

Regione Piemonte  
Comune di Arignano (TO)



Cimitero Comunale - Via caduti senza croce

**PROGETTO DI ABBATTIMENTO DELLE BARRIERE  
ARCHITETTONICHE PRESSO IL CIMITERO COMUNALE:  
MODIFICA AI PERCORSI PEDONALI ESISTENTI E  
REALIZZAZIONE DI NUOVO BAGNO**

**RELAZIONE GEOLOGICA – GEOTECNICA  
(D.M. 11/03/88 – D.M. 17/01/18)**

LUGLIO 2022

Dott. Geol. Andrea Scalbi

collaborazione:  
geol. Fabrizio Laudati



*Fabrizio*

# RELAZIONE GEOLOGICA - GEOTECNICA

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

## Progetto di abbattimento delle barriere architettoniche presso il cimitero comunale: modifica ai percorsi pedonali esistenti e realizzazione di nuovo bagno

### INDICE:

<b>1. PREMESSA .....</b>	<b>2</b>
<b>2. INQUADRAMENTO NORMATIVO E PERICOLOSITÀ GEOMORFOLOGICA.....</b>	<b>3</b>
<b>3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO .....</b>	<b>4</b>
3.1 STRATIGRAFIA DI DETTAGLIO .....	5
3.2 ASSETTO IDROGEOLOGICO .....	6
<b>4. CARATTERIZZAZIONE SISMICA LOCALE.....</b>	<b>6</b>
4.1 PERICOLOSITÀ DI RIFERIMENTO PER IL TERRITORIO NAZIONALE E REGIONALE .....	6
4.2 DEFINIZIONE DELLA PERICOLOSITÀ SISMICA DI PROGETTO.....	7
4.3 VERIFICA A LIQUEFAZIONE .....	9
<b>5. RAPPORTO GEOTECNICO .....</b>	<b>9</b>
<b>6. CONCLUSIONI .....</b>	<b>15</b>

## 1. PREMESSA

Lo studio 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 alle Norme Tecniche per le Costruzioni", mirante a verificare le caratteristiche geologico-geotecniche del lotto sito Poirino (TO) - Cascina San Giannetto, interessato dal **Progetto di abbattimento delle barriere architettoniche presso il cimitero comunale di Arignano (via caduti senza croce): modifica ai percorsi pedonali esistenti e realizzazione di nuovo bagno.**

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

- caratterizzazione geomorfologica, geologica, sismica ed idrogeologica dell'area;
- caratterizzazione geotecnica dei terreni;
- individuazione delle problematiche geologico-geotecniche connesse alla realizzazione delle opere e verifica di alcune soluzioni fondazionali;

La campagna d'indagine geognostica (luglio 2022) si è espletata mediante l'esecuzione di **n.1 prova penetrometrica dinamica continua** mediante penetrometro PAGANI tipo "Meardi AGI" con massa battente da 73,5 kg e 0,75 m.



*Documentazione fotografica: prova penetrometrica dinamica*

## 2. INQUADRAMENTO NORMATIVO E PERICOLOSITÀ GEOMORFOLOGICA

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 sito di progetto.**



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

Come si evince dalla Carta di sintesi della pericolosità geomorfologica e della idoneità all’utilizzazione urbanistica allegata al P.R.G.C. vigente l’area di indagine si pone all’interno di un areale ascrivito alla **Classe IIb** indicata come “*Porzioni di territorio collinari caratterizzati da acclività medio moderata, dove le condizioni di moderata pericolosità geomorfologica possono essere agevolmente superate attraverso l’adozione di modesti accorgimenti ... omissis ... gli interventi sia pubblici che privati sono di norma consentiti nel rispetto delle prescrizioni del D.M. 11/03/88*”.

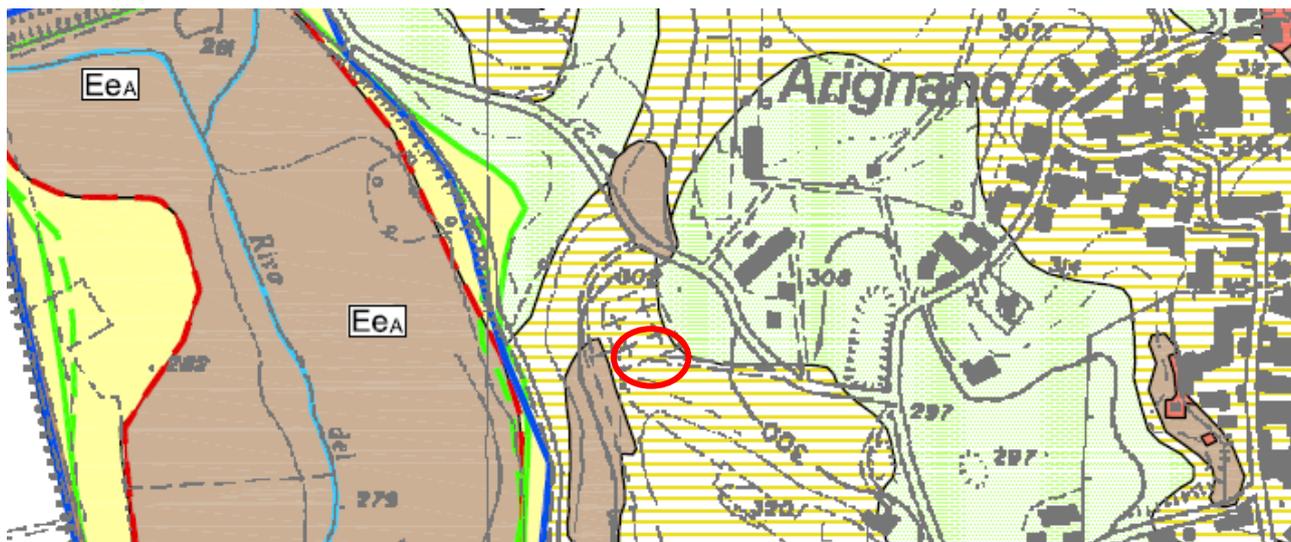
**Gli interventi in progetto sono pertanto compatibili con la classe di pericolosità di piano regolatore.**

**CLASSE II**

B - Settori collinari caratterizzati da acclività medio/moderata



B - Ogni nuovo Intervento deve essere preceduto da uno studio geologico di dettaglio che illustri le caratteristiche geomorfologiche, le condizioni di stabilità dell’area ed individui, ove necessario, le soluzioni di mitigazione a livello di progetto esecutivo



Carta di sintesi - PRGC

### 3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO

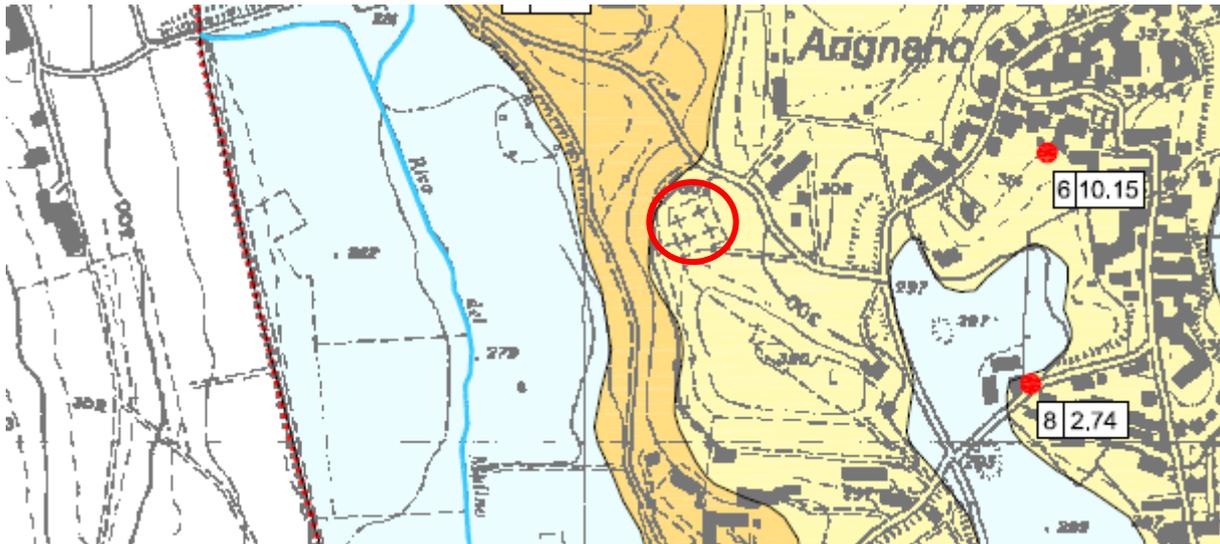
Dal punto di vista geologico-regionale l'area si localizza all'interno della propaggine più settentrionale del Bacino Terziario Piemontese, costituito da una successione di depositi marini (sabbie, silts ed argille) e noto in letteratura come Bacino Plio-Pleistocenico di Asti.

Il dominio stratigrafico e strutturale di questo settore, che si estende a Sud della Collina di Torino, è rappresentato da depositi sabbioso/limosi generalmente di colore giallo, con bancate  $\square$  sciolte, a luoghi arenacee (Pliocene con facies di "Astiano"), passanti in profondità a più antichi depositi siltoso/argillosi (Pliocene con facies di "Piacenziano"), immergenti verso SSE con bassi angoli di inclinazione ( $5^\circ \div 10^\circ$ ). In particolare nell'area in esame sono presenti in affioramento depositi marini sabbiosi Pliocenicici.

Nel dettaglio l'area cimiteriale si colloca nelle vicinanze del contatto stratigrafico tra i depositi sabbiosi e i sottostanti depositi siltoso argillosi.

Tali dati sono desunti dall'osservazione di affioramenti sul terreno e dai dati disponibili in letteratura geologica: Carta Geolitologica allegata alla variante generale del P.R.G.C. e note illustrative del Foglio 56 (Torino) della Carta Geologica d'Italia a scala 1:100.000.

	Sabbie di Asti (Pliocene Inferiore)	Sabbie fossilifere e subordinate ghiaie minute e silts	Rocce pseudo-coerenti con elevato grado di addensamento e locale cementazione carbonatica. Caratteristiche da buone a scadenti	Da mediamente a scarsamente permeabili
	Argille azzurre (Pliocene inferiore)	Argille, silts e silts argillosi fossiliferi	Rocce pseudo-coerenti, notevolmente addensate. Caratteristiche da buone a scadenti	Impermeabili



Carta geologica - PRGC

### 3.1 Stratigrafia di dettaglio

La ricostruzione litostratigrafica superficiale è stata effettuata sulla base dei risultati della prova penetrometrica dinamica continua eseguita con penetrometro PAGANI tipo Meardi AGI – a massa battente da 73 kg e altezza di caduta 0,75 m. La prova penetrometrica dinamica consiste nell’infingere 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 0,75 m un maglio di peso pari a 73 kg e contando i colpi necessari per la penetrazione di ciascun tratto di 0,30 m (N’): per la parametrizzazione geotecnica tali valori verranno poi normalizzati al termine NSPT della resistenza penetrometrica standard in base al rapporto di energia esistente, pari a  $NSPT = N' \times 1,50$ .

La successione stratigrafica può essere schematizzata nel seguente modo:

da p.c. a 1,2 m	depositi sabbiosi prodotto del rimaneggiamento della copertura eluvio-colluviale. Si tratta di terreni sciolti e con modesto grado di addensamento (< 30%); non coesivi e resistenza penetrometrica pari a $N_{30} = 5 \div 6$ colpi/piede.
Da -1,2 a -6,5 m	orizzonte costituito da depositi sabbiosi addensati, poco coesivi, ai quali si attribuisce una resistenza penetrometrica $N_{30} = 13 \div 14$ colpi/piede.
Da -6,5 a -7,5 m	orizzonte costituito da depositi sabbiosi moderatamente addensati, poco coesivi, ai quali si attribuisce una resistenza penetrometrica $N_{30} = 7 \div 9$ colpi/piede
oltre 7,5 m	substrato argilloso/limoso da moderatamente a molto addensato, mediamente coesivo al quale si attribuisce una resistenza penetrometrica $N_{30} > 15 \div 20$ colpi/piede.

### 3.2 Assetto idrogeologico

Dal punto di vista idrogeologico generale la falda freatica superficiale si riscontra all'interfaccia tra i depositi siltoso/argillosi (Pliocene in facies "Piacenzian") che costituiscono la base dell'acquicluda e i sovrastanti depositi sabbioso/limosi (Pliocene con facies di "Astiano") che formano il corpo idrico di immagazzinamento dell'acqua.

In genere tale superficie di contatto è inclinata verso Sud, ricalcando l'andamento geologico generale di questa porzione della Collina di Torino, di circa 10°.

**Nel corso delle prove penetrometriche è stata riscontrata la presenza di acqua a circa 8,00÷9,00 metri di profondità. La falda pertanto non interferisce con gli interventi in progetto.**

## 4. CARATTERIZZAZIONE SISMICA LOCALE

### 4.1 Pericolosità di riferimento per il territorio nazionale e regionale

- Ordinanza del P.C.M. n° 3274 del 20/03/2003 che emana i "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione del territorio nazionale e di normative tecniche (G.U. n.105 del 08/05/2003).
- Ordinanza del P.C.M. n° 3519 del 28/04/2006 che emana i "criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone (G.U. n.108 del 11/05/2006)".

Con le ordinanze sopra riportate tutti i comuni italiani sono stati classificati in 4 categorie sismiche, indicative del loro rischio sismico, calcolato in base alla PGA (Peak Ground Acceleration, cioè il picco di accelerazione al suolo) e per frequenza e intensità degli eventi.

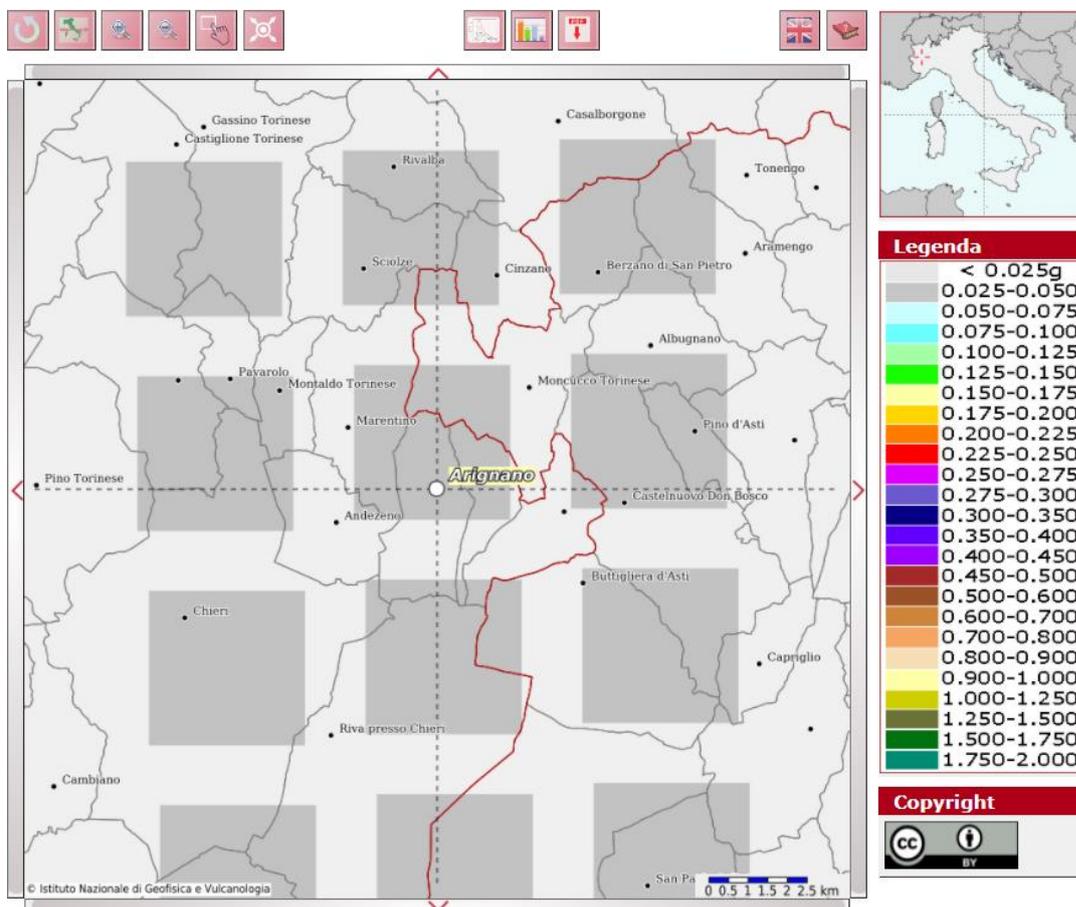
Sulla base della D.G.R. n. 6-887 del 30 dicembre 2019 "OPCM 3519-2006 Presa d'atto a approvazione dell'aggiornamento della classificazione sismica del territorio della Regione Piemonte di cui al DGR del 21/05/2014 n.65-7656" il **territorio comunale di Arignano ricade in zona sismica 4** (Zona con pericolosità sismica molto bassa)

Zona sismica	Descrizione	accelerazione con probabilità di superamento del 10% in 50 anni [ag]	accelerazione orizzontale massima convenzionale (Norme Tecniche) [ag]	numero comuni con territori ricadenti nella zona (*)
4	E' la zona meno pericolosa, dove i terremoti sono rari ed è facoltà delle Regioni prescrivere l'obbligo della progettazione antisismica.	$a_g \leq 0,05 \text{ g}$	0,05 g	1.982

Tabella delle Zone Sismiche in Italia - Ordinanza del PCM n. 3519/2006

Sulla base delle mappe interattive dell'INGV, l'area in esame è inseribile nella fascia distinta da un valore di accelerazione sismica orizzontale  $a_g$  riferito a suoli rigidi caratterizzati da  $V_{s30} > 800$  m/s compreso tra 0,025 g e 0,050 g (valori riferiti ad una probabilità di superamento del 10% in 50 anni).

### Modello di pericolosità sismica MPS04-S1



Mappe interattive INGV - <http://esse1-qis.mi.ingv.it/>

## 4.2 Definizione della pericolosità sismica di progetto

### Categoria di sottosuolo

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto si può fare riferimento a un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio. In riferimento al D.M. 17 Gennaio 2018 "Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni", indagini sismiche eseguite nelle immediate vicinanze del lotto in esame e nel medesimo cointesto geolitologico consentono di inquadrare il sedime nell'ambito della **categoria di profilo stratigrafico del suolo di fondazione di tipo C**: "Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s."



dati di input sopra riportati, si ottengono in forma tabellare i seguenti parametri e coefficienti sismici, riferiti allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV):

#### caratterizzazione sismica locale

- $a_g$  = accel. orizz. max attesa su sito di riferimento rigido = 0,043 m/s<sup>2</sup>
- $S_s$  = amplificazione stratigrafica = 1,50
- $S_t$  = amplificazione topografica = 1,00
- $a_{max}$  = accelerazione orizzontale massima attesa al sito = 0,636 m/s<sup>2</sup> < 0,1g
- $\beta_s$  = coefficiente di riduzione dell'accelerazione max attesa al sito = 0,200
- $K_h$  = coefficiente per le azioni sismiche orizzontali = 0,013
- $K_v$  = coefficiente per le azioni sismiche verticali = 0,006

### 4.3 Verifica a liquefazione

**La verifica a liquefazione non risulta necessaria** in quanto - con riferimento al punto 2 dell'art. 7.11.3.4.2 "Esclusione dalla verifica a liquefazione" del D.M. 17 Gennaio 2018 "Aggiornamento alle Norme Tecniche per le Costruzioni" - l'accelerazione massima attesa al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) *risulta minore di 0,1 g*.

#### 7.11.3.4.2 Esclusione della verifica a liquefazione

La verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

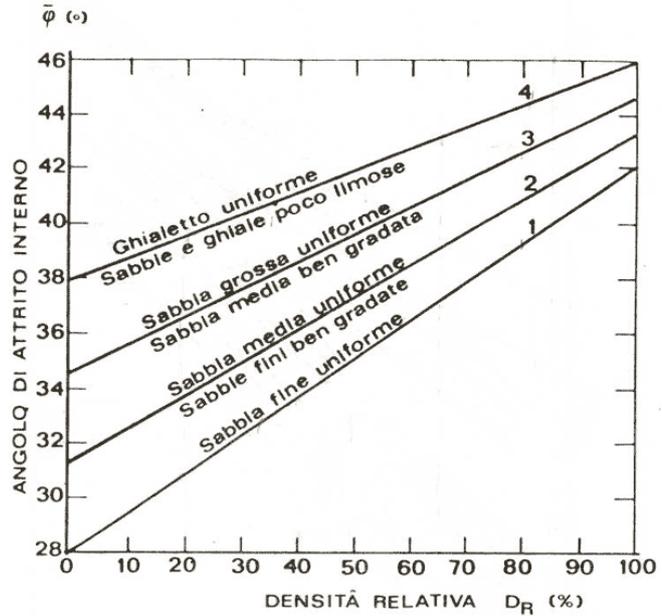
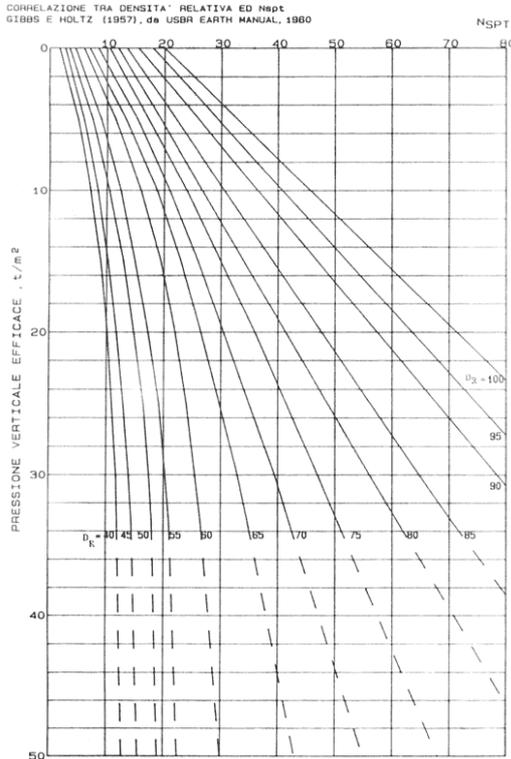
1. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g;
2. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
3. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata  $(N_1)_{60} > 30$  oppure  $q_{c1N} > 180$  dove  $(N_1)_{60}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e  $q_{c1N}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
4. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Fig. 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c < 3,5$  e in Fig. 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c > 3,5$ .

*Estratto da D.M. 17/01/2018 – art. 7.11.3.4.2 – Esclusione della verifica a liquefazione*

## 5. RAPPORTO GEOTECNICO

Sulla base delle osservazioni di campagna e dei risultati delle indagini geognostiche condotte nei medesimi termini formazionali, tenuto conto delle indicazioni della letteratura specifica, si è proceduto ad una parametrizzazione geotecnica degli orizzonti costituenti la parte di sottosuolo influenzata, direttamente o indirettamente, dagli interventi in progetto. Si è ritenuto quindi corretto definire "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: per le correlazioni tra il parametro NSPT e la densità relativa ( $D_r$  %) sono state prese in considerazione le soluzioni proposte da Terzaghi-Peck (1948), Gibbs-Holtz (1957) e Bazaraa (1967), mentre per le correlazioni NSPT/ $\phi'$  e  $D_r\%/\phi'$

si è fatto riferimento ai lavori di De Mello (1971), Schmertmann (1978), Road Bridge Specification, Japanese Nat. Railway, Burmister (1948), Hough (1957), Yamaguchi et al. (1977).



	ORIZZONTE 1	ORIZZONTE 2	ORIZZONTE 3	ORIZZONTE 4
profondità:	-1,2 m	-6,5 m	-7,5 m	> 7,5m
$\lambda$ [kN/m <sup>3</sup> ]	18	18	18	19
$\varphi$ =	29	34	32	38
$D_r$ [%]	53.1	57.2	33.7	79.7
$E_y$ [kg/cm <sup>2</sup> ]=	78.5	175.8	82	204
$N_{30}$ =	5	15	7	28
$N_{spt}$ =	7	22	10	42

### 5.1 Tipologie fondazionali e capacità portante

Per una valutazione della capacità portante delle nuove strutture di fondazione sono state nel seguito verificate soluzioni fondazionali dirette continue di tipo nastriforme di larghezza  $B = 0,8 \div 1,2 \div 1,5$  m e di lunghezza  $L \gg B$ , e di tipo platea di dimensioni 3,0 x 4,0 m m 3,0 x 5,0 m immorsate, entro l'ORIZZONTE 1, ad una profondità di circa -1,0 m. La valutazione della capacità portante limite ed ammissibile del terreno è stata verificata utilizzando il metodo di verifica **D.M. 17/01/2018** nei confronti degli **stati limite ultimi(SLU)**, introducendo i fattori correttivi per l'azione sismica.

In particolare è stato preso in considerazione

- **Approccio 2 (A1+M1+R3)** in cui le azioni di progetto in fondazione derivano da un'unica analisi strutturale svolta impiegando i coefficienti parziali del gruppo A1, i coefficienti parziali sui parametri di resistenza del terreno (M1) sono unitari e la resistenza globale del sistema è ridotta tramite i coefficienti  $\gamma_R$  del gruppo R3.

Sulla base delle previste azioni di progetto, si è proceduto al calcolo della capacità portante del terreno introducendo i coefficienti correttivi del termine M (M2): 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  $R_d$ ).

Come precedentemente accennato, si è inoltre proceduto ad inserire nei calcoli i fattori correttivi per l'azione sismica, tenendo in considerazione la "pericolosità sismica di base" del sito in esame: 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.

I calcoli sono stati effettuati utilizzando il software DOLMEN: 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 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:

$$R_d \geq V_d$$

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:

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

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

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

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

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

$i_q$  e  $i_c$  sono i fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a L'

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

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

$i_q$ ,  $i_c$  e  $i_\gamma$  sono i fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a B'

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

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

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

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:

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

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

$$z_\gamma = z_q$$

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:

**Approccio 2 (A1+M1+R3)**

	Q <sub>lim.</sub> (kPa)	Rd (kPa)
	M1	M1+R3
nastriforme B = 0,8 m	310	135
nastriforme B = 1,0 m	343	150
platea 3,0 x 4,0 m	561	244
platea 3,0 x 5,0 m	577	252

Come già anticipato, le azioni di progetto Ed (ridotte dai relativi coefficienti del gruppo A) dovranno risultare inferiori ai valori di Rd sopra indicati.

I valori di Rd 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 delle prove penetrometriche dinamiche. 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  $z$ :

$$I_C = \frac{1.706}{N_{AV}^{1.4}}$$

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  $N_{AV} = 7$  **ipotizzando un piano delle fondazioni ad una profondità di circa -2,0 m**

Il parametro  $N_{AV}$  che rappresenta la media "conservativa" dei valori  $N_{SPT}$  all'interno della profondità significativa  $z$  (funzione del lato della fondazione). Per contenere i cedimenti differenziali su valori accettabili per la stabilità della struttura, si è imposto un cedimento massimo ammissibile nell'immediato ( $S_{imm}$ ) e dopo 15 anni dall'applicazione del carico ( $S_{max}$ ) inferiore a  $25 \div 40$  mm (Terzaghi e Peck, 1967).

La verifica ha fornito i seguenti valori limite dell'effetto delle azioni  $C_d$  (portata ammissibile ai cedimenti):

PORTANZA AMMISSIBILE VERIFICATA AI CEDIMENTI

Tipologia fondazionale	$S_{imm}$ (mm)	$S_{max}$ (mm)	$C_d$ (kPa)	<b><math>C_d</math> (kg/cm<sup>2</sup>)</b>
nastriforme $B = 0,8$ m	18,1	27,1	135	<b>1,4</b>
nastriforme $B = 1,0$ m	19,7	29,6	128	<b>1,3</b>
platea $3,0 \times 4,0$ m	18,9	28,3	80	<b>0,8</b>
platea $3,0 \times 5,0$ m	19,6	29,4	78	<b>0,8</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 compresi fra  **$0,8 \div 1,4$  kg/cm<sup>2</sup>**.

## 6. CONCLUSIONI

**L'esame condotto nei capitoli precedenti permette quindi di esprimere un giudizio positivo circa la fattibilità geologico-geotecnica degli interventi in progetto, presa visione dei vincoli di PRG illustrati.**

- Gli interventi in progetto risultano compatibili con i vincoli di PRGC.
- Classificazione sismica: Area ascritta alla Zona Sismica 4 (PCM n. 3519/2006 - D.G.R. n. IX/2616) a bassa pericolosità con categoria di sottosuolo C e categoria topografica T1.
- La verifica a liquefazione non risulta necessaria - con riferimento al punto 2 dell'art. 7.11.3.4.2 "Esclusione dalla verifica a liquefazione" del D.M. 17 Gennaio 2018 "Aggiornamento alle Norme Tecniche per le Costruzioni"
- Le caratteristiche geotecniche dei terreni rilevati sono compatibili con la realizzazione di fondazioni di tipo diretto fino alla massima pressione di circa **0,8÷1,4 kg/cm<sup>2</sup>**

**L'esame condotto nei capitoli precedenti permette quindi di esprimere un giudizio positivo circa la fattibilità geologico-geotecnica degli interventi in progetto, presa visione dei vincoli illustrati.**

Cambiano (TO), luglio 2022

il tecnico incaricato:

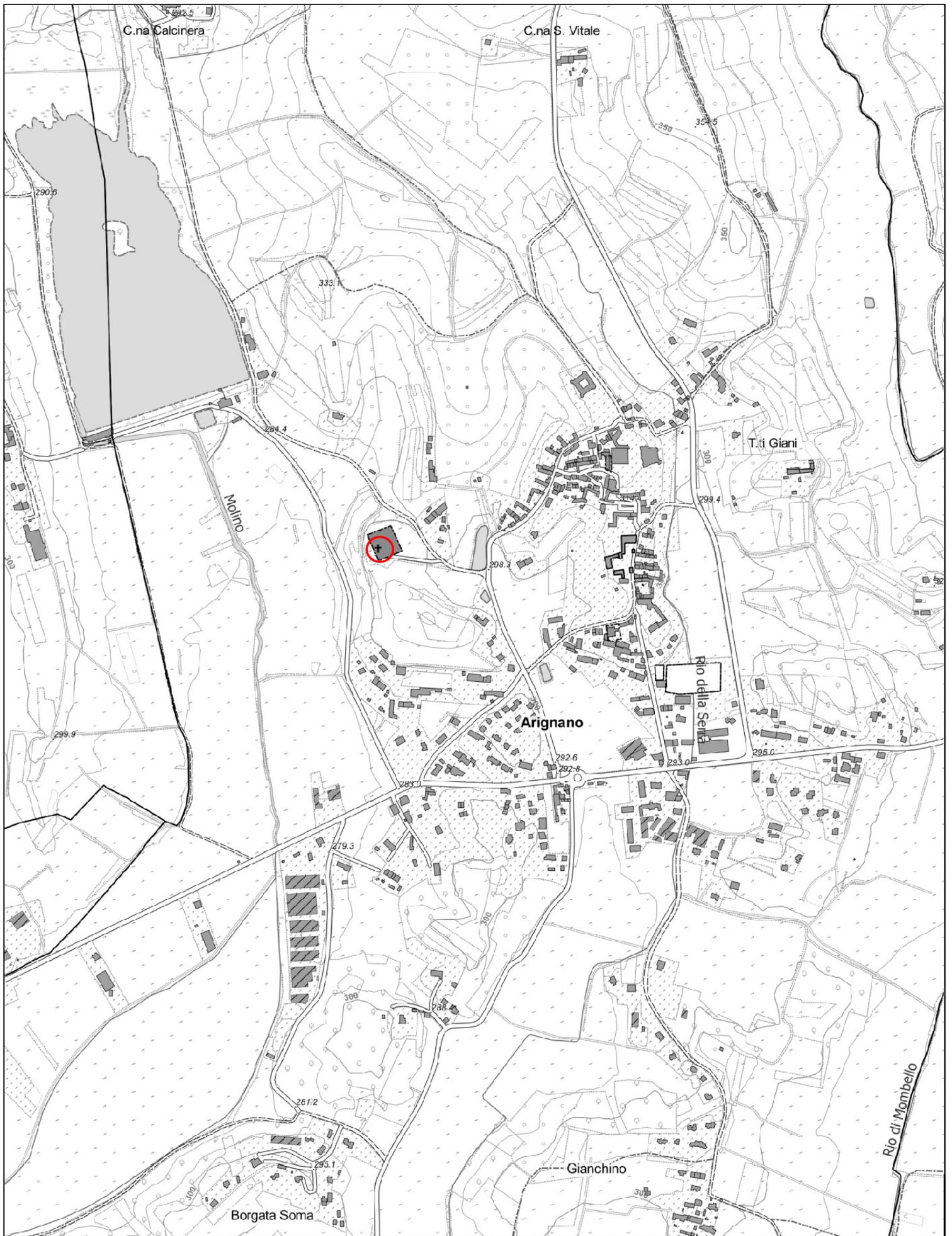
geol. Andrea Scalbi

**GOLA SCALBI**  
GEOLOGICAL GROUP

collaboratore:

geol. Fabrizio Laudati

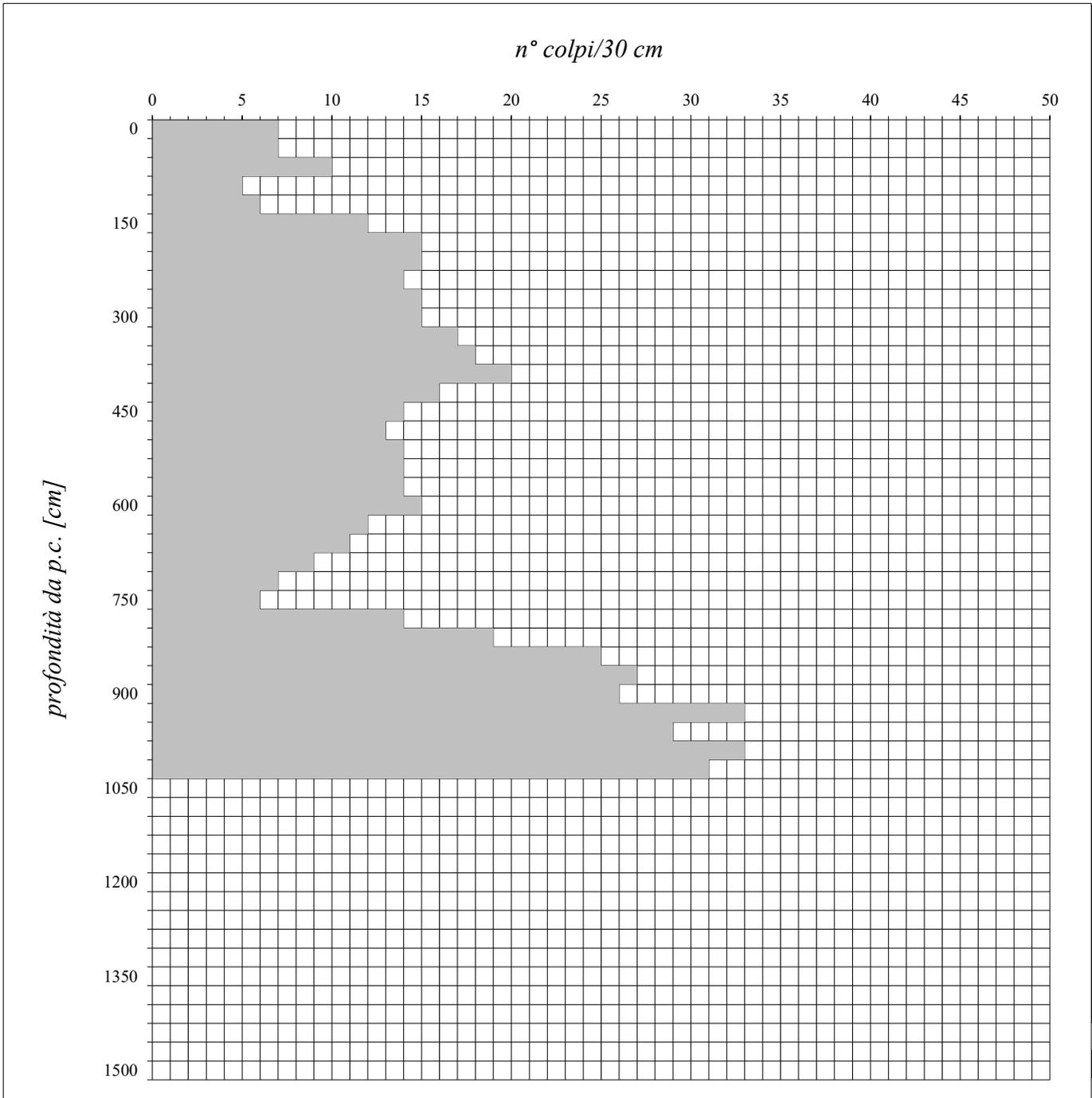




COROGRAFIA GENERALE - scala 1:10.000  
Estratto Carta CTR, REGIONE PIEMONTE - sezione n. 156150

**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA**  
**Penetrometro dinamico pesante DPSH Meardi AGI**

<i>prova n°:</i>	<b>DPSH1</b>	<i>data:</i>	<b>03/08/2022</b>
<i>località:</i>	<b>Arignano - Via caduti senza croce</b>	<i>falda:</i>	<b>umidità rilevata a -9,0 m</b>
<i>quota inizio:</i>	<b>p.c.</b>		



Massa battente [Kg]	altezza di caduta [m]	punta conica diametro di base 51 mm	registrazione num. colpi ogni 0,30 m (N <sub>30</sub> )
73	0.75	angolo di apertura 60°	coeff. teorico di energia N <sub>SPT</sub> = N <sub>30</sub> x 1,50