

Regione Piemonte  
Comune di Piossasco (TO)  
via Nino Costa - via Beccaria

Nuovo Strumento Urbanistico Esecutivo in area Rc 11:  
Variante a realizzazione di nuovo complesso residenziale



## RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

ai sensi D.M.11/03/88 e del D.M.17/01/18

Torino, li 05 settembre 2022

geol. Pietro Campantico

Collaborazione:  
geol. Giulia Ghidone

## 1. PREMESSA

La presente relazione espone i risultati dell'indagine condotta ai sensi del **D.M. 11/03/88** *"Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno, delle terre e delle opere di fondazione"* e del **D.M. 17/01/18** *"Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni"*. Lo studio è finalizzato alla caratterizzazione geologica, geotecnica, idrogeologica e sismica del terreno interessato dal **"nuovo Strumento Urbanistico Esecutivo in area Rc 11 – Variante a realizzazione di nuovo complesso residenziale"**, di prevista realizzazione nel Comune di Piossasco (TO), in via Nino Costa angolo via Beccaria.

Nella presente relazione vengono presi in esame i seguenti aspetti geologici, geotecnici ed idrogeologici:

- caratterizzazione geomorfologica, geologica ed idrogeologica dell'area;
- definizione del modello geologico con descrizione dell'assetto litostratigrafico locale;
- definizione del modello geotecnico e caratterizzazione geotecnica e sismica dei terreni;
- individuazione delle eventuali problematiche geologico-tecniche connesse agli interventi in progetto e verifica di alcune soluzioni fondazionali agli stati limite ultimo e di esercizio;
- verifica della compatibilità tra l'assetto geologico e idrogeologico del territorio e le opere in progetto, nel rispetto delle prescrizioni degli strumenti di pianificazione vigenti.

A tal fine si è fatto specifico riferimento alla campagna d'indagine geognostica pregressa effettuata nel luglio 2012 a supporto del rilascio del Permesso di Costruire per il lotto settentrionale del progetto originario del suddetto P.E.C., consistita nell'esecuzione di:

- n°2 prove penetrometriche dinamiche continue con penetrometro medio-leggero tipo Deep Drill DL 030 IT a massa battente da 30 kg;
- n°3 saggi geognostici con escavatore spinti fino a 3,5 m di profondità per l'osservazione diretta e la caratterizzazione ambientale del sedime;
- n°1 indagine sismica per onde superficiali MASW.

Detta campagna di indagine è stata quindi integrata sull'intera area del P.E.C. - come da Variante in oggetto - mediante l'effettuazione, in data in data 31/08/2022, di n°2 prove penetrometriche dinamiche continue eseguite con penetrometro dinamico continuo medio tipo PAGANI DPM 20-30.

La campagna d'indagine geognostica è stata affiancata da un dettagliato rilevamento geolitologico e geomorfologico di superficie del sito d'intervento e di un suo significativo intorno e dalla raccolta ed organizzazione dei dati geologici e stratigrafici esistenti, con particolare riguardo agli allegati geologici del Piano Regolatore Generale Comunale.

## 2. STATO DI FATTO, OPERE IN PROGETTO E SITUAZIONE NORMATIVA

Allo stato attuale l'area in esame consta in un area pianeggiante destinata alla coltivazione di mais, posta in corrispondenza dell'intersezione tra via Nino Costa e via Beccaria: nel dettaglio il lotto puntuale di previsto intervento è posto immediatamente a sud di tale intersezione e presenta una quota del piano campagna più bassa di circa 0,5 m rispetto al piano stradale di via Nino Costa.

Il progetto del PEC prevede la realizzazione di n°8 palazzine residenziali suddivise in due lotti, ciascuno dei quali comprendente:

- n°4 volumi in corrispondenza del lotto settentrionale caratterizzati dalla medesima tipologia edilizia di cui al progetto originario già approvato, ovvero composti da due piani f.t. e piano interrato; quest'ultimo sarà suddiviso in due porzioni separate, sottostanti rispettivamente gli edifici occidentali ed orientali;
- un blocco di ulteriori n°4 edifici anch'essi a due piani f.t. affacciati su un'area verde condominiale, occupata nella parte sottostante dall'interrato comune adibito ad autorimessa.

Nell'ambito del PEC è inoltre prevista la realizzazione di parcheggi privati nonché di opere di urbanizzazione primaria, comprendenti la viabilità veicolare e pedonale, e secondaria, ovvero di aree a verde e parcheggi di carattere pubblico.

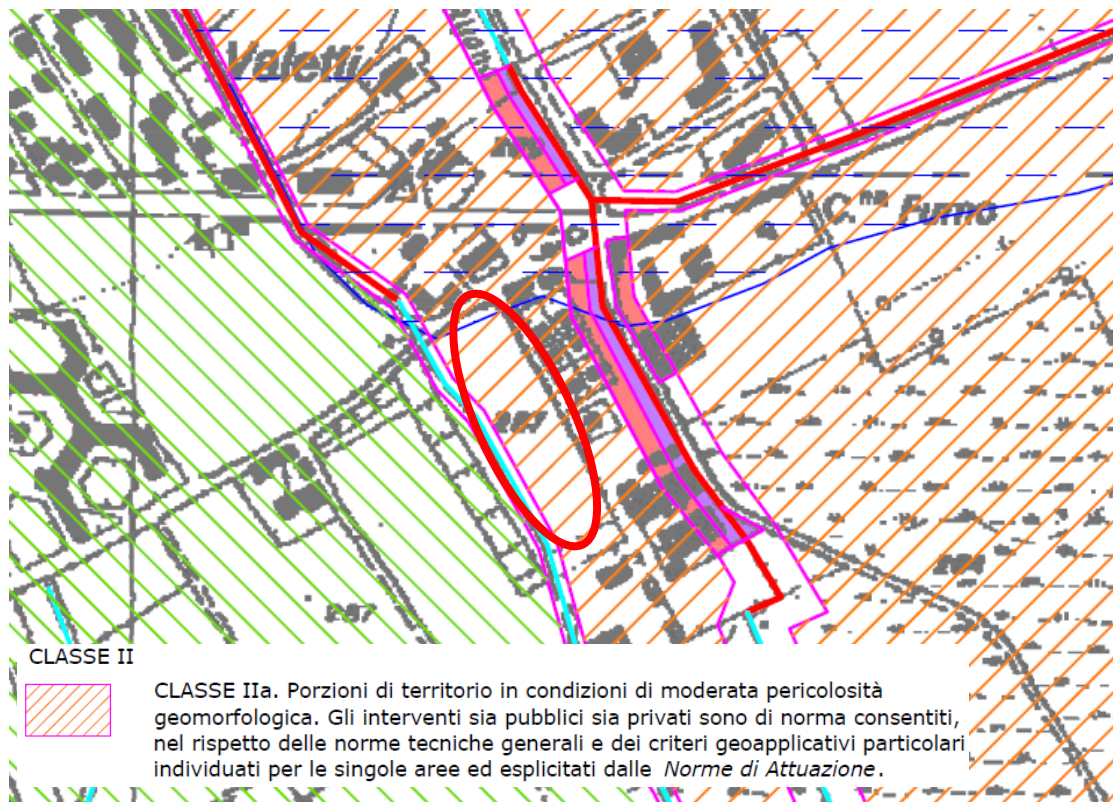


*Stralcio fuori scala della planimetria progettuale.*

Per quanto concerne la situazione normativa vigente sull'area oggetto di indagine si riporta quanto segue:

Nella **"Carta di sintesi della pericolosità geomorfologica e della idoneità all'utilizzazione urbanistica"** allegata al P.R.G.C. del Comune di Piossasco, il sito d'intervento è inserito in **Classe IIa** indicata come *"porzioni di territorio in condizioni di moderata pericolosità geomorfologica. Gli interventi sia pubblici sia privati sono di norma consentiti nel rispetto delle norme tecniche generali e dei criteri geoapplicativi particolari individuati per le singole aree ed esplicitati dalle Norme di Attuazione"*. Si evidenzia che l'area ricade immediatamente all'esterno di una perimetrazione a pericolosità "EmA" relativa a *"fenomeni alluvionali correlati al reticolato minore di energia da media a moderata (EmA)"*.

Il margine occidentale dell'area risulta peraltro lambito da un canale irriguo a cielo aperto, soggetto ad una fascia di rispetto pari a 5 m per sponda attribuita alla **Classe IIIa** *"Porzioni di territorio inedificate, caratterizzate da condizioni geomorfologiche e idrogeologiche che le rendono inidonee agli insediamenti. È consentita la realizzazione di opere infrastrutturali di interesse pubblico, secondo quanto previsto all'art. 31 della L.R. 56/77. All'interno delle Fasce Fluviali stabilite dal P.A.I. sono consentiti gli interventi previsti dalle relative Norme di Attuazione"*: si anticipa comunque che i fabbricati in progetto risultano posti esternamente alla suddetta fascia.



*Estratto fuori scala della "Carta di sintesi della pericolosità geomorfologica e della idoneità all'utilizzazione urbanistica" a corredo del PRGC vigente.*

Come riportato nella scheda n°18 dell'elaborato di Piano *"Relazione geologico-tecnica sulle aree di nuovo insediamento"* a cura del dott. geol. Almo Olmi, per il settore in esame – area normativa Rc 11 – sono pertanto previste le seguenti prescrizioni:

*"La zona in colore rosa è inedificabile.*

*Le indagini geognostiche programmate devono fornire una misura precisa della soggiacenza locale ed una stima attendibile della soggiacenza minima prevista con tempo di ritorno almeno decennale: sulla base di tali dati si stabiliscono le seguenti restrizioni:*

- *il piano pavimento di eventuali piani interrati o seminterrati non può essere realizzato a meno di un metro sopra la quota piezometrica rilevata, o a più di mezzo metro sotto la quota piezometrica massima stimata;*
- *gli impianti tecnologici ubicati nei locali interrati o seminterrati devono essere posti ad almeno un metro sopra la quota piezometrica massima stimata."*

L'area d'intervento **non è sottoposta a vincolo idrogeologico** (L.R. 45 del 9/08/89).

Nel "**PIANO stralcio per l'ASSETTO IDROGEOLOGICO (PAI)** - Interventi sulla rete idrografica e sui versanti - redatto dall'Autorità di Bacino del Fiume Po ai sensi della Legge 18 maggio 1989, n.183, art.17, comma 6-ter, ed Adottato con deliberazione del Comitato Istituzionale n.18 in data 26.04.2001" non sussistono perimetrazioni e/o segnalazioni riguardanti il settore territoriale in oggetto.

Nelle mappe di pericolosità (aggiornamento 2021) del **PIANO di GESTIONE dei RISCHI ALLUVIONE (PGRA)** – approvato con DPCM 27 Ottobre 2016 in osservanza della Direttiva Europea 2007/60/CE "Direttiva Alluvioni", recepita nel diritto italiano con D. Lgs 49/2010 – l'area in oggetto non ricade entro gli scenari di pericolosità delineati.

Sulla base della **D.G.R. n. 6-887 del 30/12/2019** "OPCM 3519/2006. Presa d'atto e approvazione dell'aggiornamento della classificazione sismica del territorio della Regione Piemonte, di cui alla D.G.R. del 21/05/2014, n. 65- 7656" il territorio comunale di Piosasco ricade in zona 3.

### **3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO**

Il sito in esame, localizzabile sulla Sezione n°173020 scala 1:10.000 della Carta Tecnica Regionale della Regione Piemonte ad una quota media del piano campagna di m 287 m s.l.m.m, si situa nella porzione orientale del territorio comunale del Comune di Piosasco, in corrispondenza dell'intersezione tra via Nino Costa e via Beccaria.

Dal punto di vista geomorfologico l'area d'intervento si colloca in corrispondenza della porzione centro-meridionale della Pianura Torinese, caratterizzata dalla coalescenza e dalle interdigitazioni tra i depositi di pertinenza del Fiume Po e quelli geneticamente correlabili all'evoluzione dei torrenti Chisola e Sangone. Il complesso assetto geomorfologico risultante trova espressione nell'area di indagine in una morfologia terrazzata e lievemente ondulata corrispondente al lembo relitto di superficie terrazzata che costituisce nell'areale torinese il livello fondamentale dell'alta pianura, distinta e sopraelevata dalle più recenti alluvioni che bordano il corso attuale dei fiumi.

In particolare il territorio comunale di Piosasco, posizionato allo sbocco vallivo della Val Sangone, si adagia in corrispondenza di un ampio settore sub-pianeggiante esteso in destra e sinistra idrografica del T. Sangone, solo localmente modellato da blande ondulazioni della

superficie morfologica. La porzione territoriale in esame è ascrivibile al Complesso di deposizione fluvio-glaciale pleistocenico mindeliano così come riportato nella Carta Geologica d'Italia alla scala 1:100.000 (F°56 Torino e F°68 Carmagnola) e nella relativamente più recente Carta Geo-Morfologica dell'Anfiteatro Morenico di Rivoli-Avigliana alla scala 1:40.000 (1970, F. Petrucci). Trattasi di depositi ghiaioso-sabbiosi degli alti terrazzi, alteratissimi, con potente paleosuolo argilloso rosso-bruno spesso mascherato dal loess rissiano: le cave, gli insediamenti industriali e più in generale l'urbanizzazione hanno gradualmente obliterato negli ultimi anni la morfologia "a dorso di cetaceo" dei lembi relitti mindeliani conferendogli l'aspetto pianeggiante attuale della fascia estesa tra Piossasco e Volvera.

In linea generale i depositi del Fluvioglaciale Mindel affioranti nell'area d'intervento sono prevalentemente costituiti da ghiaie e ghiaie sabbiose con ciottoli e blocchi, talora con paleosuolo rosso-arancio più o meno sviluppato nelle porzioni più superficiali. Tali depositi sono mascherati da una coltre limoso-sabbiosa di colore nocciola, ascrivibile a fasi di sedimentazione eolica in un ambiente di steppa durante le fasi di ritiro glaciale (loess rissiano, Foglio 56 "Torino" - Carta Geologica d'Italia - scala 1:100.000).



Depositi ghiaioso-sabbiosi degli alti terrazzi, alteratissimi, con potente paleosuolo argilloso rosso-bruno (tipico "ferretto"), spesso mascherato dal loess rissiano ( $fg^M-fl^M$ ) (FLUVIOGLACIALE e FLUVIALE MINDEL). Superficie di erosione e relativi paleosuoli di età postvillafrafranchiana, generalmente con copertura loessica rissiana, dell'Altopiano di Poirino (AP).

Estratto da Foglio 68 "Carmagnola" della Carta Geologica d'Italia alla scala 1:100.000.

#### 4. ASSETTO IDROGEOLOGICO E IDROGRAFICO SUPERFICIALE

Per quanto concerne l'assetto idrogeologico, dai dati disponibili in letteratura il sottosuolo della pianura torinese ospita una falda multistrato di tipo multiradiale complesso, il cui deflusso risulta essere condizionato dai locali corsi d'acqua principali (Po, Sangone, Dora Riparia, Stura di Lanzo) e dalle opere idrauliche ad essi collegate.

Dai dati disponibili in letteratura ed in base alla ricostruzione litostratigrafica del sottosuolo il settore esaminato è caratterizzato da un potente materasso alluvionale ghiaioso-sabbioso, caratterizzato da una permeabilità piuttosto elevata, sebbene a piccola e media scala i sedimenti alluvionali possano presentare una notevole eterogeneità dal punto di vista granulometrico e/o dal grado di addensamento e cementazione che si ripercuote anche sulla permeabilità del mezzo attraversato. Il Fiume Po costituisce il livello di base ricettore della falda acquifera, mentre i rapporti fra la falda ed i corsi d'acqua minori sono d'interscambio reciproco, variabili stagionalmente e talvolta anche tra la sponda destra e quella sinistra dei corsi d'acqua. Le linee di deflusso della falda sono orientate generalmente WNW - ESE, con andamento circa perpendicolare al Fiume Po.

Nel dettaglio secondo i più recenti studi effettuati dalla Città Metropolitana di Torino, nell'ambito della pianura torinese si possono riconoscere tre complessi idrogeologici caratterizzati da comportamento omogeneo e, in genere, idraulicamente ben separati. Partendo dalla superficie topografica si possono distinguere:

- Complesso Superficiale costituito dai depositi continentali fluviali olocenici e fluviali e fluvioglaciali del Pleistocene medio-superiore, consistenti prevalentemente in ghiaie sabbiose e sabbie talora con subordinate intercalazioni limoso-argillose. Trattasi di materiali molto permeabili distribuiti lungo superfici terrazzate di età differente: i termini più antichi, altimetricamente più elevati, presentano in superficie un paleosuolo argilloso che, ove conservato, garantisce una certa protezione alle falde idriche sottostanti riducendo la possibilità di infiltrazioni; i termini più recenti presentano una alterazione superficiale meno spinta e sono pertanto maggiormente vulnerabili. Questo insieme di depositi di origine fluviale e fluvioglaciale costituisce il cosiddetto acquifero superficiale che ospita una falda idrica a superficie libera.
- Complesso Villafranchiano costituito da depositi di età compresa tra il Pliocene superiore e il Pleistocene inferiore, con alternanze di sedimenti fluviali (ghiaie e sabbie) e di ambiente lacustre-palustre (limi e argille con frequenti intercalazioni di livelli ricchi di sostanza organica vegetale o francamente torbosi). Il complesso Villafranchiano, di spessore molto variabile, ospita all'interno dei livelli più grossolani e permeabili di origine fluviale varie falde idriche in pressione, confinate dai livelli limoso-argillosi di origine palustre-lacustre: tale sistema multifalde in pressione, ciascuna generalmente ben separata dalle altre e dalla falda superficiale, rappresenta la riserva idrica più sfruttata e redditizia della Pianura Torinese. Solo nel settore perialpino le differenti falde tendono a collegarsi tra di loro e con la falda

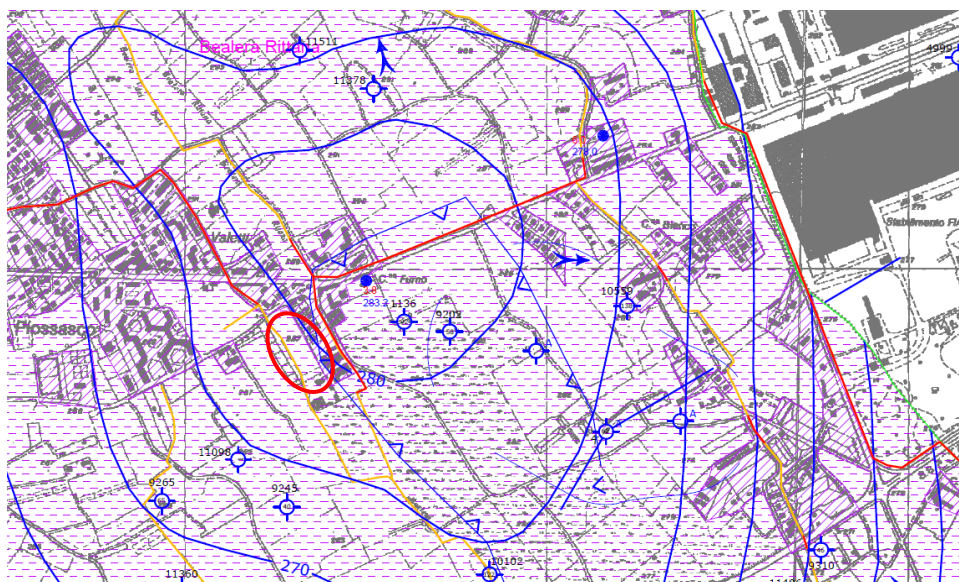
superficiale, formando un acquifero praticamente indifferenziato: in questo settore, costituente la zona di ricarica del sistema, sono da ricercarsi generalmente le maggiori criticità per la salvaguardia della qualità delle acque sotterranee profonde.

- Complesso Pliocenico caratterizzato da litotipi di origine marina che spaziano dalle sabbie alle argille, con predominanza di depositi più grossolani verso i margini alpino e collinare e di depositi fini verso la zona assiale della pianura. Tali alternanze consentono la formazione di falde idriche confinate con buona produttività entro gli acquiferi prevalentemente sabbiosi.

In base alla ricostruzione dell'andamento delle isopieze effettuata coi i dati in possesso dello scrivente, la falda nell'area in esame è drenata in parte dal T. Chisola e, in maniera più rilevante, dal F. Po con disposizione prevalente delle isopiezometriche parallelamente allo stesso.

Nella Carta Geoidrologica allegata al P.R.G.C. l'area in esame è posta in prossimità della linea isopiezometrica corrispondente a 280 m: considerando la quota del piano campagna pari a 287 m, la prima falda è attesa mediamente ad una quota di  $-7,0 \div 9,0$  m c.ca dal p.c..

Misure effettuate dallo scrivente in ambiti immediatamente limitrofi a quello in esame hanno evidenziato in occasione dei recenti rilievi tecnici (agosto 2022) l'assenza della prima falda superficiale almeno fino ad 8,0 m c.ca dal p.c.: considerato il prolungato periodo particolarmente siccitoso che ha caratterizzato l'annualità 2022, detto dato è da ritenersi quale valore prossimo a quello di magra. I dati storici raccolti segnalano invece una risalita massima della falda su scala decennale fino ad una profondità di -6,0 m circa dal piano campagna: considerate le quote di progetto dell'interrato e conseguentemente del relativo piano di pavimento, si attesta la sussistenza del franco richiesto dalle prescrizioni di cui alla succitata Scheda n°18 del PRGC.



*Estratto non in scala della "Carta geoidrologica" a supporto del P.R.G.C. vigente.*

Per quanto concerne l'idrografia superficiale, l'area oggetto di indagine è interessata sul lato occidentale da un canale irriguo a cielo aperto, comportante fasce di inedificabilità pari a 5 m per sponda: gli interventi edificatori in oggetto si attestano comunque, come evidente negli elaborati progettuali, all'esterno di tali fasce.



## 5. CARATTERIZZAZIONE DI DETTAGLIO DEL SITO D'INTERVENTO

### 5.1 Piano di indagini eseguito

La ricostruzione stratigrafica di dettaglio e la parametrizzazione meccanica dei terreni costituenti il sedime dell'area d'intervento sono state effettuate in base al rilievo geologico e geomorfologico realizzato ed alle campagne geognostiche effettuate, espletatesi complessivamente mediante:

- n°2 prove penetrometriche dinamiche continue con penetrometro medio-leggero tipo Deep Drill DL 030 IT a massa battente da 30 kg (luglio 2012, in corrispondenza del solo lotto settentrionale);
- n°3 saggi geognostici con escavatore spinti fino a 3,5 m di profondità per l'osservazione diretta e la caratterizzazione chimica del sedime (luglio 2012, in corrispondenza del solo lotto settentrionale);
- n°2 prove penetrometriche dinamiche continue eseguite con penetrometro dinamico continuo medio tipo PAGANI DPM 20-30 (settembre 2022, in corrispondenza del settore meridionale dell'area, non precedentemente indagato).

La prova penetrometrica dinamica consiste nell'infiggere verticalmente nel terreno una punta conica metallica (angolo di apertura = 60°) posta all'estremità di un'asta d'acciaio, prolungabile con l'aggiunta di successive aste; l'infissione avviene per battuta, facendo cadere da un'altezza di 0,2 m un maglio di peso pari a 30 kg e contando i colpi necessari per la penetrazione di ciascun tratto di 0,10 m (N'). Per la parametrizzazione geotecnica tali valori verranno poi normalizzati al termine  $N_{SPT}$  della resistenza penetrometrica standard in base al rapporto di energia esistente (assunto pari a  $N_{SPT} = 0,77 N'$  per il penetrometro medio-leggero tipo Deep Drill DL 030 IT e pari a  $N_{10}/N_{SPT} = 1$  per il penetrometro medio PAGANI DPM 20-30).

Per l'ubicazione di dettaglio delle suddette indagini, si rimanda alla relativa planimetria in allegato a fondo testo.

### 5.2 Stratigrafia di dettaglio del sito d'intervento

Le indagini hanno evidenziato la seguente successione di terreni, a partire dalla quota media del piano campagna attuale assunta quale riferimento per tutte le valutazioni:

- |                           |  |
|---------------------------|--|
| da p.c. a -0,2÷1,0 m:     | coltre vegetale sabbiosa debolmente limosa di colore bruno nocciola priva di stratificazione, con spessore decrescente da nord verso sud ove risulta pressochè assente;    |
| da -0,2÷1,0 a -1,1÷2,0 m: | depositi sabbioso-limosi debolmente argillosi color ruggine, inglobanti raro scheletro clastico minuto con tracce di alterazione e screziature rossastre appena accennate; |
| oltre -1,1÷2,0 m:         | ghiaie con ciottoli e blocchi arrotondati, eterometrici e poligenici in matrice sabbiosa di colore rossastro con struttura variabile da "clast-                            |

supported" a "matrix supported". Talora i ciottoli si presentano completamente alterati e sfatti.

Per maggiori dettagli si rimanda alle stratigrafie dei saggi esplorativi ed ai certificati delle prove penetrometriche dinamiche riportati in allegato a fondo testo.

## 6. RAPPORTO GEOTECNICO

### 6.1 Parametri geotecnici assunti

Sulla base dei dati ricavati dalle indagini eseguite si è proceduto ad una parametrizzazione geotecnica degli orizzonti costituenti la parte di sottosuolo influenzata direttamente o indirettamente dalla costruzione dei fabbricati in progetto, dettagliando una "stratigrafia geotecnica" cercando di individuare materiali con comportamento meccanico simile e di utilizzare per essi parametri rappresentativi di una situazione "media" e piuttosto conservativa.

Sono state adottate le correlazioni esistenti in letteratura specifica tra  $N_{SPT}$  e densità relativa (Dr) [Gibbs e Holtz, 1957], fra angolo di attrito ( $\phi'$ ) e densità relativa (Dr) [Schmertmann, 1977], tenendo conto del rapporto di energia esistente tra la resistenza penetrometrica standard ( $N_{SPT}$ ) e quella rilevata con il penetrometro utilizzato ( $N'$ ).

La coltre vegetale e i sottostanti depositi sabbioso-limosi debolmente argillosi, affioranti nell'area oggetto d'intervento fino ad una profondità di c.ca 1,1÷2,0 m dal p.c., sono stati raggruppati in un unico orizzonte geotecnico (**ORIZZONTE 1**) contraddistinto da valori di resistenza penetrometrica da bassi a discreti, con generale miglioramento delle caratteristiche geotecniche da nord verso sud; tale orizzonte è caratterizzabile, tenendo cautelativamente conto dei valori più sfavorevoli riscontrati, nel seguente modo:

$\gamma_n$	=	peso di volume naturale = 18,0 kN/m <sup>3</sup>
$c'$	=	coesione efficace = 0,00 kPa
$\phi'_p$	=	resistenza al taglio di picco = 30°
$\phi'_{cv}$	=	resistenza al taglio a volume costante = 27°

I sottostanti depositi ghiaioso-sabbiosi con ciottoli e blocchi (**ORIZZONTE 2**) sono contraddistinti in generale da elevati valori di resistenza penetrometrica con oscillazioni legate alla presenza di orizzonti con maggiore aliquota sabbiosa e/o dalla presenza di ciottoli completamente alterati e sfatti.

Per tali depositi la definizione dei parametri geotecnici rappresentativi è possibile sulla base delle indagini in situ e dei dati disponibili in letteratura. L'angolo di resistenza al taglio di picco è stato stimato mediante le correlazioni e i valori forniti da numerosi autori: in particolare Leonards (1962) propone, per terreni con percentuale di ghiaia fino al 65% e densità relativa media, dei valori compresi tra 37° e 41°, mentre Lambe & Whitman (1969) suggeriscono un campo di valori compresi tra 36° e 42°. E' possibile quindi ritenere rappresentativo per il deposito in oggetto un valore di 38°, tenendo conto anche della presenza di livelli maggiormente sabbiosi.

Analogamente si può definire il valore di resistenza al taglio a volume costante ( $\phi_{cv}$ ), parametro che descrive il comportamento dei terreni granulari alle elevate deformazioni, in cui si

ha l'assenza di variazioni di volume ed una resistenza disponibile corrispondente allo stato critico (LANCELLOTTA, 1987). *Lambe & Whitman* propongono per tale parametro dei valori compresi tra  $32^\circ$  e  $36^\circ$ : mediamente, tenuto conto delle locali variazioni di addensamento del substrato, si assumerà  $\phi_{cv} = 34^\circ$ . Trattandosi di terreni ghiaioso-sabbiosi con ciottoli e blocchi si assumerà un valore nullo della coesione.

Il valore del modulo di Young può essere ricavato indirettamente mediante le correlazioni e gli abachi riassunti da Denver (1982). Il coefficiente di Poisson può essere assunto pari a  $\nu = 0,30$ .

Infine il peso di volume può essere valutato sulla base delle correlazioni proposte dal *NAVFAC* (1971), che per terreni di questa granulometria permette di stimare un valore di  $20 \text{ kN/m}^3$ .

Riassumendo l'ORIZZONTE 2 ghiaioso è stato pertanto caratterizzato nel seguente modo:

$\gamma_n$	=	peso di volume naturale = $20,0 \text{ kN/m}^3$
$c'$	=	coesione efficace = $0,00 \text{ kPa}$
$\phi'_p$	=	resistenza al taglio di picco = $38^\circ$
$\phi'_{cv}$	=	resistenza al taglio a volume costante = $34^\circ$
$E$	=	modulo di elasticità o di Young = $500 \text{ kg/cm}^2$
$\nu$	=	Coefficiente di Poisson = $0,30$

## 6.2 Caratterizzazione sismica del sedime

Il piano di indagini pregresso ha previsto la realizzazione di una prova MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) finalizzata ad ottenere la velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio ( $V_{seq}$ ), parametro di riferimento per la classificazione sismica dei suoli secondo il D.M. 17/01/18: si illustrano nel seguito le metodologie adottate ed i risultati ottenuti.

### 6.2.1 Cenni teorici sull'analisi multicanale delle onde superficiali (MASW)

Nella maggior parte delle indagini sismiche per le quali si utilizzano le onde compressive, più di due terzi dell'energia sismica totale generata viene trasmessa nella forma di onde di Rayleigh, la componente principale delle onde superficiali.

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

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

La costruzione di un profilo verticale di velocità delle onde di taglio ( $V_s$ ), ottenuto dall'analisi delle onde piane della modalità fondamentale delle onde di Rayleigh è una delle pratiche più comuni per utilizzare le proprietà dispersive delle onde superficiali. Questo tipo di analisi fornisce i parametri fondamentali comunemente utilizzati per valutare la rigidità superficiale, una proprietà critica per molti studi geotecnici.

L'intero processo comprende tre passi successivi: l'acquisizione delle onde superficiali (ground

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

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

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

L'inversione della curva di dispersione viene realizzata iterativamente, utilizzando la curva di dispersione misurata come riferimento sia per la modellizzazione diretta che per la procedura ai minimi quadrati. Dei valori approssimati per il rapporto di Poisson e per la densità sono necessari per ottenere il profilo verticale Vs dalla curva di dispersione e vengono solitamente stimati utilizzando misure prese in loco o valutando le tipologie dei materiali.

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

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

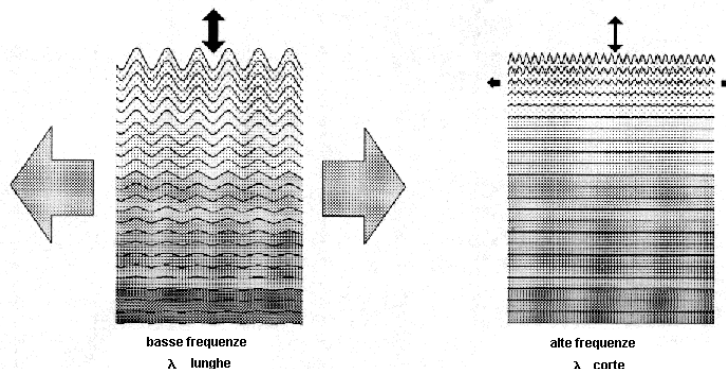
Le onde che si propagano a breve distanza dalla sorgente sono sempre onde superficiali. Queste onde, in prossimità della sorgente, seguono un complicato comportamento non lineare e non possono essere trattate come onde piane.

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

La scomposizione di un campo di onde registrate in un formato a frequenza variabile consente l'identificazione della maggior parte del rumore, analizzando la fase e la frequenza dipendentemente dalla distanza dalla sorgente. La scomposizione può essere quindi utilizzata in associazione con la registrazione multicanale per minimizzare il rumore durante l'acquisizione. La scelta dei parametri di elaborazione così come del miglior intervallo di frequenza per il calcolo della velocità di fase, può essere fatto con maggior accuratezza utilizzando dei sismogrammi multicanale. Una volta scomposto il sismogramma, una opportuna misura di coerenza applicata nel tempo e nel dominio della frequenza può essere utilizzata per calcolare la velocità di fase rispetto alla frequenza.

La velocità di fase e la frequenza sono le due variabili ( $x$ ;  $y$ ), il cui legame costituisce la curva di dispersione. E' anche possibile determinare l'accuratezza del calcolo della curva di dispersione analizzando la pendenza lineare di ciascuna componente di frequenza delle onde superficiali in un singolo sismogramma: in questo caso MASW permette la miglior registrazione e separazione ad ampia banda ed elevati rapporti S/N.

Un buon rapporto S/N assicura accuratezza nel calcolo della curva di dispersione, mentre l'ampiezza di banda migliora la risoluzione e la possibile profondità di indagine del profilo  $V_s$  di inversione.



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

Il principale vantaggio di un metodo di registrazione multicanale è la capacità di riconoscimento dei diversi comportamenti, che consente di identificare ed estrarre il segnale utile dall'insieme di varie e differenti tipi di onde sismiche. Quando un impatto è applicato sulla superficie del terreno, tutte queste onde vengono simultaneamente generate con differenti proprietà di attenuazione, velocità e contenuti spettrali. Queste proprietà sono individualmente identificabili in una registrazione multicanale e lo stadio successivo del processo fornisce grande versatilità nell'estrazione delle informazioni utili.

### 6.2.2 Strumentazione utilizzata e stendimento effettuato

L'acquisizione è stata effettuata con un sismografo EEG BR 24 dotato di convertitore analogico/digitale integrato con un computer portatile su cui è installato un apposito programma che gestisce la visualizzazione, l'analisi e la memorizzazione delle forme d'onda registrate.

I geofoni utilizzati possiedono una frequenza di risonanza pari 4,5 Hz con distorsione inferiore allo 0,2%.

L'energizzazione è stata ottenuta con massa battente da 4 Kg su piastra metallica in alluminio; per l'innesco (trigger) si è utilizzato uno "shock sensor" collegato alla mazza battente e connesso via cavo al sismografo.

Per l'acquisizione dei dati di campo è stato realizzato - in corrispondenza del settore assiale del lotto e perpendicolarmente all'asse stradale di via Nino Costa - uno stendimento geofonico di lunghezza pari a 46 m, posizionando n°24 geofoni con un interasse di 2 m. Sono individuati 2 punti di energizzazione all'estremità dello stendimento, distanti 10 m dall'estremità dello stesso (ovvero alle progressive relative -10 m e +56 m).

Per ogni punto di energizzazione sono stati generati 8 impulsi sismici.

### 6.2.3 Risultati dell'indagine MASW

In allegato a fondo testo sono riportati i risultati della prova MASW: nel riquadro in alto a sinistra è riportata l'immagine di dispersione dell'energia sismica, al di sotto è riportata l'estrazione della curva di dispersione eseguita sull'immagine precedente. Ancora sotto sono riportati i grafici relativi al modello del terreno, sia sotto forma di stratificazione Vs (spezzata di colore blu) che di Modulo di Taglio (spezzata verde).

Per il calcolo del modulo di taglio è stata usata una formula approssimata per la valutazione della densità, non nota. La formula utilizzata è la seguente:

$$\text{densità} = 1,5 + V_s/1000$$

Poiché il valore del modulo di taglio G in MegaPascal si ottiene dalla formula

$$G = V_s \times V_s \times \text{Densità} / 10^3$$

è facile ricalcolare il modulo G esatto quando si disponesse di valori più precisi di densità.

Con una curva di colore rosso è stato tracciato il valore di Vs progressivo: dalla curva si può quindi ricavare il valore di Vs<sub>10</sub>, Vs<sub>20</sub> e così via, e quindi anche il valore di Vs<sub>30</sub>, quest'ultimo ovviamente alla profondità di 30 m.

A destra è visibile il sismogramma mentre in basso è riportato il valore del parametro Vs<sub>30</sub> calcolato utilizzando la stratigrafia Vs e la formula

$$V_{S30} = 30 / [(\sum_{i=1, N} h_i / V_i)]$$

dove hi e Vi indicano lo spessore (in m) e la velocità delle onde di taglio (m/s) dello strato i-esimo, per un totale di N strati presenti nei 30 m superiori. Si anticipa che suddetto parametro, di riferimento per la caratterizzazione sismica del sedime come da D.M. 14/01/2008 vigente all'epoca dell'indagine, risulta comunque pari alla Vs<sub>eq</sub> richiesta dalle NTC2018 oggi in vigore, in quanto – come osservabile nella tavola in allegato – il substrato sismico (Vs > 800 m/s) non è stato riscontrato almeno fino alla profondità di 30 m dal p.c..

Come illustrato nella suddetta tavola a fondo testo, il valore di **Vs<sub>eq</sub> = Vs<sub>30</sub>** ottenuto tramite la prova MASW effettuata è risultato pari a **444 m/s** a partire dal piano campagna.

In riferimento al D.M. 17 Gennaio 2018 "*Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni*", la suddetta stratigrafia, le caratteristiche geotecniche e i risultati dell'indagine MASW effettuata consentono di inquadrare il sedime nell'ambito della **categoria di profilo stratigrafico**

**del suolo di fondazione di tipo B** "Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s."

Per quanto concerne la "pericolosità sismica di base" del sito in esame, essa 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. Considerato che l'area in esame è posta in Zona 3 dalla **D.G.R. n. 6-887 del 30/12/2019**, con categoria topografica T1 e sottosuolo di categoria B, i valori di riferimento e i coefficienti sismici sono i seguenti:

## VALORI DI RIFERIMENTO

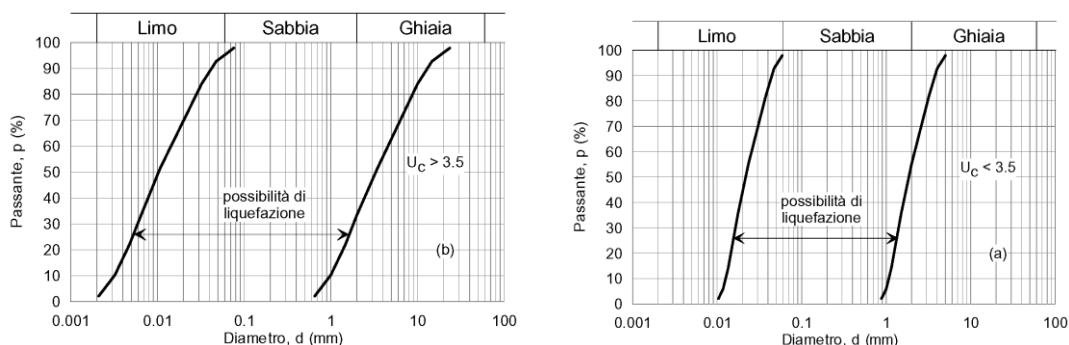
	Operatività (SLO)	Danno (SLD)	Salvaguardia della vita (SLV)	Prevenzione dal collasso (SLC)
Probabilità di superamento [%]	81	63	10	5
Tr [anni]	30	50	475	975
$a_g$ [g]	0,031	0,039	0,093	0,119
Fo	2,473	2,542	2,550	2,550
Tc* [s]	0,200	0,214	0,266	0,275

## COEFFICIENTI SISMICI

	SLO	SLD	SLV	SLC
Ss	1,200	1,200	1,200	1,200
Cc	1,520	1,500	1,430	1,420
St	1,000	1,000	1,000	1,000
Kh	0,007	0,009	0,022	0,034
Kv	0,004	0,005	0,011	0,017
Amax	0,367	0,458	1,097	1,395
Beta	0,200	0,200	0,200	0,240

### 6.3 Verifica a liquefazione

Secondo quanto previsto dall'art. 7.11.3.4.2 delle NTC del D.M. 17 Gennaio 2018, la verifica a liquefazione non risulta necessaria in quanto - con riferimento al punto 4 dell'articolo sopra citato - la distribuzione granulometrica del sedime fondazionale previsto (ORIZZONTE 2 francamente ghiaioso) risulta esterna alle zone di possibile liquefazione dei terreni indicate nelle figure a) e b) dell'art. 7.11.3.4.2 delle NTC del D.M. 17 Gennaio 2018.



## 6.4 Tipologie fondazionali e capacità portante

Come precedentemente accennato, il progetto del PEC prevede la realizzazione di n°8 palazzine residenziali suddivise in due lotti, ciascuno dei quali comprendente:

- n°4 volumi in corrispondenza del lotto settentrionale, composti da due piani f.t. e piano interrato;
- un blocco di ulteriori n°4 edifici anch'essi a due piani f.t. affacciati su un'area verde condominiale, occupata nella parte sottostante dall'interrato comune adibito ad autorimessa.

La ricostruzione stratigrafica e la parametrizzazione geotecnica hanno evidenziato la presenza di un primo orizzonte generalmente poco addensato e compressibile (ORIZZONTE 1), affiorante fino a circa  $-1,1 \div -2,0$  m dal p.c. attuale, e un sottostante orizzonte ghiaioso-sabbioso con ciottoli e blocchi (ORIZZONTE 2). Si prescrive pertanto il raggiungimento dell'ORIZZONTE 2 quale sedime di imposta delle strutture di fondazione dei fabbricati in progetto, configurazione peraltro agevolmente perseguibile stante la previsione di un piano interrato.

Nel seguito si procede a una prima valutazione di massima della capacità portante di alcune ipotesi fondazionali ipotizzate, demandando comunque allo specifico elaborato a firma di progettista strutturale gli approfondimenti e le verifiche di cui al paragrafo 6.4 delle NTC 2018: sono state verificate fondazioni continue di tipo **nastriforme** di lato  $B=0,8 \div 1,2$  m e  $L \gg B$ , immorsate in corrispondenza del sopra prescritto ORIZZONTE 2.

La valutazione della capacità portante limite ed ammissibile del terreno è stata verificata utilizzando il metodo di verifica ex **D.M. 17/01/2018** nei confronti degli **stati limite ultimi (SLU)**, introducendo i fattori correttivi per l'**azione sismica**, utilizzando l'**Approccio 2 (A1+M1+R3)** in cui la resistenza globale del sistema è ridotta tramite i coefficienti  $\gamma_R$  del gruppo R3; le azioni di progetto in fondazione derivano da analisi strutturali che devono essere svolte impiegando i coefficienti parziali del gruppo A1.

La verifica a carico limite delle fondazioni secondo l'approccio SLU si esegue con la seguente disequaglianza:

$$E_d \leq \frac{R_d}{\gamma_{RV}}$$

dove:



$E_d$  = pressioni agenti alla base della fondazione

$R_d$  = capacità portante di calcolo

$\gamma_{RV}$  = coefficiente riduttivo della capacità portante verticale

Le pressioni agenti alla base della fondazione si calcolano con la seguente espressione:

$$E_d = \frac{N_d}{A_{ef}}$$

dove:

$N_d$  = azione normale di progetto

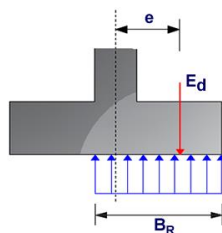
$A_{ef} = B \cdot L' =$  area ridotta

Per fondazioni quadrate o rettangolari l'area ridotta risulta  $A_{ef} = B' \times L'$

$$L' = L - 2e_x; B' = B - e_y; e_x = \frac{M_x}{N}; e_y = \frac{M_y}{N}$$

Per le verifiche a carico limite allo SLU è lecito considerare la "plasticizzazione" del terreno, in tal caso si può assumere una distribuzione uniforme delle pressioni agenti sul piano di posa.

Come evidenziato nella seguente immagine, la distribuzione delle pressioni si considera estesa sulla base "ridotta"  $B_R = B - 2e$ .



dove:  $e = N_d / M_d =$  eccentricità dei carichi

In mancanza d'indicazioni sulle azioni di progetto, si è proceduto al calcolo della capacità portante del terreno: si evidenzia quindi che le azioni di progetto  $E_d$  [la cui definizione è demandata al progettista] dovranno risultare inferiori alle capacità portanti ridotte dai relativi fattori di sicurezza  $R$  (ed indicate nel seguito come  $R_d$ ). Si è inoltre proceduto ad inserire nei calcoli i fattori correttivi per l'azione sismica, come precedentemente definiti.

I calcoli sono stati effettuati utilizzando il Programma LOADCAP® della Geostru: trattasi di un software per il calcolo del carico limite di fondazione su terreni sciolti secondo Terzaghi, Meyerhof, Hansen, Vesic e Brinch-Hansen e per il calcolo dei cedimenti con il loro decorso nel tempo. Il programma permette inoltre l'analisi in condizioni sismiche utilizzando le correzioni sismiche secondo Vesic e Sano.

Le verifiche sono state fatte adottando la soluzione di *BRINCH - HANSEN [1970]*; affinché una fondazione possa sopportare 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:

$$V_d \leq R_d$$

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

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

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

dove:

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

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

$$N_\gamma = 1,5(N_q - 1) \tan \phi'$$

$s_c$ ,  $s_q$  e  $s_\gamma$  sono i fattori di forma:

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

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

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

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

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

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H

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

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

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

dove:

$$m = m_B = \frac{\left[ 2 + \left( \frac{B'}{L'} \right) \right]}{\left[ 1 + \left( \frac{B'}{L'} \right) \right]} \quad \text{con } H/B'$$

$$m = m_L = \frac{\left[ 2 + \left( \frac{L'}{B'} \right) \right]}{\left[ 1 + \left( \frac{L'}{B'} \right) \right]} \quad \text{con } H/L'$$

Se H forma un angolo  $\theta$  con la direzione di  $L'$ , l'esponente "m" viene calcolato con la seguente espressione:

$$m = m_\theta = m_L \cos^2 \theta + m_B \sin^2 \theta$$

Oltre ai fattori correttivi di cui sopra sono considerati quelli complementari della profondità del piano di posa e dell'inclinazione del piano di posa e del piano campagna (Hansen).

Infine, per tener conto degli effetti inerziali indotti dal sisma sulla determinazione del  $q_{lim}$  vengono introdotti i fattori correttivi z di Paolucci e Pecker:

$$z_q = \left(1 - \frac{k_h}{\text{tg}\phi}\right)^{0,35}$$

$$z_c = 1 - 0,32 \cdot k_h$$

$$z_y = z_q$$

dove  $k_h$  è il coefficiente sismico orizzontale.

Le verifiche effettuate utilizzando il metodo precedentemente descritto hanno fornito i valori  $R_d$  per la verifica allo stato limite ultimo (**SLU**) riportati nella tabella seguente.

geometria fondazionale (p.f. = ORIZZONTE 2)	<b>Approccio 2</b>		
	$Q_{lim.}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$R_d$ (kg/cm <sup>2</sup> )	coeff. di sottofondo <b>k</b> Winkler (kg/cm <sup>3</sup> )
	M1	M1+R3	
nastriforme B = 0,8 m	12,58	5,47	5,03
nastriforme B = 1,2 m	15,42	6,71	6,17

I valori di  $R_d$  ottenuti non possono inoltre essere considerati pari alla pressione ammissibile poiché occorre effettuare anche la verifica nei confronti degli Stati Limite di Esercizio (SLE).

La verifica nei confronti degli Stati Limite di Esercizio (SLE) è stata eseguita con il medesimo programma, utilizzando il metodo di calcolo di *BURLAND e BURBIDGE* [1984].

Il programma infatti permette, qualora si disponga di dati ottenuti da prove penetrometriche dinamiche, di effettuare il calcolo dei cedimenti con il metodo di Burland e Burbidge (1985), nel quale viene correlato un indice di compressibilità  $I_c$  al risultato  $N$  della prova penetrometrica. L'espressione del cedimento proposta dai due autori è la seguente:

$$S = f_s \cdot f_H \cdot f_t \cdot \left[ \sigma'_{v0} \cdot B^{0,7} \cdot I_C / 3 + (q' - \sigma'_{v0}) \cdot B^{0,7} \cdot I_C \right]$$

nella quale:

$q'$  = pressione efficace lorda;

$\sigma'_{v0}$  = tensione verticale efficace alla quota d'imposta della fondazione;

$B$  = larghezza della fondazione;

$I_c$  = indice di compressibilità;

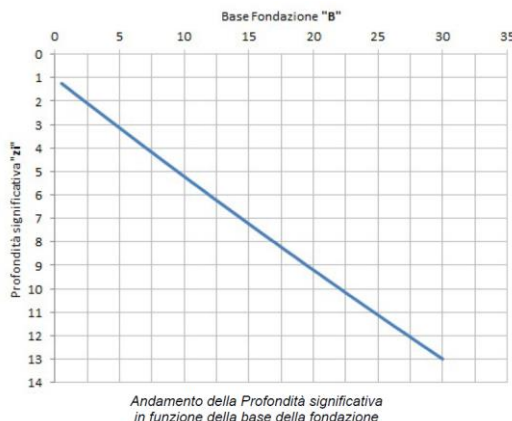
$f_s, f_H, f_t$  = fattori correttivi che tengono conto rispettivamente della forma, dello spessore dello strato compressibile e del tempo, per la componente viscosa.

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

$$I_C = \frac{1.706}{N_{AV}^{1,4}}$$

Per calcolare la profondità significativa  $z_i$  (profondità entro la quale viene calcolata la media dei valori di  $N_{spt}$ ) viene utilizzata la seguente relazione:

$$z_i = 1,025 + 0,4286 \cdot B - 0,0001 \cdot 9,91 \cdot B^2$$



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

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

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

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

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

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

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

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

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

con:

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

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

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

Nei calcoli dei cedimenti è stato utilizzato un valore di  $N_{AV}$ , che rappresenta la media "conservativa" dei valori  $N_{SPT}$  all'interno della profondità significativa  $z$  (funzione del lato della fondazione) cautelativamente pari a 12 colpi/piede. Per contenere i cedimenti differenziali su valori accettabili per la stabilità delle strutture, si è imposto un cedimento massimo ammissibile nell'immediato ( $S_{imm}$ ) e dopo 30 anni dall'applicazione del carico ( $S_{max}$ ) inferiore al valore condiviso di 25 mm. La verifica ha fornito i seguenti valori limite dell'effetto delle azioni  $C_d$  (portata ammissibile ai cedimenti):

**PORTANZA AMMISSIBILE VERIFICATA AI CEDIMENTI (SLE)**

geometria fondazionale (p.f. = ORIZZONTE 2)	$S_{imm}$ (mm)	$S_{max}$ (mm)	<b>Cd (kg/cm<sup>2</sup>)</b>
nastriforme B = 0,8 m	16,31	24,46	<b>2,9</b>
nastriforme B = 1,2 m	16,06	24,09	<b>2,3</b>

Le azioni di progetto  $E_d$  (ridotte dai relativi coefficienti del gruppo A) dovranno pertanto risultare inferiori ai valori di  $C_d$  sopra indicati.

## 7. STABILITÀ DEI FRONTI DI SCAVO E DELL'INSIEME OPERA-TERRENO

La realizzazione del piano interrato in progetto in corrispondenza dei due lotti previsti comporterà la formazione di fronti di scavo che raggiungeranno un'altezza massima pari a circa 3,0 m rispetto alla quota del piano campagna circostante: in linea generale, la non trascurabile altezza di tali fronti e la necessità di garantire un adeguato coefficiente di sicurezza alle maestranze coinvolte imporranno l'adozione di accorgimenti operativi e/o opere provvisorie a sostegno e protezione delle pareti di scavo.

Stante l'ampio spazio a disposizione, sarà possibile procedere mediante fronti di scavo liberi purchè inderogabilmente modellati con un angolo di scarpa che garantisca nel breve termine un adeguato coefficiente di sicurezza. Si è pertanto proceduto ad una valutazione della stabilità dei fronti di scavo individuando - mediante una back analysis - la configurazione ottimale del fronte libero. Allo scopo è stato utilizzato il programma di calcolo Slope<sup>®</sup> della *Geostru* basato sulla ricerca della superficie di rottura critica caratterizzata da una configurazione geometrica predefinita: è un programma per l'analisi di stabilità dei pendii in terra e in roccia con i metodi dell'Equilibrio Limite (Fellenius, Bishop, Janbu, Bell, Sarma, Spencer, Morgenstern e Price) e il metodo DEM (Elementi discreti) che consente di analizzare sia superfici di rottura circolari che di forma generica, in presenza di falda, sisma e terreno pluristratificato.

Le verifiche in condizioni di progetto sono normate del paragrafo 6.8.2. delle NTC 2018, che indica come le verifiche agli stati limite ultimi (SLU) devono essere effettuate, in condizioni statiche, secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I. che vanno a ridurre i valori delle azioni, dei parametri geotecnici e della resistenza dei materiali, simulando cautelativamente le condizioni di progetto.

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

	Effetto	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	$\gamma_Q$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Per i carichi permanenti  $G_2$  si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti  $\gamma_{G1}$

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

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

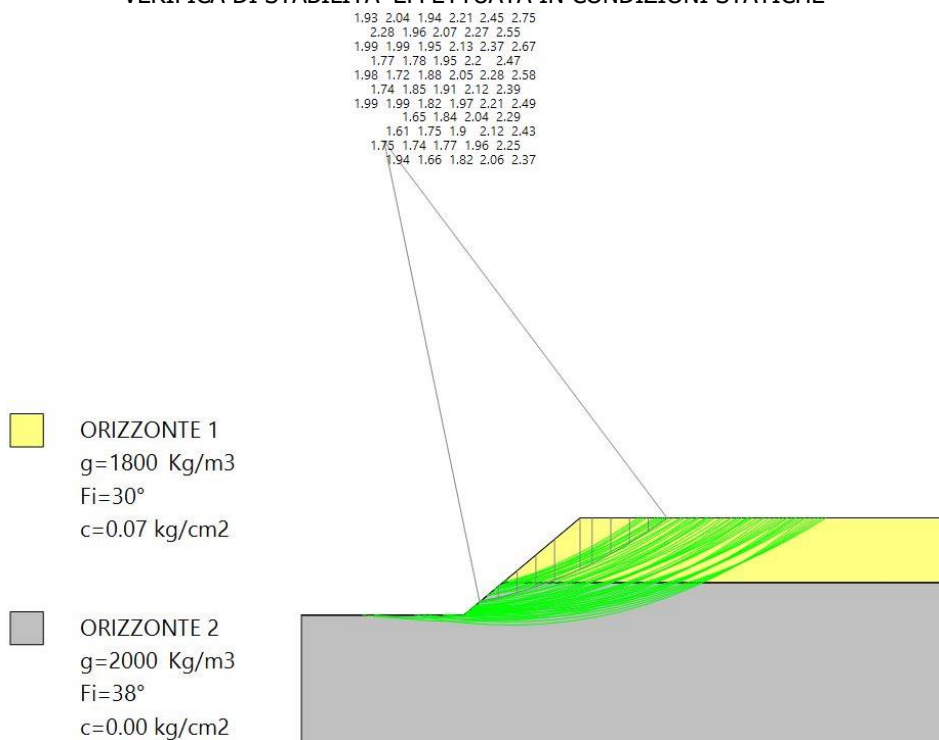
Tab. 6.8.I - Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo

COEFFICIENTE	R2
$\gamma_R$	1,1

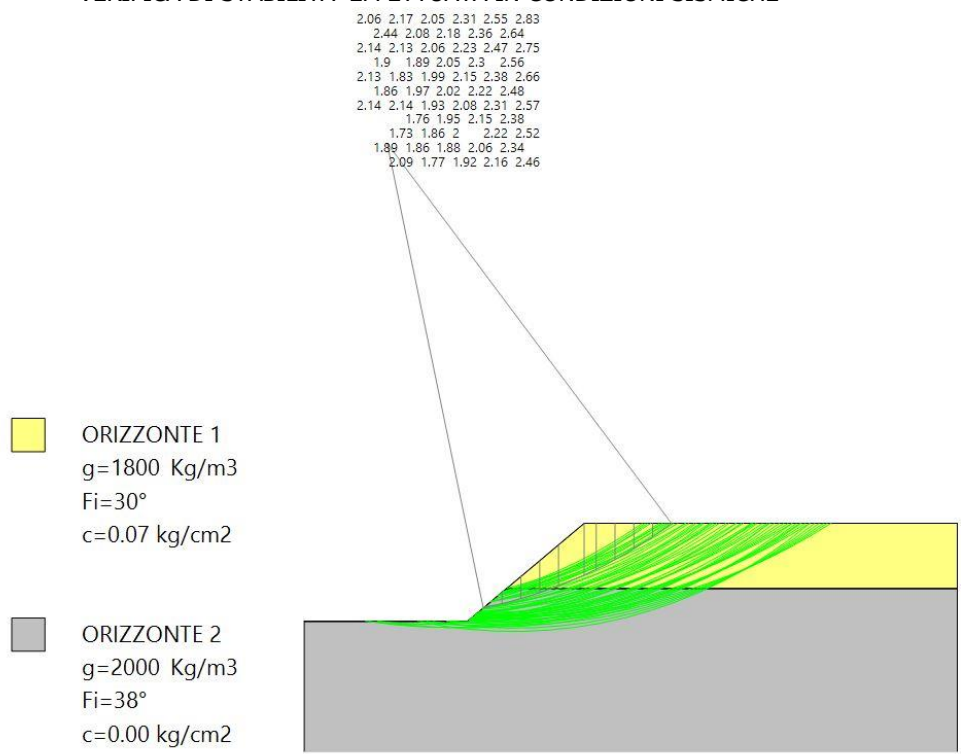
Secondo quanto previsto dalla medesima normativa al paragrafo 7.11.4., le verifiche in condizioni sismiche sono state effettuate ponendo invece pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e impiegando le resistenze di progetto calcolate con un coefficiente parziale pari a  $\gamma_R = 1,2$ .

L'analisi è stata effettuata per una sezione tipo del fronte di scavo, considerando in via cautelativa la configurazione stratigrafica più sfavorevole riscontrata ed introducendo comunque un pur modesto contributo offerto dalla coesione apparente dell'ORIZZONTE 1 (assunta nelle verifiche pari a 0,07 kg/cm<sup>2</sup>). Le verifiche sono state effettuate mediante il metodo di calcolo di Jambu. La stabilità è verificata quando il valore numerico è uguale o superiore a 1; la normativa geotecnica richiede anch'essa un fattore di sicurezza minimo pari all'unità, lasciando al professionista la scelta eventuale di un valore superiore: nel seguito, considerando la necessità di garantire la stabilità nel breve termine di un'opera provvisoria, sarà adottato un coefficiente di sicurezza  $F_s$  pari a 1,0.

VERIFICA DI STABILITA' EFFETTUATA IN CONDIZIONI STATICHE



VERIFICA DI STABILITA' EFFETTUATA IN CONDIZIONI SISMICHE



Le verifiche di stabilità così effettuate, introducendo le azioni sismiche e con differenti famiglie di curve, hanno evidenziato come il fronte di scavo libero dovrà essere sagomato con un angolo di scarpa  $\beta \leq 40^\circ$ : tale configurazione garantisce nel breve termine un adeguato coefficiente di sicurezza.

Nei settori ove risulti necessario - per esigenze di cantiere e/o scelte progettuali - realizzare fronti di scavo con inclinazione maggiore di  $40^\circ$  si dovranno adottare adeguate opere provvisorie a protezione e sostegno delle pareti: per il dimensionamento delle opere provvisorie e delle condizioni di sicurezza conseguite a seguito dell'adozione delle stesse si demanda a specifico elaborato a firma di progettista strutturale, con gli approfondimenti e le verifiche di cui al paragrafo 6.4 delle NTC 2018.

Si suggerisce in ogni caso, sia sui fronti liberi che su eventuali fronti protetti, di procedere con sollecitudine alla realizzazione dei muri contro terra definitivi.

In corso d'opera si dovranno adottare tutti gli accorgimenti necessari ad evitare il franamento delle pareti: si consiglia l'intercettazione delle acque meteoriche alla testata dello scavo ed eventualmente la sua copertura con teli impermeabili per evitare ruscellamenti e destabilizzazioni lungo la scarpata.

Per quanto concerne la stabilità dell'insieme opere-terreno poiché gli interventi in progetto si localizzano in ambito subpianeggiante e non modificheranno in modo sostanziale le condizioni di attuale equilibrio del territorio, non si ritiene necessario procedere ad una verifica numerica della stabilità dell'insieme opere-terreno.

## 8. GESTIONE DELLE ACQUE SUPERFICIALI E IPOGEE

Come precedentemente segnalato le indagini geognostiche effettuate non hanno evidenziato la presenza di una prima falda superficiale, intesa come orizzonte acquifero saturo e continuo, a profondità interferenti con le opere in progetto: in merito la Carta Geoidrologica allegata al P.R.G.C. segnala per l'area in esame una prima falda attestata mediamente ad una quota di  $-7,0 \div -9,0$  m c.ca dal p.c.. Misure effettuate dallo scrivente in ambiti immediatamente limitrofi a quello in esame hanno altresì evidenziato assenza della prima falda superficiale almeno fino ad 8,0 m c.ca dal p.c. nell'agosto 2022, a seguito di una annualità particolarmente siccitosa; la massima salienza attesa su base dati decennale è pari a  $-6,0$  m circa dal piano campagna, a quote pertanto non interferenti con il piano interrato in progetto nonché compatibili con le prescrizioni di cui alla Scheda n°18 di PRGC.

Si consideri comunque che la natura prevalentemente grossolana del terreno sussistente sull'area favorisce infiltrazione nel sottosuolo delle acque meteoriche, per quanto la non trascurabile aliquota argillosa della matrice della porzione più superficiale possa comportare ristagni temporanei: al fine di evitare eccessiva umidità o infiltrazioni nei locali interrati si suggerisce pertanto di predisporre un'adeguata impermeabilizzazione degli stessi.

Le acque meteoriche ricadenti all'interno del lotto di intervento e sulle aree impermeabilizzate di neoformazione dovranno essere adeguatamente raccolte e smaltite in un idoneo recettore, prevedendo anche griglie e/o caditoie lungo le rampe di accesso agli interrati.

## 9. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Le analisi svolte ai punti precedenti hanno permesso di individuare le principali problematiche geologico-tecniche connesse alla realizzazione degli interventi edificatori in corrispondenza dell'area in esame: sulla base dei rilievi eseguiti e delle indagini condotte, è stato possibile pervenire a una definizione dettagliata dell'assetto litostratigrafico e dei parametri geotecnici dei terreni presenti. Il modello concettuale geotecnico del sottosuolo ha inoltre consentito di individuare alcune soluzioni fondazionali e di valutare la capacità portante ammissibile del terreno, individuando altresì le prescrizioni operative atte a garantire la stabilità dei fronti di scavo e la compatibilità di quanto previsto con l'assetto idrogeologico del territorio.

**L'esame condotto nei capitoli precedenti permette quindi di esprimere un giudizio positivo circa la fattibilità geologico-technica e la compatibilità idrogeologica degli interventi in progetto, fatti salvi i risultati e le prescrizioni riportate nella presente.**

Torino, lì 05 Settembre 2012

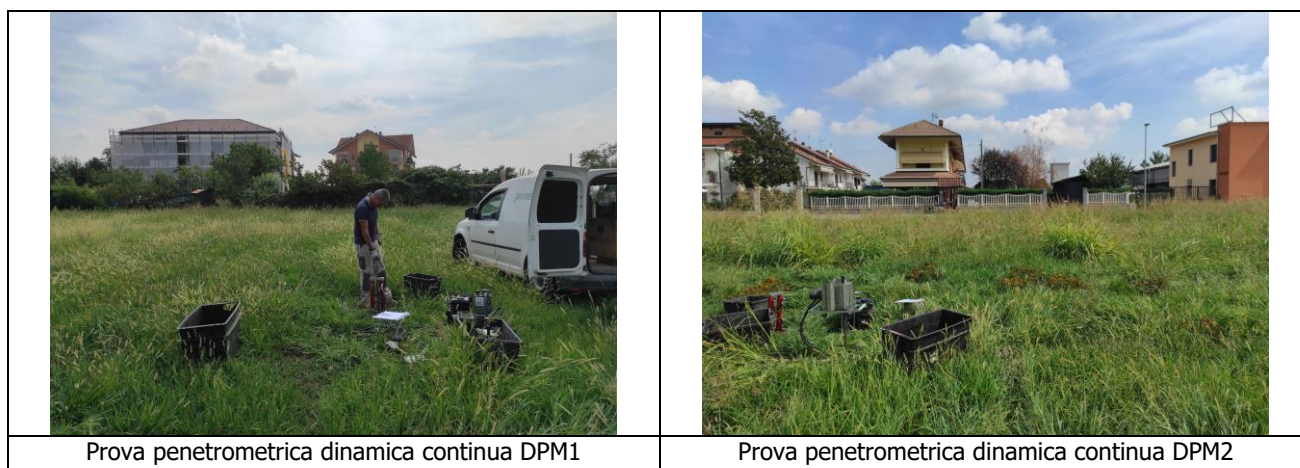
Collaboratore:  
geol. Giulia Ghidone

geol. Pietro Campantico



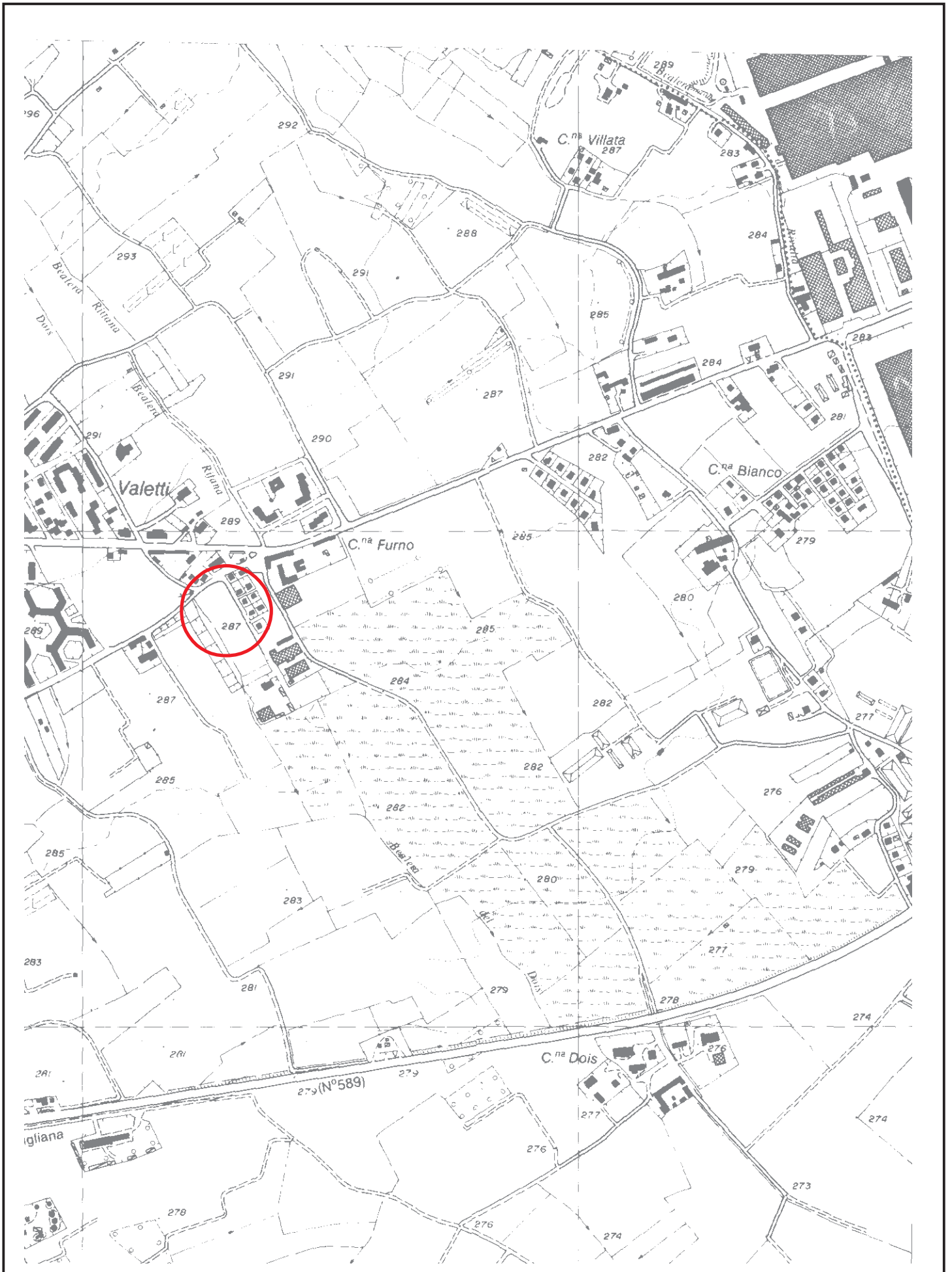


## DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA

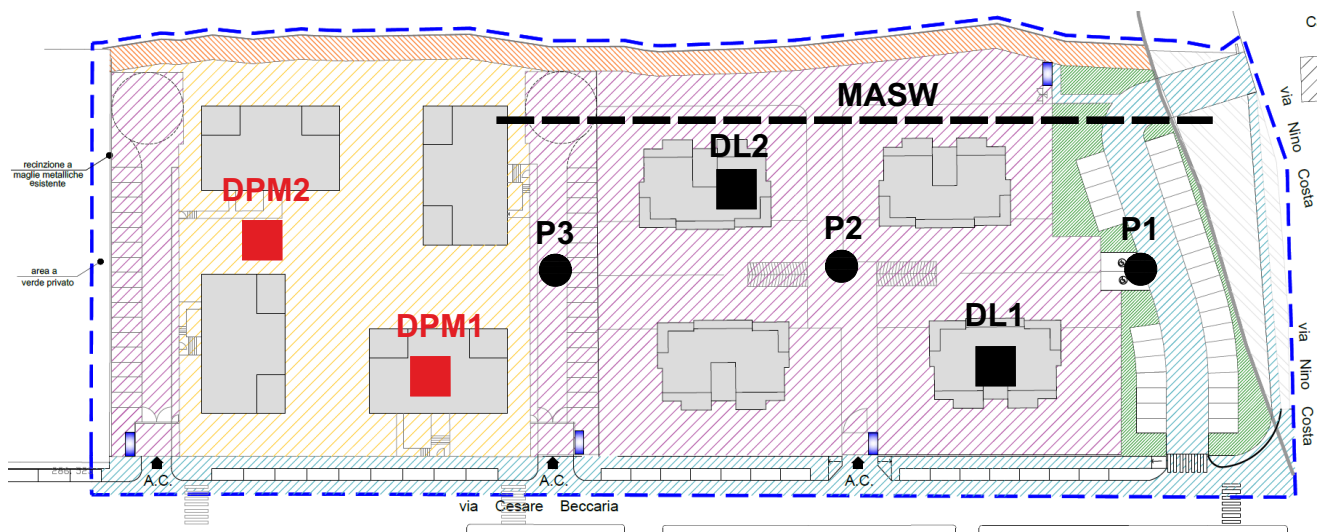


## ALLEGATI

- COROGRAFIA GENERALE – scala 1:10.000
- PLANIMETRIA GENERALE DELLE INDAGINI EFFETTUATE
- CERTIFICATI DELLE PROVE PENETROMETRICHE (AGOSTO 2022)
- CERTIFICATI DELLE PROVE PENETROMETRICHE PREGRESSE (LUGLIO 2012)
- STRATIGRAFIE DEI SAGGI GEOGNOSTICI PREGRESSI (LUGLIO 2012)
- RISULTATI DELLA PROVA MASW PREGRESSA (LUGLIO 2012)



**COROGRAFIA GENERALE** - scala 1:10.000 -  
Estratto da Carta Tecnica Regionale - sezione n°173020



### INDAGINI GEOGNOSTICHE EFFETTUATE (AGOSTO 2022)

■ prove penetrometriche dinamiche continue

### INDAGINI GEOGNOSTICHE PREGRESSE (LUGLIO 2012)

■ prove penetrometriche dinamiche continue

● saggi geognostici e ambientali (campionamento terreni)

--- traccia della sezione geofisica MASW

**PLANIMETRIA GENERALE CON UBICAZIONE DELLE INDAGINI EFFETTUATE  
(estratto dagli elaborati progettuali, non in scala)**

**CERTIFICATI DELLE PROVE PENETROMETRICHE  
(AGOSTO 2022)**

**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA**  
**Penetrometro dinamico leggero italiano PAGANI DPM 20-30**

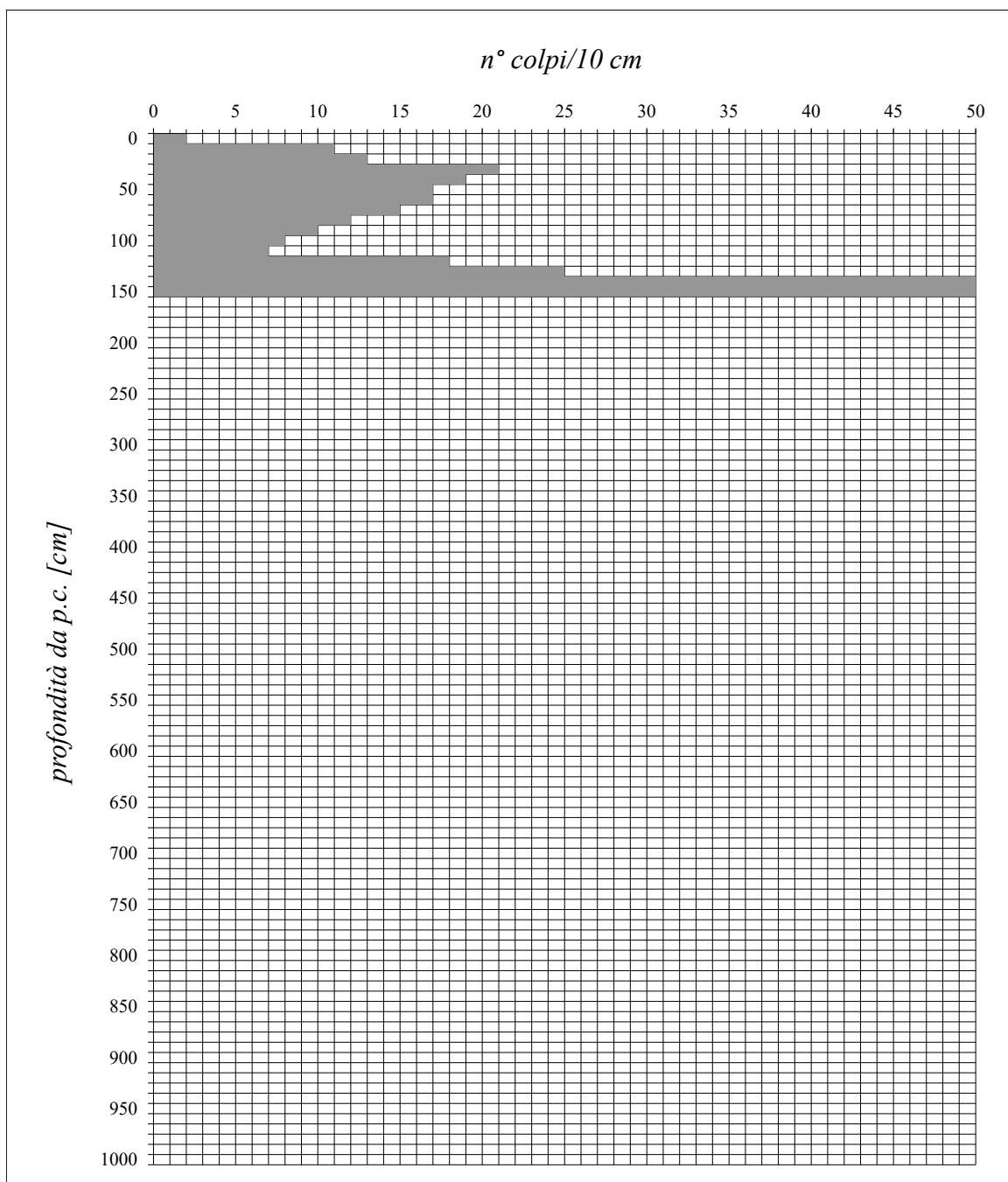
prova n°: DPM1

data: 31/08/2022

località: Piossasco (TO) - area R.c.11 di P.R.G.C.

quota inizio: p.c. attuale

falda: non rilevata



Massa battente [Kg]	altezza di caduta [m]	Area di base della punta conica [cmq]	lungh. asta = m 1,0 Peso asta = 2,93 kg/m
30	0,2	10	coeff. teorico di energia Bt = Q/Qspt = 1,00

**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA**  
**Penetrometro dinamico leggero italiano PAGANI DPM 20-30**

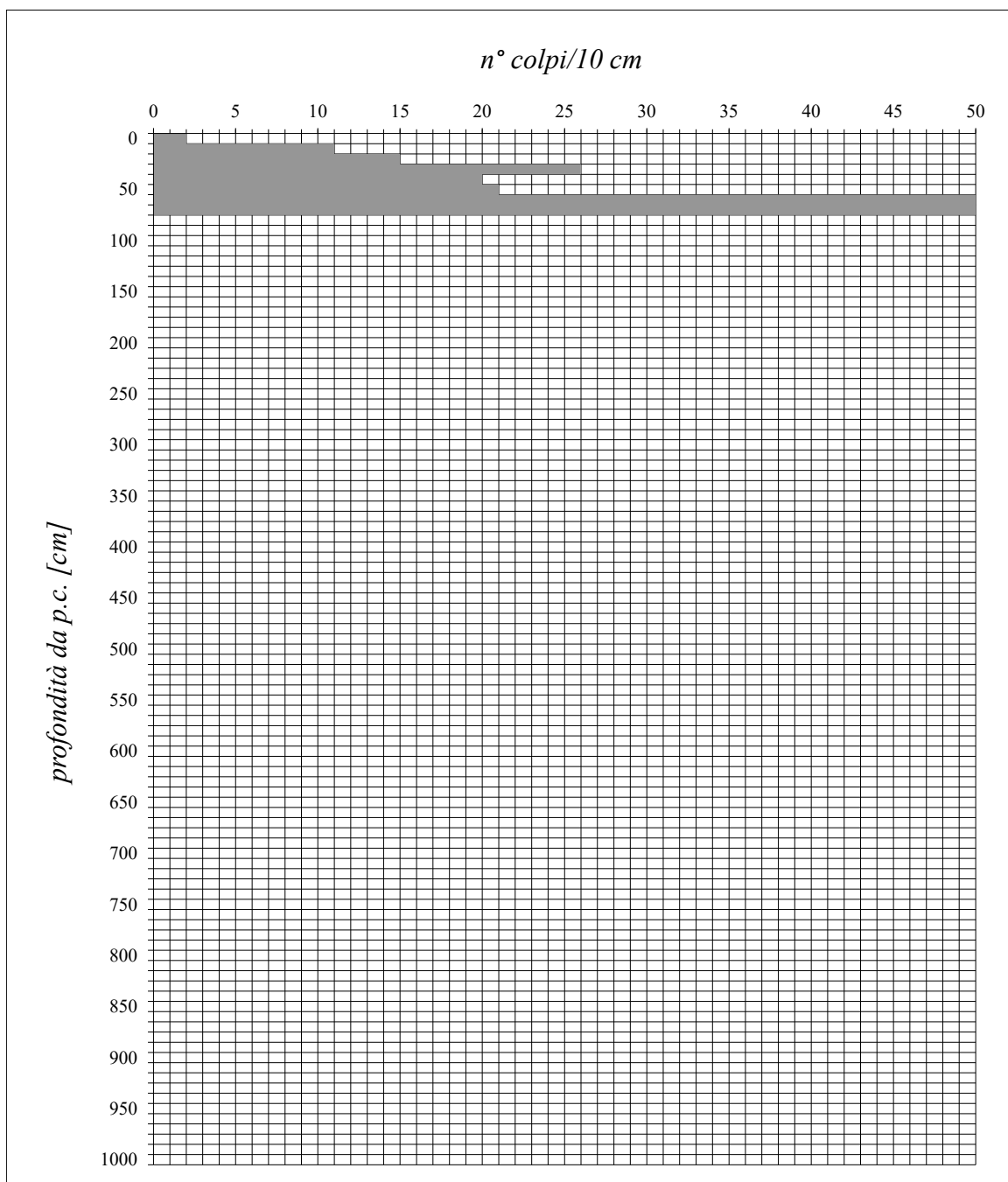
prova n°: **DPM2**

data: **31/08/2022**

località: **Piossasco (TO) - area R.c.11 di P.R.G.C.**

quota inizio: **p.c. attuale**

falda: **non rilevata**



Massa battente [Kg]	altezza di caduta [m]	Area di base della punta conica [cmq]	lungh. asta = m 1,0 Peso asta = 2,93 kg/m
30	0,2	10	coeff. teorico di energia Bt = Q/Qspt = 1,00

**CERTIFICATI DELLE PROVE PENETROMETRICHE PREGRESSE  
(LUGLIO 2012)**

**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA**  
**Penetrometro dinamico leggero italiano DL30IT**

prova n°: **DL 1**

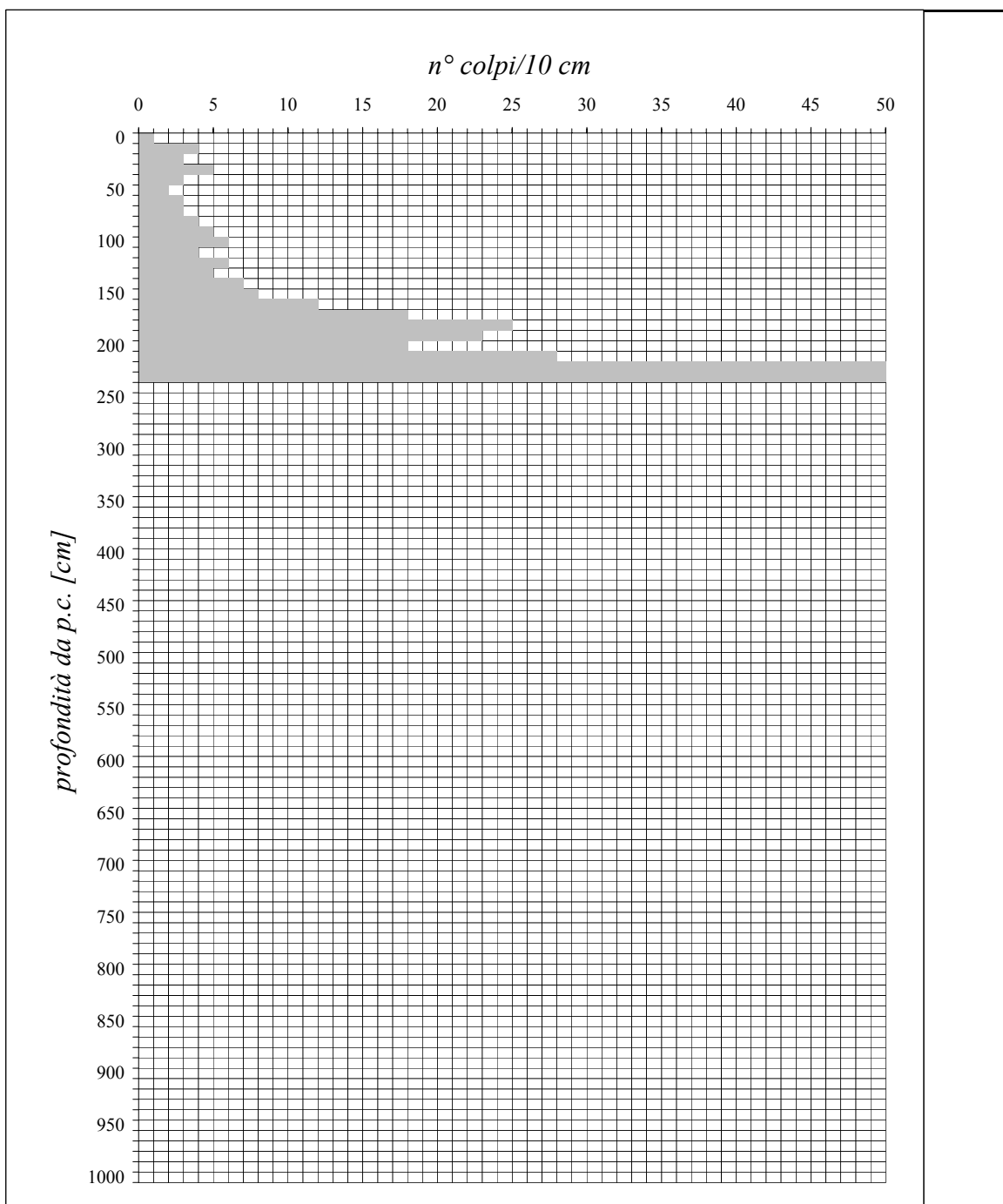
committente: **SEI S.R.L.**

località: **Piossasco (TO) - area R.c. 11 di PRGC**

falda: **non rilevata**

quota inizio: **p.c. attuale**

data: **12/07/2012**



Massa battente [Kg]	altezza di caduta [m]	Peso sistema battuta senza massa battente [Kg]	lunghezza asta = m 1,0 Peso asta = 2,93 kg/m
30	0,2	13	coeff. teorico di energia Bt = Q/Qspt = 0,77



**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA**  
**Penetrometro dinamico leggero italiano DL30IT**

prova n°: **DL 2**

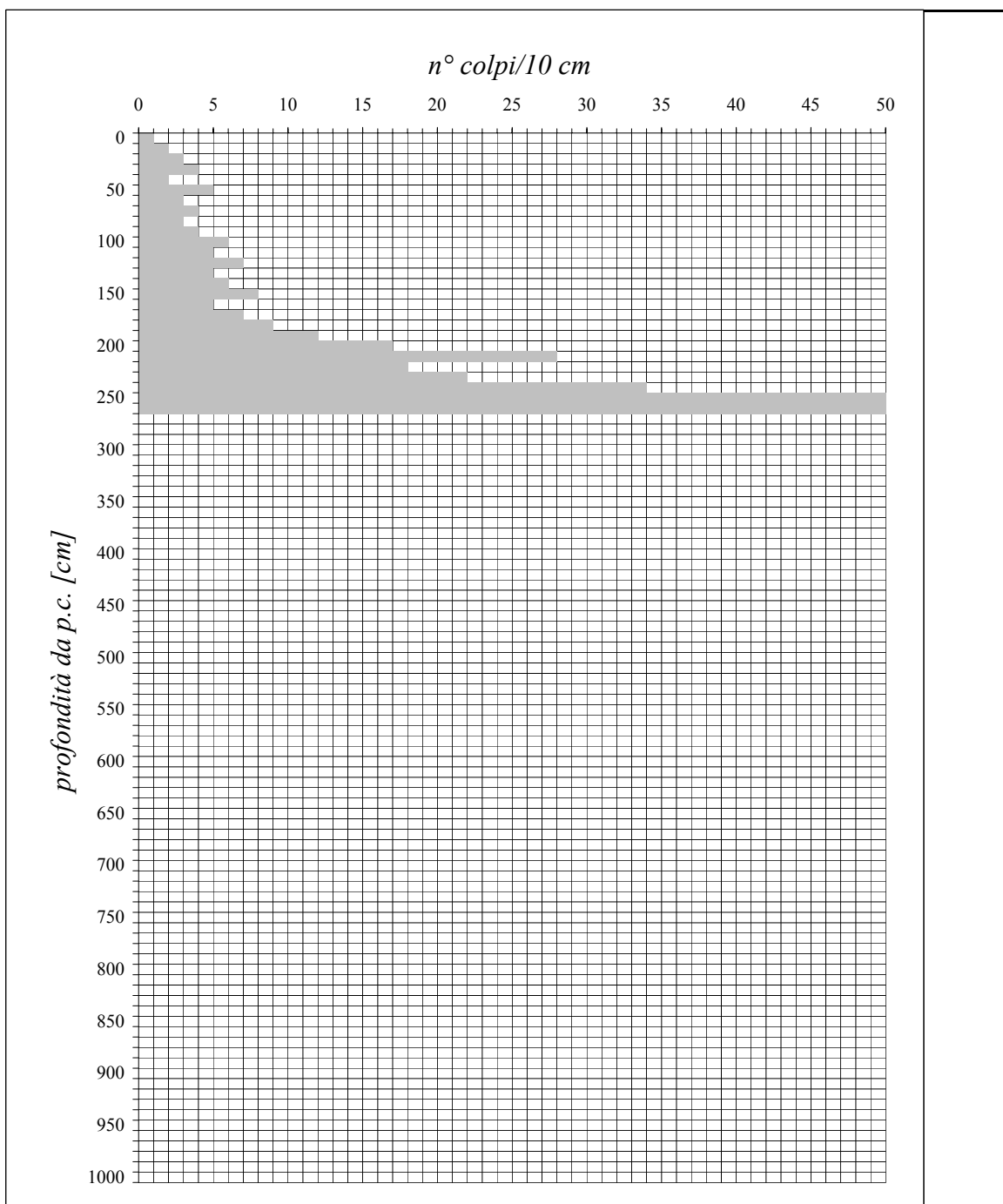
committente: **SEI S.R.L.**

località: **Piossasco (TO) - area R.c. 11 di PRGC**

falda: **non rilevata**

quota inizio: **p.c. attuale**

data: **12/07/2012**



Massa battente [Kg]	altezza di caduta [m]	Peso sistema battuta senza massa battente [Kg]	lungh. asta = m 1,0 Peso asta = 2,93 kg/m
30	0,2	13	coeff. teorico di energia Bt = Q/Qspt = 0,77

**STRATIGRAFIE DEI SAGGI GEOGNOSTICI PREGRESSI  
(LUGLIO 2012)**

Committente NOVA I.I. S.P.A. - SEI S.R.L.

Cantiere Area R.c. 11

Località Piossasco (TO)

Data Inizio 12/07/2012

Data Fine 12/07/2012



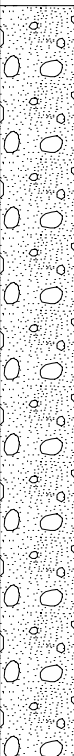
SONDAGGIO




FOGLIO

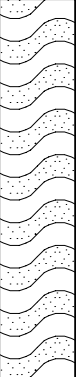


**P1**

**1/1**

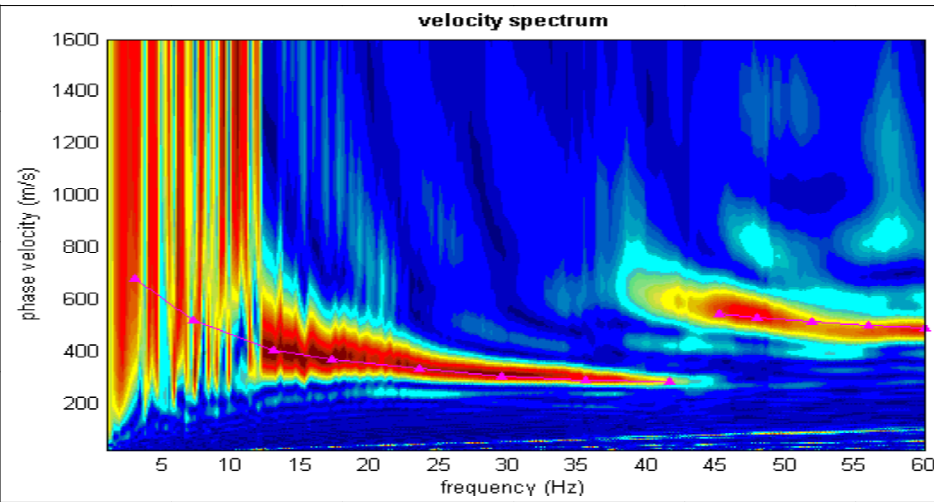
Il geologo  
**P. Campantico**

Profondita'	Stratigrafia	Descrizione	Campioni
		Terreno di coltivo sabbioso debolmente limoso di colore bruno nocciola, privo di stratificazione	0.50
0.80		Sabbia limosa debolmente argillosa color ruggine con locali screziature rossastre appena accennate, inglobante rari ciottoli alterati	<b>C1</b>
1.50		Ghiaia con ciottoli e blocchi eterometrici, poligenici, molto arrotondati ma con sfericità moderata, ricoperti da patine argillose in matrice ghiaioso minuta sabbiosa piuttosto alterata di color bruno con screziature aranciate. Nei ciottoli prevale la litologia delle pietre verdi l.s. alterate con subordinati scisti	1.50  2.50  <b>C2</b>  3.50
3.50			3.50

Profondita'	Stratigrafia	Descrizione	Campioni
		Terreno di coltivo sabbioso debolmente limoso di colore bruno nocciola, privo di stratificazione	0.50
0.80		Sabbia limosa debolmente argillosa color ruggine con screziature rossastre, inglobante rari ciottoli alterati	<b>C1</b>
2.00		Ghiaia con ciottoli e blocchi eterometrici, poligenici, molto arrotondati ma con sfericit� moderata, ricoperti da patine argillose in matrice ghiaioso minuta sabbiosa piuttosto alterata di colore bruno con screziature aranciate. Nei ciottoli prevale la litologia delle pietre verdi l.s. alterate con subordinati scisti. Presenza di blocchi sferici completamente alterati e sfatti	2.00 2.50 <b>C2</b>
3.50			3.50

Profondita'	Stratigrafia	Descrizione	Campioni
		Terreno di coltivo sabbioso debolmente limoso di colore bruno nocciola, privo di stratificazione	0.50
1.00		Sabbia limosa debolmente argillosa color ruggine con locali screziature rossastre appena accennate, inglobante rari ciottoli alterati	<b>C1</b>
1.40		Ghiaia con ciottoli e blocchi eterometrici, poligenici, molto arrotondati ma con sfericit� moderata, ricoperti da patine argillose in matrice ghiaioso minuta sabbiosa piuttosto alterata di colore bruno con screziature aranciate. Nei ciottoli prevale la litologia delle pietre verdi l.s. alterate con subordinati scisti	1.40  2.50  <b>C2</b>  3.50
3.50			3.50

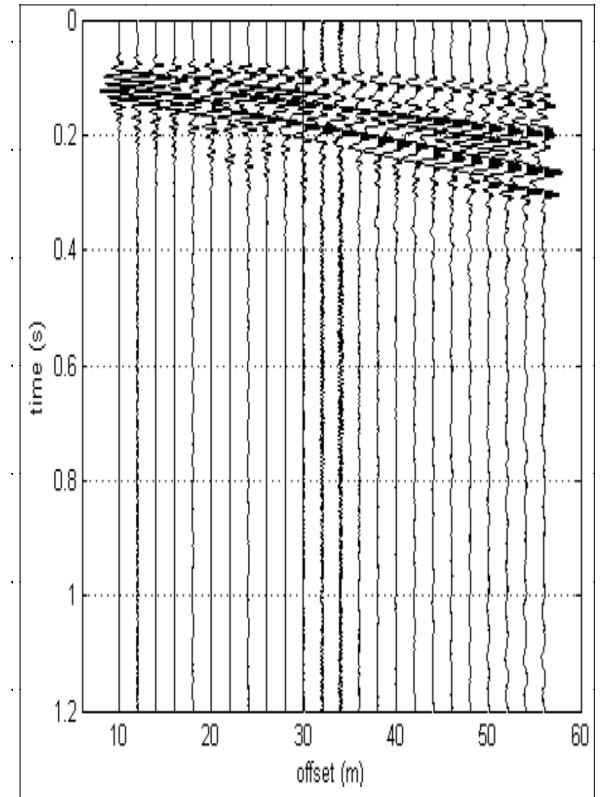
**RISULTATI DELLA PROVA MASW PREGRESSA  
(LUGLIO 2012)**



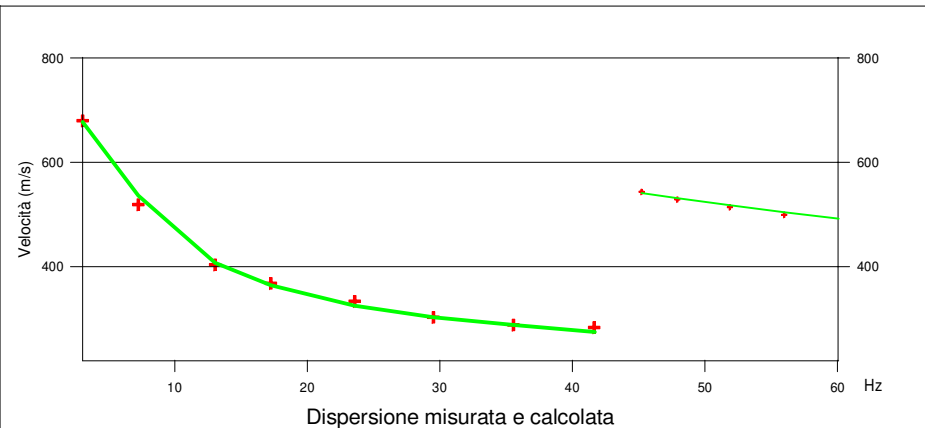
### LEGENDA

- + Curva di dispersione misurata
- / Curva di dispersione calcolata
- Velocità sismica delle onde S
- Modulo di taglio (Mpasca)
- VsX

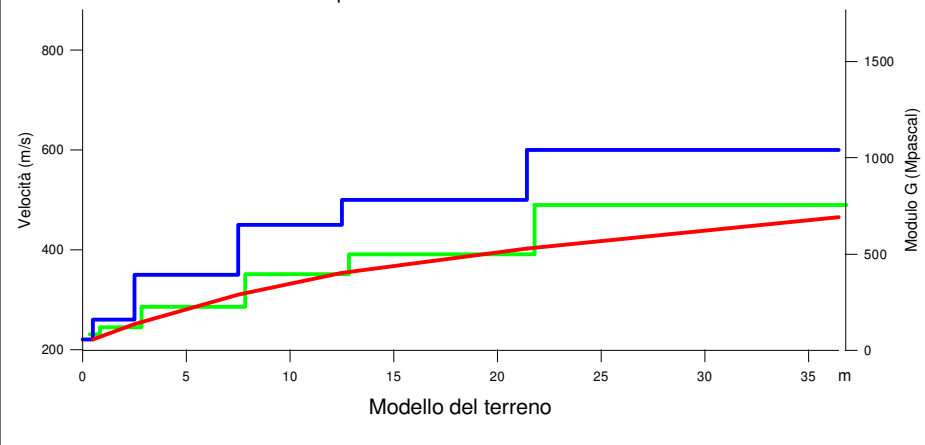
Il valore approssimato del peso di volume per il calcolo del parametro G è dato dalla formula  $D=1.5 + Vs/1000$



Sismogramma



Dispersione misurata e calcolata



Modello del terreno

### TABELLA DI CALCOLO

Da Prof.	a Prof.	Vs	Hi/Vi	VsX	G
0	.5	220	.0023	220	83
.5	2.5	260	.0077	251	119
2.5	7.5	350	.0143	309	227
7.5	12.5	450	.0111	353	395
12.5	21.4	500	.0179	403	500
21.4	36.4	600	.025	466	756

VALORE CALCOLATO VS30 = 444 m/s

## PROVA SISMICA VS30

PIOSSASCO (TO) - v. Costa angolo v. Beccaria

Studio Genovese & Associati

metodologia MASW

## VELOCITA' DELLE ONDE S

All. 2/a

Luglio 2012

genovese & associati