

COMUNE DI CUSANO MILANINO
PROVINCIA DI MILANO

REALIZZAZIONE DI NUOVO FABBRICATO
DESTINATO AD ATTIVITA' RECREATIVE
ALL'INTERNO DEL PARCO MATTEOTTI

PROGETTO DEFINITIVO/ESECUTIVO

PROPRIETA':

COMUNE DI CUSANO MILANINO
Piazza Martiri di Tienanmen, 1
20095 - Cusano Milanino (MI)

AGGIORNAMENTI:

DATA:

1		
2		
3		

ELAB.:

GEO

SCALA:

-

DATA:

DICEMBRE 2017

OGGETTO:

RELAZIONE GEOTECNICA

RTP:



PROGETTAZIONE E SERVIZI
PER L'ARCHITETTURA E L'INGEGNERIA

20029 TURBIGO (MI), VIA PAOLO TATTI 5
TEL. 0331 871699 - FAX. 0331 890689

e-mail: info@arinstudio.it

web: www.arinstudio.it

PROGETTAZIONE ARCHITETTONICA:

DOTT. ING. LUIGI PAOLINO (mandatario)

PROGETTAZIONE STRUTTURALE E IMPIANTI:

DOTT. ING. MARCO CAGELLI (mandante)

COORDINAMENTO SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

DOTT. ING. MARCO CAGELLI

ARCH. MARCO FERRARI (mandante)

20029 TURBIGO (MI), VIA MONTE NERO, 1

GEOL. ALBERTO VENEGONI (mandante)

20023 CERRO MAGGIORE (MI), VIA PIETRO MICCA, 11



STUDIO VENEGONI
DOTT. ALBERTO VENEGONI - GEOLOGO
ORDINE DEI GEOLOGI DELLA LOMBARDIA N.410

A.C. CUSANO MILANINO

Piazza Martiri di Tienamen, 1

**REALIZZAZIONE DI NUOVO FABBRICATO DESTINATO AD
ATTIVITÀ RICREATIVE ALL'INTERNO DEL PARCO MATTEOTTI**



RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA

ai sensi delle NTC08 - D.M. 14/01/2008



3117	DIC/2017	00	Dott. Simone ANZINI	Dott. Alberto VENEGONI
COMM.	DATA	REV.	REDATTO	APPROVATO

Uff.: via P. Micca, 11 - 20023 Cerro Maggiore (MI)
tel. 0331/421.978 - fax. 0331/1688636 – E-mail: studiovenegoni@soilwater.it
Dom. Fisc.: via del Chisso, 18/4 - 21052 Busto Arsizio (VA)
p. I.V.A. 02047640129 - C.F. VNG LRT 53P22 B300H

SOMMARIO

1	PREMESSA, SCOPO E QUANTITA' DI LAVORO	4
2	ELABORAZIONE DEL MODELLO GEOLOGICO.....	5
2.1	Inquadramento geografico.....	5
2.2	Inquadramento Geologico e geomorfologico.....	5
2.3	Inquadramento geolitologico	6
2.4	Inquadramento geomorfologico	7
2.5	Inquadramento geopedologico	7
2.6	Caratteristiche geotecniche dei terreni.....	7
2.7	Inquadramento Idrogeologico	8
2.8	Piezometria.....	9
2.9	Vincoli.....	10
2.10	Fattibilità geologica	11
3	ELABORAZIONE DEL MODELLO GEOTECNICO.....	12
3.1	Caratteristiche dell'area e delle opere in progetto.....	12
3.2	Inquadramento delle opere in progetto ai fini della valutazione della sicurezza.....	13
3.3	Applicabilità delle Verifiche alle Tensioni Ammissibili	14
3.4	Prove S.C.P.T. (Standard Cone Penetration Test) - Modalità esecutive	14
3.5	Risultati delle indagini S.C.P.T.	15
4	CALCOLO DELL'AZIONE SISMICA.....	18
5	CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE.....	19
5.1	Determinazione dei parametri geotecnici.....	19
5.2	Calcolo della pressione limite	19
5.2.1	Fondazioni tipo PLINTO.....	19
5.2.2	Fondazioni tipo TRAVE.....	22
6	STIMA DELLE PROPRIETA' MECCANICHE DEI TERRENI.....	24
6.1	Stima del Modulo di Young	24



6.2	Stima del Coefficiente di Poisson.....	25
6.3	Stima del Coefficiente di Winkler (costante di sottofondo).....	25

Tabelle

Tabella 3-1 – Parametri geotecnici di riferimento	17
Tabella 5-1 – Caratteristiche geometriche delle fondazioni	19
Tabella 5-2 – Valutazione della capacità portante del terreno – fondazione tipo PLINTO.....	21
Tabella 5-2 – Valutazione della capacità portante del terreno – fondazione tipo TRAVE.....	24
Tabella 7-1 – Stima del modulo di Young.....	24
Tabella 7-2 - Stima del coefficiente di Poisson	25
Tabella 7-3 - Stima del coefficiente di Vinkler	26

Figure nel testo

Figura 2-1 – Stralcio della CTR (Scala 1:10.000) – Sezione B6b1	5
Figura 2-2 – Stralcio della Tav.1 – Carta geolitologica (PGT di Cusano Milanino)	6
Figura 2-3 - Stralcio della Tav.2 – Carta degli elementi geotecnici e pedologici e della pericolosità sismica (PGT di Cusano Milanino)	8
Figura 2-4 – Stralcio della Carta Idrogeologica (PGT di Cusano Milanino)	9
Figura 2-5 - Stralcio della Carta dei Vincoli (PGT di Cusano Milanino).....	10
Figura 2-6 - Stralcio della Carta dei Vincoli (PGT di Cusano Milanino).....	10
Figura 2-7 - Stralcio della Carta della Fattibilità geologica (PGT di Cusano Milanino)	11
Figura 3-1 – Vista aerea dell’area (fonte: Google Earth)	12
Figura 3-2 - Stato dell’area - Novembre 2017	12
Figura 3-3 – Nuova zonazione sismica della Regione Lombardia	13
Figura 3-4 – Ubicazione della prova penetrometrica SCPT1 su stralcio Aerofotogrammetrico comunale.....	15
Figura 3-5 – Stati di addensamento per terreni a grana grossolana (Bernardi, 2009).....	16
Figura 3-6 – Individuazione delle unità geotecniche e piano di posa (tratteggio rosso).....	17

ALLEGATI

- 1. PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE SCPT**
- 2. CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE**



1 PREMESSA, SCOPO E QUANTITA' DI LAVORO

L'AMMINISTRAZIONE COMUNALE DI CUSANO MILANINO (MI), ha incaricato l'ATP fra i professionisti ing. Luigi Paolino, dott. Alberto Venegoni e arch. Marco Cagelli per la redazione del progetto preliminare/definitivo e esecutivo per la **REALIZZAZIONE DI NUOVO FABBRICATO DESTINATO AD ATTIVITA' RICREATIVE ALL'INTERNO DEL PARCO MATTEOTTI in comune di Cusano Milanino (MI)**.

In particolare, per le prestazioni specialistiche di competenza, il dott. **ALBERTO VENEGONI**, geologo, e incaricato della redazione della relazione **geologica/geotecnica**.

Per la definizione del **modello geotecnico del terreno** sono state eseguite le seguenti indagini:

- **n. 1 prova penetrometrica dinamiche S.C.P.T.**, eseguita in data **16/11/2017**, spinta sino al rifiuto alla penetrazione:

Prova	Profondità raggiunta (m da p.c.)
S.C.P.T. 1	5,1

Sulla base dei risultati delle indagini, delle osservazioni di campagna e delle elaborazioni effettuate si è pervenuti alla **caratterizzazione geotecnica dei materiali costituenti il sottosuolo**, alla **valutazione della capacità portante del terreno di fondazione** dell'opera in progetto al fine di fornire al Progettista gli elementi per verificarne la compatibilità con i carichi previsti, in accordo con le **NTC 2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni"** contenute nel **D.M. 14/01/2008** e le **"istruzioni per l'applicazione delle NTC di cui al D.M. 14 Gennaio 2008"** pubblicate con **Circolare n.617 del 02/02/09** sulla **Gazzetta Ufficiale n.47 del 26 Febbraio 2009**.

In particolare, sulla base dei dati progettuali forniti dal Progettista e delle caratteristiche dell'opera, nel presente documento viene calcolata la resistenza di progetto R_d mediante la verifica alle tensioni ammissibili ai sensi del **Punto 2.7 del D.M. 14/01/2008**, applicabile alle **costruzioni di tipo 1 e 2 e Classe d'uso I e II, limitatamente a siti ricadenti in Zona 4**.

Per tali verifiche, relativamente alle opere e i sistemi geotecnici, è ammesso fare riferimento alle norme tecniche di cui al D.M. LL. PP. 11.03.88.

Inoltre, in assenza di specifiche prove di laboratorio, verranno empiricamente calcolati i principali parametri geotecnici.



2 ELABORAZIONE DEL MODELLO GEOLOGICO

2.1 Inquadramento geografico

L'area in esame si ubica nella porzione Sud-occidentale del territorio comunale di Cusano Milanino, in una porzione destinata a parco pubblico denominata "Parco Matteotti".

L'ambito di riferimento è quello dell'alta pianura lombarda, caratterizzata dalla forte urbanizzazione tipica dell'hinterland milanese.

L'area si inserisce nel tessuto urbano comunale, nelle vicinanze del torrente Seveso.

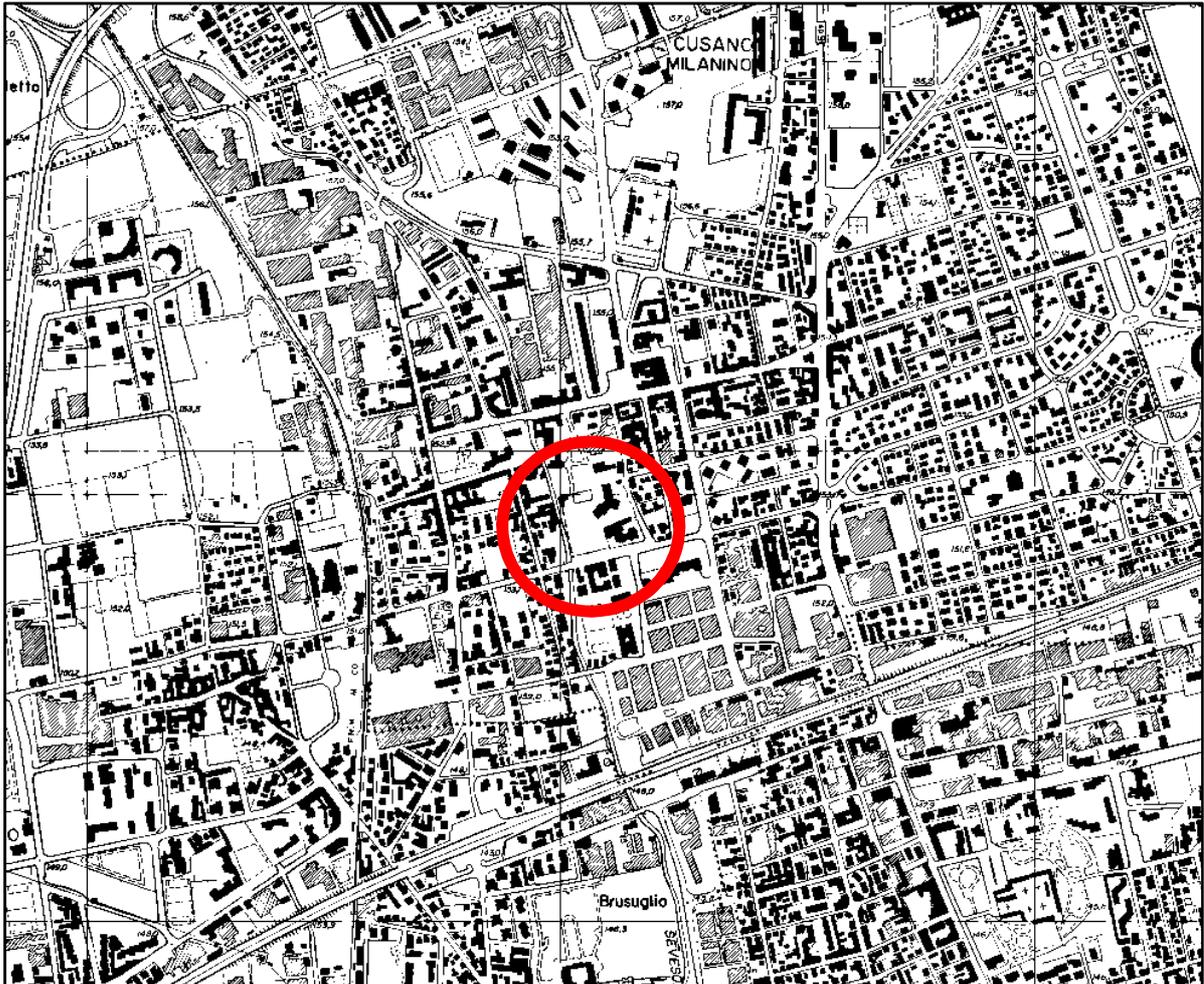


Figura 2-1 – Stralcio della CTR (Scala 1:10.000) – Sezione B6b1

2.2 Inquadramento Geologico e geomorfologico

L'analisi che ha interessato l'ambito territoriale di sviluppo del progetto nel territorio comunale di Cusano Milanino ed si è avvalsa dei documenti disponibili in letteratura e della cartografia esistente, integrati con l'ausilio della fotointerpretazione e di rilievi di campagna originali.



2.2.1 Inquadramento geolitologico

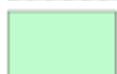
L'area di indagine è costituita da depositi quaternari di origine continentale. Tali depositi, detti fluvioglaciali, sono formati da materiali prevalentemente grossolani (ciottoli, ghiaie, sabbie), trasportati ed accumulati dai corsi d'acqua che costituivano la rete di scaricatori fluvioglaciali.

Il meccanismo di sedimentazione dei depositi ed il modellamento morfologico dell'area sono infatti legati all'azione fluvioglaciale e fluviale.

Le unità affioranti nell'area sono:



Alluvioni recenti, non alterate (*att.*)



Alluvioni fluvioglaciali wurmiane ghiaiose, localmente molto grossolane, con paleosuolo argilloso (*Pleistocene*).

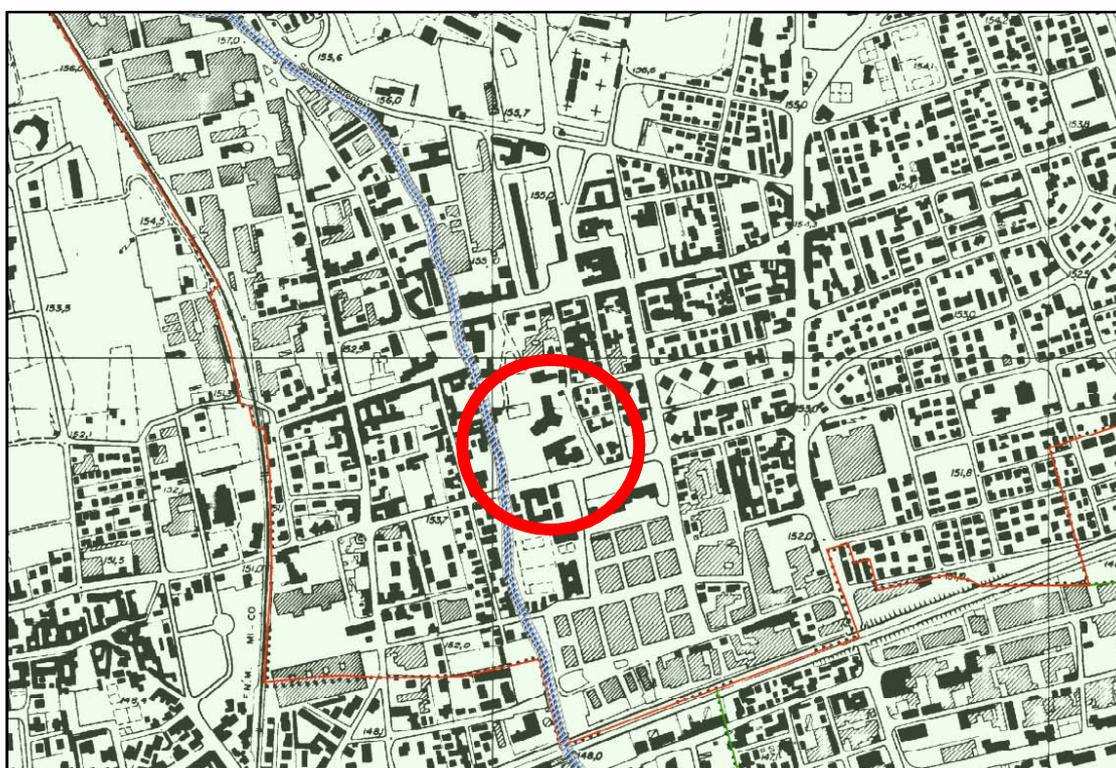


Figura 2-2 – Stralcio della Tav.1 – Carta geolitologica (PGT di Cusano Milanino)

Le alluvioni recenti sono costituite da depositi di natura prevalentemente ghiaioso- sabbiosa depositati durante le piene del fiume Seveso.

Le alluvioni fluvioglaciali ghiaiose, che sono costituite da depositi di natura prevalentemente ghiaioso-sabbiosa nettamente stratificati in lenti allungate, costituiscono il livello fondamentale della pianura: la morfologia è prevalentemente pianeggiante con blanda inclinazione verso Sud.

I depositi sono altamente permeabili per la scarsità di lenti argillose continue e raggiungono spessori sino a 40 m.

L'area oggetto di studio ricade in tale settore



2.2.2 Inquadramento geomorfologico

Gli elementi **geomorfologici** principali individuati nell'area sono:

Livello fondamentale della pianura:

superficie costituita da depositi fluvioglaciali, presente in continuità su tutto il territorio comunale e caratterizzata da blanda inclinazione verso Sud. La morfologia pianeggiante è interrotta solo da elementi antropici quali scavi e rilevati e dalla valle poco incisa del torrente Seveso.

Torrente Seveso:

Il torrente Seveso all'interno del comune di Cusano Milanino ha perso gran parte delle caratteristiche naturali originarie, scorrendo in alveo artificiale a ridosso di muri verticali ed arginature in cemento armato che sono state costruite lungo le sponde.

2.3 Inquadramento geopedologico

La classificazione geopedologica del suolo in corrispondenza dell'area di prevista edificazione è desunta dal lavoro " *I suoli della pianura milanese settentrionale - ERSAL 1999*" e da verifiche puntuali di campagna.

-Sistema L - Sottosistema LG

LG1: Superficie rappresentativa - modale - dell'"alta pianura ghiaiosa", a morfologia subpianeggiante e con evidenti tracce di paleoidrografia a canali intrecciati (braided). Vicino ai principali solchi vallivi la morfologia è caratterizzata da ampie ondulazioni. Nel territorio di Cusano Milanino, si individuano le unità pedologiche MOO1, PGN1 e TCC1.

2.4 Caratteristiche geotecniche dei terreni

Sulla base delle informazioni desunte dallo studio geologico di supporto al PGT (Studio Ambientale SaS, 2011), l'area di prevista realizzazione dell'intervento si ubica in corrispondenza della **UNITA'1 – Sabbie ghiaiose e ghiaie sabbiose con buone caratteristiche geotecniche.**

Tali caratteristiche sono desunte da scavi esplorativi e prove geotecniche effettuate in corrispondenza del territorio comunale.

Dall'esame della figura seguente si osserva che l'area in oggetto ricade in zona di amplificazione sismica **Z4a – Zona di fondo valle con presenza di depositi alluvionali e/o fluvioglaciali e/o coesivi.**



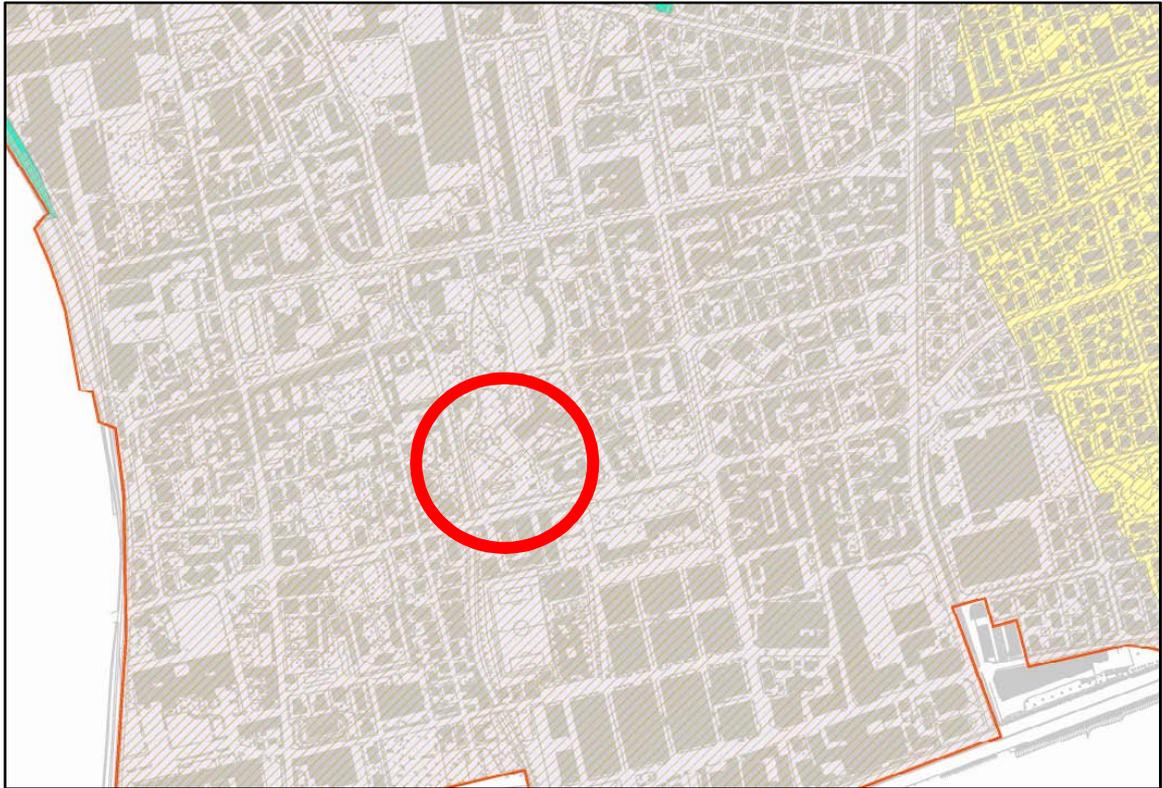


Figura 2-3 - Stralcio della Tav.2 – Carta degli elementi geotecnici e pedologici e della pericolosità sismica (PGT di Cusano Milanino)

Sulla base dei dati desunti dalla componente geologica del PGT, relativamente al primo orizzonte di sottosuolo (0 – 30 m da p.c.) il terreno in esame può essere mediamente ricompreso in **CLASSE C** – “*depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate o di argille di media consistenza con valori di Vs30 comprese tra 180 m/sec e 360 m/sec (ovvero resistenza penetrometrica N_{spt} compresa tra 15 e 50)*”

2.5 Inquadramento Idrogeologico

La ricostruzione delle caratteristiche idrogeologiche dell'area è stata effettuata sulla base dei dati stratigrafici censiti nell'area.

Il complesso delle caratteristiche idrogeologiche può essere schematizzato individuando nel sottosuolo la presenza di due litozone:

LITOZONA A - ghiaioso-sabbiosa

Prevalenza di depositi grossolani - ciottoli, ghiaia, sabbia, sino a profondità di circa 50m-80m dal p.c.. Tali depositi, caratterizzati da elevata permeabilità, corrispondono alla cosiddetta "Litozona ghiaioso-sabbiosa" della letteratura.

Nell'ambito di tale litozona si localizza il principale corpo idrico sotterraneo: l'acquifero è assimilabile ad un unico acquifero monostrato in quanto i differenti livelli permeabili sono generalmente fra loro comunicanti.

LITOZONA B – sabbioso-argillosa

Al di sotto della litozona A si riscontra una netta diminuzione della granulometria dei



materiali con prevalenza di sabbie, limi ed argille. Il complesso di questi depositi corrisponde alla cosiddetta "Litozona sabbioso-argillosa" della letteratura.

Nell'ambito di questa litozona, che si comporta complessivamente come substrato impermeabile nei confronti della sovrastante litozona, si verifica la presenza di orizzonti più permeabili, sede di acquiferi, delimitati da livelli di materiale più fine che caratterizzano la litozona sabbioso-argillosa.

2.6 Piezometria

Al fine di determinare l'andamento della piezometria e la direzione di deflusso delle acque sotterranee, ci si è avvalsi dei dati messi a disposizione dall'Amministrazione Comunale di Cusano Milanino (PGT) confrontati con i dati piezometrici resi disponibili dalla Provincia di Milano (SIA).

La piezometria dell'area d'indagine è rappresentata nella seguente figura.

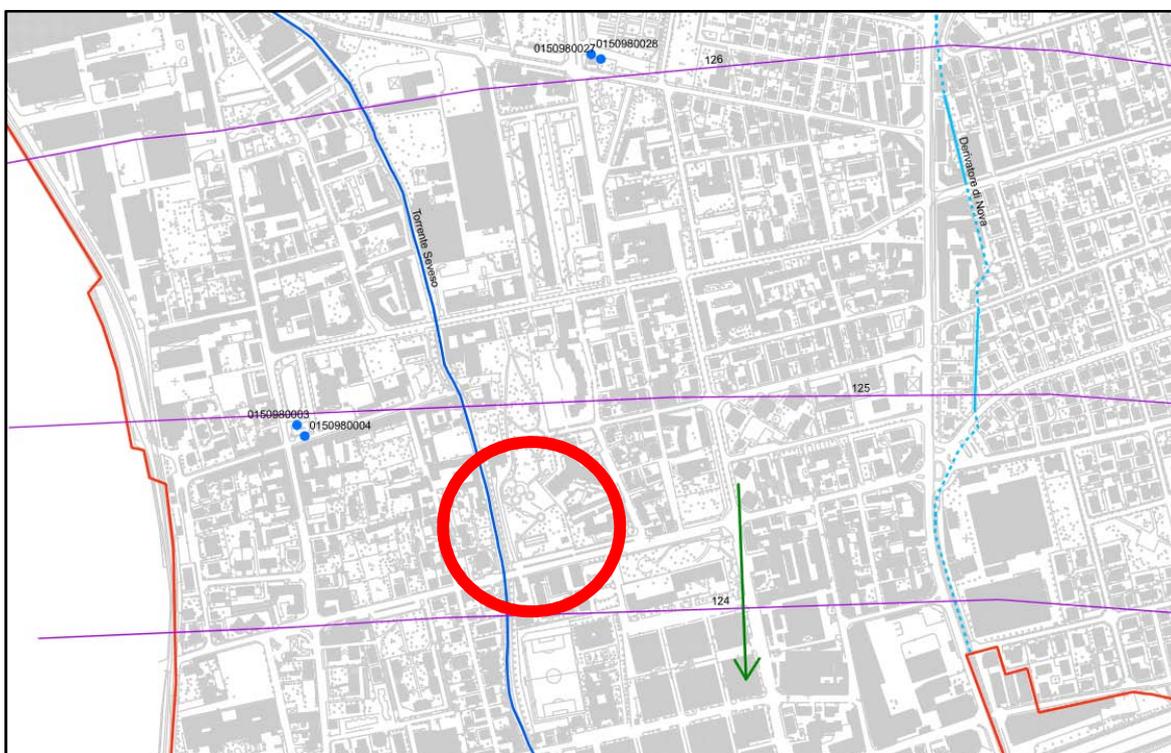


Figura 2-4 – Stralcio della Carta Idrogeologica (PGT di Cusano Milanino)

Dall'osservazione dell'andamento della superficie piezometrica si considera quanto segue:

- il valore di soggiacenza media del livello piezometrico nell'area in oggetto è pari a circa 30 m da p.c.;
- la direzione di deflusso sotterraneo delle acque appare orientata in direzione prevalente N – S, con morfologia piuttosto uniforme;
- il gradiente medio della superficie piezometrica risulta pari allo 0,5%;



2.7 Vincoli

Dall'esame della Carta dei vincoli allegata al PGT di Cusano Milanino, non si evidenziano vincoli amministrativi insistenti sull'area di intervento (cerchio rosso in Figura 2-5)



Figura 2-5 - Stralcio della Carta dei Vincoli (PGT di Cusano Milanino)

Dall'esame della Carta di sintesi allegata al PGT di Cusano Milanino, si osserva che l'intervento ricade in zona identificata quale "Area allagabile con TR=100 anni (Studio di fattibilità della sistemazione idraulica dei corsi d'acqua naturali ed artificiali all'interno dell'ambito idrografico di pianura Lambro-Olona)". Nella seguente Figura 2-6 si riporta indicativamente con un rettangolo rosso l'ubicazione dell'intervento.



Figura 2-6 - Stralcio della Carta dei Vincoli (PGT di Cusano Milanino)



2.8 Fattibilità geologica

Dall'esame della Carta della Fattibilità geologica allegata al PGT di Cusano Milanino, si osserva che l'area di intervento ricade in **classe 3 (Fattibilità con consistenti limitazioni)** per la presenza di un'area di esondazione con evento di piena con TR=100 anni disciplinato dalla DGR 7/12693 del 2003.

Nella seguente Figura 2-7 si riporta indicativamente con un rettangolo rosso l'ubicazione dell'intervento.

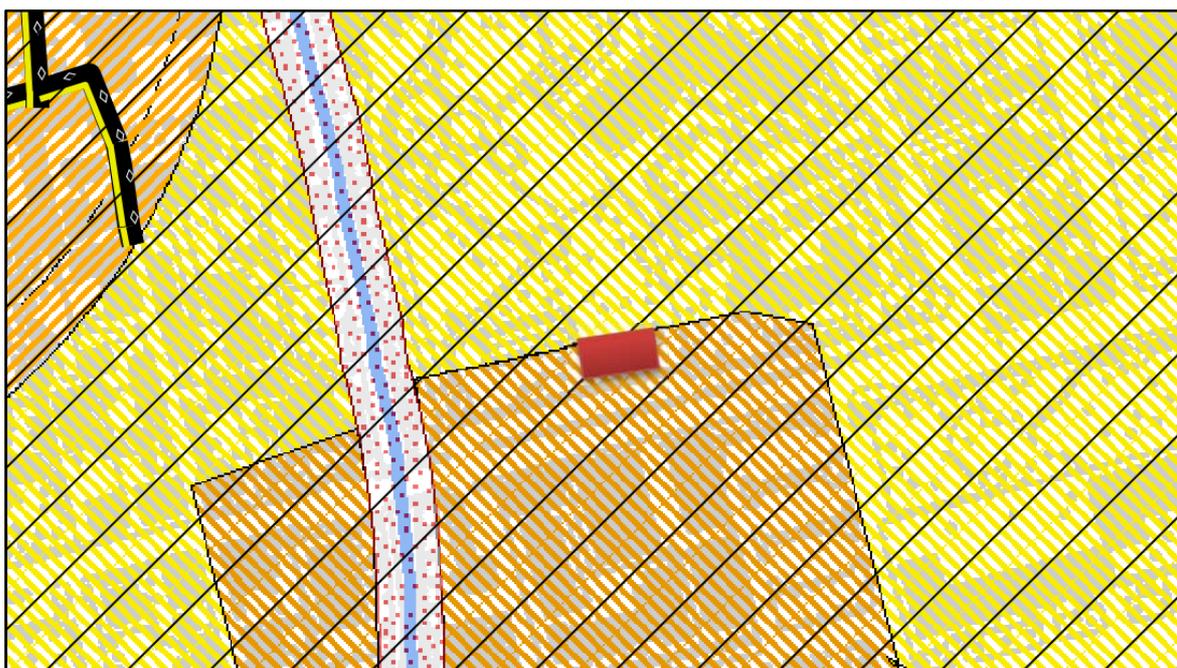


Figura 2-7 - Stralcio della Carta della Fattibilità geologica (PGT di Cusano Milanino)

Sulla base delle indicazioni fornite dalla componente geologica del PGT, dal punto di vista geotecnico (di competenza del presente documento) non si rilevano particolari prescrizioni se non il rimando quelle presenti nelle Norme Tecniche per le Costruzioni DM 14 Gennaio 2008, che devono essere applicate per ogni nuovo intervento edificatorio sia in fase preliminare, che in fase progettuale ed esecutiva.

3 ELABORAZIONE DEL MODELLO GEOTECNICO

3.1 *Caratteristiche dell'area e delle opere in progetto*

L'intervento in esame consiste nell'ampliamento di una struttura esistente con realizzazione di nuove opere di fondazione da collegare alla platea esistente. Il nuovo edificio ad uso ricreativo sarà composto da un piano fuori terra, di forma rettangolare e di superficie complessiva pari a circa 290 mq, ubicato nella porzione meridionale del parco Matteotti in Comune di Cusano Milanino (MI). Alla data di realizzazione delle indagini nell'area era presente l'edificio originario oggetto di ampliamento.



Figura 3-1 – Vista aerea dell'area (fonte: Google Earth)



Figura 3-2 - Stato dell'area - Novembre 2017

Il progetto edilizio prevede la realizzazione di fondazioni di tipo misto, ed in particolare:



- **Plinti** di forma quadrata di lato $B=100$ cm e profondità di imposta pari a 1,0 m da p.c.
- **Fondazione continua tipo trave rovescia** di larghezza $L=90$ cm e profondità di imposta pari a 1,0 m da p.c.

Su tale base, nei seguenti capitoli verrà valutata in via preliminare la resistenza di progetto R_d calcolata in riferimento alle diverse tipologie di fondazione, con piano di imposta pari a 1,0 m da p.c.

3.2 Inquadramento delle opere in progetto ai fini della valutazione della sicurezza

In relazione alla tipologia ed alle caratteristiche dell'opera in progetto, la sicurezza e le prestazioni dovranno essere valutate secondo i criteri generali di seguito riportati:

Sulla base delle tipologie di costruzioni in progetto (**Tipo 2 - opere ordinarie di cui alla Tab. 2.4.I del D.M. 14/01/08**), si prevede una **Vita Nominale $V_n \geq 50$ anni**.

L'edificio prevede normale affollamento, senza funzioni pubbliche e sociali essenziali, e pertanto ricade in **Classe d'Uso II**.

Con **DGR n. 2129 del'11 luglio 2014** Regione Lombardia ha provveduto a riclassificare il proprio territorio dal punto di vista sismico: sulla base della **nuova classificazione sismica**, entrata in vigore il **10 aprile 2016**, si considera quanto segue:

Relativamente alla pericolosità sismica, l'ambito territoriale di Cusano Milanino (circolo rosso in Figura 3-3) si conferma in **Zona 4 (sismicità molto bassa)**.

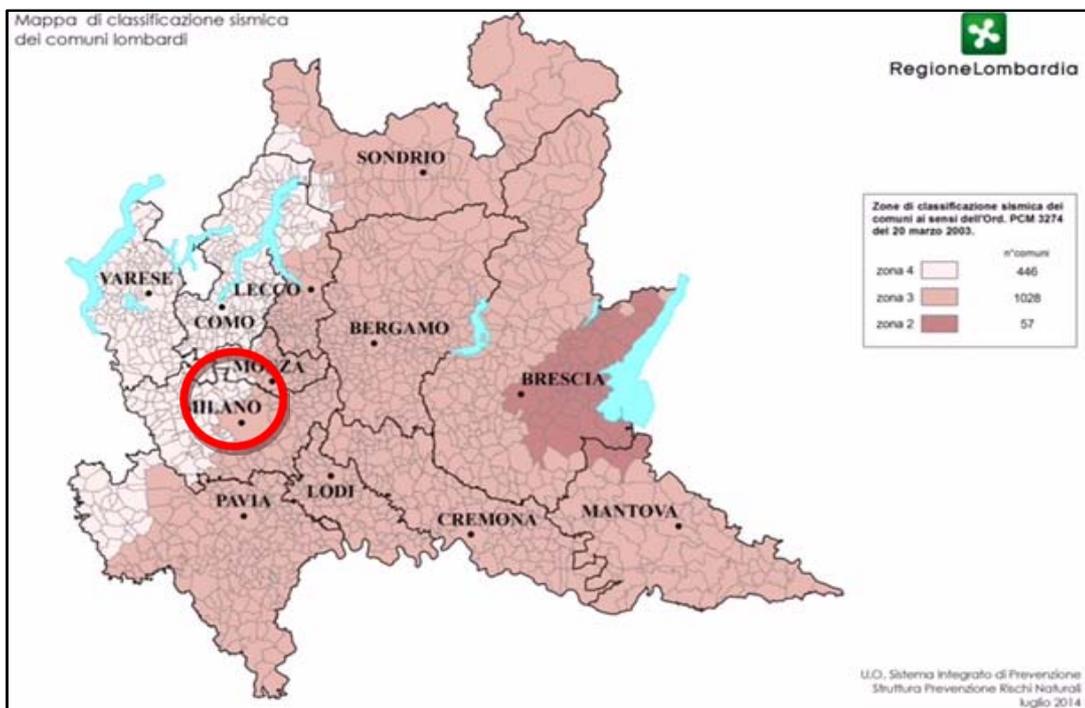


Figura 3-3 – Nuova zonazione sismica della Regione Lombardia

3.3 Applicabilità delle Verifiche alle Tensioni Ammissibili

Sulla base dei disposti del D.M. 14/01/08, per le costruzioni di **Tipo 2** e **Classe d'Uso II** e limitatamente alle strutture ricadenti in **Zona 4** È AMMESSO il metodo di Verifica alle Tensioni Ammissibili con riferimento alle Norme Tecniche di cui al D.M. 11/03/88, mentre le azioni sismiche devono essere calcolate adottando le modalità di calcolo previste nel D.M. del 16 gennaio 1996 LL.PP. utilizzando però un grado di sismicità pari a S=5.

Nel caso in oggetto, verrà fornito il valore di resistenza del terreno R_d determinato in modo analitico in riferimento ai parametri geotecnici propri dell'UNITA' GEOTECNICA individuata al piano di posa delle fondazioni di tipo non nastriforme (plinto).

Ciascun valore di R_d fornito potrà essere utilizzato dal Progettista per il dimensionamento e l'ubicazione delle opere di fondazione sulla base dei carichi progettuali tenuto conto della relazione:

$$R_d \geq E_d$$

dove:

$R_d = Q_{amm} =$ Carico Ammissibile calcolato con Fattore di Sicurezza $F_s = 3$ ai sensi del D.M. 11/03/88.

$E_d =$ Carico massimo di esercizio calcolato quale somma dei carichi permanenti ed accidentali.

3.4 Prove S.C.P.T. (Standard Cone Penetration Test) - Modalità esecutive

E' stata eseguita una prova penetrometrica dinamica (Standard Cone Penetration Test) con Penetrometro Dinamico Superpesante DPSH PAGANI Mod. TG63-100 EML.C se-movente avente le seguenti caratteristiche:

- punta conica diam. 51 mm., conicità 60°;
- aste di comando punta diam. 33 mm;
- tubo di rivestimento diam. 48 mm;
- maglio di battuta 63,5 kg;
- volata base 75 cm.

La prova consiste nel misurare il numero di colpi NSCPT necessari ad infiggere per 30 cm nel terreno una punta conica, collegata alla superficie da una batteria di aste senza soluzione di continuità.

La prova viene interrotta al raggiungimento della profondità di indagine desiderata oppure quando si registra un numero di colpi NSCPT superiore a 100 per un affondamento pari o minore di 30 cm della punta (RIFIUTO).

Dai valori di NSCPT sono ricavati i diagrammi di resistenza alla penetrazione dinamica della punta (R_p), con riportati in ascissa il numero di colpi/piede N e in ordinata le quote, in metri, relative al piano campagna.

Si evidenzia che la prova è stata ripetuta più volte, variandone l'ubicazione nell'intorno del fabbricato oggetto di ampliamento, in funzione del riscontro di rifiuto alla penetrazione a profondità comprese tra 60 e 120 cm da p.c.

La prova penetrometrica ritenuta idonea alla finalità della presente indagine è stata spinta sino a 5,1 m da p.c., al riscontro di rifiuto alla penetrazione.



3.5 Risultati delle indagini S.C.P.T.

In Figura 3-4 si riporta l'ubicazione finale della prova penetrometrica eseguita.

Si evidenzia che la prova è stata più volte ripetuta nell'intorno dell'edificio oggetto di intervento con rifiuto alla penetrazione riscontrato a profondità compresa tra 60 e 120 cm da p.c.; in corrispondenza dell'ubicazione definitiva è stata raggiunta la profondità pari a 5,1 m da p.c.

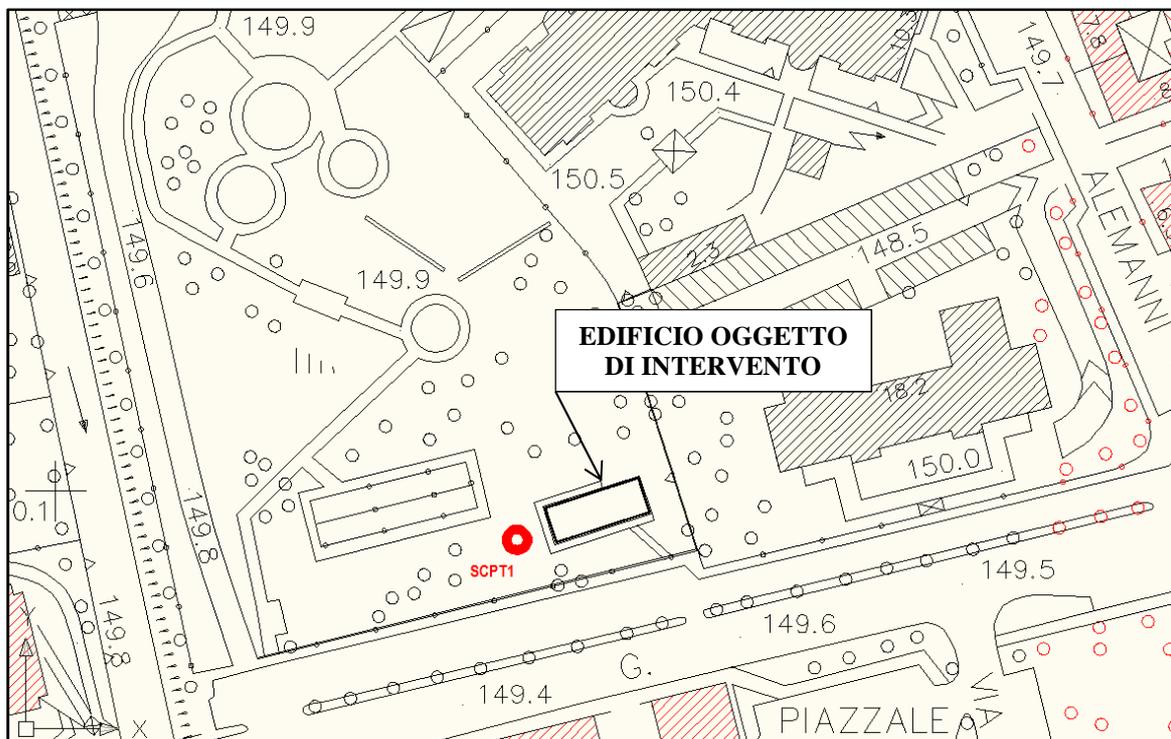


Figura 3-4 – Ubicazione della prova penetrometrica SCPT1 su stralcio Aerofotogrammetrico comunale

I risultati della prova penetrometrica SCPT evidenzia la successione da p.c. di **n. 3 unità geotecniche**, caratterizzate da differente resistenza alla penetrazione.

Nel dettaglio, le UNITA' GEOTECNICHE al netto dei primi 30 cm di suolo superficiale antropizzato sono così caratterizzate:

UNITA' 1

Orizzonte omogeneo rispetto ai valori di resistenza alla punta, con valori di N_{scpt} medio di **19,5 colpi/piede**. Tale unità si sviluppa dal letto dell'orizzonte di copertura sino a tetto dell'UNITA' 2 posto a profondità di 1,5 m da p.c.

UNITA' 2

Orizzonte omogeneo rispetto ai valori di resistenza alla punta, con valori di N_{scpt} medio di **59,5 colpi/piede**. Tale unità è interposta tra le UNITA' 1 e 3, costituendo uno strato interposto di spessore pari a circa 60 cm.

UNITA' 3

Orizzonte omogeneo rispetto ai valori di resistenza alla punta, con valori di N_{scpt} medio di **30,9 colpi/piede**. Tale unità si sviluppa a letto dell'UNITA' 2 dalla profondità di 2,1 m da p.c. fino a profondità di 5,1 m da p.c., ovvero, la massima profondità raggiunta dalla prova.



Durante l'esecuzione delle prove S.C.P.T. **non è stata riscontrata la presenza di FALDA IDRICA.**

I **diagrammi ed i dati numerici relativi alla Prova S.C.P.T.** sono riportati in **ALL. 1.**

Nelle **TABELLA** seguente sono indicati i dati relativi alle **UNITA'** riscontrate:

Unità	Nscpt medio	Profondità	Spessore (m)	ghiaie e sabbie		
				Nspt	ϕ	Dr
1	19,5	1,5	1,5	19,5	32,1	52,1
2	59,5	2,1	0,6	59,5	44,9	78,7
3	30,9	4,8	2,7	30,9	36,5	64,6

NOTA:

*I valori di NSPT sono stati assunti pari a 1*NSCPT in virtù della natura ghiaioso-sabbiosa dei materiali indagati.*

Le **CARATTERISTICHE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE** definite a partire dagli esiti della prova eseguita sono così riassumibili:

• **UNITA' 1**

Si ubica nell'intervallo di profondità compreso tra 0,3 e 1,5 m da p.c., con spessore pari a 1,2 m.

E' caratterizzata da un valore di **Nspt medio** pari a **19,5 colpi/piede** che corrisponde ad un valore dell'angolo d'attrito interno $\phi_d = 32,1^\circ$ e di **Dr=52,1%**. Le caratteristiche di tale unità appaiono proprie di un materiale **MEDIAMENTE ADDENSATO**.

• **UNITA' 2**

Si ubica nell'intervallo di profondità compreso tra 1,5 e 2,1 m da p.c. , con spessore pari a 0,6 m.

E' caratterizzata da un valore di **Nspt medio** pari a **59,5 colpi/piede** che corrisponde ad un valore dell'angolo d'attrito interno $\phi_d = 44,9^\circ$ e di **Dr=78,7%**. Le caratteristiche di tale unità appaiono proprie di un materiale **DENSO**.

• **UNITA' 3**

Si ubica nell'intervallo di profondità compreso tra 2,1 m da p.c. e la massima profondità raggiunta dalle prove, con spessore pari a 2,7m.

E' caratterizzata da un valore di **Nspt medio** pari a **30,9 colpi/piede** che corrisponde ad un valore dell'angolo d'attrito interno $\phi_d = 36,5^\circ$ e di **Dr=64,6%**. Le caratteristiche di tale unità appaiono proprie di un materiale **MEDIAMENTE ADDENSATO**.

Terreno	DR
Molto sciolto	0-15
Sciolto	15-35
Mediamente addensato	35-65
Denso	65-85
Molto denso	85-100

Figura 3-5 – Stati di addensamento per terreni a grana grossolana (Bernardi, 2009)



Nella tabella seguente vengono riassunti i dati interpretativi della prova penetrometrica relativamente alle **UNITA'** individuate con i valori caratteristici della **Densità relativa Dr** e dell'**angolo di attrito interno ϕ_d** , unitamente ad una valutazione del **GRADO DI ADDENSAMENTO** dei materiali.

	NSPTmed	ϕ_d	Dr	Grado di addensamento
UNITA' 1	19,5 colpi/piede	32,1°	52,1%	<u>MEDIAMENTE ADDENSATO</u>
UNITA' 2	59,5 colpi/piede	44,9°	78,7%	<u>DENSO</u>
UNITA' 3	30,9 colpi/piede	36,5°	64,6%	<u>MEDIAMENTE ADDENSATO</u>

Tabella 3-1 – Parametri geotecnici di riferimento

Nella figura seguente si riporta l'individuazione delle **UNITA' GEOTECNICHE** in relazione al piano di posa preliminarmente individuato dal Progettista.

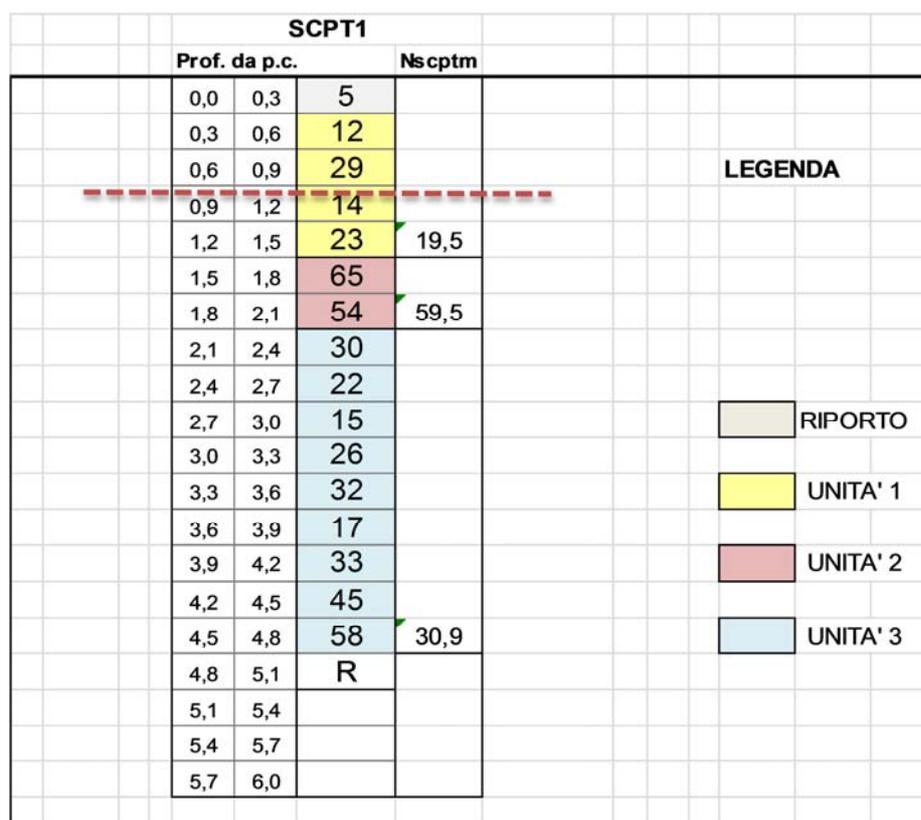


Figura 3-6 – Individuazione delle unità geotecniche e piano di posa (tratteggio rosso)



4 CALCOLO DELL'AZIONE SISMICA

Ai fini del calcolo dell'azione sismica di progetto ai sensi del *DM 14/01/2008 – Norme Tecniche per le Costruzioni*, si fa riferimento ad un approccio semplificato che si basa sull'individuazione di una categoria di suolo di riferimento di cui alla Tab. 3.2.II del citato DM.

Nello specifico, sulla base dei dati desunti dalla componente geologica e sismica del PGT di Cusano Milanino, relativamente al primo orizzonte di sottosuolo (0 – 30 m da p.c.) il terreno in esame può essere mediamente ricompreso in **CLASSE C** – “*depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate o di argille di media consistenza con valori di Vs30 comprese tra 180 m/sec e 360 m/sec (ovvero resistenza penetrometrica N_{spt} compresa tra 15 e 50)*”.

Inoltre, la zona di studio ricade in Categoria Topografica T1 di cui alla Tab. 3.2.IV “*Superfici pianeggianti, pendii e rilievi isolati con inclinazione media <15°*”.

Su tale base ed in relazione alla classificazione in **Zona 4 (sismicità molto bassa)** dell'ambito territoriale comunale, il calcolo del coefficiente sismico K_{hk} riferito agli effetti del sisma sul suolo è definito come segue:

$$K_{hk} = \beta_s \cdot \frac{a_{max}}{g}$$

dove:

β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

a_{max} = accelerazione massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità;

Il coefficiente β_s si ricava dalla Tabella 7.11.I del *DM 14/01/2008*; sulla base della categoria di suolo (C) e con $a/g < 1$ sempre verificato in *zona sismica 4* si ottiene

$$\beta_s = 0,2$$

Lo spettro di risposta a/g è calcolato secondo la seguente relazione:

$$a/g = CR\varepsilon\beta I = 0,03 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 0,03$$

dove:

C = costante dipendente dal grado di sismicità S (posto pari a 5 - cfr. cap. 3.4):

$$C = \frac{S - 2}{100} = 0,03$$

R = coefficiente di risposta, nel caso in esame posto pari a 1;

ε = coefficiente di fondazione, nel caso in esame posto pari a 1;

β = coefficiente di struttura, nel caso in esame posto pari a 1;

I = coefficiente di protezione sismica, nel caso in esame posto pari a 1

Su tale base, si ottiene:

$$K_{hk} = 0,2 \cdot \frac{0,03g}{g} = 0,006$$

Tale valore è propedeutico alla determinazione del coefficiente correttivo z_y da inserire nel calcolo della tensione ammissibile di cui al seguente capitolo.



5 CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE

5.1 Determinazione dei parametri geotecnici

Sulla base delle indicazioni fornite dal Progettista, si prevede di fornire la capacità portante al piano di posa pari a 1,0 m da p.c.

Tale piano di posa si ubica all'interno dell'UNITA' GEOTECNICA 1.

Su tale base, i parametri geotecnici di riferimento sono i seguenti

PIANO DI POSA	UNITÀ GEOTECNICA	SCPT di riferimento	NSPTmed	ϕ_d	Dr
1,0 m da p.c.	UNITA' 1	SCPT1	19,5 colpi/piede	32,1°	52,1%

Nella seguente tabella si riassumono le caratteristiche geometriche delle tipologie fondazionali prese a riferimento per i calcoli della capacità portante:

FONDAZIONI	TIPOLOGIA	PIANO DI IMPOSTA (m da p.c.)	DIMENSIONI DI RIFERIMENTO
PLINTO	NON NASTRIFORME	1,0	Dimensioni: 1,0x1,0m
TRAVE ROVESCIA	NASTRIFORME	1,0	Dimensioni: L=0,9 m

Tabella 5-1 – Caratteristiche geometriche delle fondazioni

5.2 Calcolo della pressione limite

5.2.1 Fondazioni tipo PLINTO

Di seguito si riporta il calcolo della pressione limite Q_{lim} eseguito per la tipologia fondazionale **PLINTO** - cfr. **ALL.2 – CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE**.

In relazione alla tipologia fondazionale “**PLINTO**”, considerando realistica l'ipotesi di utilizzare i calcoli per fondazioni *non nastroformi*, la **pressione limite** q_{lim} può essere ricavata con la seguente relazione:

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma B N_y s_y i_y g_y b_y d_y z_y + q N_q s_q i_q g_q b_q d_q z_q + c N_c s_c i_c g_c b_c d_c z_c$$

(BRINCH-HANSEN – rielaborazione della formula di Meyerhoff)

dove :

- γ : peso di volume del terreno sottostante il piano di fondazione
- q : peso del terreno soprastante il piano di fondazione = $\gamma_d * D_f$
- B : larghezza della fondazione
- c : coesione



Fattori di correzione (adimensionali):

N_y-N_q-N_c	: fattori adimensionali di capacità portante
s_q-s_y-s_c	: fattori di forma
i_q-i_y-i_c	: fattori di inclinazione del carico
g_q-g_y-g_c	: fattori di inclinazione del terreno (pendio)
b_q-b_y-b_c	: fattori di inclinazione del piano di fondazione
d_q-d_y-d_c	: fattori di profondità
z_q-z_y-z_c	: fattori correttivi in condizioni sismiche

In assenza di carichi inclinati, con piano di fondazione orizzontale e su terreno pianeggiante ed in relazione alla natura granulometrica del terreno (non coesivo $c=0$), la formula di Brinch-Hansen può essere così semplificata:

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma B N_y s_y d_y z_y + q N_q s_q d_q z_q$$

I singoli **termini dell'equazione** sono così definiti:

$$(1) \quad \gamma = (1 - n) \cdot \gamma_s + \gamma_w S_r n$$

dove :

n	: porosità del terreno (dipendente dalla Densità Relativa D_r)
γ_s	: peso di volume del granulo
γ_w	: peso di volume dell'acqua
S_r	: grado di saturazione

$$(2) \quad B = 1,0 \text{ m}$$

$$(3) \quad q = \gamma_{dm} \cdot D_{fn}$$

dove :

γ_{dm} : peso di volume medio del terreno sovrastante la fondazione, dipendente da D_r e ϕ

D_{fn} : confinamento della fondazione, assunto pari alla profondità di incastro del plinto

Il calcolo dei **fattori di correzione** introdotti è il seguente:

Fattori di capacità portante (Terzaghi)

$$(4) \quad N_y = 2(N_q - 1) \tan(\phi)$$

$$N_q = e^{\pi \cdot tg(\phi)} \cdot \frac{1 + \text{sen}(\phi)}{1 - \text{sen}(\phi)}$$

dove :

ϕ : angolo di resistenza al taglio

Fattori di forma (Hansen)

$$(5) \quad s_y = 1 - (0,4 \cdot B/L)$$

$$s_q = 1 + (B/L \cdot \tan(\phi))$$



dove :

B: larghezza della fondazione

L: lunghezza della fondazione

Fattori di profondità (Hansen)

$$(6) \quad d_q = 1 + 2 \frac{D}{B} (1 - \text{sen}(\phi'_d))^2 \tan(\phi'_d)$$
$$d_c = 1 + 0,4 \frac{D}{B}$$

dove :

D: profondità di imposta

Fattori correttivi in condizioni sismiche (Paolucci & Pecker)

Tali fattori, applicati ai sensi della circolare 617/2009 di istruzione per l'applicazione del DM 14/01/08, si riducono al solo fattore z_y , in quanto è possibile porre $z_q=z_c=1$.

$$(7) \quad z_y = (1 - K_{Hk}/\text{tg}(\phi))^{0,35}$$

dove :

K_{Hk}: coefficiente sismico calcolato al Cap.4

Il calcolo della **Pressione Limite** (q_{lim}) è riportato nel dettaglio in

ALL.2 – CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE

unitamente al calcolo della **Capacità Portante Ammissibile** (q_{amm}) e del **Carico Ammissibile** (Q_{amm}) ricavati dalle seguenti relazioni:

$$q_{amm} = q_{lim} \cdot F_s$$

dove :

F_s : fattore di sicurezza pari a 3 come indicato dalla normativa geotecnica vigente (D.M. 14/01/2008)

$$Q_{amm} = q_{amm} \cdot B \cdot L$$

di seguito si riassumono i risultati ottenuti applicando il fattore correttivo in condizioni sismiche per l'ipotesi progettuale di un PLINTO a base quadrata di dimensioni unitaria:

TIPO DI FONDAZIONE	CAPACITA' PORTANTE AMMISSIBILE	CARICO AMMISSIBILE
Plinto L=1,0x1,0m D=1,0 m da p.c.	3,38 kg/cmq 331,5 kPa	33.805 kg

Tabella 5-2 – Valutazione della capacità portante del terreno – fondazione tipo PLINTO



5.2.2 Fondazioni tipo TRAVE

Di seguito si riporta il calcolo della pressione limite Q_{lim} eseguito per la tipologia fondazionale **TRAVE** (cfr. **ALL.2**).

In relazione alla tipologia fondazionale “**TRAVE**”, considerando realistica l'ipotesi di utilizzare i calcoli per fondazioni nastriiformi, la **pressione limite** q_{lim} può essere ricavata con la seguente relazione:

$$q_{lim} = 1/2 \gamma B N_y i_y g_y b_y d_y z_y + q N_q i_q g_q b_q d_q z_q + c N_c i_c g_c b_c d_c z_c$$

(BRINCH-HANSEN – rielaborazione della formula di Meyerhoff)

dove :

- γ : peso di volume del terreno sottostante il piano di fondazione
 q : peso del terreno soprastante il piano di fondazione = $\gamma_{df} \cdot D_f$
 B : larghezza della fondazione
 c : coesione

Fattori di correzione (adimensionali):

- Ny-Nq-Nc** : fattori adimensionali di capacità portante
iq-iy-ic : fattori di inclinazione del carico
gq-gy-gc : fattori di inclinazione del terreno (pendio)
bq-by-bc : fattori di inclinazione del piano di fondazione
dq-dy-dc : fattori di profondità
zq-zy-zc : fattori correttivi in condizioni sismiche

Sulla base delle caratteristiche geometriche della fondazione e del carico così come forniti dal progettista, in assenza di carichi inclinati, con piano di fondazione orizzontale e su terreno pianeggiante ed in relazione alla natura granulometrica del terreno (non coesivo $c=0$), la formula di Brinch-Hansen può essere così semplificata:

$$q_{lim} = 1/2 \gamma B N_y d_y z_y + q N_q d_q z_q$$

I singoli **termini dell'equazione** sono così definiti:

$$(1) \quad \gamma = (1 - n) \cdot \gamma_s + \gamma_w S_r n$$

dove :

- n : porosità del terreno (dipendente dalla Densità Relativa D_r)
 γ_s : peso di volume del granulo
 γ_w : peso di volume dell'acqua
 S_r : grado di saturazione

$$(2) \quad B = 0,9 \text{ m}$$

$$(3) \quad q = \gamma_{dm} \cdot D_{fn}$$

dove :

γ_{dm} : peso di volume medio del terreno sovrastante la fondazione, dipendente da D_r e ϕ

D_{fn} : confinamento della fondazione, assunto pari alla profondità di incastro (1,0m)



Il calcolo dei **fattori di correzione** introdotti è il seguente:

Fattori di capacità portante (Terzaghi)

$$(4) \quad N_y = 2(N_q - 1) \tan(\phi)$$

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan(\phi)} \cdot \frac{1 + \sin(\phi)}{1 - \sin(\phi)}$$

dove :

ϕ : angolo di resistenza al taglio

Fattori di profondità (Hansen)

$$(5) \quad d_q = 1 + 2 \frac{D}{B} (1 - \sin(\phi'_d))^2 \tan(\phi'_d)$$

$$d_c = 1 + 0,4 \frac{D}{B}$$

dove :

D: profondità di imposta

Fattori correttivi in condizioni sismiche (Paolucci & Pecker)

Tali fattori, applicati ai sensi della circolare 617/2009 di istruzione per l'applicazione del DM 14/01/08, si riducono al solo fattore z_y , in quanto è possibile porre $z_q = z_c = 1$.

$$(6) \quad z_y = (1 - K_{Hk} / \tan(\phi))^{0,35}$$

dove :

K_{Hk}: coefficiente sismico calcolato al Cap.4

Il calcolo della **Pressione Limite** (q_{lim}) è riportato nel dettaglio in

ALL.2 –CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE.

unitamente al calcolo della **Capacità Portante Ammissibile** (q_{amm}) e del **Carico Ammissibile** (Q_{amm}) per metro lineare ricavati dalle seguenti relazioni:

$$q_{amm} = q_{lim} \cdot F_s$$

dove :

F_s : fattore di sicurezza pari a 3 come indicato dalla normativa geotecnica vigente (D.M. 14/01/2008)

$$Q_{amm} (ml) = q_{amm} \cdot B$$



di seguito si riassumono i risultati ottenuti applicando il fattore correttivo in condizioni sismiche per l'ipotesi progettuale di un TRAVE di larghezza regolare:

TIPO DI FONDAZIONE	CAPACITA' PORTANTE AMMISSIBILE	CARICO AMMISSIBILE
TRAVE B=0,9m D=1,0 m da p.c.	2,62 kg/cmq 256,5 kPa	26.156 kg

Tabella 5-3 – Valutazione della capacità portante del terreno – fondazione tipo TRAVE

Tutti i calcoli di cui ai capitoli precedenti sono applicabili nel solo caso di fondazioni **confinata** in terreno naturale non rimaneggiato.

6 STIMA DELLE PROPRIETA' MECCANICHE DEI TERRENI

In assenza di specifiche prove di laboratorio (prove di taglio, compressibilità edometrica, ecc.), i parametri caratteristici delle proprietà meccaniche dei terreni possono essere stimate mediante l'utilizzo di relazioni empiriche basate sui risultati delle prove in sito (SPT, CPT). Di seguito vengono stimati, per ciascuna delle Unità Geotecniche, i seguenti parametri:

- E = *modulo di Young*;
- ν = *coefficiente di Poisson*;
- K_s = *coefficiente di Vinkler (costante di sottofondo)*;

6.1 Stima del Modulo di Young

La deformabilità drenata stimata dai risultati di una prova SPT in terreni granulari viene calcolata secondo la seguente relazione (D'Apollonia et al. 1970):

$$E = 7,70 \cdot N_{SPT} + 191,06 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$$

dove :

- E : *modulo di Young*
- N_{SPT} : *numero di colpi della prova SPT*

Nella seguente tabella si riporta il valore del Modulo di Young (E) stimato per ciascuna delle UNITA' GEOTECNICHE rilevate in sito.

UNITA' GEOTECNICHE	N_{SPT} medio	MODULO DI YOUNG E (kg/cm ²)
UNITA' 1	19,5	341,21
UNITA' 2	59,5	649,21
UNITA' 3	30,9	428,90

Tabella 6-1 – Stima del modulo di Young



6.2 Stima del Coefficiente di Poisson

Il coefficiente di Poisson è una caratteristica propria di del terreno che misura, in presenza di una sollecitazione monodirezionale longitudinale, il grado in cui il campione di materiale si restringe o si dilata trasversalmente secondo la seguente relazione:

$$\nu = - \left(\frac{\epsilon_{trasv}}{\epsilon_{long}} \right)$$

dove ϵ_{trasv} e ϵ_{long} sono rispettivamente la deformazione trasversale e longitudinale ricavate da prove di laboratorio su campioni di terreno indisturbato.

In assenza di dati sperimentali, il coefficiente di poisson può stimato secondo la seguente relazione empirica, derivante dall'espressione nota della teoria dell'elasticità:

$$\nu = \left(\frac{\sin(\phi) - 1}{\sin(\phi) - 2} \right)$$

dove :

ϕ : angolo di resistenza al taglio

Nella seguente tabella si riporta il valore del coefficiente di Poisson (ν) stimato per ciascuna delle UNITA' GEOTECNICHE rilevate in sito.

UNITA' GEOTECNICHE	ϕ' medio	coeff. di Poisson ν
UNITA' 1	32,1°	0,319
UNITA' 2	44,9°	0,227
UNITA' 3	36,5°	0,288

Tabella 6-2 - Stima del coefficiente di Poisson

6.3 Stima del Coefficiente di Winkler (costante di sottofondo)

La costante di sottofondo rappresenta una forza esercitata sul “suolo elastico alla Winkler”, su un'area di 1,0 cm² che provoca l'abbassamento di 1,0 cm. Per suolo alla winkler si intende un suolo puramente ideale e perfettamente elastico (paragonabile ad un letto di molle), che può essere usato con facilità nei calcoli e presenta sufficienti attinenze alla maggioranza dei casi reali. Il valore della costante di sottofondo, detta anche “**coefficiente di winkler**” (K_s) è stimato in assenza di dati derivanti da prove di carico su piastra con la relazione di Vesic (1961) che fornisce un valore speditivo ma attendibile che per un terreno sciolto viene calcolato con le seguenti assunzioni:

E_s (modulo elastico) $\approx E$ (modulo di Young)

$K_s =$ costante di sottofondo $\approx E_s / B(1-\nu^2)$

dove:

$B =$ larghezza delle fondazioni

$\nu =$ coefficiente di poisson



Nelle seguenti tabelle si riporta il valore del coefficiente K_s stimato per le unità geotecniche in relazione alle diverse sezioni fondazionali.

UNITA' GEOTECNICHE	B (cm)	K_s (kg/cm ³)
UNITA' 1	100	3,433
UNITA' 2	100	6,554
UNITA' 3	100	4,329

UNITA' GEOTECNICHE	B (cm)	K_s (kg/cm ³)
UNITA' 1	90	3,829
UNITA' 2	90	7,290
UNITA' 3	90	4,815

Tabella 6-3 - Stima del coefficiente di Vinkler

Tali valori sono compatibili con i valori caratteristici riportati in letteratura per i terreni incontrati.



A.C. CUSANO MILANINO

**REALIZZAZIONE DI NUOVO FABBRICATO
DESTINATO AD ATTIVITA' RICREATIVE
ALL'INTERNO DEL PARCO MATTEOTTI**

COMM. 31.17

DIC. 17

ALL. 1

PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE SCPT



STUDIO VENEGONI
DOTT. ALBERTO VENEGONI - GEOLOGO
ORDINE DEI GEOLOGI DELLA LOMBARDIA N.410

Uff.: via P. Micca, 11 - 20023 Cerro Maggiore (MI)
tel. 0331/421.978 - fax. 0331/1688636 - E-mail: studiovenegoni@soilwater.it
Dom. Fisc.: via del Chisso, 18/4 - 21052 Busto Arsizio (VA)
p. I.V.A. 02047640129 - C.F. VNG LRT 53P22 B300H

Comm.: A.C. Cusano Milanino

Data: 16.11.2017

Località: Cusano Milanino (MI)

Profondità raggiunta: 5,1 m da p.c.

Commessa: 3117

Soggiacenza Falda: /

Prova Penetrometrica Dinamica n° 1

Intervallo di prof. (m)		Rp (N)	RL (N)
0,0	0,3	5	
0,3	0,6	12	
0,6	0,9	29	
0,9	1,2	14	
1,2	1,5	23	
1,5	1,8	65	
1,8	2,1	54	
2,1	2,4	30	
2,4	2,7	22	
2,7	3,0	15	
3,0	3,3	26	
3,3	3,6	32	
3,6	3,9	17	
3,9	4,2	33	
4,2	4,5	45	
4,5	4,8	58	
4,8	5,1	100	
5,1	5,4		
5,4	5,7		
5,7	6,0		
6,0	6,3		
6,3	6,6		
6,6	6,9		
6,9	7,2		
7,2	7,5		
7,5	7,8		
7,8	8,1		
8,1	8,4		
8,4	8,7		
8,7	9,0		
9,0	9,3		
9,3	9,6		
9,6	9,9		
9,9	10,2		

Rp (N) = Resistenza alla punta (numero di colpi per 30 cm di avanzamento)

RL (N) = Resistenza laterale (numero di colpi per 30 cm di avanzamento)

Studio Venegoni

Via P. Micca, 11 - 20023 Cerro Maggiore (MI)

Tel. 0331-421978 - Fax. 0331 - 1688636

e-mail: studiovenegoni@soilwater.it

Comm.: A.C. Cusano Milanino

Data: 16.11.2017

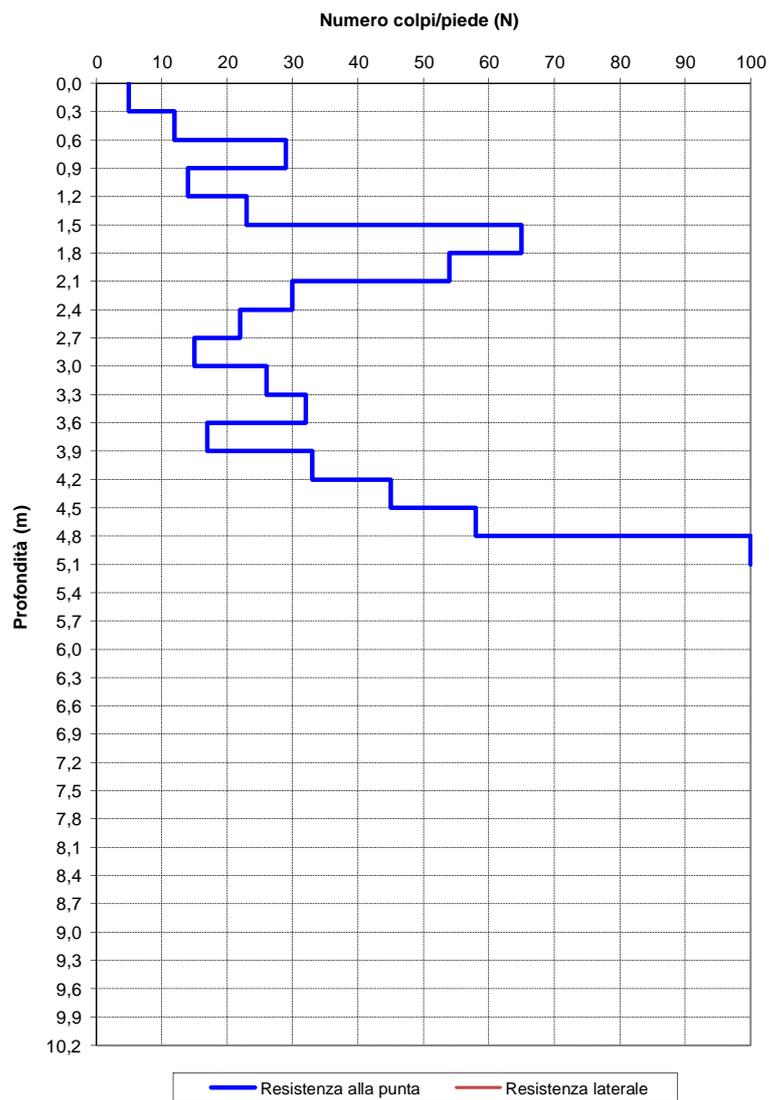
Località: Cusano Milanino (MI)

Profondità raggiunta: 5,1 m da p.c.

Commessa: 3117

Soggiacenza Falda: /

Prova Penetrometrica Dinamica n° 1



A.C. CUSANO MILANINO

**REALIZZAZIONE DI NUOVO FABBRICATO
DESTINATO AD ATTIVITA' RICREATIVE
ALL'INTERNO DEL PARCO MATTEOTTI**

COMM. 31.17

DIC. 17

ALL. 2

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE



STUDIO VENEGONI
DOTT. ALBERTO VENEGONI - GEOLOGO
ORDINE DEI GEOLOGI DELLA LOMBARDIA N.410

Uff.: via P. Micca, 11 - 20023 Cerro Maggiore (MI)
tel. 0331/421.978 - fax. 0331/1688636 - E-mail: studiovenegoni@soilwater.it
Dom. Fisc.: via del Chisso, 18/4 - 21052 Busto Arsizio (VA)
p. I.V.A. 02047640129 - C.F. VNG LRT 53P22 B300H

CALCOLO CAPACITA' PORTANTE (BRINCH HANSEN)		
Comm.: A.C. Cusano Milanino		Località: Cusano Milanino (MI)
DIC 17	Realizzazione di nuovo fabbricato ad uso ricreativo	3117

Formula di Brinch-Hansen (con correzione sismica)

$$Q_{lim} = (0,5Y \cdot B \cdot N_y \cdot S_y \cdot d_y \cdot i_y \cdot g_y \cdot b_y \cdot z_y) + (Y_{dm} \cdot D_f \cdot N_q \cdot S_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot z_q) + (C \cdot N_c \cdot S_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot z_c)$$

Y	1,82	t/mc	Parametri per il σ_{df} ($D_{fn} \cdot Y_d$)			
B	1,00	m	Yd1	1,77	Dfn(m)	1,00
L	1,00	m	Yd2		Df (m)	
ϕ_d	32,1	°	Yd3		Df (m)	
Df	1,00	m	Yd4		Df (m)	
c	0,00	t/mq				
Fs	3,00					

Fattori di correzione (Hansen, Vesic)

Fattori di capacità portante	
Nq	23,43
Ny	28,14
Nc	35,75

Fattori di forma	
Sq	1,63
Sy	0,60
Sc	1,66

Fattori di inclinazione del carico	
iq	1,00
iy	1,00
ic	1,00

Fattori di inclinazione del terreno	
gq	1,00
gy	1,00
gc	1,00

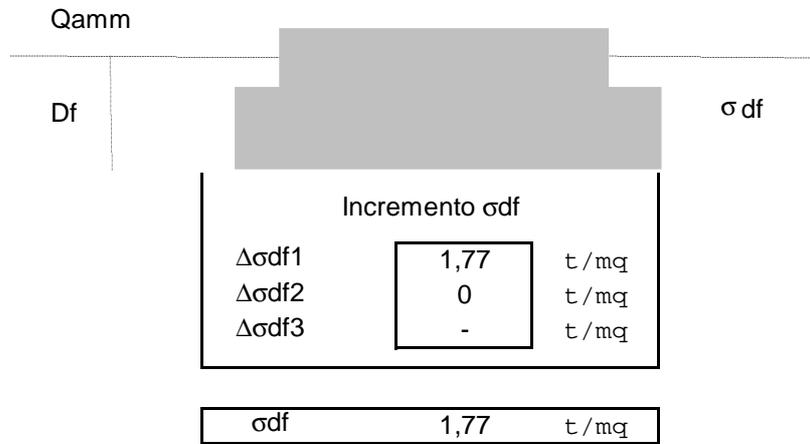
Fattori di inclinazione del piano di fondazione	
bq	1,00
by	1,00
bc	1,00

Fattori correttivi in condizioni sismiche	
zq	1,00
zy	0,997
zc	1,00

Fattore di profondità	
dq	1,28
dy	1,00
dc	1,40

TIPOLOGIA DELLA FONDAZIONE	
PLINTO	B= 1,00 m L= 1,00 m
PROFONDITA' D'IMPOSTA:	Df =1,00 m
FALDA:	non rilevata
UNITA' GEOTECNICA	UNITA'1
CONDIZIONI:	drenate

Calcolo di σ_{df} (tensione geostatica al piano di imposta)



Calcolo della resistenza di progetto

Verifica alle tensioni ammissibili

	verifica in condizioni statiche		verifica in condizioni sismiche	
q_{lim}	10,15	kg/cmq	10,14	kg/cmq
q_{amm}	3,38	kg/cmq	3,38	kg/cmq
Q_{amm}	33.822	kg	33.805	kg

Legenda:

q_{lim}	Capacità portante limite
q_{amm}	Capacità portante ammissibile
Q_{amm}	Carico ammissibile
Y	peso di volume del terreno di fondazione (tonn/mc)
Y_{df}	peso di volume del terreno di sovraccarico (tonn/mc)
Df	profondità di fondazione (m)
Dfn	profondità di incastro (m)
B	larghezza della fondazione (m)
L	lunghezza della fondazione (m)
c	coesione (tonn/mc)
ϕ_a	angolo d'attrito interno

CALCOLO CAPACITA' PORTANTE (BRINCH HANSEN)		
Comm.: A.C. Cusano Milanino		Località: Cusano Milanino (MI)
DIC 17	Realizzazione di nuovo fabbricato ad uso ricreativo	3117

Formula di Brinch-Hansen (con correzione sismica)

$$Q_{lim} = (0,5Y * B * N_y * d_y * i_y * g_y * b_y * z_y) + (Y_{dm} * D_f * N_q * d_q * i_q * g_q * b_q * z_q) + (C * N_c * d_c * i_c * g_c * b_c * z_c)$$

Y	1,82	t/mc	Parametri per il σ_{df} ($D_{fn} * Y_d$)			
B	1,00	m	Yd1	1,77	Dfn(m)	1,00
L	1,00	m	Yd2		Df(m)	
ϕ_d	32,1	°	Yd3		Df(m)	
Df	1,00	m	Yd4		Df(m)	
c	0,00	t/mq				
Fs	3,00					

Fattori di correzione (Hansen, Vesic)

Fattori di capacità portante	
Nq	23,43
Ny	28,14
Nc	35,75

Fattori di forma	
non definiti per fondazioni nastriformi	

Fattori di inclinazione del carico	
iq	1,00
iy	1,00
ic	1,00

Fattori di inclinazione del terreno	
gq	1,00
gy	1,00
gc	1,00

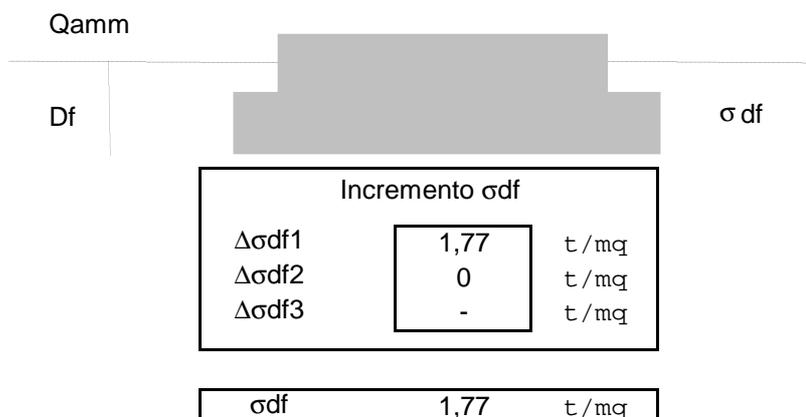
Fattori di inclinazione del piano di fondazione	
bq	1,00
by	1,00
bc	1,00

Fattori correttivi in condizioni sismiche	
zq	1,00
zy	0,997
zc	1,00

Fattore di profondità	
dq	1,28
dy	1,00
dc	1,40

TIPOLOGIA DELLA FONDAZIONE	
TRAVE	B = 0,9 m
PROFONDITA' D'IMPOSTA:	Df = 1,00 m
FALDA:	non rilevata
PROVA DI RIFERIMENTO:	Scpt1
CONDIZIONI:	drenate

Calcolo di σ_{df} (tensione geostatica al piano di imposta)



Calcolo della resistenza di progetto

Verifica alle tensioni ammissibili

	verifica in condizioni statiche		verifica in condizioni sismiche	
q_{lim}	7,86	kg/cmq	7,85	kg/cmq
q_{amm}	2,62	kg/cmq	2,62	kg/cmq
$Q_{amm} (ml)$	26.185	kg	26.156	kg

Legenda :

q_{lim}	Capacità portante limite
q_{amm}	Capacità portante ammissibile
$Q_{amm} (ml)$	Carico ammissibile per metro lineare di fondazione
Y	peso di volume del terreno di fondazione (tonn/mc)
Ydf	peso di volume del terreno di sovraccarico (tonn/mc)
Df	profondità di fondazione (m)
Dfn	profondità di incastro (m)
B	larghezza della fondazione (m)
L	lunghezza della fondazione (m)
c	coesione (tonn/mc)
ϕ_a	angolo d'attrito interno