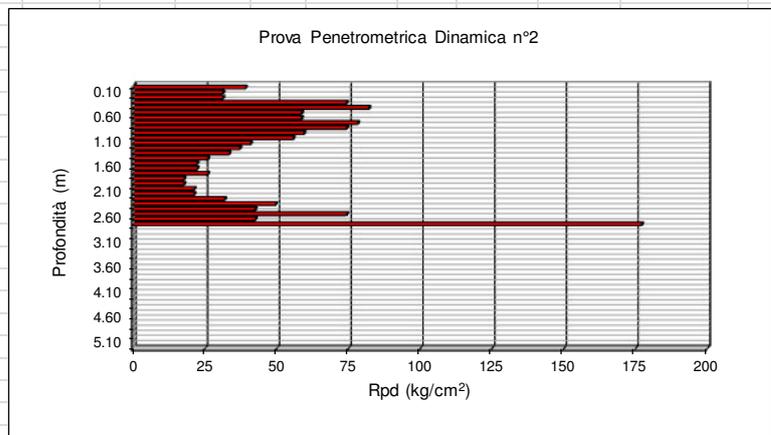
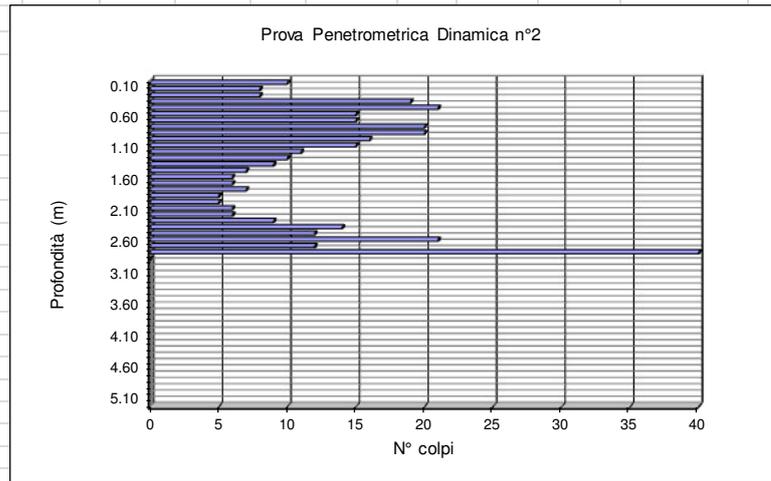
$$Rpd = (M^2 \times H \times N) / [A \times h \times (M + m)]$$

Energia specifica per colpo	Q = MH/Ah	6 kg/cm ²
	Prova SPT = Q _{SPT}	7.83 kg/cm ²
Coefficiente di energia (βt = Q/Q _{SPT})		0.766

$$N_{SPT(\text{teorico})} = \beta t \times N$$

Prova Penetrometrica Dinamica n°2				
dal p.c. a -2,8 m				
Prof. m	N n° colpi	Rpd kg/cm ²	q _{amm} kg/cm ²	N _{SPT}
0.10	10	39.1	2.0	8
0.20	8	31.3	1.6	6
0.30	8	31.3	1.6	6
0.40	19	74.3	3.7	15
0.50	21	82.2	4.1	16
0.60	15	58.7	2.9	11
0.70	15	58.7	2.9	11
0.80	20	78.3	3.9	15
0.90	20	74.4	3.7	15
1.00	16	59.5	3.0	12
1.10	15	55.8	2.8	11
1.20	11	40.9	2.0	8
1.30	10	37.2	1.9	8
1.40	9	33.5	1.7	7
1.50	7	26.0	1.3	5
1.60	6	22.3	1.1	5
1.70	6	22.3	1.1	5
1.80	7	26.0	1.3	5
1.90	5	17.7	0.9	4
2.00	5	17.7	0.9	4
2.10	6	21.3	1.1	5
2.20	6	21.3	1.1	5
2.30	9	31.9	1.6	7
2.40	14	49.6	2.5	11
2.50	12	42.5	2.1	9
2.60	21	74.4	3.7	16
2.70	12	42.5	2.1	9
2.80	50	177.2	8.9	38
2.90	R			
3.00				
3.10				
3.20				
3.30				
3.40				
3.50				
3.60				
3.70				
3.80				
3.90				
4.00				
4.10				
4.20				
4.30				
4.40				
4.50				
4.60				
4.70				
4.80				
4.90				
5.00				
5.10				
5.20				
5.30				
5.40				
5.50				
5.60				
5.70				
5.80				

Assente



Risultati della Prova P2

3.2. Caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione

A seguito delle indagini svolte l'assetto geologico-stratigrafico locale è stato ricostruito nel dettaglio.

A partire dai valori di N_{SPT} ricavati dalle indagini penetrometriche è possibile, attraverso l'applicazione di diverse metodologie di correlazione, assegnare i parametri geotecnici nominali del terreno indagato. Per le correlazioni tra il parametro N_{SPT} ed i vari parametri geotecnici si è fatto riferimento, vista la natura dei terreni, alle teorie maggiormente indicate per terreni a comportamento incoerente. Il valore della coesione efficace per gli orizzonti di natura sabbioso/limosa può essere considerato pari a zero, mentre per il substrato compatto di 100 kPa. L'elaborazione dei dati è stata effettuata utilizzando il software SCPT della PROGRAMGEO in licenza d'uso.

Per la densità relativa ($D_r\%$) sono state prese in considerazione le soluzioni proposte da Skempton (1986), per le correlazioni N_{SPT}/ϕ' si è fatto riferimento alle raccomandazioni Road Bridge Specification, per il Modulo di Taglio il metodo Ohsaki & Iwasaki, per la coesione non drenata a Terzaghi & Peck.

Nelle stratigrafie riportate in allegato vengono riassunti i principali parametri geotecnici ricavati dalle correlazioni con i valori di N_{SPT} per ogni singola prova. Vista la presenza di terreni detritici nell'elaborazione dei dati si è considerata la presenza di depositi con comportamento incoerente.

Si riportano a seguire i risultati delle elaborazioni svolte per le singole prove.

Dott. Geol. Andrea Bredy Via A. Campana, 14 12016 Peveragno		Geom. Cravero Località: Trinità PEC R8.6/a Scala 1:100 Attrezzatura: Quota della falda dal p.c.(m): 8.0		Data: 17/08/2016 Sigla: \P1 Quota dal p.c.(m):	
Profondità (m)	Colonna stratigrafica	DESCRIZIONE	Peso di volume naturale(t/mc)	Coesione non drenata(kg/cmq)	Angolo d'attrito(°)
0.90		Paleosuolo con ghiaia e ciottoli compatto	2.16	nc	31
0.70		Depositi argilloso-sabbiosi compatti	1.92	nc	26
2.40		Depositi argilloso sabbiosi sciolti	1.82	nc	23
0.10		Ciottolo	2.12	nc	30
0.50		Depositi argilloso sabbiosi sciolti	2.02	nc	24
0.40		Depositi argilloso sabbiosi e ghiaiosi	2.08	nc	28
0.10		Depositi ghiaioso sabbiosi con ciottoli	2.12	nc	31
		Rifiuto alla penetrazione	2.27	nc	41

Colonna stratigrafica riassuntiva prova P1

Dott. Geol. Andrea Bredy Via A. Campana, 14 12016 Peveragno		Geom. Cravero Località: Trinità PEC R8.6/a Scala 1:100 Attrezzatura: Quota della falda dal p.c.(m): 8.0	Data: 17/08/2016 Sigla: \P2 Quota dal p.c.(m):		
Profondità (m)	Colonna stratigrafica	DESCRIZIONE	Peso di volume naturale (t/mc)	Coesione non drenata (kg/cmq)	Angolo d'attrito (°)
0,30		Terreno copertura	1.91	nc	24
0,80		Paleosuolo argilloso-sabbioso compatto	2.1	nc	29
1,20		Depositi argilloso-sabbiosi compatti	1.84	nc	24
2,30		Depositi sabbioso-ghiaioso con ciottoli	1.99	nc	30
2,70		Rifiuto alla penetrazione	2.16	nc	39

Colonna stratigrafica riassuntiva prova P2

A seguire si riporta invece una tabella riassuntiva dei parametri geotecnici caratteristici per gli orizzonti omogenei individuati durante l'esecuzione delle prove, considerando una media dei singoli dati ricavati dalle elaborazioni. Non sono stati distinti i valori dell'orizzonte di copertura superficiale potente da 0,3 a 0,7 m.

Valori Caratteristici								
N° strato	Descrizione	Profondità base strato (m)		N _{SPT} eq	Angolo di resistenza al taglio ϕ_K (°)	Peso di Volume naturale γ (t/m ³)	Modulo di Young e (kg/cm ²)	Coesione c'_k (kg/cm ²)
		P1	P2					
1	Paleosuolo e depositi argilloso-sabbiosi compatti	1,6	1,1	8	26	1,92	198	0
2	Depositi argilloso-sabbiosi sciolti	5,0	2,3	5	24	1,87	106	0
3	Dep. Argilloso-sabbiosi e ghiaie	5,5	--	11	28	1,95	351	0
4	Sabbie e ghiaie	>5,9	>2,7	16	31	2,0	1910	0

Tabella dei parametri caratteristici dei terreni in corrispondenza dell'area in studio

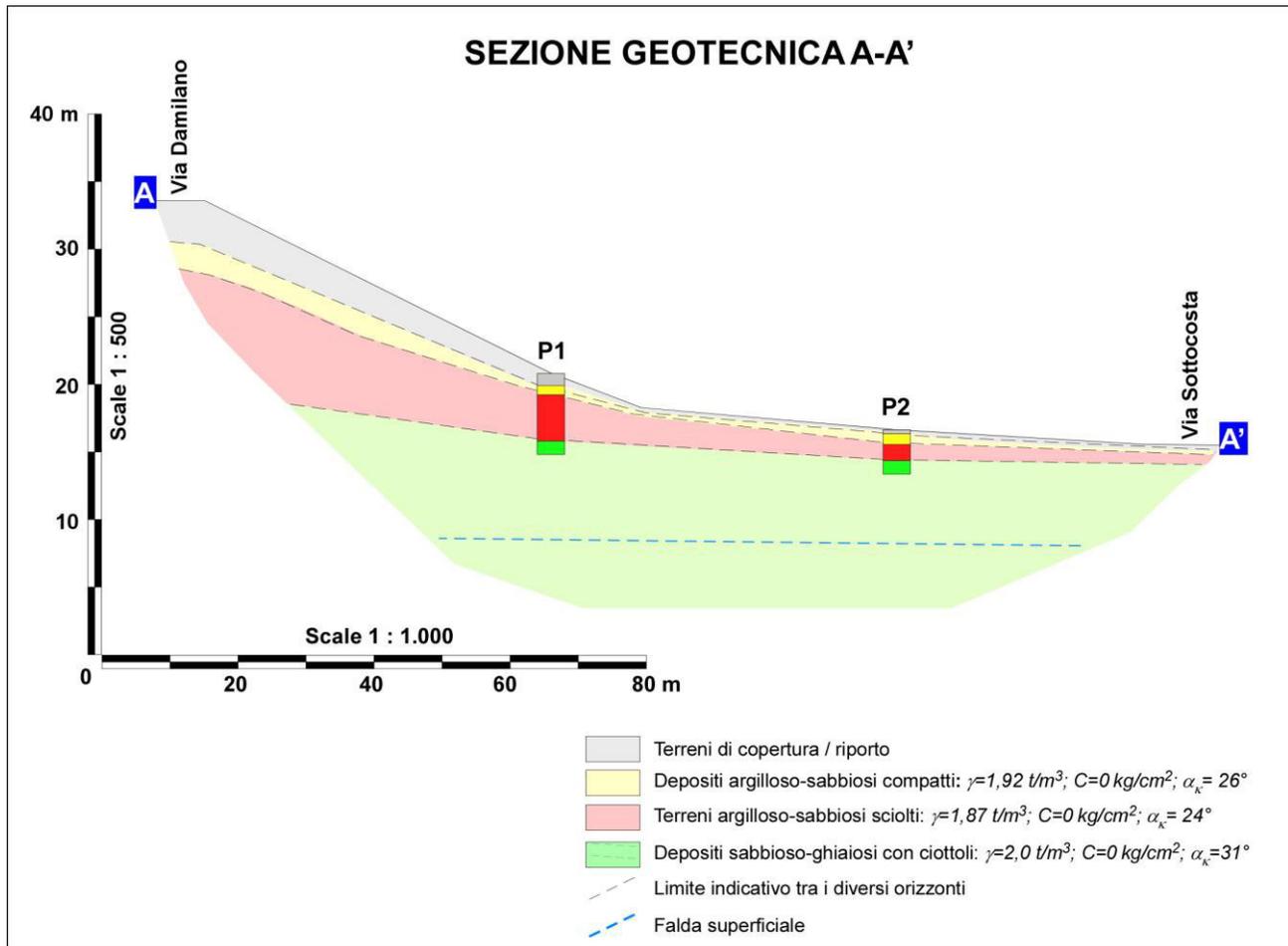
Nel Quaderno n° 2 redatto dalla Commissione Interregionale NTC con il patrocinio del C.N.G. viene spigato come "...nel Paragrafo 6.2.2 del D.M. 14.01.2008 si ritrova la seguente definizione: " Per valore caratteristico di un parametro geotecnico deve intendersi una stima ragionata e cautelativa del valore del parametro nello stato limite considerato". La definizione del D.M. riprende di fatto quella dell'Eurocodice 7, ma non offre metodi operativi per la loro determinazione. La Circolare 617/2009, nel paragrafo C6.2.2 riprende la definizione del valore caratteristico data dal D.M., facendo esplicito riferimento agli Eurocodici: "... nella progettazione geotecnica, in coerenza con gli Eurocodici, la scelta dei valori caratteristici dei parametri deriva da una stima cautelativa, effettuata dal progettista, del valore del parametro appropriato per lo stato limite considerato".

In questo caso il software di interpretazione stima un valore caratteristico di N_{spt} medio per ogni singolo strato e quindi il parametro calcolato è un valore caratteristico.

Dalla tabella sopra riportata si evince che il miglior piano di fondazione ottimale per i fabbricati in progetto sia in corrispondenza degli strati 3 e 4, in quanto lo strato risulta costituito da terreni poco compatti con caratteristiche geotecniche scadenti.

Si consiglia pertanto di realizzare fondazioni di tipo diretto/indiretto che raggiungano gli orizzonti indicati presenti a partire da -5 m dal p.c. attuale nella parte di monte del lotto e da -2,3 m nel settore di valle.

Nella sezione riportata a seguire è schematizzato l'assetto stratigrafico e geotecnico locale. La traccia della sezione è riportata nella planimetria di ubicazione delle indagini geognostiche.



In ottemperanza a quanto sancito dalle nuove Norme Tecniche sulle Costruzioni (in vigore dal 1° Luglio 2009), dovranno essere eseguiti i calcoli delle resistenze della capacità portante e dei cedimenti dei terreni di fondazione in relazione alla tipologia di fondazioni prevista.

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

$$Ed < Rd$$

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

Per quanto riguarda la costante di sottofondo (k_w), detta costante di Winkler, si sottolinea come essa non sia affatto una proprietà intrinseca del terreno, ma dipende da forma e dimensioni della fondazione,

dalla distribuzione dei carichi agenti, dalla stratigrafia e dalla composizione fisica del suolo. In pratica rappresenta una forza esercitata sul suolo elastico alla Winkler, su un'area di 1 cm² che provoca l'abbassamento di 1 cm. Ciò che da sempre ci è cercato di fare è l'associare un certo valore del modulo ad uno specifico terreno, motivo per il quale si sente spesso parlare di costante di Winkler. L'uso del termine "costante" è concettualmente sbagliato. Il modulo di reazione del terreno, se guardiamo la sua definizione, dipende infatti dalla pressione esercitata sul terreno, a sua volta funzione di altre grandezze. Quindi il modulo di reazione del terreno non è costante, non dipende solo dal tipo di terreno.

La sua determinazione richiede indagini geotecniche onerose e pertanto ci si accontenta spesso di valori cautelativi. E' possibile individuare dei range di validità in funzione del terreno, sebbene non si debba fare l'operazione inversa (ovvero: in funzione del tipo di terreno assumere direttamente un valore di k). I range caratteristici in funzione del tipo di terreno sono i seguenti:

Terreno	Minimo (kg/cm³)	Massimo (kg/cm³)
Sabbia sciolta	0,48	1,60
Sabbia mediamente compatta	0,96	8,00
Sabbia compatta	6,40	12,80
Sabbia argillosa mediamente compatta	3,20	8,00
Sabbia limosa mediamente compatta	2,40	4,80
Ghiaia con sabbia	10	25
Ghiaia compatta	20	30
Argilla con $q_a \leq 2$ kg/cm ²	1,2	2,4
Argilla con $200 < q_a \leq 8$ kg/cm ²	2,4	4,8
Argilla con $q_a > 8$ kg/cm ²	>4,8	

Range caratteristici indicativi di kw per diverse tipologie di terreni

4. MODELLAZIONE SISMICA

4.1. Classificazione sismica dei terreni di fondazione

Per classificazione sismica si intende un sistema di normative che determina in che modo e dove gli edifici di nuova costruzione vanno costruiti secondo criteri antisismici, in modo cioè da resistere senza crollare alle forze sismiche. Il rischio sismico è definibile come l'incrocio tra dati di pericolosità (definizione delle strutture sismogenetiche e capacità di caratterizzazione dell'eccitazione sismica ad esse associata), di vulnerabilità (capacità degli oggetti esposti di resistere alle sollecitazioni) e di esposizione (presenza sul territorio di manufatti a rischio).

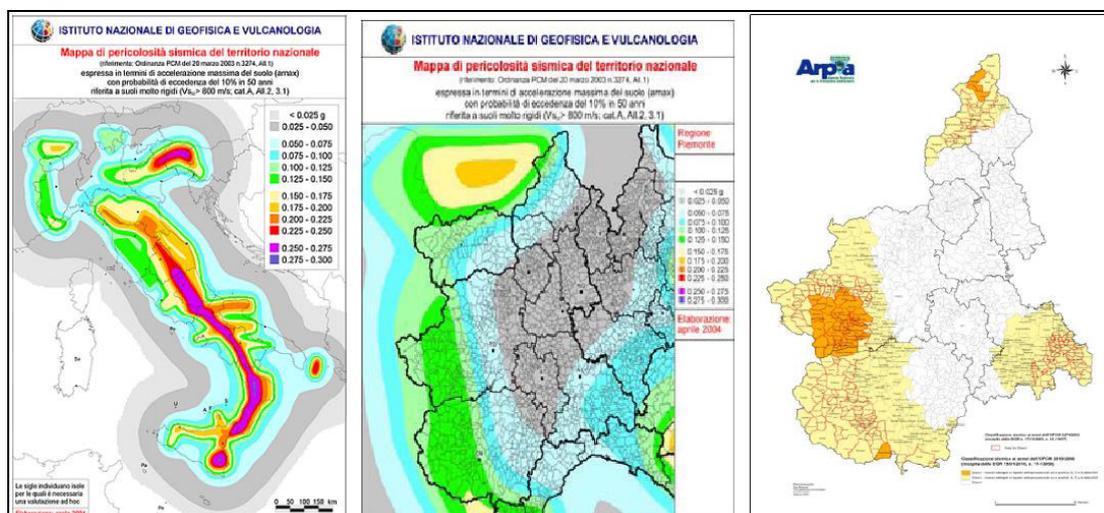
Il sistema della classificazione sismica (e le mappe da esso previste) è finalizzato a fornire a chi costruisce un edificio nuovo un livello di riferimento convenzionale delle forze sismiche rispetto al quale gli edifici vanno progettati per poter rispondere alle sollecitazioni senza crollare. Un edificio antisismico può quindi danneggiarsi in caso di terremoto (anzi, nel caso di certe tipologie edilizie l'edificio "deve" danneggiarsi, poiché tale danneggiamento aiuta a scaricare l'energia sismica ed a impedire il crollo).

Detti criteri sono stati stabiliti dall'allegato al recente D.M. 14 gennaio 2008 "NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI" come già la precedente O.P.C.M. 3274/2003 "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica" nella quale venivano individuate 4 zone sulla base dei 4 valori di accelerazioni orizzontali (ag/g) di ancoraggio dello spettro di risposta elastico indicati nelle Norme Tecniche (allegati 2, 3,4).

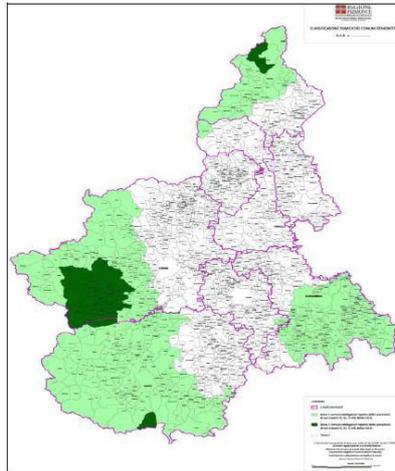
Su iniziativa della Regione Piemonte recentemente è stato riaggiornato l'elenco delle Zone Sismiche del Piemonte, sulla base di uno studio del Politecnico di Torino.

Si riporta la tabella ove ciascuna zona è individuata secondo valori di accelerazione di picco orizzontale a_g , con probabilità di superamento del 10% in 50 anni.

Zona	Accelerazione orizzontale con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni [Ag/g]	Accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico [Ag/g]
1	> 0,25	0,35
2	0,15 - 0,25	0,25
3	0,5 - 0,15	0,15
4	< 0,05	0,05



Nuova classificazione sismica del territorio nazionale e piemontese (O.P.C.M. 3274/2003 e O.P.C.M. 3519/2006)



Classificazione sismica del Piemonte (D.G.R. 19 gennaio 2010 n.11-13058)

Il territorio regionale piemontese è sede di attività sismica, modesta come intensità, ma notevole come frequenza. I terremoti si manifestano generalmente lungo due direttrici:

- una segue la direzione dell'Arco Alpino occidentale nella sua parte interna in corrispondenza del massimo gradiente orizzontale della gravità;
- l'altra più dispersa segue l'allineamento dei massicci cristallini esterni in corrispondenza del minimo gravimetrico delle Alpi Occidentali francesi.

Le due direttrici convergono nella zona del Cuneese, per riaprirsi a ventaglio verso la costa, interessando il Nizzardo e l'Imperiese. Una terza direttrice, infine, interessa il fronte occidentale dell'Appennino sepolto ed il suo prolungamento nel Monferrato.

Secondo la D.G.R. 19/01/2010, n. 11-13058 "Aggiornamento e adeguamento dell'elenco delle zone sismiche (O.P.C.M. n. 3274/2003 e O.P.C.M. 3519/2006)" il Comune di Trinità è stato riclassificato in Zona 4.

In funzione di quanto sopra enunciato ed in ottemperanza alle normative vigenti sono state svolte indagini sismiche con metodologia HVSR e MASW al fine di caratterizzare dal punto di vista sismico il sottosuolo in corrispondenza del sito d'intervento.

Le indagini sismiche sono state realizzate nei punti precedentemente illustrati applicando diverse metodologie d'indagine, ed in particolare:

Prova HVSR

Sono stati realizzati rilievi dei microtremori con il tromografo Gemini 4,5 Hz della PASI s.r.l., per verificare le caratteristiche sismiche e stratigrafiche del terreno in corrispondenza di alcuni siti interessati dal progetto.

Lo strumento utilizzato registra il rumore sismico ambientale presente nella superficie terrestre e generato da fenomeni atmosferici, dall'attività antropica e dall'attività dinamica terrestre.

I microtremori sono rappresentati da oscillazioni molto piccole (accelerazioni dell'ordine di $10^{-15}m/s^2$), che, attraversando strati con caratteristiche differenti (in termini di densità e velocità di propagazione delle onde), subiscono fenomeni di rifrazione, riflessione, attenuazione e altri.

Questi fenomeni sono tali per cui un'onda che viaggia all'interno di un mezzo e viene riflessa da una superficie di discontinuità interferisce con le onde incidenti, sommandosi e raggiungendo le ampiezze massime quando la lunghezza d'onda incidente λ è pari a 4 volte lo spessore h dello strato (condizione di risonanza). La frequenza di risonanza è legata allo spessore (h) e alla velocità delle onde di taglio V_s del primo strato (V_{s1}) dalla seguente relazione:

$$f_r = V_{s1}/4h$$

Utilizzando la formula sopra esposta si evince che conoscendo la profondità di una discontinuità (trovata ad esempio attraverso indagini dirette quali prove penetrometriche) e la frequenza fondamentale del terreno in superficie (fornita dal tomografo) è possibile risalire alla velocità delle onde S del terreno. Una volta ricavato il valore di V_s , è possibile ricostruire la stratigrafia dell'area e l'andamento delle discontinuità, se presenti.

L'indagine HVSR permette l'individuazione delle frequenze di risonanza caratteristiche del sito, oltre alla ricostruzione dell'andamento delle velocità sismiche nel sottosuolo; nel caso specifico in esame occorre innanzitutto tener presente che il piano di fondazione previsto è stato ipotizzato in corrispondenza del locale piano campagna, posizione in cui sono state effettuate le indagini geofisiche. La frequenza di risonanza caratteristica del sito indagato risulterebbe essere di circa 22 Hz, con però una variabilità nei segnali acquisiti, infatti una seconda frequenza caratteristica è individuata a circa 55 Hz, relativa però alla porzione di terreno che verrà rimossa per la posa delle fondazioni.

Presentano tutte una buona direzionalità e sono verificati i criteri Sesame.

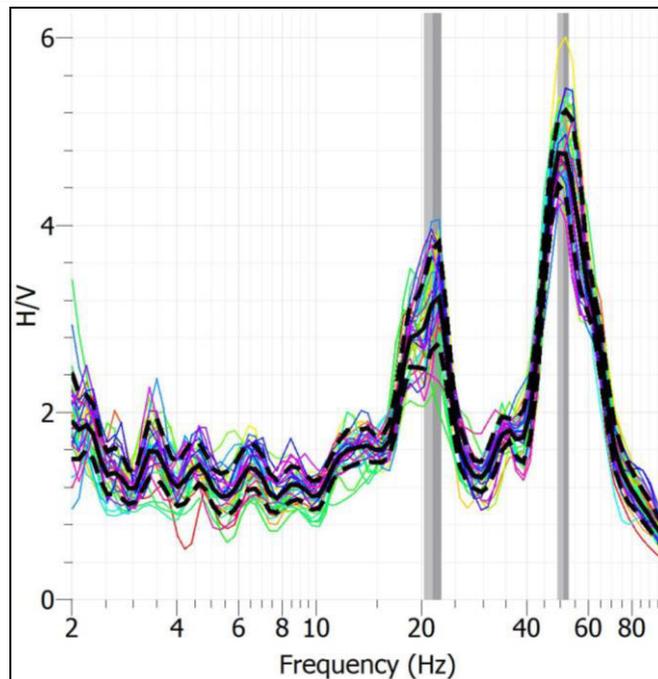
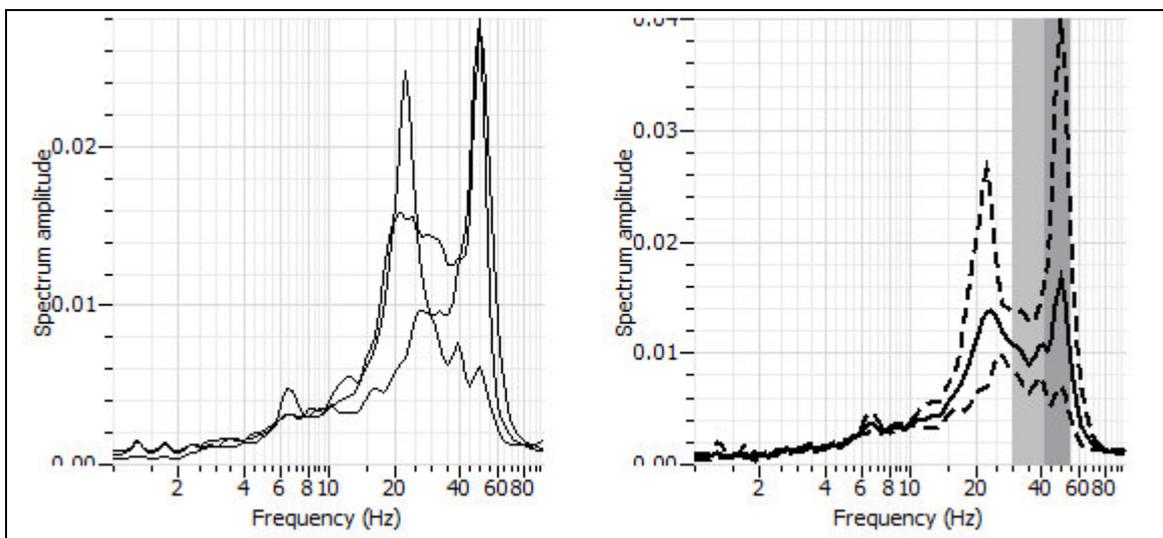


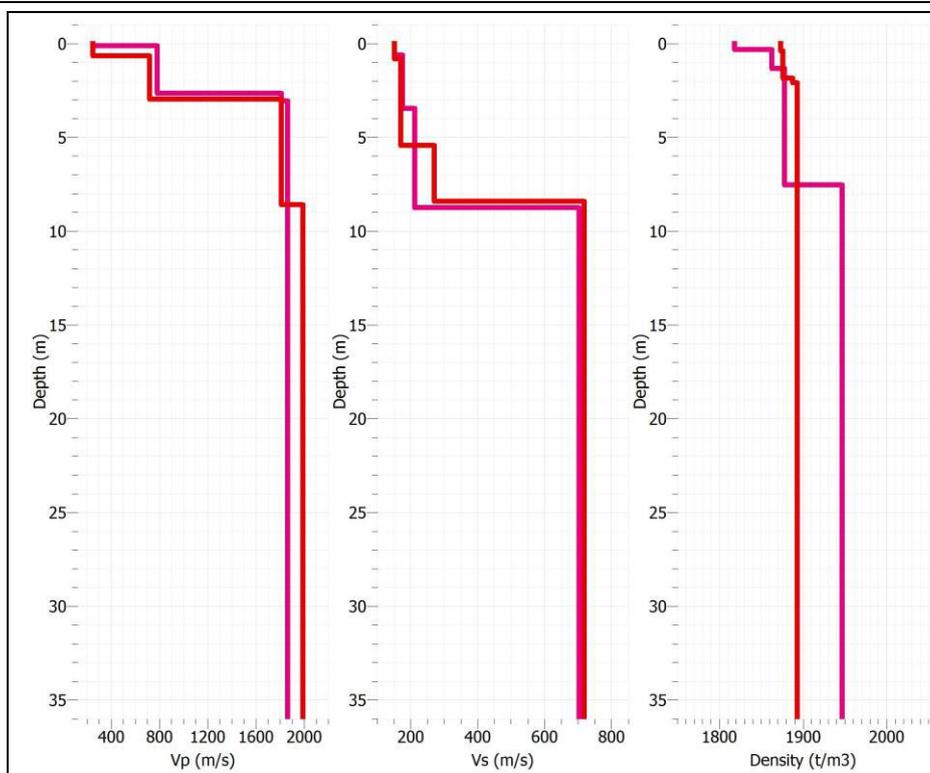
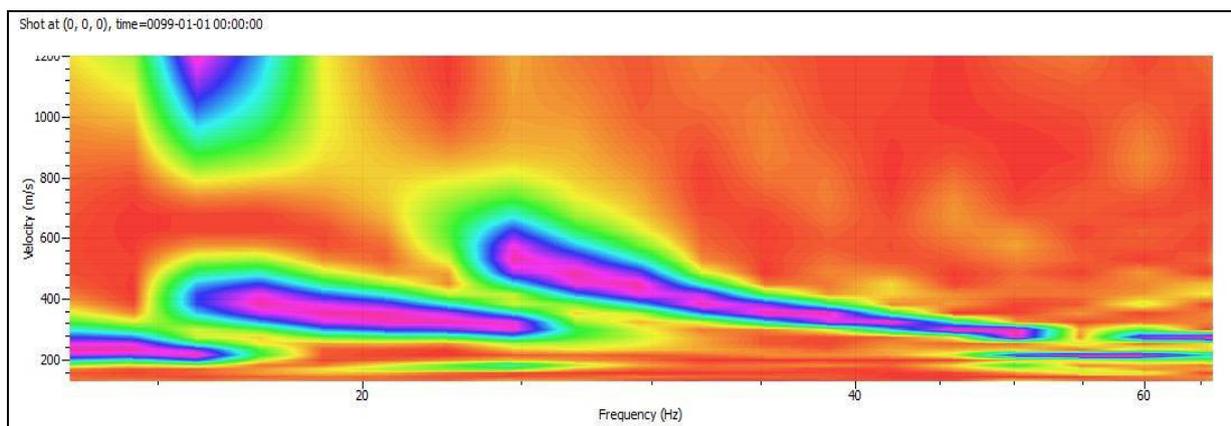
Grafico H/V

Prova MASW

Il metodo MASW (Multi-channel Analysis of Surface Waves) è una tecnica di indagine non invasiva, che individua il profilo di velocità delle onde di taglio verticali Vs, basandosi sulla misura delle onde superficiali eseguita in corrispondenza di diversi geofoni posti sulla superficie del suolo.

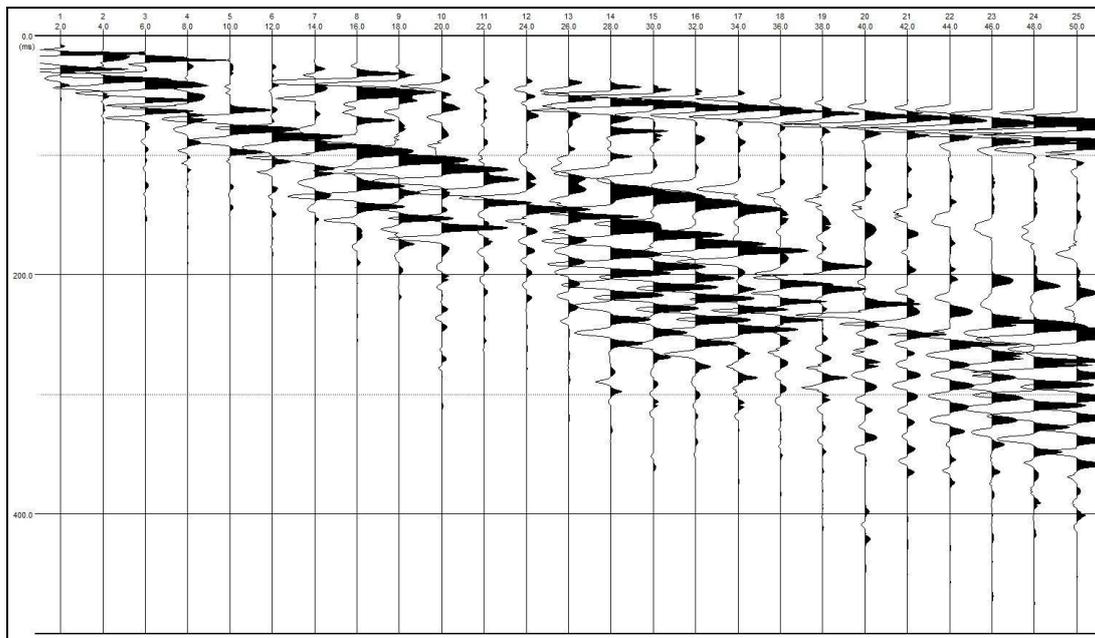
Le onde superficiali di Rayleigh, durante la loro propagazione vengono registrate lungo lo stendimento di geofoni e vengono successivamente analizzate attraverso metodi software basati su un approccio di riconoscimento di modelli multistrato di terreno. I dati acquisiti vengono elaborati (determinazione spettro di velocità, identificazione curve di dispersione, inversione/modellazione di queste ultime) per ricostruire il profilo verticale della velocità delle onde di taglio (Vs).

Le acquisizioni MASW (*Multi-channel Analysis of Surface Waves*, analisi della dispersione delle onde di Rayleigh da misure di sismica attiva – e.g. Park et al., 1999) sono utili a definire il profilo verticale della Vs (velocità di propagazione delle onde di taglio).

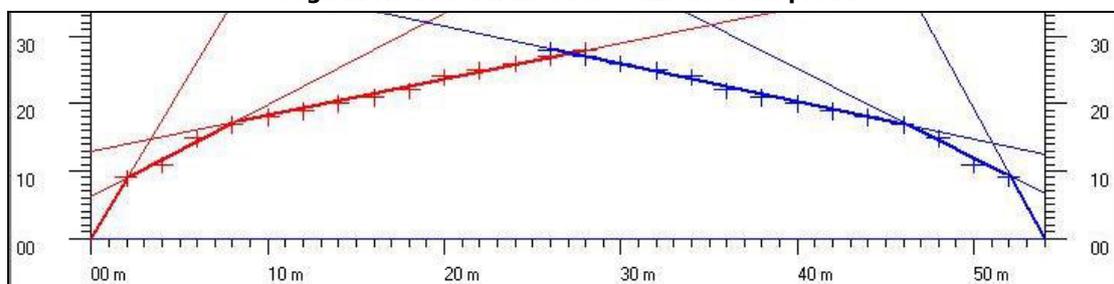


Profilo Vs ricavato dalla prova MASW

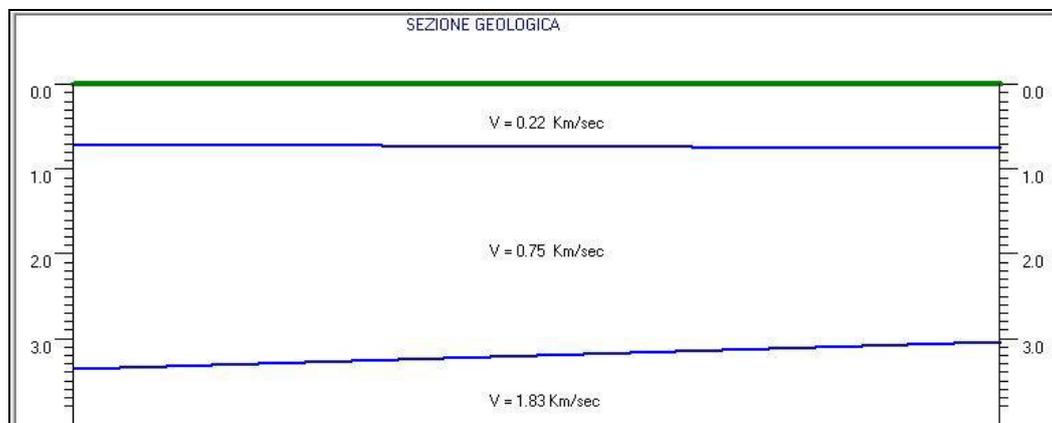
Gli stessi segnali acquisiti per l'indagine MASW sono stati utilizzati per l'interpretazione di un'indagine di sismica a rifrazione, con la finalità di individuare il comportamento delle onde P per i primi due strati superficiali; di seguito i risultati ottenuti.



Segnali rilevati durante l'esecuzione della prova



Dromocrone



Sezione interpretativa

Profilo Vs

Per l'individuazione del profilo Vs30 ci si è basati sulle informazioni ricavate da entrambe le metodologie d'indagine, attribuendo i valori di velocità delle Vs in funzione dei risultati ottenuti alle varie profondità dalle indagini;

Caratteristiche medie dei sismostrati:

Sismostrati	Vs [m/s]
1	155.0
2	270.0
3	713.0

La velocità media di propagazione delle onde di taglio entro i 30 metri di profondità (V_{s30}) è calcolata con la seguente espressione:

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

Dall'analisi delle V_s ricavate dall'analisi integrata MASW-HVSR, di cui si riporta di seguito il profilo individuato, si può quindi calcolare una **V_{s30}** pari a **404.2 m/s**, calcolata dal locale p.c.. viene di seguito riportata una tabella con le varie velocità di V_{s30} calcolate alle varie profondità.

- Piano di fondazione a 1m, **V_{s30}** pari a **433.7 m/s**
- Piano di fondazione a 2m, **V_{s30}** pari a **467.8 m/s**
- Piano di fondazione a 3m, **V_{s30}** pari a **507.8 m/s**
- Piano di fondazione a 4m, **V_{s30}** pari a **555.3 m/s**

In tutti i casi si ricade nella Categoria 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 V_{s30} compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $NSPT_{,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $cu_{,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).*

Per la stima della pericolosità sismica locale verranno utilizzati i seguenti parametri:

- Categoria di sottosuolo: B
- Categoria Topografica: T1 (Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i < 15^\circ$)
- Classe d'uso edificio: Classe II



Esecuzione delle indagini sismiche

4.2. Stima della pericolosità sismica

La "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione è descritta dalla probabilità che, in un fissato lasso di tempo ("Periodo di riferimento" VR espresso in anni), in detto sito si verifichi un evento sismico di entità almeno pari ad un valore prefissato.

Questa probabilità è denominata "probabilità di eccedenza o di superamento nel periodo di riferimento" P_{vr} .

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido, con superficie topografica orizzontale e, in un sito generico, deve essere descritta sia in termini geografici che in termini temporali fornendo i risultati dello studio di pericolosità:

- in termini di valori di accelerazione orizzontale massima a_g e dei parametri che permettono di definire gli spettri di risposta ai sensi delle NTC (nelle condizioni di sito di riferimento rigido orizzontale sopra definite).
- in corrispondenza dei punti di un reticolo (reticolo di riferimento) i cui nodi sono sufficientemente vicini fra loro (non distano più di 10 km).
- per diverse probabilità di superamento in 50 anni e/o diversi periodi di ritorno TR.

Ai fini delle N.T.C. gli stati limite (SL) per i quali l'opera viene progettata sono definiti, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{vr} , a partire dai seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g accelerazione orizzontale massima del terreno;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T^*C periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Una delle novità delle NTC è appunto la stima della pericolosità sismica basata su una griglia di 10751 punti ove viene fornita la terna di valori a_g , F_0 e T^*C per nove distinti periodi.

Nel caso specifico la determinazione di tali parametri dovrà essere realizzata utilizzando i dai seguenti dati di base:

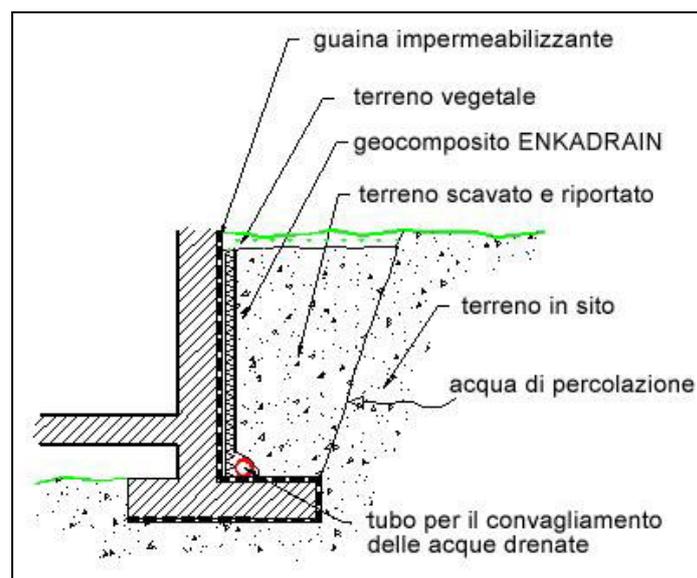
- Categoria di sottosuolo: *B*
- Categoria Topografica: *T1*

La Classe d'uso dell'edificio andrà definita in base alla effettiva destinazione d'uso dei fabbricati che verranno realizzati nell'area di PEC.

5. CONSIDERAZIONI DI INDIRIZZO TECNICO-ESECUTIVO

Sulla base di quanto esposto risulta opportuno prevedere alcuni accorgimenti di carattere tecnico-esecutivo essenzialmente riconducibili a:

- Vista la presenza di un potente orizzonte superficiale avente caratteristiche geotecniche scadenti andrà valutata attentamente la tipologia di fondazioni del fabbricato in progetto e la profondità del piano di posa in base alle caratteristiche geotecniche dei terreni precedentemente illustrate. Il piano di posa ottimale delle fondazioni delle opere che verranno realizzate è quello di natura sabbioso ghiaiosa con buone caratteristiche geotecniche individuato a partire da circa -5 m dal p.c. attuale nel settore di monte e da -2,3 m in quello di valle.
- Dal punto di vista idrogeologico si esclude la presenza falda nei primi 7-8 m di profondità a partire dalla quota del p.c. nel settore di valle lungo Via Sottocosta. In ogni caso non si esclude la possibilità di infiltrazioni idriche a quote maggiori in caso di precipitazioni meteoriche abbondanti che potrebbero provocare il danneggiamento di eventuali opere controterra (es. piani interrati o muri controterra dei fabbricati posti al piede del settore di scarpata); in questo caso si consiglia di realizzare un sistema di drenaggio a tergo dei muri controterra tale da allontanare le eventuali acque di infiltrazione; i muri stessi potranno essere impermeabilizzati per evitare infiltrazioni o macchie di umidità.



Schema indicativo dei drenaggi perimetrali al fabbricato lungo i muri controterra ed al piano fondazione

- Occorrerà prevedere una regimazione superficiale e profonda delle acque meteoriche, oltre alla raccolta di quelle di gronda, soprattutto di quelle di ruscellamento superficiale provenienti da monte. Le acque così raccolte andranno convogliate in un pozzetto e da lì verso la rete di raccolta presente al margine dell'area.
- Per quanto riguarda gli aspetti sismici, ricordando che secondo la *D.G.R. 19/01/2010, n. 11-13058 "Aggiornamento e adeguamento dell'elenco delle zone sismiche (O.P.C.M. n. 3274/2003 e O.P.C.M. 3519/2006)"* il Comune di Peveragno è stato riclassificato in Zona 3, a seguito dell'indagine svolta sono stati definiti i seguenti parametri:
 - Categoria di sottosuolo: *B*
 - Categoria Topografica: *T1*

- In fase di esecuzione delle opere si dovrà porre la massima attenzione alla stabilità dei fronti di scavo, evitando di intervenire con scavi aperti nei periodi piovosi, adottando tutte le cautele per il loro sostegno soprattutto nel caso in cui la loro altezza superi i 1,5 m.

6. CONCLUSIONI

Le osservazioni sopra esposte consentono di evidenziare la fattibilità degli interventi in progetto, avendo cura di rispettare le considerazioni di carattere tecnico-esecutivo precedentemente illustrate.

Gli interventi in progetto risultano quindi compatibili con l'assetto geologico/geomorfologico, geotecnico e sismico esistente nel caso in cui ci si attenga rigidamente alle soluzioni progettuali prospettate allo scrivente.

In sede di esecuzione dell'intervento la Direzione Lavori, ove necessario, è tenuta a richiedere un sopralluogo dello scrivente per il controllo della conformità di quanto sopra esposto e per verificare la continuità dell'assetto stratigrafico e geotecnico supposto attraverso indagini puntuali. In questo modo sarà possibile apportare quelle modifiche e miglioramenti tecnici che si renderanno eventualmente necessari.

Peveragno, Settembre 2016

Il Geologo, Dott. Andrea Bredy