

PIANO ATTUATIVO

CAMPO DELL'ADEGUAMENTO A7_31

AREA VIA TORINO ANGOLO VIA BRESCIA

Comune di Cernusco sul Naviglio (MI)

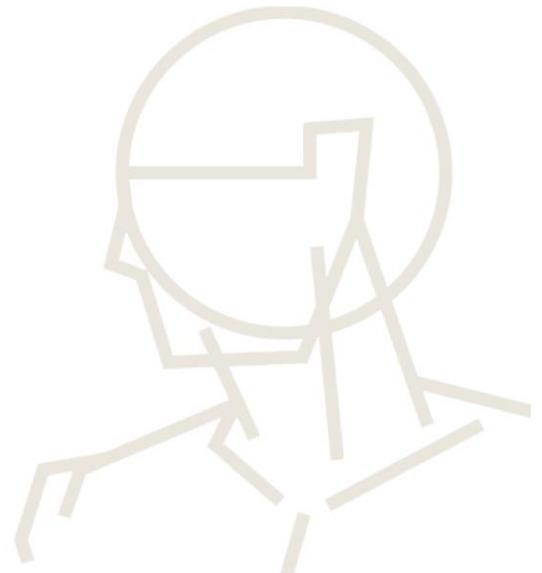
Immobiliare di Cernusco sul Naviglio srl

ALLEGATO O

RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA

Dott. Architetto **Silvio Recalcati**

Via Cavour, 6/c - 20063 CERNUSCO SUL NAVIGLIO (MI)
TEL. 02 92 49 565 - 02 92 40 590 - FAX 02 92 31 914 - info@studiorecalcati.it
P.IVA 03484550961 - C.F. RCLSLV62A13C523D ALBO ARCHITETTI di MILANO n° 5676



Comune CERNUSCO SUL NAVIGLIO

Provincia MILANO

Committente **FINANZIARIA DELL'ALIMENTAZIONE S.r.l.**

Oggetto **Progetto di nuovo edificio commerciale in
Comune di CERNUSCO SUL NAVIGLIO, Via
Torino angolo via Brescia: RELAZIONE
GEOLOGICA E GEOTECNICA**

Data 27 luglio 2020

A.T.E. S.r.l.
Ambiente Territorio Energia S.r.l.

Via Colletta, 10 - 26100 Cremona (CR)
Codice Fiscale e Partita IVA 01572960191
e-mail: info@atesrl.eu pec: ate_srl@pec.it
tel. (+039) 335.6785021 - fax. (+039) 0377402035

Il Direttore Tecnico
dott. geol. Marco Daguati

INDICE

PREMESSA.....	3
PARTE PRIMA: STUDIO GEOLOGICO	4
1.1 Inquadramento geologico e geomorfologico.....	4
1.2 Caratteristiche idrogeologiche e piezometria	5
1.3 Inquadramento sismico.....	5
1.4 Pericolosità idraulica	5
1.5 Vincoli e fattibilità geologica	6
ALLEGATI 1 - 3	6
PARTE SECONDA: STUDIO SISMICO	10
2.1 Analisi sismica di secondo livello	11
2.2 Spettro di risposta elastico secondo la normativa antisismica	14
2.3 Analisi del potenziale di liquefazione dei terreni di fondazione	17
PARTE TERZA: STUDIO GEOTECNICO.....	20
3.1 Indagine geognostica: modalità esecutive e criteri interpretativi.....	20
3.2 Modello geotecnico di riferimento	23
3.3 Valutazione degli Stati Limite Ultimi (SLU) e di Esercizio (SLE) geotecnico: stima della capacità portante e dei cedimenti dei terreni di fondazione	25
3.4 Suggerimenti e considerazioni conclusive	29
ALLEGATO 4 – Ubicazione delle indagini	30
ALLEGATO 5 – Prove penetrometriche	31

PREMESSA

In seno al progetto di un nuovo edificio commerciale in Comune di Cernusco sul Naviglio, la scrivente Società ha ricevuto l'incarico di definire le caratteristiche geologiche, geotecniche e sismiche dei terreni per un corretto dimensionamento delle opere fondazione ai sensi del D.M. 17.01.2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni".

L'indagine geognostica si è avvalsa di tre prove penetrometriche, programmate sulla base della vigente normativa relativa alle indagini sui terreni e realizzate secondo quanto specificato nelle "Raccomandazioni sulla Programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche" a cura della Associazione Geotecnica Italiana (1977), oltre ad una specifica indagine geofisica per definire l'azione sismica di progetto.

L'area di indagine è ubicata nel settore meridionale del capoluogo di Cernusco sul Naviglio, come indicato nella seguente immagine.

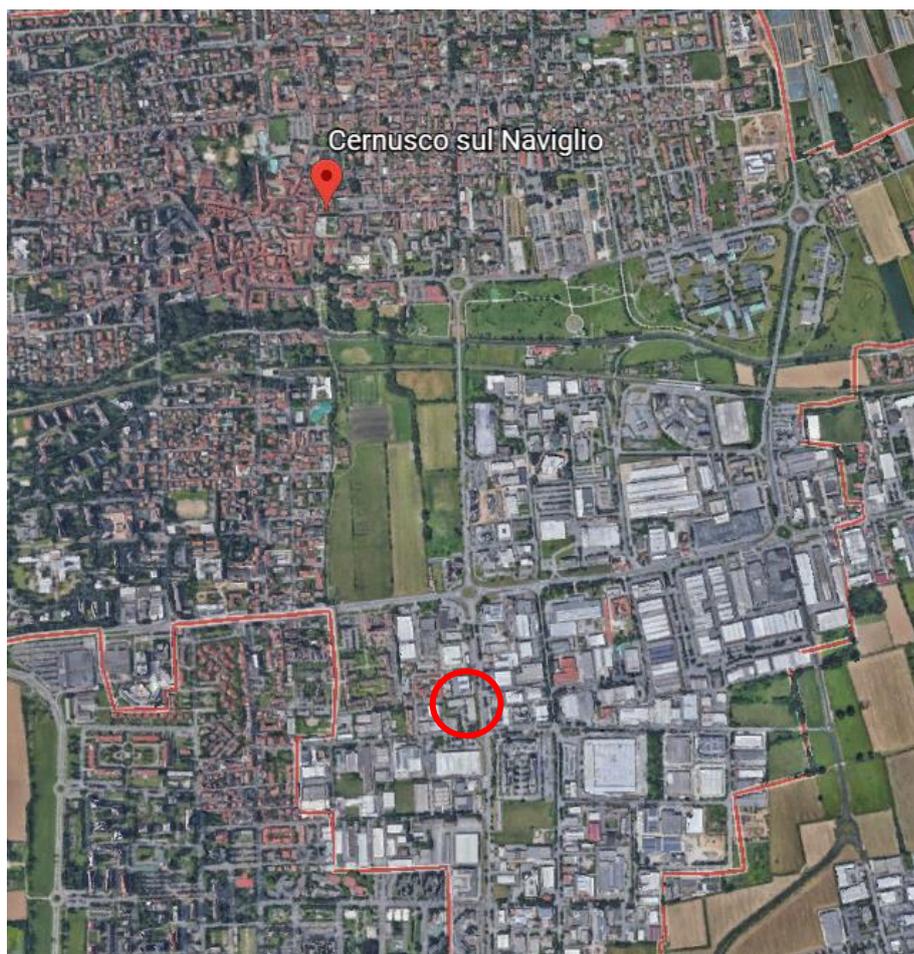


Figura 1 - Ubicazione dell'area di intervento (tratta da: Google Earth).

PARTE PRIMA: STUDIO GEOLOGICO

1.1 Inquadramento geologico e geomorfologico

L'area di intervento si colloca nel settore della media pianura ed è caratterizzata dalla presenza di depositi di origine fluvioglaciale e fluviale Würmiani che costituiscono il substrato del Livello Fondamentale della Pianura.

Nella figura seguente si riproduce uno stralcio della “Carta Geologica d'Italia” alla scala 1:100.000 del progetto C.A.R.G. – Foglio 45 “Milano” (Figura 2) dalla quale si evince come i terreni di substrato appartengono al *Diluvium Medio* (Pleistocene), costituiti in prevalenza da ghiaie sabbiose con strato di alterazione superficiale argilloso ocreo (ferretto), potente fino a 200-250 cm. **DILUVIUM MEDIO.**

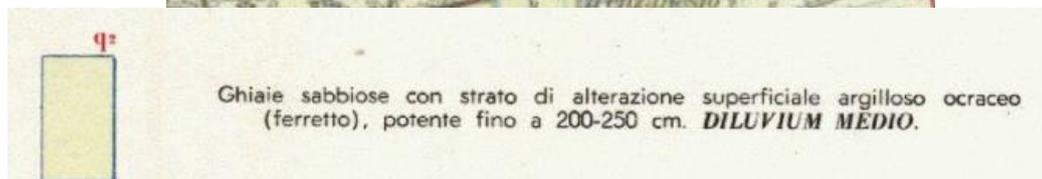
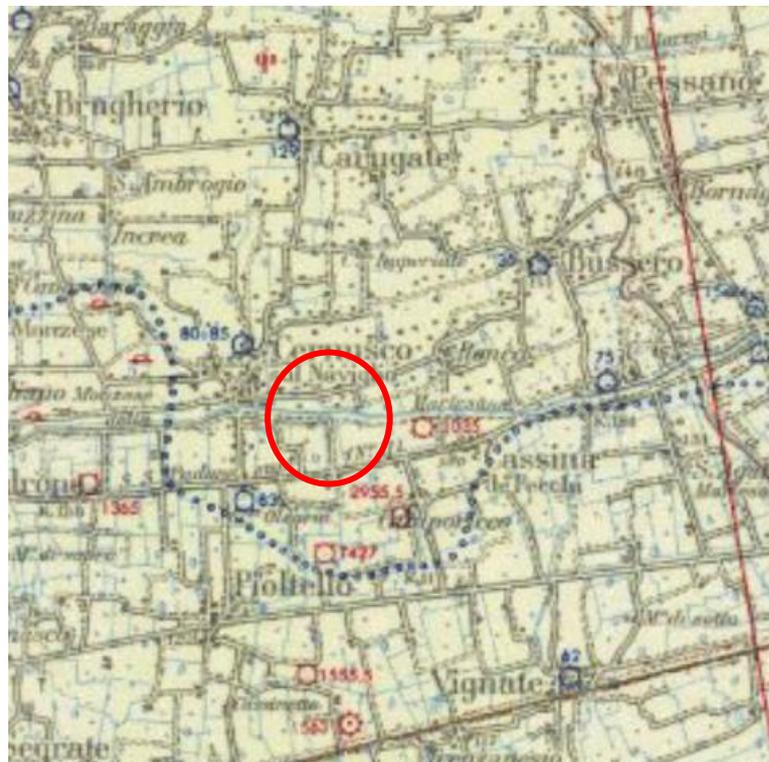


Figura 2 – Stralcio della Carta Geologica d'Italia (scala 1:100.000) – Progetto C.A.R.G. - Foglio n. 45 “Milano”

1.2 Caratteristiche idrogeologiche e piezometria

Nell'ambito del settore di pianura analizzato si delinea un sistema acquifero di tipo "multifalda", nel quale si alternano strutture acquifere a matrice sabbioso-ghiaiose e depositi impermeabili di tipo argilloso.

La falda superficiale presenta una generale direzione orientata verso quadranti meridionali, mentre la soggiacenza si attesta a ca. 6-7 m da piano campagna sulla verticale d'intervento (*Allegato 1*).

1.3 Inquadramento sismico

Per quanto concerne la classificazione sismica, la D.g.r. n. X/2129 del 16 luglio 2014 della Regione Lombardia classifica il Comune di Cernusco sul Naviglio in *zona sismica 3* (*Figura 3*).

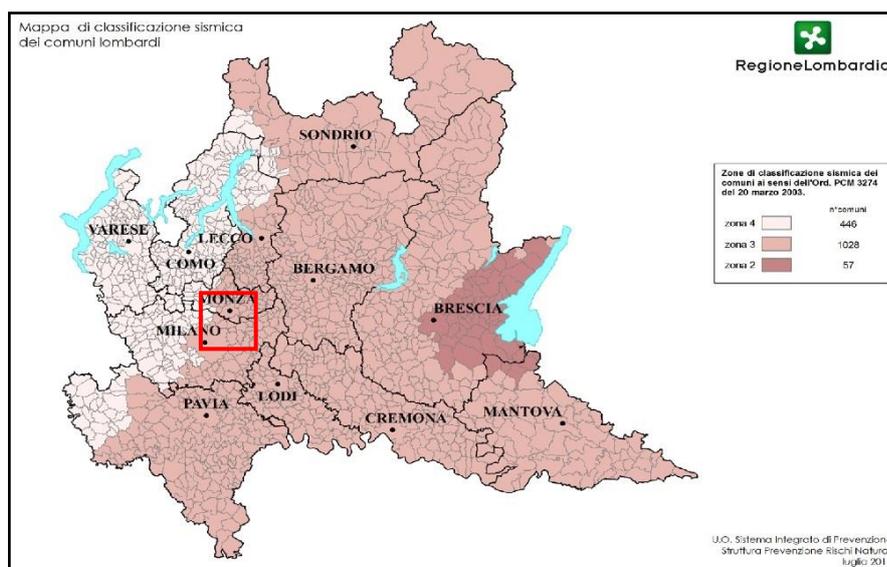


Figura 3: Classificazione sismica dei comuni della Lombardia (D.g.r. n. X/2129 del 11 luglio 2014).

1.4 Pericolosità idraulica

Il Piano di Gestione del Rischio Alluvioni "PGRA" (in *figura 3* uno stralcio della "Mappa della Pericolosità Idraulica") non segnala alcun tipo di pericolosità per inondazione dal reticolo idrografico.

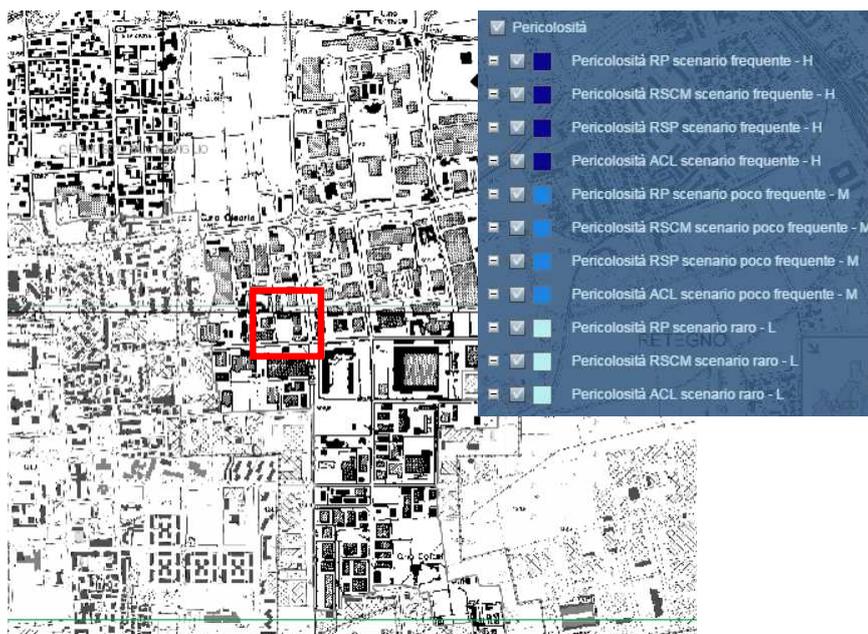


Figura 3 – Stralcio della “Mappa della Pericolosità Idraulica” tratta dal P.G.R.A. dell’Autorità di Bacino del Fiume Po.

1.5 Vincoli e fattibilità geologica

L’area di intervento non è interessata da alcun vincolo di natura geologica (*Allegato 2*).

Sulla base di quanto riportato dalla Carta di fattibilità geologica del P.G.T. (*Allegato 3*), l’area è collocata in **Classe 2 - Fattibilità con modeste limitazioni**: sono aree caratterizzate da media vulnerabilità dell’acquifero.

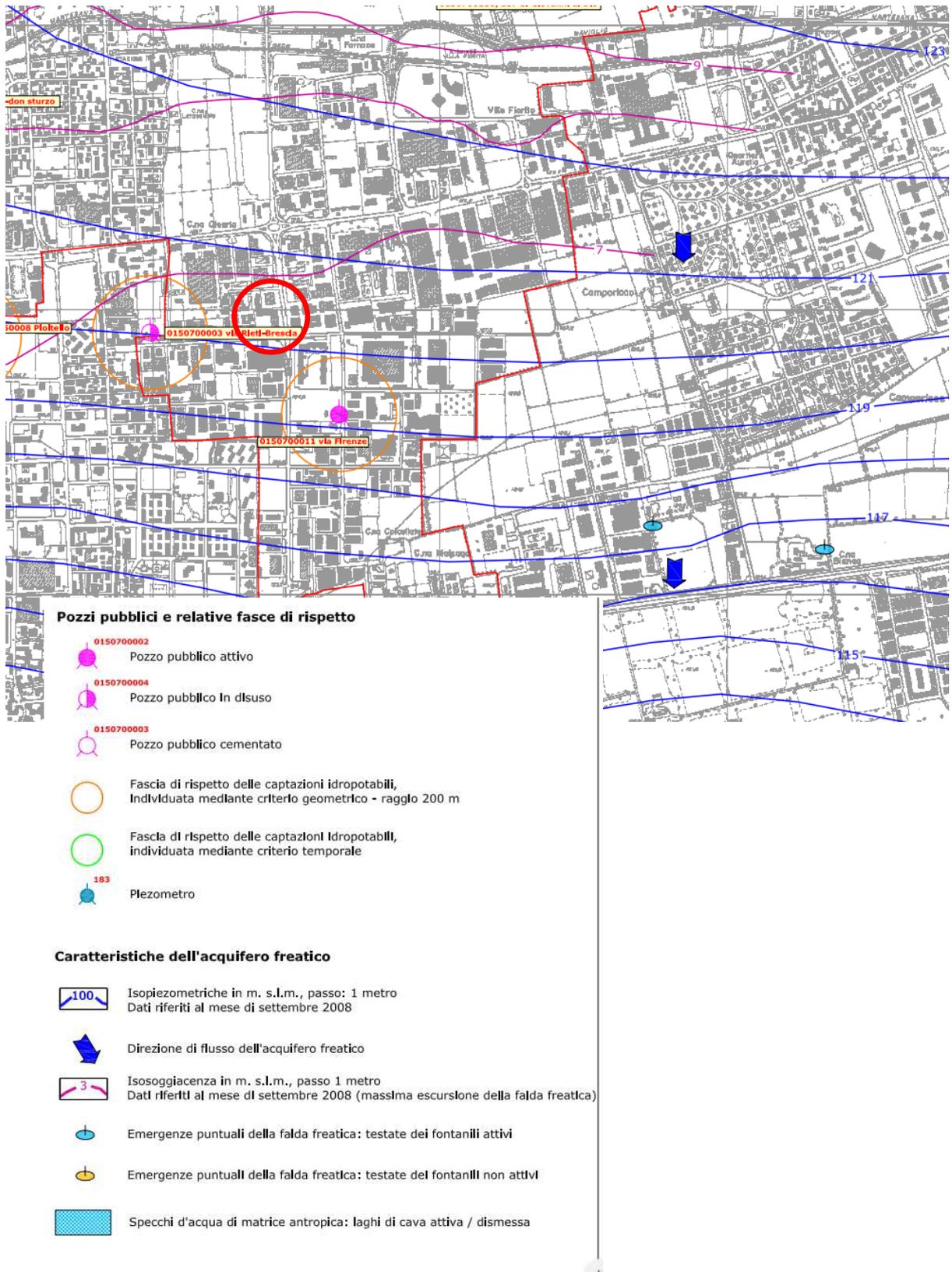
ALLEGATI 1 - 3

Stralci tratti dalla “Componente geologica, idrogeologica e sismica” del P.G.T. di Cernusco sul Naviglio

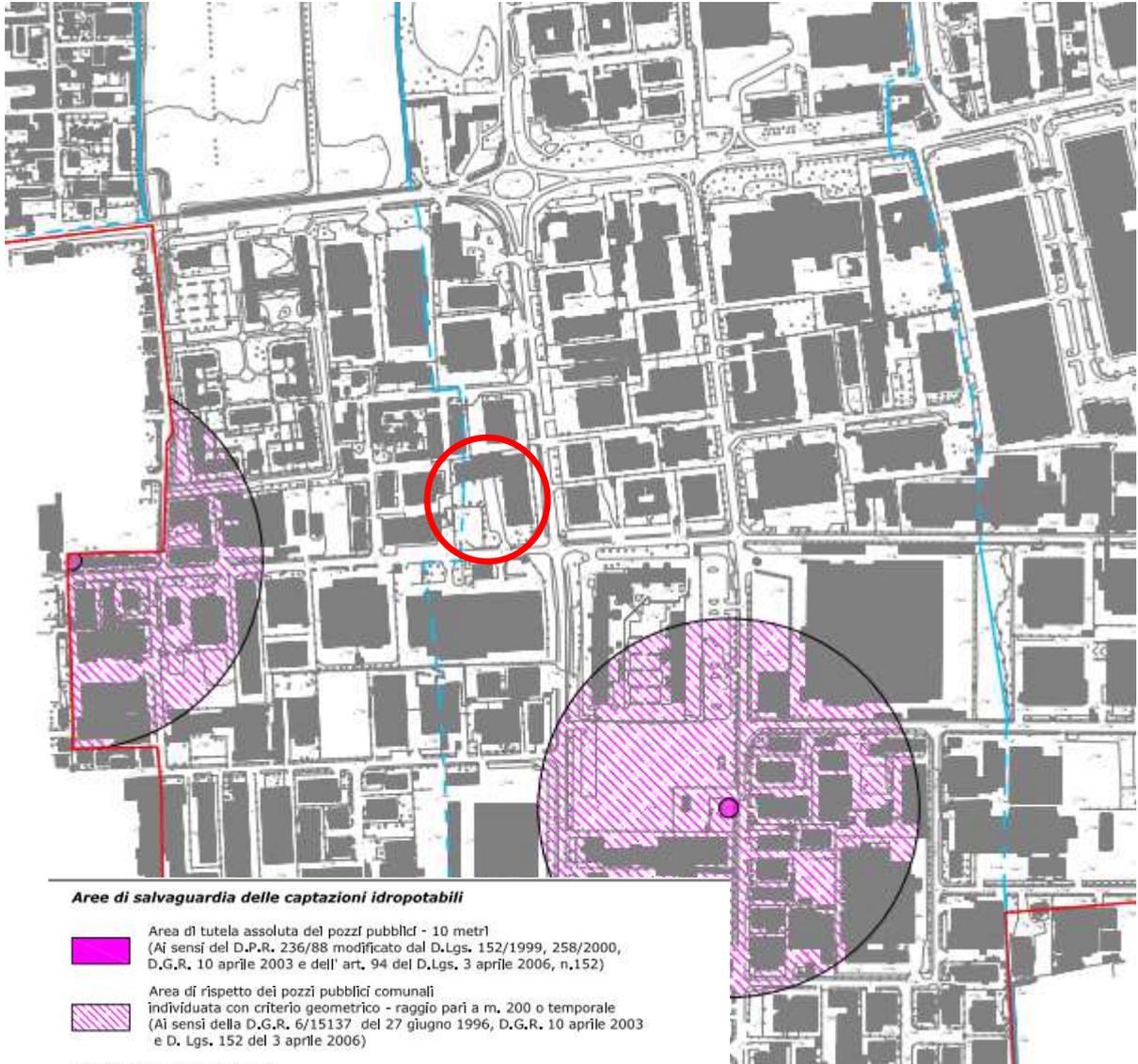
(dicembre 2009)

- Allegato 1: Carta idrogeologica
- Allegato 2: Carta dei vincoli
- Allegato 3: Carta di fattibilità geologica per le azioni di piano

Allegato 1 – Carta idrogeologica



Allegato 2 – Carta dei vincoli



Are e di salvaguardia delle captazioni idropotabili

-  Area di tutela assoluta dei pozzi pubblici - 10 metri
(Ai sensi del D.P.R. 236/88 modificato dal D.Lgs. 152/1999, 258/2000, D.G.R. 10 aprile 2003 e dell' art. 94 del D.Lgs. 3 aprile 2006, n.152)
-  Area di rispetto dei pozzi pubblici comunali individuata con criterio geometrico - raggio pari a m. 200 o temporale
(Ai sensi della D.G.R. 6/15137 del 27 giugno 1996, D.G.R. 10 aprile 2003 e D. Lgs. 152 del 3 aprile 2006)

Vincoli di polizia idraulica

-  Fascia di rispetto del reticolo idrografico minore: Fontanile Lodì - 10 metri
Fascia di rispetto del reticolo idrografico di bonifica:
Sistema dei canali adduttori principali: Naviglio Martesana, e dei canali colatori secondari di competenza del Consorzio di Bonifica Est Ticino Villorosi - 10 metri
(Ai sensi del R.D. 523/1904 e R.D. 368/1904 e della D.G.R. 25/01/2002, n. 7/7868 e D.G.R. 01/08/2003, n. 7/13950)

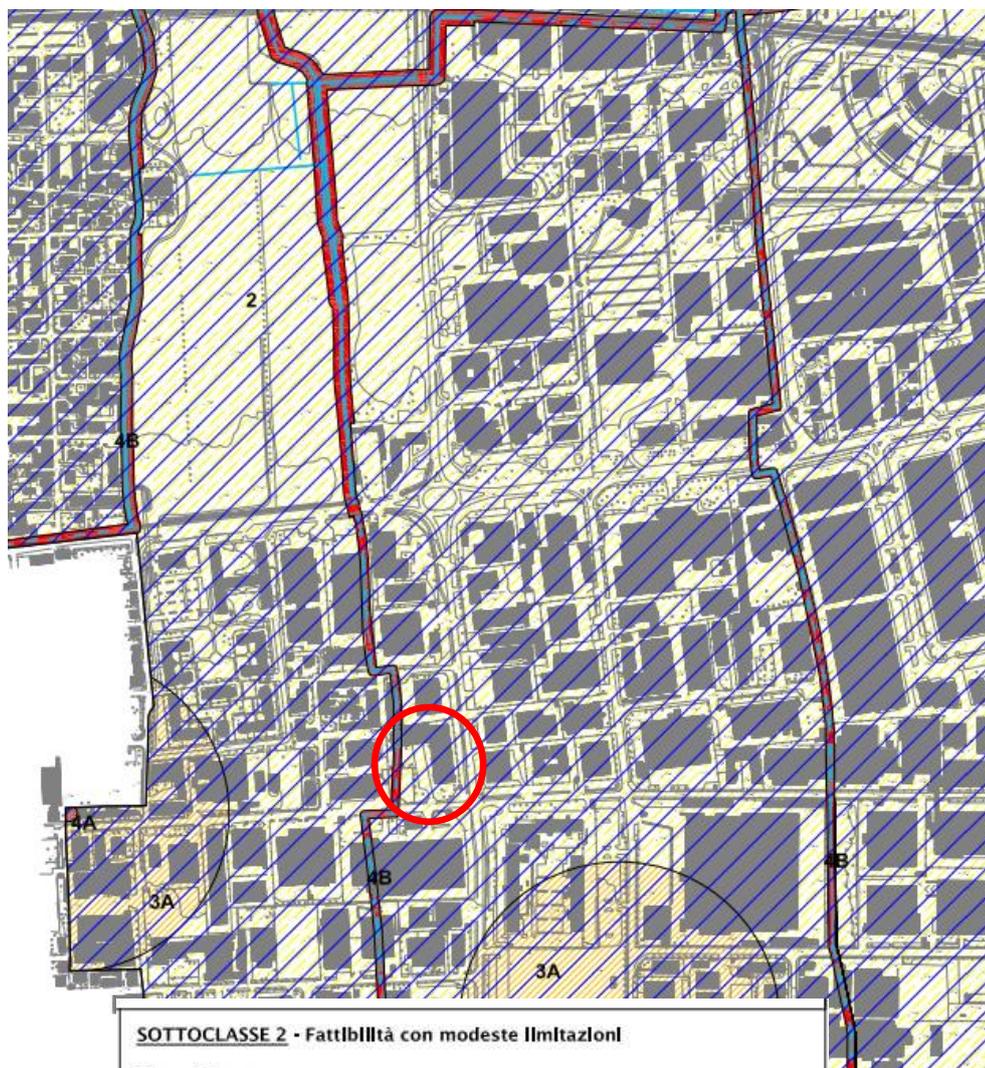
Vincoli paesistico - ambientali

-  Parco Agricolo Sud Milano - Parco Regionale
(Istituito mediante L.R. n° 24 del 23 aprile 1990)
-  Parco Est delle Cave - Parco Locale di Interesse Sovracomunale
(Istituito mediante D.G.P. della Provincia di Milano del 25 maggio 2009)
-  Fascia di rispetto delle testate dei fontanili - 50m misurata dall'orlo della testa e lungo l'asta per una fascia non inferiore a metri 25.
(Ai sensi dell' art. 34 delle NDA del PTCP della Provincia di Milano)

Vincoli derivanti da attività estrattiva

-  Ambiti Territoriali Estrattivi attivi: coltivazione di ghiaia e sabbia
(Ai sensi dell' Allegato A, Piano Cave della Provincia di Milano)
-  Cava di recupero: coltivazione di ghiaia e sabbia per ripristino ambientale
(Ai sensi dell' Allegato B, Piano Cave della Provincia di Milano)
-  Giacimenti sfruttabili caratterizzati da litologia prevalentemente ghiaiosa - sabbiosa
(Ai sensi dell' Allegato D, Piano Cave della Provincia di Milano)

Allegato 3 – Carta di fattibilità geologica per le azioni di piano



SOTTOCLASSE 2 - Fattibilità con modeste limitazioni

Descrizione

Aree caratterizzate da media vulnerabilità dell'acquifero freatico: soggiacenza di falda compresa tra i 6 e i 18 m. dal piano campagna (Agosto 2008).

Suoli molto profondi nella porzione meridionale del territorio comunale, da profondi a mediamente profondi nella porzione settentrionale del territorio comunale.

Permeabilità elevata: $1,0 \cdot 10^{-3} \div 1,0 \cdot 10^{-4}$ m/s.

Prescrizioni

Per le nuove opere edificatorie e/o di ampliamento, le opere in sotterraneo potranno essere eseguite con particolari cautele di impermeabilizzazioni, in quanto l'intero territorio comunale è soggetto a fluttuazioni anche metriche dell'acquifero libero.

PARTE SECONDA: STUDIO SISMICO

Il Comune di Cernusco sul Naviglio appartiene alla **zona sismica 3** (D.g.r. n. X/2129 del 16 luglio 2014) e, facendo riferimento allo studio geologico redatto a supporto del P.G.T., il sito in esame rientra nello scenario di **pericolosità sismica locale Z4a**, ovvero “*zona di fondovalle con presenza di depositi alluvionali e/o fluvioglaciali granulari*”, nella quale possono verificarsi effetti di amplificazione sismica derivanti dalle caratteristiche dei terreni (amplificazione litologica - *figura 1*)

I seguenti capitoli illustrano i risultati dell'analisi sismica di 2° livello effettuata ai sensi della D.g.r. IX/2616 del 30 novembre 2011 al fine di quantificare l'amplificazione sismica propria del sito e stabilire la categoria di sottosuolo prevista dalle NTC18 sufficiente a considerare tali aspetti (D.g.r. X/5001/2016).

La categoria di sottosuolo consente di determinare gli spettri di risposta elastici necessari per una corretta progettazione strutturale in relazione alle condizioni sito-specifiche, garantendo un adeguato livello di protezione antisismica delle costruzioni.

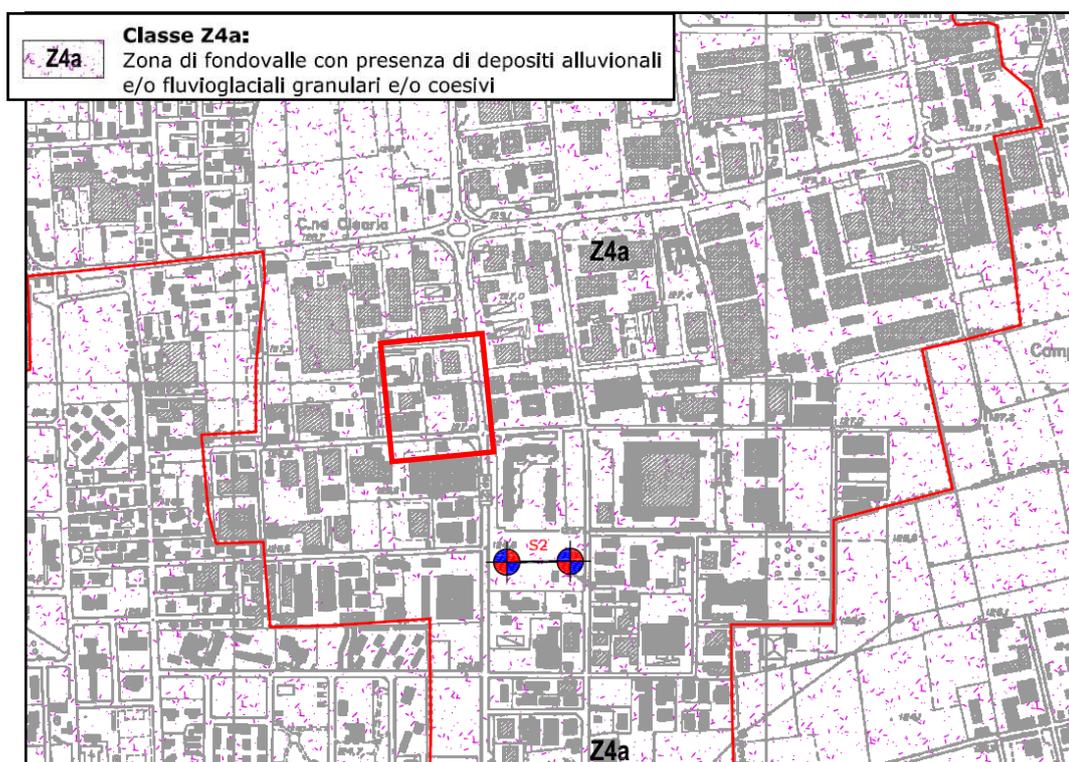


Figura 1: Scenari di pericolosità sismica locale (D.g.r. IX/2616/2011) per il territorio comunale di Cernusco sul Naviglio con ubicazione dell'area in esame.

2.1 **Analisi sismica di secondo livello**

L'analisi di secondo livello consiste nella caratterizzazione semi-quantitativa degli effetti di amplificazione attesi per l'area in oggetto e si concretizza con la stima della risposta sismica dei terreni in termini di Fattore di amplificazione (Fa).

La valutazione del fattore Fa è stata condotta per uno scenario suscettibile di amplificazione di tipo litologico o stratigrafico, ovvero è stato “quantificato” l'effetto delle condizioni litostratigrafiche locali in grado di modificare l'intensità delle onde sismiche generate da un terremoto. La procedura prevede il confronto del valore di Fa caratteristico dell'area (Fa_sito - FAC) rispetto al valore caratteristico del territorio comunale in cui l'area è inserita (detto “di soglia” Fa_soglia - FAS), contenuto in un apposito elenco redatto dalla Regione Lombardia.

Nella determinazione dei valori di Fa si è fatto riferimento a quanto specificato nell'Allegato 5 della D.g.r. IX/2616/2011.

Per il Comune di Cernusco Sul Naviglio i valori di Fa di soglia riferiti all'intervallo 0.1-0.5 s e 0.5-1.5 s per le diverse categorie di sottosuolo soggette ad amplificazioni litologiche sono i seguenti:

Fa_soglia - FAS				
<i>Intervallo</i>	<i>Suolo B</i>	<i>Suolo C</i>	<i>Suolo D</i>	<i>Suolo E</i>
0.1-0.5	1.4	1.9	2.2	2.0
0.5-1.5	1.7	2.4	4.2	3.1

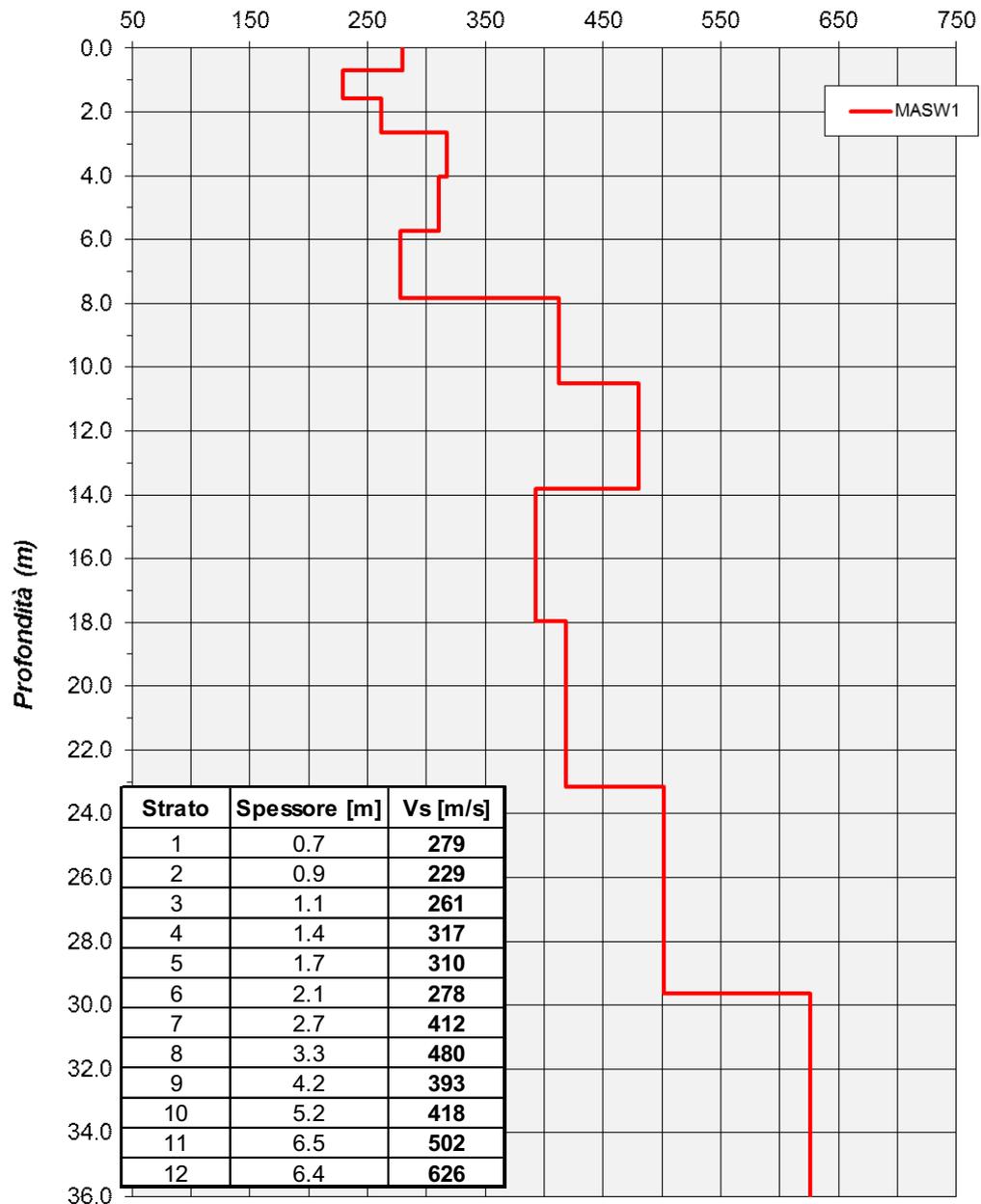
Tabella 1: Valori di soglia del fattore di amplificazione per il comune di Cernusco Sul Naviglio - Regione Lombardia.

Stima degli effetti litologici

Nella stima e nell'attendibilità degli effetti litologici propri dell'area in esame, l'andamento della velocità delle onde sismiche di taglio (Vs) con la profondità riveste un ruolo di fondamentale importanza. Per tale ragione, i terreni sono stati classificati attraverso una specifica campagna di indagini geofisiche che si è concretizzata con l'esecuzione di n. 1 linea sismica tipo MASW.

Per l'area in esame si ottiene il seguente modello di velocità delle onde sismiche di taglio con la profondità (la quota zero corrisponde all'attuale piano campagna).

Velocità onde S (m/sec)



Sulla base delle caratteristiche litologiche dei terreni che costituiscono il sottosuolo e dell'andamento delle Vs con la profondità a partire dal piano fondazionale si individua la scheda litologica di riferimento (Allegato 5 alla D.g.r. IX/2616/2011) che, nel caso specifico, risulta essere quella “sabbiosa”. All'interno della scheda di valutazione viene scelta, in funzione della profondità e della velocità delle onde S dello strato superficiale, la curva più appropriata per la valutazione del valore di Fa.

Considerando una velocità dello strato superficiale compresa tra 250 e 300 m/s (media dei primi 3-4 m del profilo Vs-z a partire dal piano fondazionale), la curva di riferimento per l'intervallo 0.1-0.5 s è la n. 2, caratterizzata dalla seguente equazione:

<i>Curva</i>	<i>Tratto polinomiale</i>	<i>Tratto logaritmico</i>	<i>Tratto rettilineo</i>
	$0.03 \leq T \leq 0.45$	$0.45 < T \leq 0.80$	$T > 0.80$
2	$F_{a0.1-0.5} = -8.65T^2 + 5.44T + 0.84$	$F_{a0.1-0.5} = 0.83 - 0.88 \ln T$	$F_{a0.1-0.5} = 0.83 - 0.88 \ln T$

mentre per il calcolo di Fa nell'intervallo 0.5-1.5, l'equazione della curva 2 risulta:

<i>Curva</i>	$0.08 \leq T \leq 0.80$	$0.80 < T \leq 1.80$
2	$F_{a0.5-1.5} = -6.11T^3 + 5.79T^2 + 0.44T + 0.93$	$F_{a0.5-1.5} = 1.73 - 0.61 \ln T$

in cui T è il periodo proprio del sito, calcolato a partire dalla seguente equazione:

$$T = \frac{4 \cdot \sum_{i=1}^n h_i}{\left(\frac{\sum_{i=1}^n V_{S_i} \cdot h_i}{\sum_{i=1}^n h_i} \right)}$$

dove h_i e V_{S_i} sono lo spessore e la velocità dello strato i-esimo del modello fino al bedrock sismico (strato con $V_S > 800$ m/s). Non essendo stato rilevato direttamente, la profondità del bedrock sismico è stata ipotizzata assegnando un gradiente delle velocità delle onde S con la profondità di tipo logaritmico, desunto dai dati misurati nella prova MASW.

Utilizzando il modello di velocità ricostruito si ottengono i seguenti risultati:

ID	Scheda	Periodo T_0	FAC (0.1-0.5)	FAC (0.5-1.5)
Area1	sabbiosa	0.33 s	1.7	1.5

A questo punto, il valore di Fa proprio del sito deve essere confrontato con il valore Fa di soglia, differente per le diverse categorie di sottosuolo definite, secondo il D.M. 17.01.2018, sulla base del valore di $V_{S,eq}$. Poiché il bedrock sismico è posto oltre i 30 m dal piano fondazionale, ai sensi delle NTC18 il valore di $V_{S,eq}$ coincide con il valore di $V_{S,30}$.

A partire dal profilo V_s -profondità dell'area in esame, si ottengono i seguenti risultati:

<i>Quota delle fondazioni da p.c.</i>	$V_{S,eq}=V_{S,30}$ [m/s]	<i>Categoria sottosuolo</i>
-1.0 m	397	<i>B</i>
-1.5 m	405	<i>B</i>
-2.0 m	411	<i>B</i>

In *tabella 2* si effettua il confronto tra i valori di F_a proprio del sito ottenuti con l'analisi sismica di 2° livello ed il valore F_a di soglia, da cui emerge che ***l'applicazione della categoria di sottosuolo calcolata ai sensi della normativa antisismica non è sufficiente a tenere in considerazione i possibili effetti di amplificazione litologica propri del sito per le strutture con periodo proprio compreso tra 0.1 e 0.5 s ($FAC > FAS$) mentre risulta sufficiente per le strutture con periodo compreso tra 0.5-1.5s ($FAC \leq FAS$).***

Area	Cat. Sottosuolo	Fa (0.1-0.5)			Fa (0.5-1.5)		
		FAC	FAS	Verifica $FAC \leq FAS$	FAC	FAS	Verifica $FAC \leq FAS$
1	<i>B</i>	<i>1.7</i>	<i>1.4+0.1</i>	No	<i>1.5</i>	<i>1.7+0.1</i>	Si

Tabella 2: Verifica dei fattori di amplificazione di sito.

Sulla base dei risultati ottenuti dall'applicazione dell'analisi sismica di 2° livello è possibile applicare lo spettro di risposta elastico ai sensi delle NTC18 ***utilizzando una categoria di sottosuolo di tipo B per strutture con periodo proprio $T_0 > 0.5s$ mentre per strutture con periodo proprio $T_0 \leq 0.5s$ risulta necessario utilizzare una categoria di sottosuolo di tipo C*** (approccio semplificato).

2.2 Spettro di risposta elastico secondo la normativa antisismica

Di seguito si definiscono gli spettri di risposta elastici previsti dalla normativa antisismica facendo riferimento a quanto contenuto nei *cap. 2 e 3 del D.M. 17.01.2018* e a quanto riportato nei capitoli precedenti (in particolare i risultati dell'analisi sismica di II livello).

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione rappresenta il modello di riferimento per la descrizione del moto sismico in un punto del suolo.

Le ipotesi assunte nella definizione degli spettri di risposta elastici in accelerazione risultano:

- Vita nominale della struttura: **$V_N = 50$ anni**;
- **Classe d'uso = III**;
- Periodo di riferimento per l'azione sismica **$V_R = 75$ anni** ($C_U = 1.5$);
- Valori di accelerazione massima orizzontale e dei parametri spettrali per i diversi stati limite (valori interpolati ottenuti dalla media pesata con i 4 punti della griglia di accelerazioni che comprendono il sito in esame [ED50: Lat 45.513659 - Long 9.338693]):

	P_{VR}	T_R	a_g	F_O	T_C*
		[anni]	[g/10]		[s]
SLO	81%	45	0.263	2.533	0.1957
SLD	63%	75	0.324	2.554	0.2182
SLV	10%	712	0.680	2.636	0.2878
SLC	5%	1462	0.845	2.660	0.3002

- Periodo proprio della struttura $T_0 \leq 0.5s$ → **Categoria di sottosuolo = C**, **categoria topografica = T1** ($S_T = 1.0$) e coefficiente di smorzamento viscoso $\xi = 5\%$ a cui corrispondono i seguenti valori:

	S_s	C_c	S	T_B	T_C	T_D
				[s]	[s]	[s]
SLO	1.50	1.80	1.50	0.12	0.35	1.71
SLD	1.50	1.74	1.50	0.13	0.38	1.73
SLV	1.50	1.58	1.50	0.15	0.46	1.87
SLC	1.50	1.56	1.50	0.16	0.47	1.94

- Periodo proprio della struttura $T_0 > 0.5s$ → **Categoria di sottosuolo = B**, **categoria topografica = T1** ($S_T = 1.0$) e coefficiente di smorzamento viscoso $\xi = 5\%$ a cui corrispondono i seguenti valori:

	S _s	C _c	S	T _B	T _C	T _D
				[s]	[s]	[s]
SLO	1.20	1.52	1.20	0.10	0.30	1.71
SLD	1.20	1.49	1.20	0.11	0.33	1.73
SLV	1.20	1.41	1.20	0.14	0.41	1.87
SLC	1.20	1.40	1.20	0.14	0.42	1.94

In *figura 2 e 3* si riportano gli spettri di risposta elastici previsti dalla normativa antisismica per lo stato limite di salvaguardia della vita SLV e per lo stato limite di prevenzione del collasso SLC (formule riportate nel paragrafo 3.2.3.2.1).

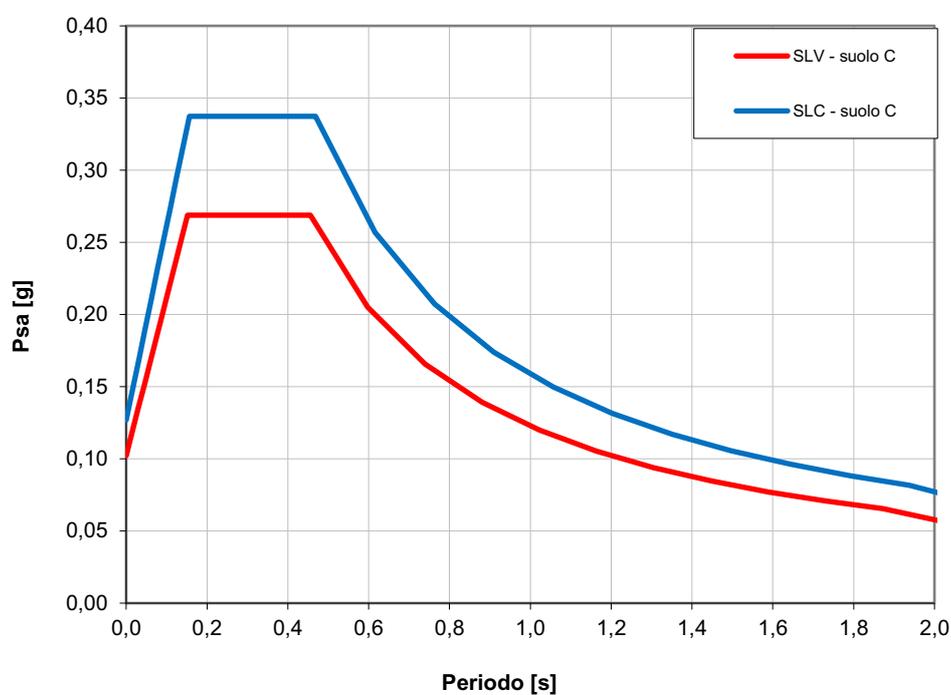


Figura 2: Spettri di risposta elastici previsti dalla normativa antisismica per gli stati limite (SLV e SLC) - Categoria sottosuolo C.

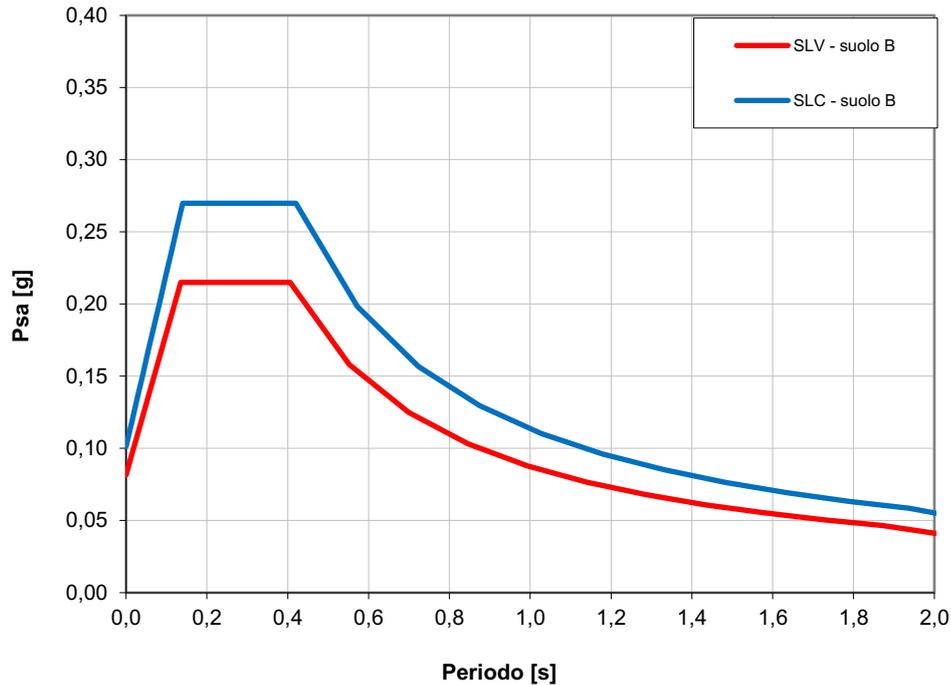


Figura 3: Spettri di risposta elastici previsti dalla normativa antisismica per gli stati limite (SLV e SLC) - Categoria sottosuolo B.

2.3 Analisi del potenziale di liquefazione dei terreni di fondazione

La liquefazione è un fenomeno associato alla perdita di resistenza al taglio o a un accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni dinamiche (terremoti) che agiscono in condizioni non drenate.

L'analisi della suscettibilità alla liquefazione di un dato sito dipende da:

- caratteristiche dell'azione sismica (intensità e durata);
- proprietà geotecniche dei terreni;
- caratteristiche litologiche dei terreni e profondità della falda.

La liquefazione di un deposito è dunque il risultato dell'effetto combinato di due principali categorie di fattori: le condizioni del terreno (fattore predisponente) e la sismicità (fattore scatenante).

Ai sensi delle NTC18 (Cap. 7.11.3.4.2) la verifica della liquefazione può essere omessa qualora si manifesti almeno una delle seguenti condizioni:

1. Accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizione di campo libero) <0.10g;

2. Profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna;
3. Depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1n} > 180$;
4. caratteristiche dell'azione sismica (intensità e durata);

Per l'area in esame risulta:

- ✓ Accelerazione massima orizzontale $a_{max} = 0.082 - 0.010$ g ($a_{max} = a_g * S$ – tabelle riportate nel paragrafo precedente);
- ✓ Profondità falda = 6-7 m da piano campagna (dato desunto dallo studio geologico del PGT).

Poiché il valore di a_{max} risulta inferiore/uguale a 0.10g (condizione di esclusione prevista dalle NTC18), si può assumere che **i terreni che costituiscono l'area in esame non sono soggetti a fenomeni di liquefazione in condizioni sismiche.**

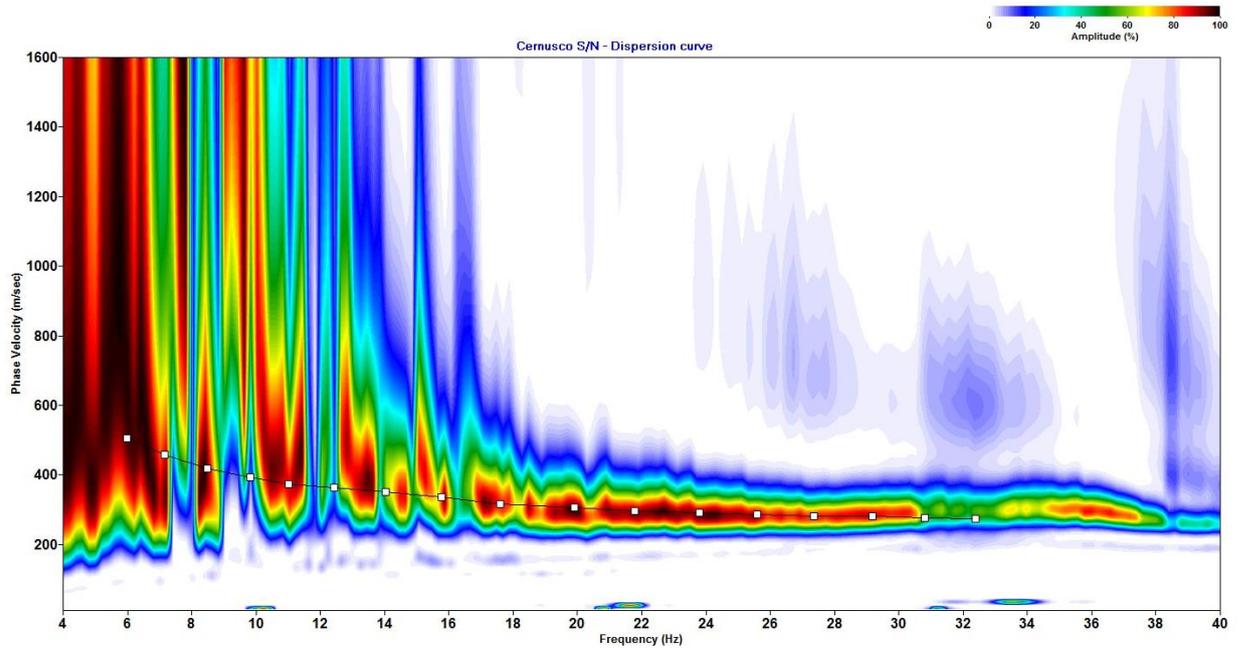
Indagine MASW

Acq. attiva: 24 geofoni con interdistanza = 1.0 m, Sorgente = 6-12 m, $T_S= 1$ msec, $T_L=2$ sec.

Acq. passiva: 24 geofoni con interdistanza = 1.0 m, $T_S= 4$ msec, $T_L=30$ sec.



CURVA DI DISPERSIONE E PICKING



PARTE TERZA: STUDIO GEOTECNICO

3.1 Indagine geognostica: modalità esecutive e criteri interpretativi

Come accennato in premessa, lo studio geotecnico si è avvalso dei risultati di n. 3 prove eseguite con penetrometro dinamico continuo di tipo superpesante (DPSH), spinte ad una profondità massima di ca. 4 da piano campagna; l'ubicazione delle prove è riportata in *Allegato 5*.

L'indagine mediante penetrometro dinamico prevede l'infissione di una punta attraverso massa battente che esercita una energia costante per tratti consecutivi di 30 cm. Durante la prova vengono misurati il numero di colpi (Np) necessari alla penetrazione della punta; le caratteristiche tecniche dell'attrezzatura impiegata sono le seguenti:

- Peso massa battente (Maglio) M = 73 Kg
- Altezza di caduta libera del maglio H = 0,75 m
- Punta conica : diametro Dp = 50,8 mm angolo apertura = 60°
- Aste: peso = 4,6 Kg/m

La documentazione allegata comprende copia delle letture delle grandezze registrate a campagna (Np).

Poiché le correlazioni esistenti in letteratura ed utilizzate per l'interpretazione delle prove penetrometriche fanno riferimento essenzialmente alle prove tipo "S.P.T." (Nspt), i valori di Np misurati sono stati debitamente trasformati in funzione delle modalità esecutive adottate. Per il penetrometro DPSH la relazione tra il numero di colpi Nspt (normalizzati al 60%) e i dati Np (anch'essi normalizzati) misurati alle medesime quote è:

$$N_{spt}(60\%) = C \cdot N_p(60\%)$$

In cui

C=1.5-2.0 Terreni con ghiaie

C=2.0-2.8 Terreni sabbiosi

C=2.8-4.0 Argille +/- limose

In fase di rielaborazione, tuttavia, i risultati sono stati rivisti in modo critico: è bene non scordare, infatti, i limiti operativi dello strumento e la possibilità di errore insita nella misura dei valori di Np, soprattutto nel caso di ghiaie a granulometria grossolana che possono produrre valori ben più elevati della effettiva resistenza del terreno.

Per quanto concerne l'esecuzione delle prove, si rammenta che l'utilizzo del rivestimento nella prova S.C.P.T. serve essenzialmente a ridurre l'attrito sulla batteria delle aste nel caso di terreni coesivi: non esiste in letteratura una correlazione ufficialmente adottata fra il numero di colpi di punta e di rivestimento misurati e la litologia degli strati attraversati. Pertanto, sebbene l'indagine penetrometrica tipo S.C.P.T. fornisca dati geotecnici attendibili, le informazioni sulla natura litologica e granulometrica dei terreni attraversati non trovano in letteratura un supporto scientifico e derivano soprattutto dal tipo di risposta allo strumento adottato.

I metodi utilizzati per il calcolo dei parametri geotecnici (terreni incoerenti) sono i seguenti (successivamente rivisti in modo critico):

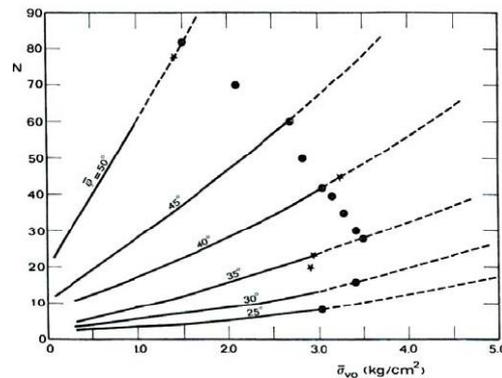
ANGOLO DI RESISTENZA AL TAGLIO ϕ

Per stimare questo fondamentale parametro sono stati utilizzati i seguenti metodi, confrontandone i risultati:

SHIOI & FUKUNI o "Road Bridge Specification" (1982), valido per tutti i tipi di suolo, in cui l'angolo è pari a

$$\phi = \sqrt{15 \cdot N_{spt}} + 15$$

DE MELLO (1971): questa correlazione è valida per tutti i tipi di suolo e l'angolo si ricava da un grafico in funzione di N_{spt} e σ_{vo} [kg/cm²].



MALCEV (1964): questa correlazione è valida per i terreni sabbiosi e per qualsiasi profondità, tranne che per i primi 2 m sotto il piano campagna. L'angolo è funzione del numero di colpi e della pressione litostatica efficace, valutata in kg/cm².

$$\phi = 20 - 5 \cdot \log(\sigma_v') + 3,73 \cdot \log(N_{spt})$$

DENSITÀ RELATIVA DR.

Sono stati utilizzati in modo integrato i metodi di *Gibbs e Holtz (1957)*, di *Schultze e Mezenback (1961)* e di *Skempton (1986)*.

MODULO DI DEFORMAZIONE E.

E' stato calcolato attraverso diversi metodi, confrontati tra loro criticamente:

BURLAND & BURBIDGE (1985): questa correlazione è valida per tutti i tipi di suolo ed il modulo si ricava in funzione di N_{spt}

$$\text{Per } N_{spt} = 4 \quad E = (1,6 \div 2,4) * N_{spt}$$

$$\text{Per } N_{spt} = 10 \quad E = (2,2 \div 3,4) * N_{spt}$$

$$\text{Per } N_{spt} = 30 \quad E = (3,7 \div 5,6) * N_{spt}$$

$$\text{Per } N_{spt} = 60 \quad E = (4,6 \div 7,0) * N_{spt}$$

D'APOLLONIA ET AL.: questa correlazione è valida per le sabbie con ghiaia e per le sabbie sovraconsolidate. La correlazione calcola il modulo di Young senza considerare l'influenza della pressione efficace, portando così ad una diminuzione del valore di E con la profondità.

$$\text{Per ghiaia + sabbia} \quad E = 7,71 * N_{spt} + 191$$

$$\text{Per sabbia SC} \quad E = 10,63 * N_{spt} + 375$$

WEBB: questa correlazione è valida solo per le sabbie sotto falda e per le sabbie con fine plastico:

$$\text{Per sabbia satura} \quad E = 4,87 * N_{spt} + 73$$

$$\text{Per sabbia con fine plastico} \quad E = 3,22 * N_{spt} + 16$$

SCHMERTMANN (1978): Definisce il valore del modulo di Young utilizzando la seguente correlazione empirica:

$$E \text{ (t/mq)} = 2 \times B \times N_{spt}$$

con

N_{spt} = numero di colpi medio nello strato.

B = costante variabile in funzione della litologia

SCHULTZE e MENZEBACH: Definisce il valore del modulo di deformazione non considerando l'influenza della pressione efficace, che porta, a parità di N_{spt} , ad una diminuzione di E con la profondità:

$$E \text{ (kg/cmq)} = 5.27 \times N_{spt} + 76$$

3.2 Modello geotecnico di riferimento

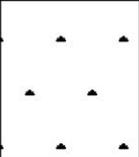
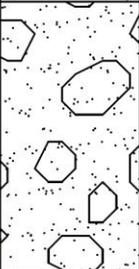
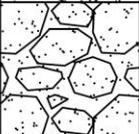
Nella ricostruzione della stratigrafia e del modello geotecnico locale sono emersi i seguenti aspetti:

- 1) il substrato delle strutture in progetto è costituito da unità geotecniche che presentano caratteristiche differenti;
- 2) durante l'esecuzione delle prove in sito non è stata rilevata acqua sotterranea entro le profondità indagate, in accordo con lo studio geologico del PGT che suggerisce, per l'area in esame, una soggiacenza di falda pari a ca. 6-7 m dal piano campagna.

Sulla base delle prove eseguite, è stato ricostruito il seguente modello geotecnico, rappresentativo dell'area in esame e punto di partenza per le elaborazioni successive.

Unità A	Sotto un orizzonte di riporto e di alterazione superficiale, si riconosce un deposito incoerente di modeste proprietà geotecniche, per il quale sono stati calcolati un angolo di attrito $\Phi = 27^\circ-28^\circ$ e un modulo di deformazione $E = 140-160 \text{ kg/cm}^2$. Lo spessore dell'unità varia da un massimo di 2.5 m sulla verticale n. 1 e diminuisce progressivamente sulle altre raggiungendo un minimo di 1.5 m sulla verticale n. 3.
Unità B	Alla base dell'unità A, i risultati penetrometrici descrivono il passaggio ad un orizzonte transizionale più addensato e di migliori geotecniche, per il quale sono stati calcolati un angolo di attrito $\Phi = 30^\circ-31^\circ$ e un modulo di deformazione $E = 220-240 \text{ kg/cm}^2$.
Unità C	Oltre ca. 3,5 m e sino alla massima profondità raggiunta, si sviluppa un deposito per il quale sono stati calcolati un angolo di attrito $\Phi = 31^\circ-33^\circ$ e un modulo di deformazione $E = 300-350 \text{ kg/cm}^2$. Per quanto concerne i terreni a profondità superiore di quella raggiunta dallo strumento penetrometrico, è stata assunta come continua l'unità C (ipotesi avvalorata dal profilo sismostratigrafico Vs-profondità).

Il profilo geotecnico di riferimento, successivamente utilizzato per i calcoli relativi alla risposta geotecnica, è rappresentato nella seguente figura.

Profondità (m)	Colonna stratigrafica	Descrizione	Modulo edometrico coesivi (kg/cmq)	Modulo di Young (kg/cmq)	Peso di volume naturale (t/mc)	Coesione non drenata (kg/cmq)	Angolo di attrito (°)
0.60		Terreno Vegetale	nc	nc	1.6	nc	nc
2.50		Unità A: Sabbia poco addensata	nc	160	1.8	nc	28
3.50		Unità B: Sabbia con ghiaia	nc	230	1.8	nc	30
4.00		Unità C: Ghiaia e sabbia	nc	300	1.8	nc	32

3.3 Valutazione degli Stati Limite Ultimi (SLU) e di Esercizio (SLE) geotecnico: stima della capacità portante e dei cedimenti dei terreni di fondazione

Nel corso della verifica di cui al presente studio, si è proceduto a calcolare la capacità portante in condizioni di SLU (stato limite ultimo) secondo la procedura del D.M. 17.01.2018.

Per stato limite s'intende una particolare condizione raggiunta la quale l'opera non è più in grado di svolgere la funzione per cui è stata progettata. Si definisce come **stato limite ultimo** (SLU) la condizione oltre la quale si verifica una situazione di collasso (per esempio quando il carico applicato supera la capacità portante del sistema terreno-fondazione); il termine **stato limite di esercizio** viene invece usato nel caso si esamini una situazione in cui, pur non verificandosi il collasso, l'opera subisce lesioni tali da risultare inutilizzabile.

Sulla base del modello geotecnico innanzi definito e rappresentato nel precedente profilo verticale, è stata valutata la risposta geotecnica dei terreni ipotizzando una struttura di ***fondazione a plinto a base quadrata con eccentricità nulla, posato entro l'Unità geotecnica A e un incastro nei terreni ("D") pari ad almeno 1.0 m***, evitando qualsiasi interazione con l'orizzonte di alterazione/riporto superficiale.

Si precisa che non dovranno essere confusi la profondità di posa (rispetto al piano campagna) e l'"incastro nei terreni (D)", da cui deriva il fattore " γD " (nell'espressione polinomiale della formula di capacità portante); quest'ultimo esprime il contrasto al cuneo di rottura dei terreni posti sopra il piano di posa della struttura. Sarà quindi necessario valutare la presenza di eventuali massetti, pavimentazioni, vespai, riporti ecc. a lato/sopra la fondazione, i quali concorrono in modo incerto o insignificante nella determinazione della capacità portante.

Per la valutazione del carico limite, si è fatto ricorso all'espressione trinomia di Terzaghi (programma di calcolo Loadcap):

$$q_d = cN_c s_c + \gamma_1 D N_q + 0.5 \gamma_2 B N_{\gamma} s_{\gamma}$$

dove

$\gamma_{1,2}$ = peso di volume medio rispettivamente sopra e sotto il piano di posa

c = coesione del terreno

D = profondità di posa della fondazione

B = larghezza della fondazione (dimensione del lato corto)

N_c , N_q , N_γ = coefficienti adimensionali legati rispettivamente al contributo del terreno coesivo, al terreno posto sopra al piano di posa della fondazione ed agli strati di coesione nulla

s_c , s_γ = fattori adimensionali legati alla forma della fondazione

Le verifiche di sicurezza nei confronti degli stati limite ultimi sono state condotte tenendo conto dei coefficienti parziali per le azioni (A1), per i parametri geotecnici (M1) e per le resistenze (R3), riportati nelle tabelle 6.2.I, 6.2.II del citato D.M. 17.01.2018 (NTC2018).

Le verifiche allo SLU sono avvenute seguendo l'**APPROCCIO 2**, costituito dalla combinazione $A1+M1+R3$.

Secondo normativa si raggiunge un adeguato grado di sicurezza quando risulta verificata la relazione:

$$R_d/E_d \geq 1$$

I valori di progetto delle azioni (E_d) andranno calcolati utilizzando gli opportuni coefficienti parziali γ_G (carichi permanenti) e γ_Q (carichi variabili) da applicare, in funzione della combinazione 1 e 2, ai carichi trasmessi dalla sovrastruttura alla fondazione.

STATI LIMITE ULTIMI (SLU) GEOTECNICI: VALUTAZIONE DELLA CAPACITA' PORTANTE

IPOTESI FONDAZIONALE

Tipologia di fondazione = plinto a base quadrata con eccentricità nulla
 Incastro minimo (D) nei terreni = 1 m
 Terreno di fondazione = *Unità A (evitando interazioni con l'orizzonte di alterazione/riporto superficiale)*

Approccio 2 (A1+M1+R3)

coefficienti parziali applicati: $\gamma_\gamma = 1$; $\gamma_c = 1$; $\gamma_\phi = 1$; $\gamma_R = 2.3$

La resistenza R_d del sistema geotecnico ponendo $R_d = q_{lim} \cdot (B \cdot L) / \gamma_R$ è:

PLINTO DI FONDAZIONE								
B [cm]	L [cm]	q_{lim} [kg*cm ⁻²]	q_{lim} [kPa]	γ_R	q_{lim}/γ_R [kg*cm ⁻²]	q_{lim}/γ_R [kPa]	Rd [kg*10 ³]	Rd [kN]
200	200	5,03	493,27	2,3	2,19	214,47	87,48	857,87
250	250	5,77	565,84	2,3	2,51	246,02	156,79	1537,62
300	300	6,57	644,30	2,3	2,86	280,13	257,09	2521,16
350	350	7,42	727,65	2,3	3,23	316,37	395,20	3875,55
400	400	8,43	826,70	2,3	3,67	359,44	586,43	5750,96

STATI LIMITE D'ESERCIZIO (SLE) GEOTECNICI: VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI

In fase di verifica, dopo aver determinato la distribuzione delle tensioni prodotte da un'azione (Ed) pari alla resistenza del terreno (Rd) calcolata con l'Approccio 2, sono stati stimati i cedimenti assoluti ricorrendo al programma di calcolo "Settle 3" di Rocscience, la cui compatibilità con la struttura in elevazione andrà verificata in fase di progettazione strutturale. I risultati sono riassunti nella seguente tabella:

PLINTO DI FONDAZIONE						
B [cm]	L [cm]	q_{lim}/γ_R [kg*cm ⁻²]	q_{lim}/γ_R [kPa]	Ed [kg*10 ³]	Ed [kN]	Ced. S [mm]
200	200	2,19	214,47	87,48	857,87	16-18
250	250	2,51	246,02	156,79	1537,62	21-23
300	300	2,86	280,13	257,09	2521,16	29-31
350	350	3,22	316,37	395,20	3875,55	36-38
400	400	3,67	359,44	586,43	5750,96	46-48

Nel caso di fondazioni di maggiori dimensioni, per azioni (Ed) corrispondenti alle resistenze del terreno (Rd) calcolate come SLU GEO in approccio 2 sono attesi cedimenti prossimi ai limiti suggeriti dalla geotecnica tradizionale (25-30mm): riducendo le azioni strutturali (Ed) in condizioni di SLE, i cedimenti risulteranno contenuti entro valori più cautelativi.

Pur rammentando come i cedimenti siano funzione anche delle dimensioni della fondazione, nelle seguenti tabelle sono stati calcolati i cedimenti riducendo le pressioni sul piano di posa, mantenendo invariata la geometria della fondazione con lato B=3.5 m e 4.0 m.

PLINTO DI FONDAZIONE						
B [cm]	L [cm]	Ed[kg*cm ⁻²]	Ed [kPa]	Ed [kg*10 ³]	Ed [kN]	Cedimento S (mm)
350	350	2,60	254,97	318,50	3123,42	28-30
350	350	2,40	235,36	294,00	2883,16	26-28
350	350	2,20	215,75	269,50	2642,89	25-27

PLINTO DI FONDAZIONE						
B [cm]	L [cm]	Ed[kg*cm ⁻²]	Ed [kPa]	Ed [kg*10 ³]	Ed [kN]	Cedimento S (mm)
400	400	2,40	235,36	384,00	3765,75	28-30
400	400	2,20	215,75	352,00	3451,94	26-28
400	400	2,00	196,13	320,00	3138,13	24-26

Va comunque ricordato come per la determinazione degli SLE geotecnici si è necessaria una interazione tra valutazioni geotecniche ed esigenze strutturali/progettuali: i cedimenti, infatti, sono funzione sia della geometria della fondazione che dei carichi applicati (azioni progettuali) mentre la massima deformazione accettabile dalla sovrastruttura non può che essere definita nel progetto strutturale.

Le informazioni sui cedimenti, pertanto, non sono da considerarsi una valutazione definitiva sugli SLE geotecnici, bensì un primo approccio indispensabile per la loro determinazione.

3.4 Suggerimenti e considerazioni conclusive

Sulla scorta di quanto sopra definito, in fase progettuale ed esecutiva sarà necessario rammentare quanto segue:

1. La capacità portante di un terreno e conseguentemente la sua resistenza, è funzione diretta oltre che delle caratteristiche geotecniche anche della geometria della fondazione; qualora venissero significativamente variate le caratteristiche geometriche rispetto a quelle ipotizzate, pertanto, sarà necessario verificare nuovamente la risposta geotecnica.
2. Nel caso di carichi eccentrici agenti sulla fondazione, dovrà essere debitamente valutata la riduzione delle prestazioni geotecniche che da essi può derivare.
3. Per quanto concerne gli stati limite d'esercizio, questi consentiranno di definire forma, dimensioni e rigidità della struttura di fondazione nel rispetto delle esigenze progettuali dell'opera. Come per la capacità portante, anche l'entità dei cedimenti calcolata nei paragrafi precedenti deve intendersi come una stima di primo riferimento per la definizione dello stato limite di esercizio (ai sensi della normativa vigente), da rivedersi in funzione della compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione.

Cremona, 27.06.2020

ATE S.r.l.
dott. geol. Marco Daguati

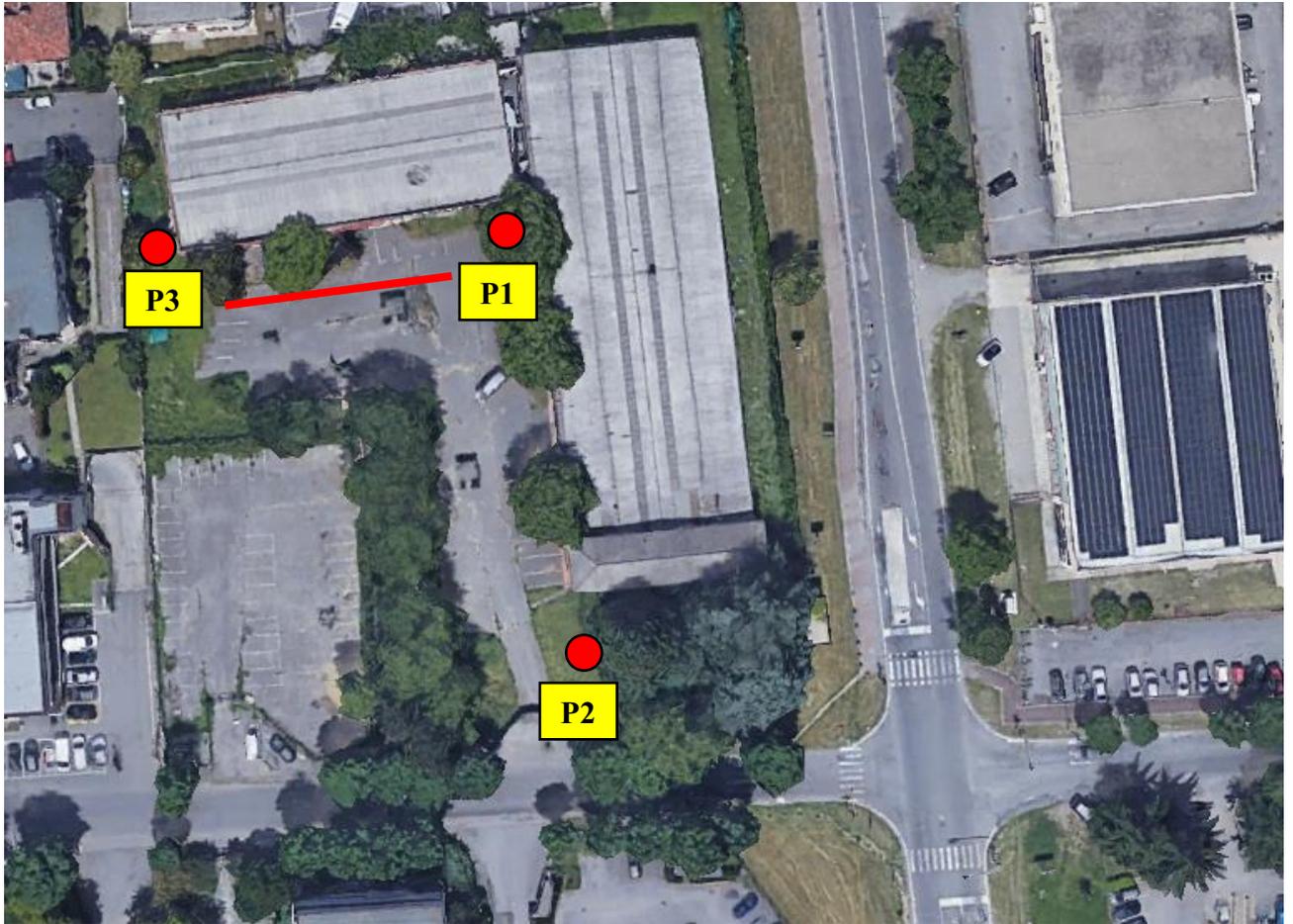
ALLEGATO 4 – Ubicazione delle indagini



Prove penetrometriche e relativa numerazione



Indagine MASW



**ALLEGATO 5 – Prove penetrometriche
DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA**



Verticale d'indagine n. 1



Verticale d'indagine n. 2



Verticale d'indagine n. 3

**REGISTRAZIONI STRUMENTALI DEI VALORI PENETROMERICI e RELATIVA
CORRELAZIONE TRA LE UNITA' GEOTECNICHE**

DPSH P.1		DPSH P.2		DPSH P.3		Unità geotecniche
Prof. (m)	Nscept	Prof.	Nscept	Prof. (m)	Nscept	
0,3	1	0,3	14	0,3	8	Unità Tv
0,6	4	0,6	32	0,6	25	
0,9	18	0,9	10	0,9	16	Unità A
1,2	12	1,2	8	1,2	9	
1,5	15	1,5	4	1,5	16	
1,8	8	1,8	17	1,8	26	Unità B
2,1	9	2,1	22	2,1	19	
2,4	9	2,4	28	2,4	27	
2,7	23	2,7	38	2,7	22	
3,0	28	3,0	49	3,0	28	Unità C
3,3	26	3,3	65	3,3	35	
3,6	36	3,6		3,6	54	
3,9	57	3,9		3,9	70	

PROFILI PENETROMETRICI

A.T.E. S.r.l.

Ambiente Territorio Energia S.r.l.
Via Colletta, 10
26100 Cremona (CR)

Committente: Finanziaria dell'Alimentazione S.r.l.

Località: Cernusco sul Naviglio (MI)

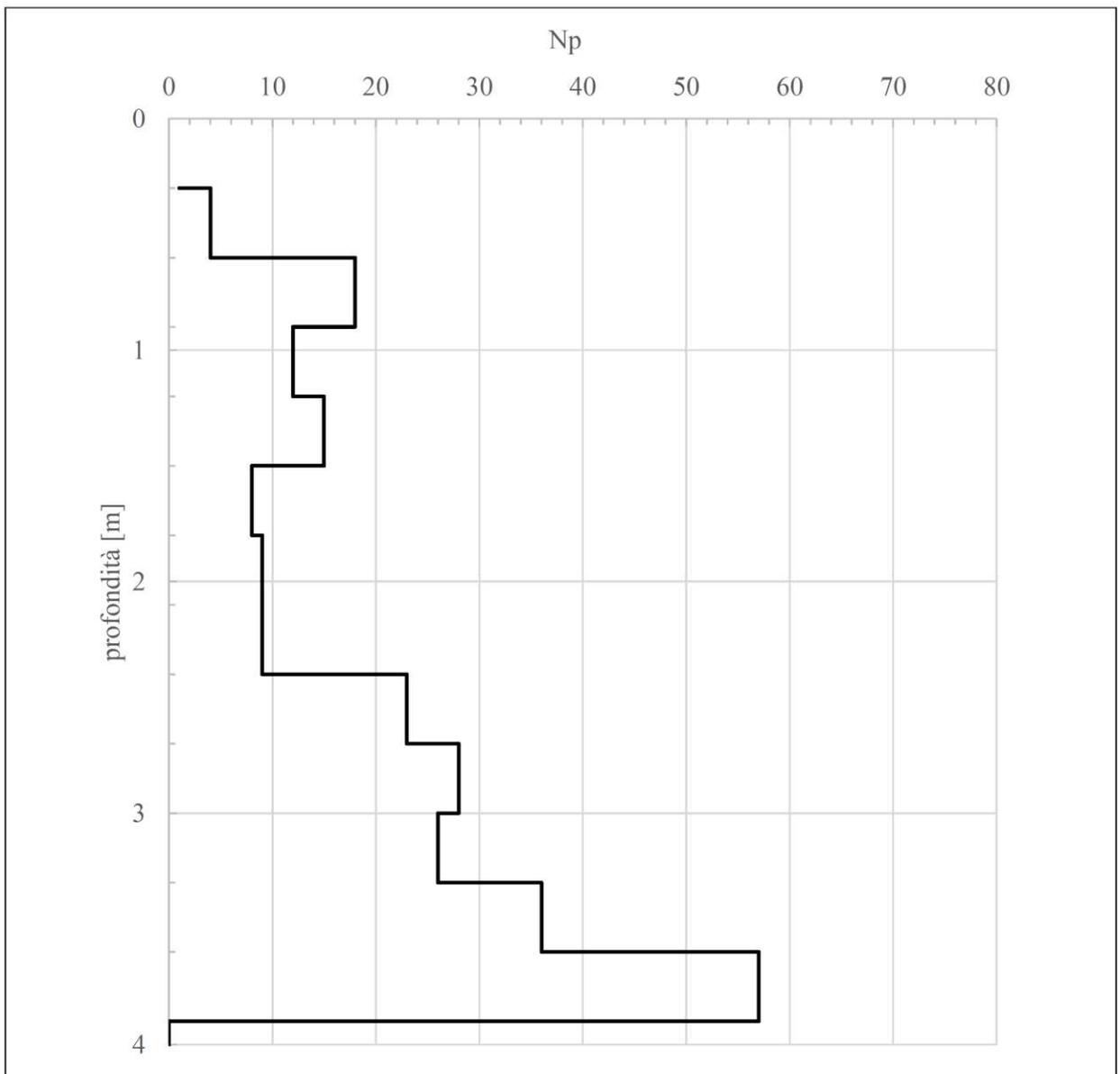
Data: 22/07/2020

Attrezzatura: penetrometro dinamico superpesante (DPSH 1)

Profondità della falda da p.c. (m): non rilevata

Grafico della prova

Numero colpi punta



A.T.E. S.r.l.

Ambiente Territorio Energia S.r.l.
Via Colletta, 10
26100 Cremona (CR)

Committente: Finanziaria dell'Alimentazione S.r.l.

Località: Cernusco sul Naviglio (MI)

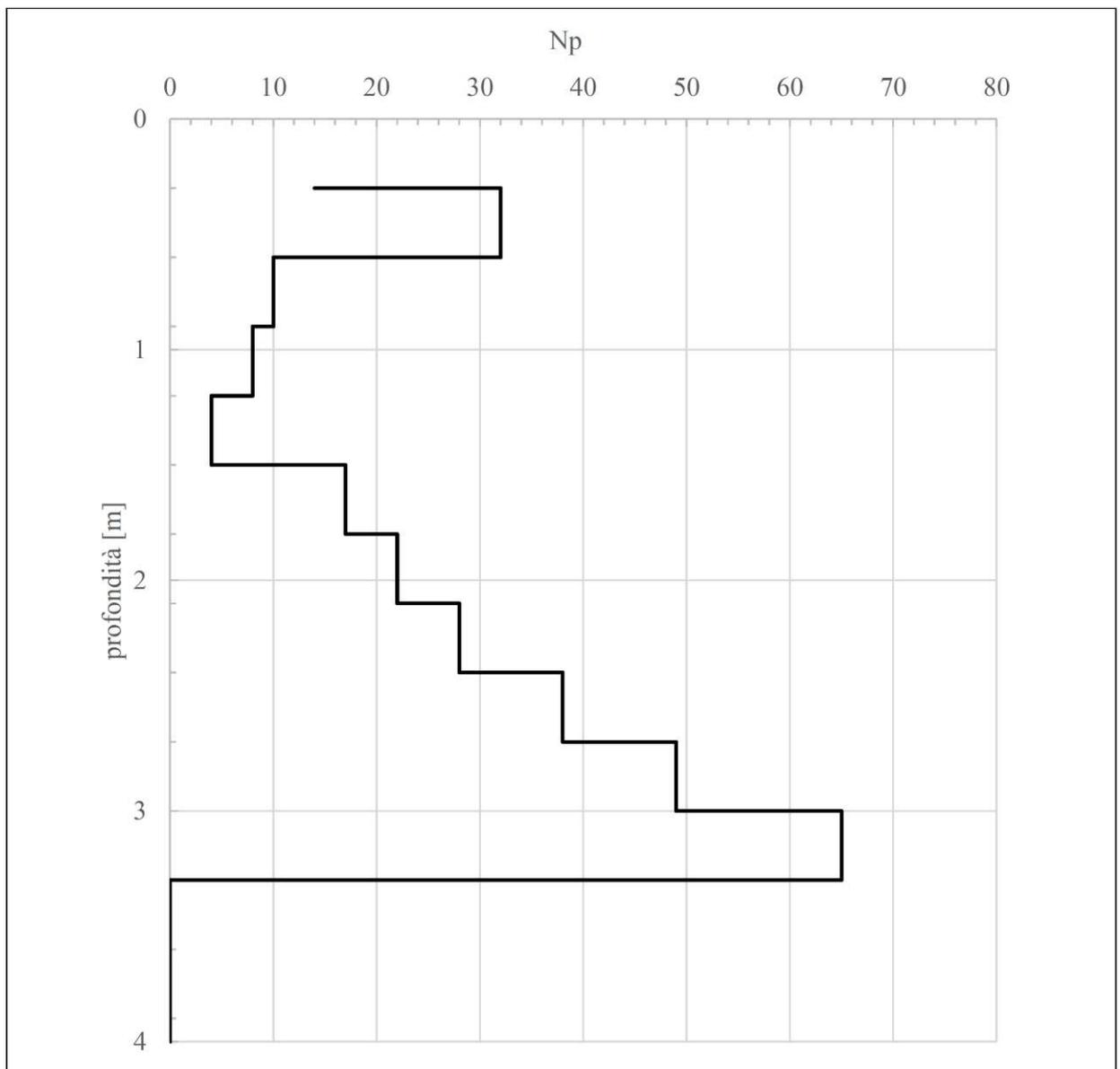
Data: 22/07/2020

Attrezzatura: penetrometro dinamico superpesante (DPSH 2)

Profondità della falda da p.c. (m): non rilevata

Grafico della prova

Numero colpi punta



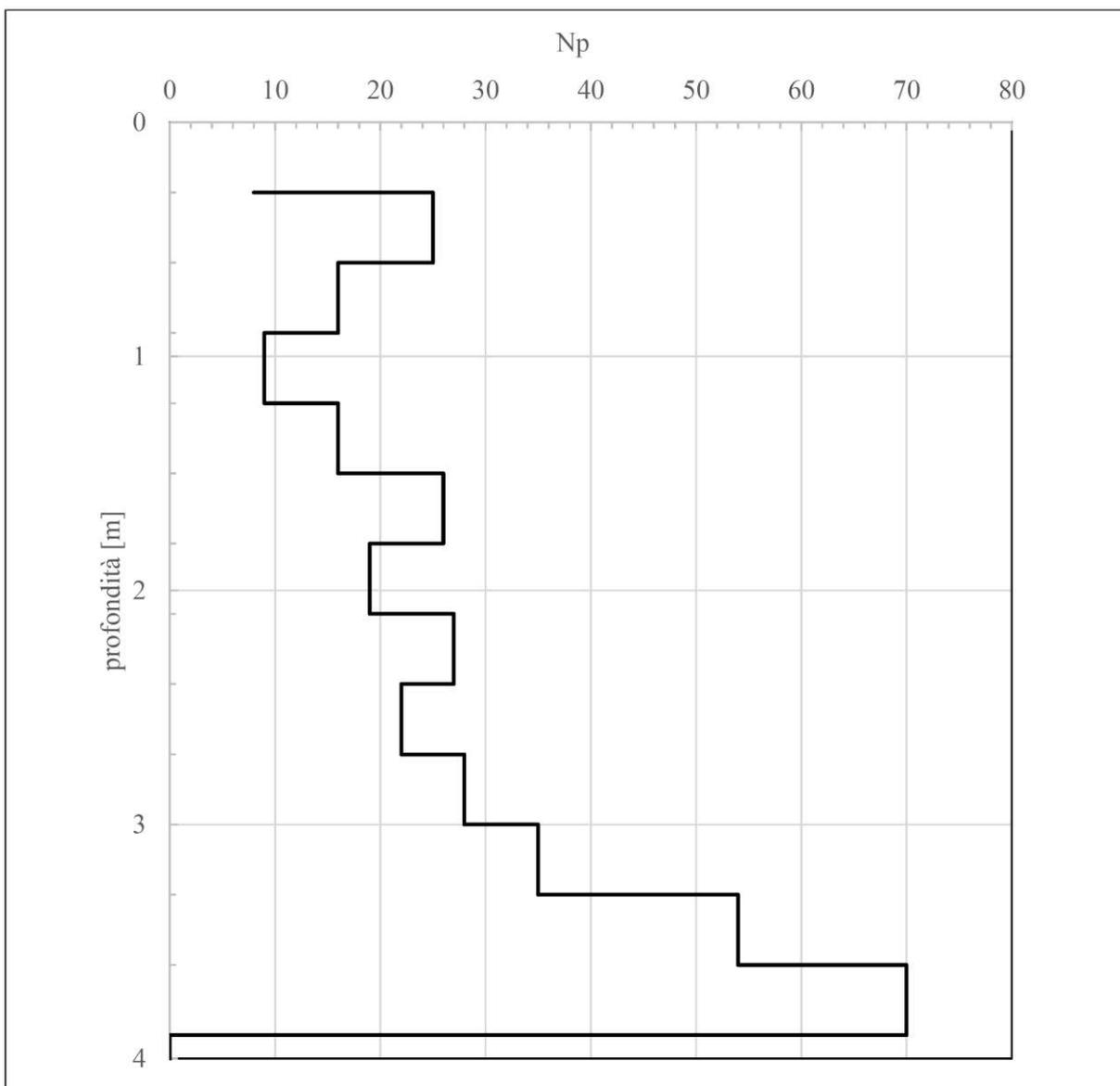
A.T.E. S.r.l.

Ambiente Territorio Energia S.r.l.
Via Colletta, 10
26100 Cremona (CR)

Committente: Finanziaria dell'Alimentazione S.r.l.	
Località: Cernusco sul Naviglio (MI)	
Data: 22/07/2020	Attrezzatura: penetrometro dinamico superpesante (DPSH 3)
Profondità della falda da p.c. (m): non rilevata	

Grafico della prova

Numero colpi punta





**DICHIARAZIONE / ASSEVERAZIONE DEL GEOLOGO
DI CONGRUITA' DEI CONTENUTI DELLA RELAZIONE GEOLOGICA AI REQUISITI RICHIESTI DAL PARAGRAFO
6.2.1 NTC 2018 e/o DALLA D.G.R. 2616/2011**

Il sottoscritto DOTT. GEOL. MARCO DAGUATI

iscritto all'Ordine dei Geologi della Regione ORDINE GEOLOGI LOMBARDIA N. AP807 incaricato in data

da FINANZIARIA DELL'ALIMENTAZION S.R.L.

per conto di

di redigere la relazione geologica relativa al seguente intervento

NUOVO EDIFICIO COMMERCIALE

da eseguire in Comune di CERNUSCO SUL NAVIGLIO Località

indirizzo VIA TORINO ANGOLO VIA BRESCIA n° CAP

--	--	--	--	--

Comune Catastale Foglio n. Mappale o Particella

consapevole che in caso di dichiarazione mendace sarà punito ai sensi del Codice Penale secondo quanto prescritto dall'art. 76 del D.P.R. 445/2000 e che, inoltre, qualora dal controllo effettuato emerga la non veridicità del contenuto di taluna delle dichiarazioni rese, decadranno dai benefici conseguenti al provvedimento eventualmente emanato sulla base della dichiarazione non veritiera (art. 75 D.P.R. 445/2000),

DICHIARA

A. che la relazione geologica in oggetto è stata redatta ai sensi di:

- D.M. 17 gennaio 2018 (paragrafo 6.2.1 NTC 2018)
- D.G.R. 2616/2011 e D.M. 17 gennaio 2018 (paragrafo 6.2.1 NTC 2018)
- D.M. 17 gennaio 2018 (paragrafo 6.2.1 NTC 2018), recependo quanto contenuto in una relazione geologica già depositata, redatta ai sensi della D.G.R. 2616/2011 per il rilascio del titolo abilitativo relativo all'intervento in questione

B. che, nello studio geologico comunale (PGT vigente) redatto in attuazione dell'art. 57 comma 1 della L.R. 12/2005, al sito di intervento sono state attribuite le seguenti caratteristiche geologiche:

1. SCENARIO DI PERICOLOSITA' SISMICA LOCALE PSL 1 LIV – DGR 2616/2011 all. 5 p.to 2.1

- Z1 Instabilità dei versanti Z2a Cedimenti Z2b Liquefazione
 Z3 Amplificazione topografica Z4 Amplificazione Stratigrafica
 Z5 Comportamenti differenziali Nessuno scenario

1.1 VERIFICA SISMICA DI SECONDO LIVELLO PSL 2 LIV – DGR 2616/2011 all. 5 p.to 2.2

- Fattore di amplificazione sismica calcolato (FAC) > Soglia comunale (FAS)*
 Fattore di amplificazione sismica calcolato (FAC) <= Soglia comunale (FAS)*
 Analisi di secondo livello non effettuata

* tenuto conto delle tolleranze ammesse nell'Allegato 5 della D.G.R. 2616/2011

2. CLASSE DI FATTIBILITA' GEOLOGICA – DGR 2616/2011 p.to 3.1

- 1 senza particolari limitazioni
 2 con modeste limitazioni
 3 con consistenti limitazioni
 4 con gravi limitazioni

2.1 TIPO DI LIMITAZIONE ALLA FATTIBILITA' GEOLOGICA – DGR 2616/2011 p.to 3.2

- a) Instabilità dei versanti
 b) Vulnerabilità idrogeologica
 c) Vulnerabilità idraulica
 d) Scadenti caratteristiche geotecniche
 nessuna particolare limitazione

DICHIARA INOLTRE

in fase di predisposizione dello studio geologico a supporto della progettazione

C. di aver seguito tutte le prescrizioni previste dalle norme geologiche di piano vigenti riportate nel piano delle regole del PGT del Comune di CERNUSCO SUL NAVIGLIO

D. di aver eseguito ai sensi degli allegati alla DGR 2616/2011, conformemente alle linee guida disponibili:

- Approfondimento relativo all'instabilità dei versanti dal punto di vista statico (App1)
 Approfondimento relativo alla vulnerabilità idrogeologica (App2)
 Approfondimento relativo alla vulnerabilità idraulica (App3)
 Approfondimento relativo alle scadenti caratteristiche geotecniche (App4)
 Approfondimento relativo agli aspetti sismici (App5), la cui tipologia e grado sono dettagliatamente descritte nelle successive schede
 Nessun particolare approfondimento

E. di aver redatto il modello geologico del sito sulla base di:

- indagini appositamente eseguite nel sito d'interesse o nel suo immediato intorno, del tipo

- indagini pregresse, la cui estendibilità al sito d'interesse è stata adeguatamente motivata in relazione, del tipo

F. di aver valutato i fenomeni di amplificazione sismica di tipo stratigrafico attraverso:

- analisi di risposta sismica locale
- procedura semplificata basata sulla definizione della categoria di sottosuolo, di cui al paragrafo 3.2.2 NTC 2018, la cui applicabilità è stata adeguatamente motivata in relazione; pertanto è stata individuata la seguente categoria di sottosuolo:

A B C D E

mediante la seguente tipologia d'indagine MASW

la cui idoneità al caso specifico è stata adeguatamente motivata in relazione

G. di aver valutato i fenomeni di amplificazione sismica di tipo topografico attraverso:

- analisi di risposta sismica locale
- procedura semplificata basata sulla definizione della categoria topografica, di cui al paragrafo 3.2.2 NTC 2018, la cui applicabilità è stata adeguatamente motivata in relazione; pertanto è stata individuata la seguente categoria topografica:

T1 T2 T3 T4

mediante analisi morfologica condotta su base topografica a scala _____

la cui idoneità al caso specifico è stata adeguatamente motivata in relazione

H. di aver adeguatamente considerato la sicurezza nei confronti del fenomeno della liquefazione, mediante:

- esclusione della verifica (paragrafo 7.11.3.4.2 NTC 2018), opportunamente motivata in relazione
- verifica della stabilità (paragrafo 7.11.3.4.3 NTC 2018) mediante la seguente metodologia

I. che l'intervento previsto risulta fattibile e compatibile con l'assetto geologico del sito:

- senza esecuzione di opere e/o interventi specifici per la mitigazione del rischio
- previa esecuzione di opere e/o accorgimenti costruttivi da eseguirsi durante i lavori relativi all'intervento in oggetto
- previa esecuzione di specifiche opere e/o interventi per la mitigazione del rischio da eseguirsi prima dei lavori relativi all'intervento in oggetto; in relazione a questo si specifica che tali lavori:
 - non sono stati eseguiti o sono stati eseguiti solo parzialmente
 - sono stati eseguiti nel rispetto delle prescrizioni contenute nello studio specifico e con il quale risultano compatibili

ASSEVERA

ai sensi dell'art. 481 del Codice Penale la conformità di quanto eseguito ai fini della relazione in oggetto alla normativa nazionale e regionale vigente e la piena osservanza della relazione alle norme sismiche vigenti .

Dichiara infine di essere informato, ai sensi e per gli effetti del Regolamento UE 2016/679 e del Dlgs 101/2018 che i dati personali raccolti saranno trattati, anche con strumenti informatici, esclusivamente nell'ambito del procedimento per il quale la presente dichiarazione viene resa.

luogo CREMONA _____ data 27/07/2020 _____

IL GEOLOGO

DOTT. GEOL. MARCO MORENO DAGUATI

(timbro e firma)

Salva Bozza

Conferma

MODULO 9: Approfondimento 5 relativo agli aspetti sismici (App5) - INSTABILITA'

Nel caso di scenari PSL di tipo Z1a, Z1b e Z1c (Tabella 1 p.to 2.1 Allegato 5 D.G.R. 2616/2011) per tipologia di frane in terra

	1° grado	2° grado	3° grado
Conoscenze minime obbligatorie al 1° grado di approfondimento	<input type="checkbox"/> Modello geologico del sito <input type="checkbox"/> Classificazione USCS dei materiali <input type="checkbox"/> Modello geotecnico del sito		
Verifiche e modellazioni al 1° grado di approfondimento	<input type="checkbox"/> Analisi all'equilibrio limite in condizioni statiche (FS) e pseudo-statiche (FSps)		
Risultati al 1° grado di approfondimento	<input type="checkbox"/> FSps ≥ 1.3 Fine approfondimento SITO STABILE	<input type="checkbox"/> $1.1 \leq FSps < 1.3$ Obbligo del 2° grado di approfondimento	<input type="checkbox"/> FSps < 1.1 Obbligo del 3° grado di approfondimento
Indagini integrative minime obbligatorie al 2° grado di approfondimento		<input type="checkbox"/> Prove in sito per determinazione indiretta dei parametri di resistenza	
Verifiche e modellazioni al 2° grado di approfondimento		<input type="checkbox"/> Stima dello spostamento atteso mediante relazioni empiriche disponibili in letteratura opportunamente scelte e motivate	
Risultati al 2° grado di approfondimento		<input type="checkbox"/> Spostamento ≤ 2 cm Fine approfondimento SITO STABILE	<input type="checkbox"/> Spostamento > 2 cm Obbligo del 3° grado di approfondimento
Indagini integrative minime obbligatorie al 3° grado di approfondimento			<input type="checkbox"/> Rilievo topografico di dettaglio <input type="checkbox"/> Indagine di sismica rifrazione <input type="checkbox"/> Indagini in sito di tipo diretto tramite sondaggio/i a carotaggio continuo <input type="checkbox"/> Prove in foro <input type="checkbox"/> Prove di laboratorio su campioni indisturbati
Verifiche e modellazioni al 3° grado di approfondimento			<input type="checkbox"/> Analisi dinamiche semplificate (metodo degli spostamenti)
Risultati al 3° grado di approfondimento			<input type="checkbox"/> Spostamento ≤ 5 cm Fine approfondimento SITO STABILE <input type="checkbox"/> Spostamento > 5 e ≤ 15 cm Verifica DI AMMISSIBILITA' DELLO SPOSTAMENTO <input type="checkbox"/> Spostamento > 15 cm OPERE DI SISTEMAZIONE E MITIGAZIONE DEL RISCHIO
<input type="checkbox"/> Eventuali verifiche di stabilità con metodi avanzati di analisi dinamica (da non intendere come sostitutivi dei metodi precedenti)			

MODULO 9: Approfondimento 5 relativo agli aspetti sismici (App5) - AMPLIFICAZIONE

Nel caso di scenari PSL di tipo Z3, Z4 e relativi sottotipi (Tabella 1 p.to 2.1 Allegato 5 D.G.R. 2616/2011), qualora l'analisi sismica di II° livello non fosse stata eseguita nel sito d'indagine, sebbene obbligatoria, o fosse stata eseguita ma il fattore di amplificazione sismica calcolato (FAC) risulti maggiore del valore di soglia comunale (FAS), *previo specifica tolleranza ammessa dalla normativa regionale (Allegato 5 D.G.R. 2616/2011); tali approfondimenti saranno da prevedere anche nel caso dello scenario PSL di tipo Z5 (Tabella 1 p.to 2.1 Allegato 5 D.G.R. 2616/2011)

	1° grado	2° grado	3° grado
Conoscenze minime obbligatorie al 1° grado di approfondimento	<input checked="" type="checkbox"/> Modello sismo-stratigrafico del sito		
Verifiche e modellazioni al 1° grado di approfondimento	<input checked="" type="checkbox"/> Analisi di II° livello ai sensi dell'Allegato 5 DGR 2616/2011 applicata al sito oggetto di intervento, previa verifica dei requisiti di applicabilità, ovvero: 1- Assenza di fenomeni 2D legati alla risonanza di bacino 2- Assenza di inversioni di velocità significative 3- Contrasti di impedenza sismica < 3 4- Valori di VSH > 250 m/s		
Risultati al 1° grado di approfondimento	<input type="checkbox"/> FAC ≤ FAS* Fine approfondimento Compatibilità energetica del metodo semplificato proposto dalle NTC con i fenomeni attesi al sito: utilizzo della Cat. Sottosuolo corrispondente al VS30 misurato <input checked="" type="checkbox"/> FAC > FAS* Fine approfondimento Non compatibilità energetica del metodo semplificato proposto dalle NTC con i fenomeni attesi al sito: utilizzo della Cat. Sottosuolo superiore a quella corrispondente al VS30 misurato	<input checked="" type="checkbox"/> FAC > FAS* Nel caso non siano disponibili schede di II° livello valide per la situazione investigata o nel caso si voglia aumentare il grado di accuratezza delle previsioni 2° grado di approfondimento	<input type="checkbox"/> Non applicabilità dell'analisi di II° livello Obbligo del 3° grado di approfondimento Oppure nel caso <input type="checkbox"/> FAC > FAS* e nel caso si scelga di NON utilizzare la Categoria di Sottosuolo superiore a quella corrispondente al VS30 misurato 3° grado di approfondimento
Indagini integrative minime obbligatorie al 2° grado di approfondimento		<input checked="" type="checkbox"/> Indagine sismica di tipo MASW e/o rifrazione onde SH	
Verifiche e modellazioni al 2° grado di approfondimento		<input type="checkbox"/> Verifica ed integrazione del modello geofisico del sottosuolo e analisi numeriche, utilizzando gli accelerogrammi di input regionali e calcolo di FAC	
Risultati al 2° grado di approfondimento		<input type="checkbox"/> FAC ≤ FAS* Fine approfondimento Compatibilità energetica del metodo semplificato proposto dalle NTC con i fenomeni attesi al sito: utilizzo della Cat. Sottosuolo corrispondente al VS30 misurato <input checked="" type="checkbox"/> FAC > FAS* Fine approfondimento Non compatibilità energetica del metodo semplificato proposto dalle NTC con i fenomeni attesi al sito: utilizzo della Cat. Sottosuolo superiore a quella corrispondente al VS30 misurato	Nel caso <input type="checkbox"/> FAC > FAS* e nel caso si scelga di NON utilizzare la Categoria di Sottosuolo superiore a quella corrispondente al VS30 misurato 3° grado di approfondimento

Indagini integrative minime obbligatorie al 3° grado di approfondimento			<input type="checkbox"/> Indagine di sismica superficiale combinata con più tecniche, compreso ARRAY2D con velocimetri ad acquisizione sincrona nei casi di substrato rigido posto a profondità maggiori di 20-30 m
Verifiche e modellazioni al 3° grado di approfondimento			<input type="checkbox"/> Analisi di risposta sismica locale con sets accelerometrici di input opportunamente selezionati (almeno due gruppi ciascuno da 7 accelerogrammi per SLV e SLD)
Risultati al 3° grado di approfondimento			<input type="checkbox"/> Spettri di risposta elastici e/o accelerogrammi calcolati al piano di fondazione Fine approfondimento

MODULO 9: Approfondimento 5 relativo agli aspetti sismici (App5) - LIQUEFAZIONE

Nel caso di scenari PSL di tipo Z2b (Tabella 1 p.to 2.1 Allegato 5 D.G.R. 2616/2011) soggetti a fenomeni di liquefazione

	1° grado	2° grado	3° grado
Conoscenze minime obbligatorie al 1° grado di approfondimento	<input type="checkbox"/> Valore di Magnitudo massima attesa <input type="checkbox"/> Valore di a_{max} in superficie <input type="checkbox"/> Soggiacenza della falda <input type="checkbox"/> Curva granulometrica e valori di resistenza penetrometrica normalizzata negli orizzonti non coesivi saturi presenti entro il volume significativo di sottosuolo		
Verifiche e modellazioni al 1° grado di approfondimento	<input type="checkbox"/> Valutazione dei requisiti per l'esclusione della verifica di sicurezza alla liquefazione		
Risultati al 1° grado di approfondimento	<input type="checkbox"/> Assenza dei fattori scatenanti e/o predisponenti Fine approfondimento SITO STABILE	<input type="checkbox"/> Presenza dei fattori scatenanti e predisponenti Obbligo del 2° grado di approfondimento	
Indagini integrative minime obbligatorie al 2° grado di approfondimento		<input type="checkbox"/> Prove in sito per determinazione indiretta dei parametri di resistenza ciclica CRR <input type="checkbox"/> Determinazione sperimentale della frazione di fine FC alle profondità di analisi	
Verifiche e modellazioni al 2° grado di approfondimento		<input type="checkbox"/> Stima del coefficiente di sicurezza alla liquefazione (FL) tramite applicazione puntuale di metodi storico-empirici ad almeno 3 diverse profondità ritenute significative	
Risultati al 2° grado di approfondimento		<input type="checkbox"/> $FL \geq 1.0$ (per tutti i punti d'analisi) Fine approfondimento SITO STABILE	<input type="checkbox"/> $FL < 1.0$ (per almeno un punto d'analisi) Obbligo del 3° grado di approfondimento
Indagini integrative minime obbligatorie al 3° grado di approfondimento			<input type="checkbox"/> Prove penetrometriche statiche con punta elettrica (CPTe) o piezocono (CPTu)
Verifiche e modellazioni al 3° grado di approfondimento			<input type="checkbox"/> Stima dell'andamento del coefficiente di sicurezza alla liquefazione con la profondità tramite applicazione di metodi storico-empirici e calcolo del potenziale di liquefazione I_L valido per una profondità critica almeno pari al volume significativo di sottosuolo
Risultati al 3° grado di approfondimento			<input type="checkbox"/> $I_L \leq 2.0$ Fine approfondimento SITO STABILE <input type="checkbox"/> $2.0 < I_L \leq 5.0$ Verifica DI AMMISSIBILITA' DELLO SPOSTAMENTO <input type="checkbox"/> $I_L > 5.0$ OPERE DI SISTEMAZIONE E MITIGAZIONE DEL RISCHIO

Eventuali verifiche di sicurezza con metodi avanzati di analisi dinamica (da non intendere come sostitutivi dei metodi precedenti)



Regione
Lombardia

MODULO 10

DICHIARAZIONE / ASSEVERAZIONE DELL'ESTENSORE DELLA RELAZIONE GEOTECNICA DI CONGRUITA' DEI CONTENUTI DELLA RELAZIONE GEOTECNICA AI REQUISITI RICHIESTI DAL PARAGRAFO 6.2.2 NTC 2018

Il sottoscritto DOTT. GEOL. MARCO DAGUATI

iscritto ORDINE GEOLOGI LOMBARDIA N. AP807

incaricato in data

da FINANZIARIA DELL'ALIMENTAZIONE S.R.L.

per conto di

di redigere la relazione geotecnica relativa al seguente intervento

NUOVO EDIFICIO COMMERCIALE

eseguito in Comune di CERNUSCO SUL NAVIGLIO

Località

Indirizzo VIA TORINO ANGOLO VIA BRESCIA

n°

cap

--	--	--	--	--	--

Comune Catastale

Foglio n.

Mappale o Particella

consapevole che in caso di dichiarazione mendace sarà punito ai sensi del Codice Penale secondo quanto prescritto dall'art. 76 del D.P.R. 445/2000 e che, inoltre, qualora dal controllo effettuato emerga la non veridicità del contenuto di taluna delle dichiarazioni rese, decadranno i benefici conseguenti al provvedimento eventualmente emanato sulla base della dichiarazione non veritiera (art. 75 D.P.R. 445/2000),

DICHIARA

A. di aver fatto riferimento al modello geologico desunto da specifica relazione a firma del Geologo

 DOTT. GEOL. MARCO DAGUATI

B. di aver redatto il modello geotecnico del sito considerando un volume significativo di terreno compatibile con le caratteristiche dell'intervento e la natura e caratteristiche del sottosuolo

C. di aver considerato nei relativi calcoli geotecnici l'effetto delle azioni sismiche attese, tenendo adeguatamente in considerazione:

1. gli effetti di amplificazione stratigrafica, attraverso:

- analisi di risposta sismica locale
- procedura semplificata basata sulla definizione della seguente categoria di sottosuolo (paragrafo 3.2.2 NTC 2018):
 - A
 - B
 - C
 - D
 - E

2. gli effetti di amplificazione topografica, attraverso:

- analisi di risposta sismica locale
- procedura semplificata basata sulla definizione della seguente categoria topografica (paragrafo 3.2.2 NTC 2018):
 - T1
 - T2
 - T3
 - T4

D. di aver adeguatamente tenuto in considerazione i risultati della verifica di sicurezza del terreno di fondazione nei confronti della liquefazione

E. di aver individuato i seguenti parametri geotecnici caratteristici del terreno di fondazione:

peso dell'unità di volume: 1.8 TON/M3

angolo di resistenza al taglio: 28°

coesione efficace: /

coesione non drenata: /

F. di avere redatto la presente relazione conformemente a quanto previsto dalle norme tecniche per le costruzioni di cui al DM 17-01-2018

ASSEVERA

ai sensi dell'art. 481 del Codice Penale la conformità di quanto eseguito ai fini della relazione in oggetto alla normativa nazionale e regionale vigente e la piena osservanza della relazione alle norme sismiche vigenti e delle relative istruzioni applicative.

Dichiara infine di essere informato, ai sensi e per gli effetti del Regolamento UE 2016/679 che i dati personali raccolti saranno trattati, anche con strumenti informatici, esclusivamente nell'ambito del procedimento per il quale la presente dichiarazione viene resa.

luogo CREMONA

data 27/07/2020

L'ESTENSORE DELLA RELAZIONE GEOTECNICA
DOTT. GEOL. MARCO MORENO DAGUATI

(timbro e firma)

Salva Bozza

Conferma