

ELABORATO C2	PROGETTISTI	COMMITTENTE MAGELLANO S.R.L. VIA CARLO ALBERTO 11, MONZA. <i>Stefano Sala Peup</i> STEFANO SALA PEUP VIA QUARTO, BRUGHERIO <i>Sala Peup Stefano</i>
DATA 07-07-2017	OGGETTO COMUNE DI BRUGHERIO PIANO DI LOTTIZZAZIONE VIA MAGELLANO	TITOLO TAVOLA STUDIO COMPONENTE GEOTECNICA
SCALE :		

FUSINA S.R.L.

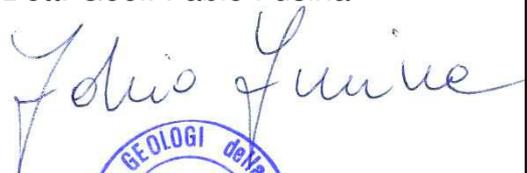
INDAGINI NEL SOTTOSUOLO

**COMMITTENTE:
MAGELLANO S.R.L.**

2529_17

**PROGETTO DI QUATTRO EDIFICI RESIDENZIALI
IN VIA MAGELLANO A BRUGHERIO (MB)
- RELAZIONE GEOTECNICA (R2) AI SENSI DEL D.M. 14/01/2008/NTC2008 -**

Dott. Geol. Fabio Fusina



MONZA, 21 GIUGNO 2017

Via Boccioni, 6 - 20900 Monza (MB)
Tel. 039/2028619 – Fax 039/2230311 – Cell. 348/7213807 – E-mail info @fusinasrl.it
C.F. e P.IVA 03014210961 - R.E.A. 1624114

1.	PREMESSA.....	2
2.	RIFERIMENTI.....	3
3.	METODOLOGIA DI ESECUZIONE DELLE INDAGINI	3
4.	PIEZOMETRIA	7
5.	CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICO – TECNICA DEI TERRENI	7
6.	PROGETTO	9
7.	CALCOLO DELLA RESISTENZA DI PROGETTO.....	10
8.	CALCOLO DEI CEDIMENTI	12
9.	COEFFICIENTE DI REAZIONE DEL SOTTOFONDO DI WINKLER.....	13
10.	RISULTATI DELLA PROVA INFILTROMETRICA.....	13
11.	APPROFONDIMENTO SISMICO DI PRIMO LIVELLO	14
11.1	PERICOLOSITA' SISMICA LOCALE	14
11.2	PARAMETRI SISMICI	16
11.3	VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE.....	17
12.	APPROFONDIMENTO SISMICO DI SECONDO LIVELLO	18
13.	ALLEGATI	22

1. PREMESSA

La società Magellano S.r.l. ci ha affidato l'incarico per l'esecuzione di un'indagine geognostica in supporto al progetto di realizzazione di quattro edifici residenziali in via Magellano a Brugherio (MB).

Per tale progetto, in data 16 giugno 2017, abbiamo eseguito quattro prove penetrometriche dinamiche continue SCPT, una prova infiltrometrica e una prova sismica MASW.

Le indagini, svolte in ottemperanza a quanto previsto dalla normativa del D.M. 14/01/2008, sono state finalizzate principalmente alla definizione delle caratteristiche stratigrafiche e geotecniche e sismiche dei terreni di fondazione.

L'obiettivo è stato quello di calcolare la resistenza di progetto R_d (Stato Limite Ultimo), che non deve essere superata dalle azioni di progetto E_d , come indicato nelle NTC2008 2.3 ($R_d > E_d$).

Fanno parte della presente relazione tecnica i seguenti allegati:

- ubicazione delle indagini;
- stralcio della carta di pericolosità sismica locale;
- grafici delle prove penetrometriche;
- elaborato della prova infiltrometrica;
- elaborato grafico della prova sismica MASW;
- scheda litologica per approfondimento sismico di 2° livello.

2. RIFERIMENTI

Normative e raccomandazioni

- Norme Tecniche per le Costruzioni - 14 Gennaio 2008.
- Circolare LL.PP. 617 – 2009.

Riferimenti bibliografici

- Skempton A.W. (1986). “*Standard Penetration Test Procedures and Effects in Situ Sands of Overburden Pressure, Relative Density, Particle Size, Ageing and Overconsolidation*” Géotechnique 36, n°2.
- Cestelli Guidi C. (1980). “*Geotecnica e Tecnica delle Fondazioni*”. Settima Edizione, Hoepli. Vol. 2, pp. 144-188.
- Cestari F. (1990). “*Prove Geotecniche in Sito*”. Geo-Graph. Pp. 207-284.

3. METODOLOGIA DI ESECUZIONE DELLE INDAGINI

Metodologia di esecuzione delle prove penetrometriche dinamiche continue (SCPT)

La prova penetrometrica standard (Standard Cone Penetration Test) consiste nel misurare il numero di colpi necessario ad infiggere per 30 cm nel terreno una punta conica collegata alla superficie da una batteria di aste.

Le misure vengono fatte senza soluzione di continuità a partire da piano campagna: ogni 30 cm di profondità si rileva perciò un valore del numero di colpi necessario all'infissione.

Caratteristiche tecniche:

- altezza di caduta della mazza: 75 cm;
- peso della mazza: 73 kg;
- punta conica: conicità 60°, $\phi = 51$ mm;
- aste: $\phi = 34$ mm.

Il risultato viene dato in forma di grafico, con una linea rappresentante la resistenza che il terreno ha opposto alla penetrazione alla punta (RP).



Esecuzione delle prove penetrometriche.

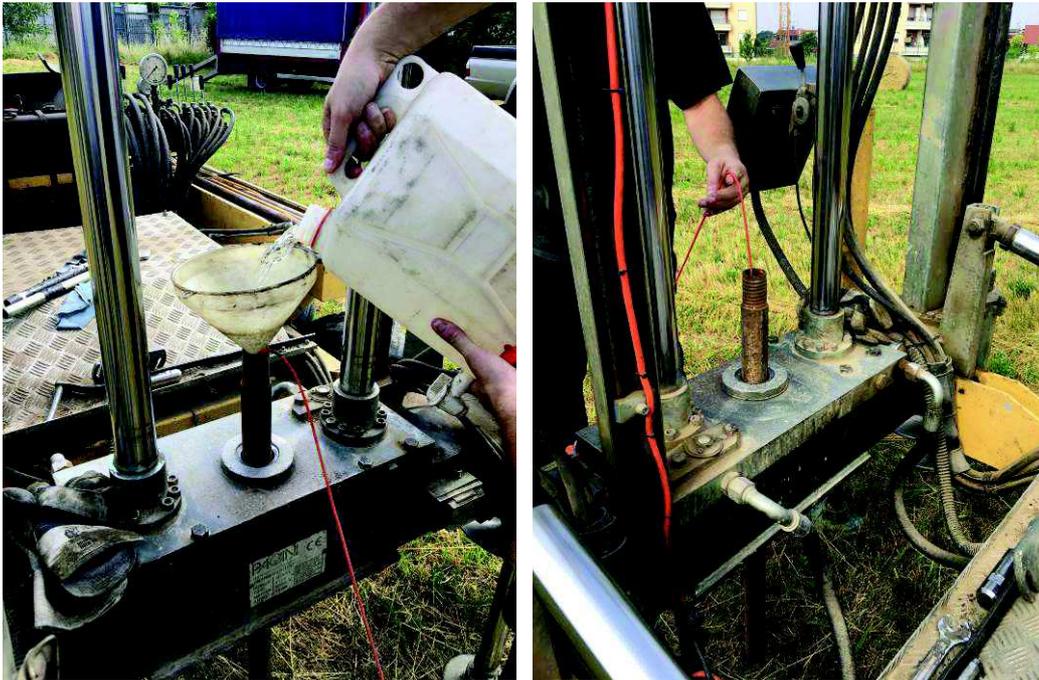
Metodologia di esecuzione della prova infiltrometrica a carico variabile

La prova infiltrometrica è stata eseguita a carico variabile utilizzando i rivestimenti in dotazione al penetrometro; è stato misurato l'abbassamento del livello in funzione del tempo.

Tale prova ha simulato le condizioni di effettivo drenaggio del terreno ed è stata utilizzata per definire sperimentalmente il coefficiente di permeabilità del terreno a partire da – 3,00 metri di profondità.

Essa è propedeutica alla progettazione e dimensionamento delle opere drenanti (pozzi perdenti) in progetto nell'area di indagine.

Durante la prova si è provveduto a misurare, tramite freatimetro, il livello idraulico nei tubi di rivestimento, che hanno dimensioni note, ad intervalli di tempo regolari (vedi elaborato allegato); la prova è durata 15 minuti.



Esecuzione della prova infiltrometrica.

Metodologia di esecuzione della prova sismica MASW

Lo scopo dell'indagine è stata quella di ottenere la stratigrafia di velocità delle onde trasversali Vs da cui ricavare il parametro Vs30.

Le caratteristiche della prova sono:

Stendimento geofonico (m)	Energizzazioni (n.)	Geofoni (n.)
46	8	24

Analisi multicanale delle onde superficiali

Nella maggior parte delle indagini sismiche per le quali si utilizzano le onde compressive, più di due terzi dell'energia sismica totale generata viene trasmessa nella forma di onde di Rayleigh, la componente principale delle onde superficiali. Ipotizzando una variazione di velocità dei terreni in senso verticale, ciascuna componente di frequenza dell'onda superficiale ha una diversa velocità di propagazione (chiamata velocità di fase) che, a sua volta, corrisponde ad una diversa lunghezza d'onda per ciascuna frequenza che si propaga. Questa proprietà si chiama dispersione.

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

utilizzata per studiare le proprietà elastiche dei terreni superficiali.

L'intero processo comprende tre passi: l'acquisizione delle onde superficiali (ground roll), la costruzione di una curva di dispersione (il grafico della velocità di fase rispetto alla frequenza) e l'inversione della curva di dispersione per ottenere il profilo verticale delle Vs.

Le onde di superficie sono facilmente generate da una sorgente sismica quale, ad esempio, una mazza battente, come è stato nel nostro caso.

In allegato sono riportati i risultati della prova MASW. Nel riquadro principale si osserva la stratigrafia delle Vs ricavata dalla prova, nonché le curve di dispersione misurate e calcolate. A destra è visibile il sismogramma mentre in basso è riportato il valore del parametro **Vs30** calcolato.



Esecuzione della prova sismica.

4. PIEZOMETRIA

Durante l'esecuzione delle prove penetrometriche, che hanno raggiunto la profondità di 9 metri dal piano campagna, non è stata rilevata la presenza di acqua di falda.

La relazione geologica allegata al P.G.T. comunale segnala che questa zona è caratterizzata da una soggiacenza cosiddetta "poco profonda" e che la falda si attesti ad una profondità variabile tra 8 e 10 metri.

La direzione di deflusso della superficie piezometrica in questa zona è circa da nord verso sud.

5. CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICO – TECNICA DEI TERRENI

Le prove penetrometriche hanno permesso di rilevare un andamento geo-meccanico omogeneo su tutto l'areale di indagine: da piano campagna a circa – 3,5 metri, il terreno è scarsamente consistente; da tale profondità al termine delle prove (- 9 metri), il terreno passa ad un grado di addensamento medio.

Nella relazione geologica allegata al P.G.T. comunale è segnalata la presenza in profondità di "occhi pollini", ma il rilevamento geotecnico eseguito non ha evidenziato questa caratteristica.

I parametri geotecnici indicati nel seguito sono stati ottenuti indirettamente, mediante correlazioni empiriche, a partire dai risultati delle prove penetrometriche.

I valori adottati come rappresentativi delle caratteristiche geotecniche dei terreni investigati sono quelli consigliati da diversi Autori (Peck, Hanson e Thornburn, 1953; K. Terzaghi e R.B. Peck, 1976; G. Sanglerat, 1979; J.E. Bowles, 1982) e sono stati definiti in modo moderatamente cautelativo.

I valori delle resistenze all'avanzamento delle prove penetrometriche dinamiche sono stati correlati ai valori di N_{SPT} , utilizzati per la valutazione dei parametri di resistenza e deformabilità, mediante la seguente relazione:

$$N_{spt} = 1,5 \times N_{scpt}$$

I valori di resistenza alla penetrazione dinamica ricavati dalle prove in sito sono stati normalizzati in funzione della profondità, del tipo di attrezzatura utilizzata e delle caratteristiche granulometriche generali dei terreni, secondo la seguente equazione:

$$N'(60) = N_{SPT} \times 1.08 \times Cr \times Cd \times Cn$$

dove: **N'(60)** = valore di resistenza normalizzato

Cr = fattore di correzione funzione della profondità

Cd = fattore di correzione funzione del diametro del foro

Cn = fattore di correzione funzione della granulometria del terreno

1.08 = valore di correzione funzione dell'energia sviluppata dall'attrezzatura

La stima del valore della densità relativa (D_r) è stata eseguita secondo le equazioni proposte da Skempton (1986):

$$D_r \cong \sqrt{N_{60}/60}$$

La valutazione del valore dell'angolo d'attrito mobilizzabile, in termini di sforzi efficaci, è stata effettuata sulla base delle correlazioni proposte da Shmertmann, 1977.

Sono state quindi riconosciute due unità geotecniche, suddivise per spessore e aventi le seguenti caratteristiche meccaniche:

- **Dal piano campagna a circa – 3,5 metri**

$$N_{SPT} = 5$$

$$\Phi = 27^\circ$$

$$\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$$

$$D_r = 20 \%$$

- **Da circa – 3,5 metri a – 9 metri**

$$N_{SPT} = 20$$

$$\Phi = 33^\circ$$

$$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$$

$$D_r = 50 \%$$

N.B.: N_{SPT} = numero colpi/30 cm;

Φ = angolo di attrito del materiale;

γ = peso di volume

D_r = densità relativa

Secondo quanto disposto dalle Norme Tecniche, tali parametri meccanici devono essere trattati in maniera statistica, adottando valori a cui sia associata una probabilità di superamento non superiore a 5% (2.3 – NTC2008), ottenendo parametri definiti “caratteristici”. Nel nostro caso appare giustificato l’utilizzo di valori medi, vista la confrontabilità delle prove su tutto l’areale.

profondità	Φ_{nominale} (da prove)	Φ_k (caratteristico)
0 m – 3,5 m	27°	27°
3,5 m – 9 m	33°	33°

6. PROGETTO

Sulla base delle indicazioni forniteci dai progettisti, riportiamo le caratteristiche principali dell’intervento edilizio.

L’intervento prevede la realizzazione di quattro edifici residenziali, costituiti da un piano interrato e cinque piani fuori terra.

La quota di imposta delle fondazioni, considerate dirette continue (travi rovesce), risulterà a – 4,0 metri dal piano campagna.

Per i calcoli di portata consideriamo le seguenti dimensioni minime per ciascuna trave:

- larghezza = 2 metri;
- spessore = 60 cm.

I carichi massimi E_d , allo stato limite ultimo, saranno di 40 tonnellate a metro lineare; pertanto, allo stato limite ultimo, verifichiamo una pressione massima di 2 kg/cm².

7. CALCOLO DELLA RESISTENZA DI PROGETTO

Per il calcolo della resistenza di progetto Rd, la normativa impone l'utilizzo di coefficienti parziali riduttivi, da applicare ai valori caratteristici dei parametri meccanici del terreno, secondo due approcci (6.4.2.1 – NTC2008).

Le verifiche devono essere effettuate nei confronti dei seguenti stati limite:

SLU di tipo geotecnico (GEO) e SLU di tipo strutturale (STR), accertando che la condizione $E_d \leq R_d$, dove E_d è il valore di progetto dell'azione e R_d è il valore di progetto di della resistenza del sistema geotecnico.

La verifica della suddetta condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi.

Si è scelto di utilizzare l'approccio 2, dove è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche.

Approccio 2: (azioni A1 + materiali M1 + resistenze R3)

I coefficienti parziali dei parametri, sia per le condizioni statiche che per le condizioni dinamiche (sisma) sono riassunti nella seguente tabella:

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Nome combinazioni	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. Capacità portante orizzontale
1	A1+M1+R3	1	1	1	1	1	2,3	1,1
2	Sisma	1	1	1	1	1	2,3	1,1

Una volta conosciuti ed elaborati i parametri geotecnici, calcoliamo il carico limite; la valutazione è eseguita sulla base dell'equazione proposta da Brinch-Hansen (1970); l'equazione adottata, nella sua forma più generale, è la seguente:

$$R_k = 0.5 \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma + c N_c s_c d_c + q N_q s_q d_q$$

dove:

Rk	[kPa]	= resistenza allo stato limite ultimo;
γ	[kN/mc]	= peso di volume;
B	[m]	= larghezza della fondazione;
c	[kPa]	= coesione;
q	[kPa]	= $\gamma \times D$ = sovraccarico dovuto al rinterro;
D	[m]	= profondità di incasso della fondazione;
N_γ, N_c, N_q	[-]	= fattori di capacità portante;
S_γ, s_c, s_q	[-]	= fattori forma;
d_γ, d_c, d_q	[-]	= fattori profondità.

Alla quota di imposta considerata, i risultati sia in condizioni statiche che in condizioni dinamiche (sismiche) sono i seguenti.

CARICO LIMITE

- Condizioni statiche \rightarrow Carico limite $R_k = 6,85 \text{ kg/cm}^2$;
- Condizioni dinamiche \rightarrow Carico limite $R_k = 6,76 \text{ kg/cm}^2$.

STATO LIMITE ULTIMO

Per il calcolo del valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico, l'approccio impone il coefficiente parziale $R_3 = 2,3$.

Ne consegue che la resistenza di progetto R_d , che non deve essere superata dalle azioni di progetto E_d , è:

- Condizioni statiche \rightarrow Res. di progetto R_d (SLU) = $2,98 \text{ kg/cm}^2$ (verificato $>E_d$);
- Condizioni dinamiche \rightarrow Res. di progetto R_d (SLU) = $2,94 \text{ kg/cm}^2$ (verificato $>E_d$).

STATO LIMITE DI ESERCIZIO

Per il calcolo dei cedimenti, prendiamo in considerazione il carico di esercizio (Stato Limite di Esercizio).

Dividiamo quindi il valore di progetto R_d per il valore medio dei coefficienti di amplificazione delle azioni (A1), che, nel caso dell'approccio considerato, possiamo quantificare in **1,4**.

Verificheremo quindi i cedimenti per le seguenti pressioni all'esercizio sul terreno:

$$S.L.E. = 2,10 \text{ kg/cm}^2.$$

8. CALCOLO DEI CEDIMENTI

Per il calcolo dei cedimenti utilizziamo il metodo di Burland & Burbidge, basato su un'analisi statistica di oltre 200 casi reali, comprendenti fondazioni di dimensioni variabili tra 0.8 e 135 m. L'espressione per il calcolo dei cedimenti è la seguente:

$$s = f_s \cdot f_H \cdot f_t \cdot \left[\sigma'_{vo} \cdot B^{0.7} \cdot \frac{I_c}{3} + (q' - \sigma'_{vo}) \cdot B^{0.7} \cdot I_c \right],$$

dove: q' = pressione efficace lorda (kPa),

σ'_{vo} = tensione verticale efficace agente alla quota di imposta della fondazione (kPa),

B = larghezza della fondazione (m),

I_c = indice di compressibilità,

f_s, f_H, f_t = fattori correttivi che tengono conto rispettivamente della forma, della spessore dello strato compressibile e della componente viscosa dei cedimenti.

I valori dei cedimenti forniti dall'equazione sopra esposta sono espressi in mm.

Il valore medio di I_c è dato da:

$$I_c = \frac{1.706}{N_{AV}^{1.4}},$$

dove N_{AV} rappresenta la media dei valori N_{SPT} all'interno di una profondità significativa, z_i , deducibile da dati tabulati da Burland & Burbidge (1984) e reperibili in letteratura tecnica.

Se lo strato compressibile ha uno spessore H inferiore ai valori di z_i , nell'equazione per il calcolo del cedimento se ne tiene conto tramite il fattore f_H dalla seguente relazione:

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

Il fattore di forma f_s è dato da:

$$f_s = \left(\frac{1.25 \cdot L / B}{L / B + 0.25} \right)^2.$$

Infine, il fattore correttivo f_t , è dato da:
$$f_t = \left(1 + R_3 + R \cdot \log \frac{t}{3} \right),$$

in cui t = tempo espresso in anni (≥ 3);

R_3 = costante pari a 0,3 nel caso di carichi statici.

Calcolo dei cedimenti - Burland & Burbidge (1984)		
	Tempo, 0 sec	Tempo, 15 anni
Pressione: 2,10 kg/cm ² (SLE), Quota di imposta: - 4 m	$s_i = 10$ mm	$s_i = 15$ mm

9. COEFFICIENTE DI REAZIONE DEL SOTTOFONDO DI WINKLER

Il valore del coefficiente di Winkler è il parametro che permette di determinare la rigidità di una fondazione; viene calcolato con il metodo di Bowles (1982), in funzione dei cedimenti e della pressione sul terreno.

Il risultato ottenuto attraverso il software utilizzato è:

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982) Costante di Winkler 2,49 Kg/cm³

10. RISULTATI DELLA PROVA INFILTROMETRICA

Come detto, è stata eseguita una prova infiltrometrica che ha rilevato i seguenti valori di permeabilità:

Δh	ΔT	Lecture		Elaborazioni	
		Tempo [sec]	Abbassamento [m]	Coefficiente di permeabilità K	
				[m/s]	[cm/s]
2,000		0	0		
1,950	30	30	0,05	5,41E-04	5,41E-02
1,900	30	60	0,1	5,55E-04	5,55E-02
1,840	30	90	0,16	6,86E-04	6,86E-02
1,750	30	120	0,25	1,07E-03	1,07E-01
1,620	60	180	0,38	8,25E-04	8,25E-02
1,510	60	240	0,49	7,51E-04	7,51E-02
1,400	60	300	0,6	8,08E-04	8,08E-02
1,180	150	450	0,82	7,31E-04	7,31E-02
0,950	150	600	1,05	9,27E-04	9,27E-02
0,780	150	750	1,22	8,43E-04	8,43E-02
0,640	150	900	1,36	8,45E-04	8,45E-02
				7,46E-04	7,46E-02

Tali valori denotano un grado di permeabilità medio e un drenaggio “buono”, tipico di terreni ghiaioso-sabbiosi.

k (m/s)	1	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}	10^{-8}	10^{-9}	10^{-10}	10^{-11}	
Drenaggio	buono			povero				praticamente impermeabile					
	ghiaia pulita	sabbia pulita e miscele di sabbia e ghiaia pulita			sabbia fine, limi organici e inorganici, miscele di sabbia, limo e argilla, depositi di argilla stratificati				terreni impermeabili, argille omogenee sotto la zona alterata dagli agenti atmosferici				
				terreni impermeabili modificati dagli effetti della vegetazione e del tempo									

11. APPROFONDIMENTO SISMICO DI PRIMO LIVELLO

11.1 PERICOLOSITA' SISMICA LOCALE

In adempimento a quanto previsto dal D.M. 14 Gennaio 2008 “Norme Tecniche per le Costruzioni”, viene richiesta, ad integrazione dello studio geologico, l’analisi della sismicità e la redazione di una “Carta della Pericolosità Sismica”, secondo le modalità indicate nell’Allegato 5 alla D.G.R. IX/2616/2011.

Secondo la classificazione sismica vigente (Delibera Giunta regionale 11 luglio 2014 - n. X/2129), il Comune di Brugherio risulta inserito in zona sismica 3.

Come riportato nella “Carta della Pericolosità Sismica (1° livello)” allegata al P.G.T. comunale, nell’area di intervento viene individuato lo scenario di pericolosità sismica locale (PSL) Z4a, secondo la classificazione riportata nella Tabella 1 dell’Allegato 5 alla D.G.R. IX/2616/2011, qui sotto allegata:

Sigla	SCENARIO PERICOLOSITA' SISMICA LOCALE	EFFETTI
Z1a	Zona caratterizzata da movimenti franosi attivi	Instabilità
Z1b	Zona caratterizzata da movimenti franosi quiescenti	
Z1c	Zona potenzialmente franosa o esposta a rischio di frana	
Z2a	Zone con terreni di fondazione saturi particolarmente scadenti (riporti poco addensati, depositi altamente compressibili, ecc.)	Cedimenti
Z2b	Zone con depositi granulari fini saturi	Liquefazioni
Z3a	Zona di ciglio H > 10 m (scarpata, bordo di cava, nicchia di distacco, orlo di terrazzo fluviale o di natura antropica, ecc.)	Amplificazioni topografiche
Z3b	Zona di cresta rocciosa e/o cocuzzolo: appuntite - arrotondate	
Z4a	Zona di fondovalle e di pianura con presenza di depositi alluvionali e/o fluvio-glaciali granulari e/o coesivi	Amplificazioni litologiche e geometriche
Z4b	Zona pedemontana di falda di detrito, conoide alluvionale e conoide deltizio-lacustre	
Z4c	Zona morenica con presenza di depositi granulari e/o coesivi (compresi le coltri loessiche)	
Z4d	Zone con presenza di argille residuali e terre rosse di origine eluvio-colluviale	
Z5	Zona di contatto stratigrafico e/o tettonico tra litotipi con caratteristiche fisico-meccaniche molto diverse	Comportamenti differenziali

Va sottolineato che per tutti i Comuni classificati come zona sismica 3 la normativa regionale richiederebbe l'applicazione dei livelli di approfondimento successivi al 1°, secondo lo schema rappresentato nella seguente tabella:

	Livelli di approfondimento e fasi di applicazione		
	1° livello fase pianificatoria	2° livello fase pianificatoria	3° livello fase progettuale
Zona sismica 2-3	obbligatorio	Nelle zone PSL Z3 e Z4 se interferenti con urbanizzato e urbanizzabile, ad esclusione delle aree già inedificabili	- Nelle aree indagate con il 2° livello quando Fa calcolato > valore soglia comunale; - Nelle zone PSL Z1 e Z2.
Zona sismica 4	obbligatorio	Nelle zone PSL Z3 e Z4 solo per edifici strategici e rilevanti di nuova previsione (elenco tipologico di cui al d.d.u.o. n. 19904/03)	- Nelle aree indagate con il 2° livello quando Fa calcolato > valore soglia comunale; - Nelle zone PSL Z1 e Z2 per edifici strategici e rilevanti.

PSL = Pericolosità Sismica Locale

Nel caso specifico, considerando che le opere in progetto interferiranno con l'urbanizzato, è necessario l'approfondimento sismico di 2° livello, oltre a quello di 1° livello.

11.2 PARAMETRI SISMICI

Il Decreto Ministeriale del 14 Gennaio 2008 “Norme Tecniche per le Costruzioni” impone la verifica delle azioni sismiche sulle nuove costruzioni.

Come prima fase si determinano i parametri delle azioni sismiche di progetto proprie del sito oggetto di intervento; i parametri sismici per periodi di ritorno di riferimento T_r sono quelli riportati nella seguente tabella:

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	a_g [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30,0	0,21	2,55	0,17
S.L.D.	50,0	0,26	2,54	0,2
S.L.V.	475,0	0,57	2,62	0,28
S.L.C.	975,0	0,72	2,64	0,3

Dove a_g = accelerazione orizzontale massima al sito,

F_0 = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,

T_c = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Inoltre, le NTC 2008 calcolano i coefficienti sismici k_h e k_v in dipendenza di vari fattori:

$$k_h = \beta \times (a_{max}/g)$$

$$k_v = \pm 0,5 \times K_h$$

β = Coefficiente di riduzione accelerazione massima attesa al sito;

a_{max} = Accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = Accelerazione di gravità;

S.L. Stato limite	a_{max} [m/s ²]	beta [-]	k_h [-]	k_v [sec]
S.L.O.	0,315	0,2	0,0064	0,0032
S.L.D.	0,39	0,2	0,008	0,004
S.L.V.	0,855	0,2	0,0174	0,0087
S.L.C.	1,08	0,2	0,022	0,011

Per la scelta dei parametri progettuali, vista l'importanza delle opere, abbiamo assegnato ai manufatti una vita nominale V_n (2.4.1 - NTC2008) maggiore di 50 anni e una classe d'uso "II" (2.4.2 – NTC2008). Ne consegue che il periodo di riferimento V_r per le azioni sismiche è pari a $V_n \times C_u$ (coefficiente d'uso = 1 per classe d'uso II) = 50 anni.

L'azione sismica di progetto tiene inoltre conto della categoria di sottosuolo di riferimento (3.2.2 – NTC2008); sono previste cinque classi di terreni, identificabili sulla base delle caratteristiche stratigrafiche e delle proprietà geotecniche rilevate nei primi 30 metri, e definite dai seguenti parametri: velocità delle onde S, numero colpi SPT e/o coesione non drenata.

Le NTC2008 raccomandano fortemente la misura diretta della velocità di propagazione delle onde di taglio V_s ; a tale scopo abbiamo eseguito una prova sismica MASW, il cui risultato è stato $V_{s30} = 341 \text{ m/s}$.

L'area oggetto di indagine presenta terreni rientranti nella **categoria C**, definiti nel DM come *“Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti, caratterizzati da graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi tra 180 m/s e 360 m/s”*.

Come condizione topografica al contorno, dovrà essere considerata la categoria T1, propria dei terreni pianeggianti.

11.3 VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE

Le NTC2008 (paragrafo 7.11.3.4.2) specificano che la verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

1. eventi sismici attesi di magnitudo M inferiore a 5;
2. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1 g;
3. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
4. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)_{60} > 30$ oppure $qc_{1N} > 180$ dove $(N1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e qc_{1N} è il valore della resistenza determinata in prove

penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;

5. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura 7.11.1(a) delle NTC2008 nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ ed in Figura 7.11.1(b) delle NTC2008 nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.

Nel nostro caso è verificata la condizione 1, ossia $M < 5$, magnitudo attesa all'interno della zona sismogenetica (zonazione sismogenetica ZS9 del GdL MPS, 204), così come indicato dall'istituto INGV italiano (I_{max}).

Per tale motivo, la verifica alla liquefazione viene omessa.

Località	Prov	I _{max}	EQs
Brugherio	MB	3	2

12. APPROFONDIMENTO SISMICO DI SECONDO LIVELLO

Il secondo livello di approfondimento consente la caratterizzazione semi-quantitativa degli effetti di amplificazione attesi negli scenari perimetrati nella carta PSL e fornisce la stima della risposta sismica dei terreni in termini di valore del Fattore di amplificazione (F_a).

L'applicazione di tale livello consente di individuare aree in cui la normativa nazionale risulta insufficiente a salvaguardare edifici e infrastrutture dagli effetti attesi di amplificazione sismica locale (F_a calcolato superiore a F_a di soglia comunale riportato in apposite tabelle fornite dalla Regione Lombardia e calcolate dal Politecnico di Milano).

Il valore di F_a si riferisce agli intervalli di periodo compresi tra 0,1 e 0,5 s e tra 0,5 e 1,5 s, in funzione del periodo proprio delle tipologie edilizie più rappresentate sul territorio

regionale.

Per quel che riguarda gli effetti litologici, la procedura semplificata richiede la conoscenza dei seguenti parametri:

- Litologia prevalente dei materiali presenti nel sito;
- Stratigrafia del sito;
- Andamento delle Vs (velocità delle onde di taglio) con la profondità;
- Spessore e velocità di ciascuno strato;
- Modello geofisico del terreno.

Parametri litologici e stratigrafici – modello geotecnico del terreno

Le caratteristiche litologiche e stratigrafiche dei terreni oggetto di studio, necessarie per l'analisi di rischio di secondo livello, sono state ricostruite mediante i risultati delle indagini geognostiche riportate in allegato.

Onde di taglio Vs e modello geofisico del terreno

Per valutare l'andamento della velocità delle onde di taglio (Vs) con la profondità, a partire dal piano strada, è stata impiegata una tecnica che utilizza le onde superficiali (MASW).

In allegato è riportato l'elaborato grafico della prova MASW: nel riquadro principale si osserva la stratigrafia delle Vs ricavata dalla prova, nonché le curve di dispersione misurate e calcolate e il modello del terreno; a destra è visibile il sismogramma, mentre in basso è riportato il valore del parametro Vs30 calcolato utilizzando la formula:

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

Dove h_i e V_i indicano lo spessore in metri e la velocità delle onde di taglio (m/s) dello strato i -esimo, per un totale di N strati presenti.

STIMA DEGLI EFFETTI LITOLOGICI E DEL FATTORE DI AMPLIFICAZIONE

Tenuto conto di tutti i dati illustrati nei precedenti paragrafi e quindi del modello stratigrafico-geofisico-geotecnico emerso dalle elaborazioni, possono essere applicate le procedure finali dell'All.5 alla D.G.R. IX/2616/2011 per la stima degli effetti litologici e del relativo Fattore di amplificazione (Fa).

Calcolo del fattore di amplificazione

Il calcolo del periodo proprio del sito (T) è stato effettuato tramite la seguente formula:

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

Per quel che concerne la scheda di valutazione più idonea alla stima degli effetti litologici per i siti riferiti allo scenario PSL di tipo Z4a, tenuto conto dei campi di validità nei diagrammi z-Vs, si è considerata la litologia sabbiosa.

Inoltre, tenuto conto della profondità del primo strato equivalente e della velocità Vs ottenuta come media pesata (224 m/s con 6,5 metri di spessore di strato equivalente), si è considerata la curva caratteristica n. 2.

Nella seguente tabella, riportiamo i valori di T (periodo proprio del sito), calcolati ad ogni variazione di velocità:

STRATO CON VELOCITA' ONDE S COSTANTE	VALORE DI Vs	PERIODO PROPRIO (T)
da 0 metri a – 1,7 metri	193	0,035233
da – 1,7 metri a – 3,8 metri	197	0,077865
da – 3,8 metri a – 6,5 metri	264	0,116183
da – 6,5 metri a – 9,8 metri	312	0,154641
da – 9,8 metri a – 13,9 metri	345	0,19823
da – 13,9 metri a – 19,1 metri	405	0,243016
da – 19,1 metri a – 25,5 metri	469	0,288798
da – 25,5 metri a – 33,6 metri	481	0,35
da – 33,6 metri a – 43,7 metri	492	0,427425
da – 43,7 metri a – 53,8 metri	585	0,486868

Tabella – periodo proprio di oscillazione ad ogni variazione di velocità delle onde S.

Utilizzando la precedente formula, si è ottenuto un valore massimo del periodo del sito T pari a 0,486.

Calcolo di Fa:

Fa_{0.1÷0.5 s} = 1,45

Fa_{0.5÷1.5 s} = 1,82

Il valore ottenuto per il coefficiente di amplificazione proprio del sito è stato confrontato con il valore di soglia riportato nell'apposita tabella, fornita dalla Regione Lombardia.

Da tale tabella si evince che per il Comune di Brugherio, per suoli di tipo C, il valore di soglia calcolato è pari a 1,8 per il periodo compreso tra 0.1 e 0.5 s (relativo a strutture basse, regolari, piuttosto rigide) ed è pari a 2,4 per il periodo compreso tra 0.5 e 1.5 s (relativo a strutture più alte e più flessibili).

Poiché risulta:

Fa_{0.1÷0.5 s} = 1,45 < 1,8

Fa_{0.5÷1.5 s} = 1,82 < 2,4

Ne consegue che:

- Sulla base dell'applicazione del II livello di approfondimento sismico di cui alla D.G.R. IX/2616/2011, la categoria di sottosuolo ricavata secondo le procedure contenute nella normativa antisismica (D.M. 14.01.2008) è sufficiente a tenere in considerazione i possibili effetti di amplificazione litologica propri del sito;
- Pertanto, per il progetto di via Magellano va considerata la categoria sismica di sottosuolo C, così come ricavato dalla prova sismica MASW eseguita.

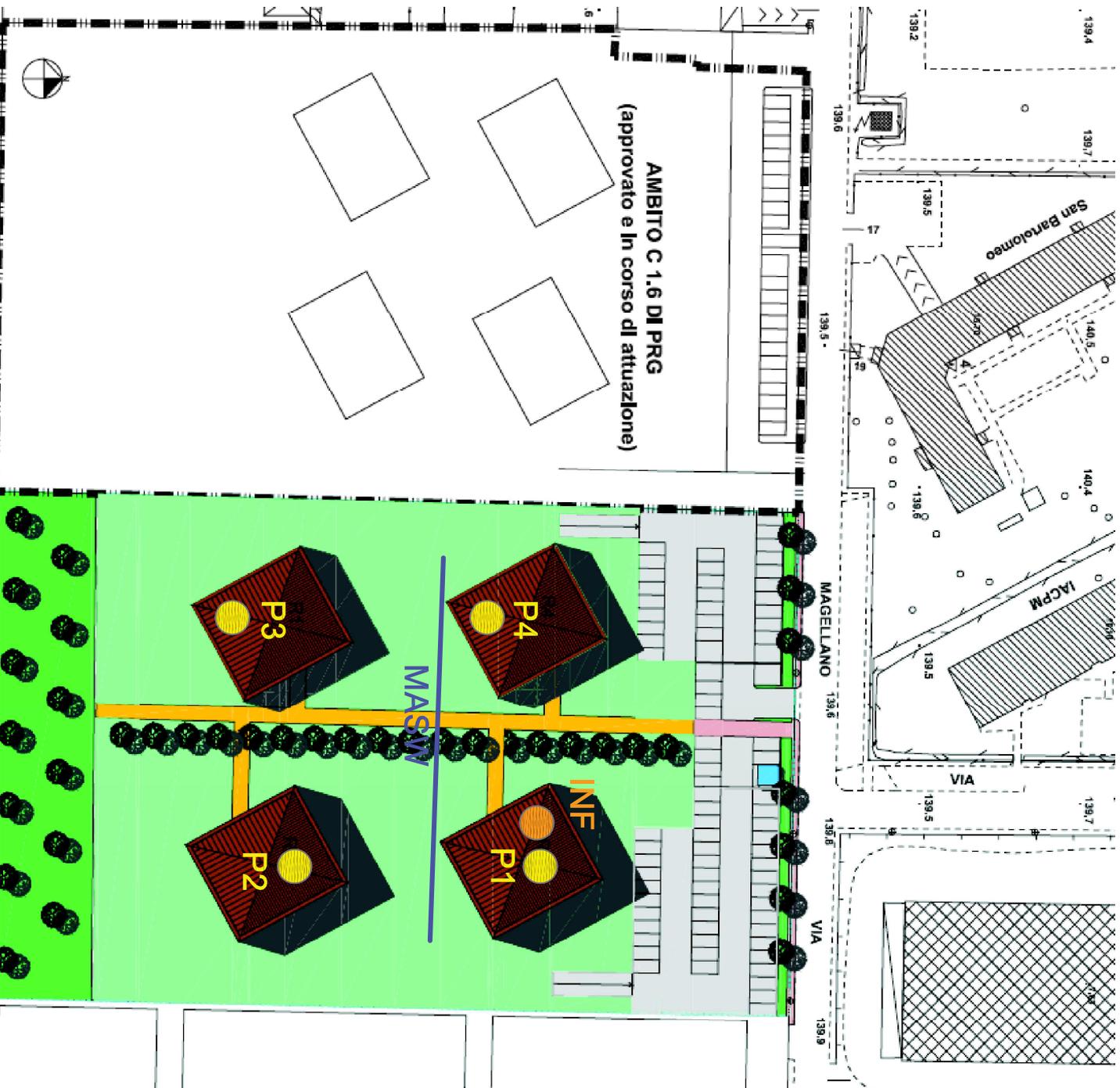
Dott. Geol. Fabio Fusina

Fabio Fusina



A circular blue ink stamp of the Ordine dei Geologi della Lombardia. The text inside the stamp reads: 'ORDINE DEI GEOLOGI della LOMBARDIA' around the perimeter, 'FUSINA FABIO' in the center, and 'n° 759' below the name.

13. ALLEGATI



 PROVE PENETROMETRICHE

 STENDIMENTO SISMICO

 PROVA INFILTROMETRICA

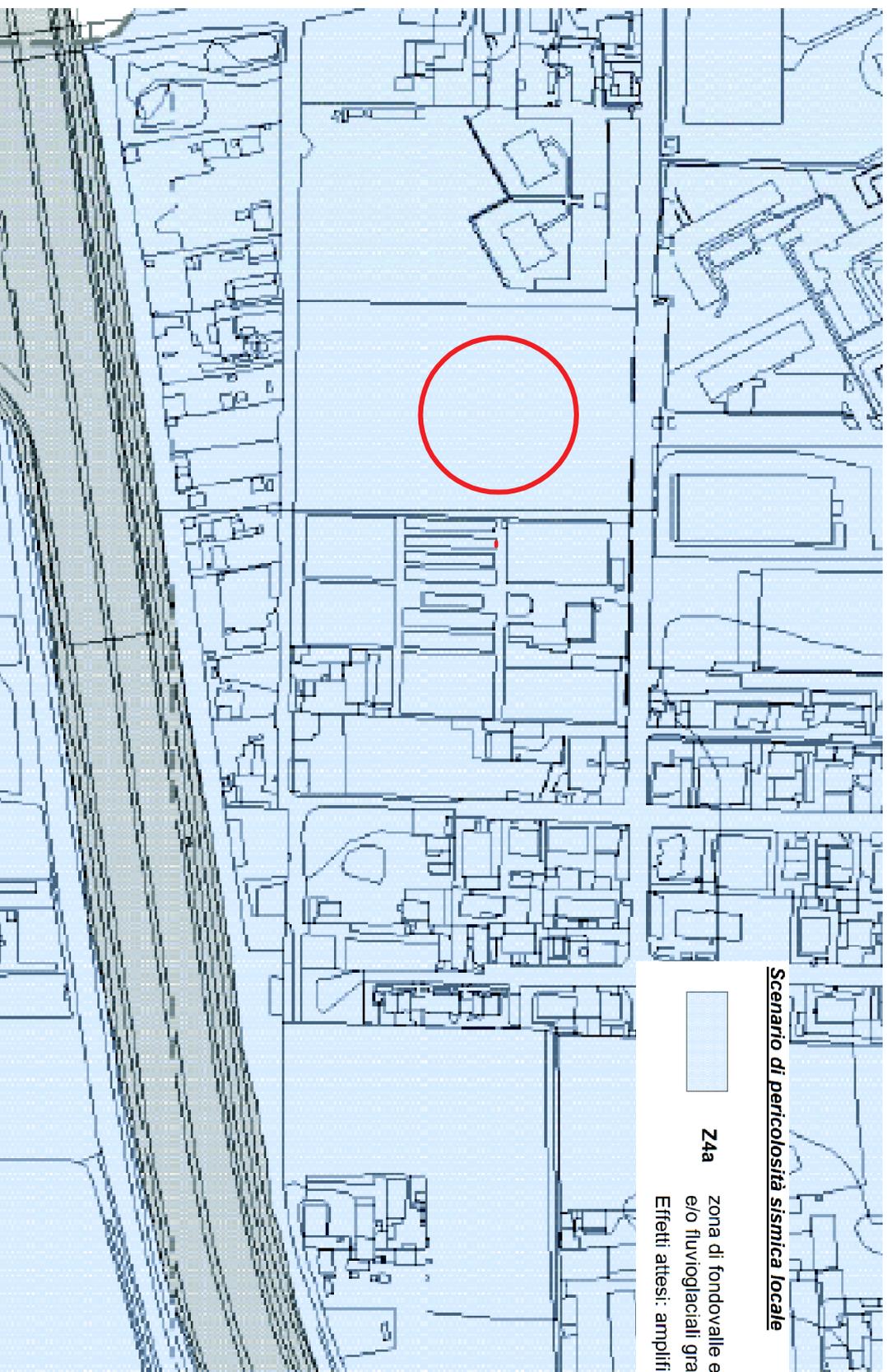
<p>FUSIMA S.R.L. Via Bocondoni, 6 - 20900 Monza Tel. 039/2028619 - Fax 039/2230311 - Cell. 348/213807 E-mail Info@fushasrl.it</p>	
COMMITTENTE:	MAGELLANO SRL
CANTIERE:	BRUGHERIO - VIA MAGELLANO
TITOLO:	UBICAZIONE DELLE INDAGINI
DATA:	GIUGNO 2017

Scenario di pericolosità sismica locale



Z4a

zona di fondovalle e pianura con presenza di depositi alluvionali e/o fluvio-glaciali granulari e/o coesivi
Effetti attesi: amplificazioni litologiche e geometriche



FUSIMA S.R.L.
Via Belfiore, 200014
Tel. 0392020819 - Fax 0392020311 - Cell. 3487213807
E-mail info@fusimasrl.it

COMMITTENTE:
MAGELLANO SRL

CANTIERE:
BRUGHERIO - VIA MAGELLANO

TITOLO:
STRALCIO DELLA CARTA DI
PERICOLOSITA' SISMICA LOCALE

DATA:
GIUGNO 2017

PROVA DI INFILTRAZIONE A CARICO VARIABILE
(per abbassamento del livello dell'acqua nell'infiltrometro)

Committente	MAGELLANO SRL
Commessa	
Località	BRUGHERIO (MB) - VIA MAGELLANO
Data	16/06/2017

Sondaggio n.	INF
Prova di permeabilità n.	1
Profondità da piano campagna	2,0 m

Diametro del tratto di prova	D	[dm]	0,700
Lunghezza del tratto di prova (tasca)	L	[m]	0,60

Coefficiente di forma	C_L	[m]	0,60
-----------------------	-------	-----	------

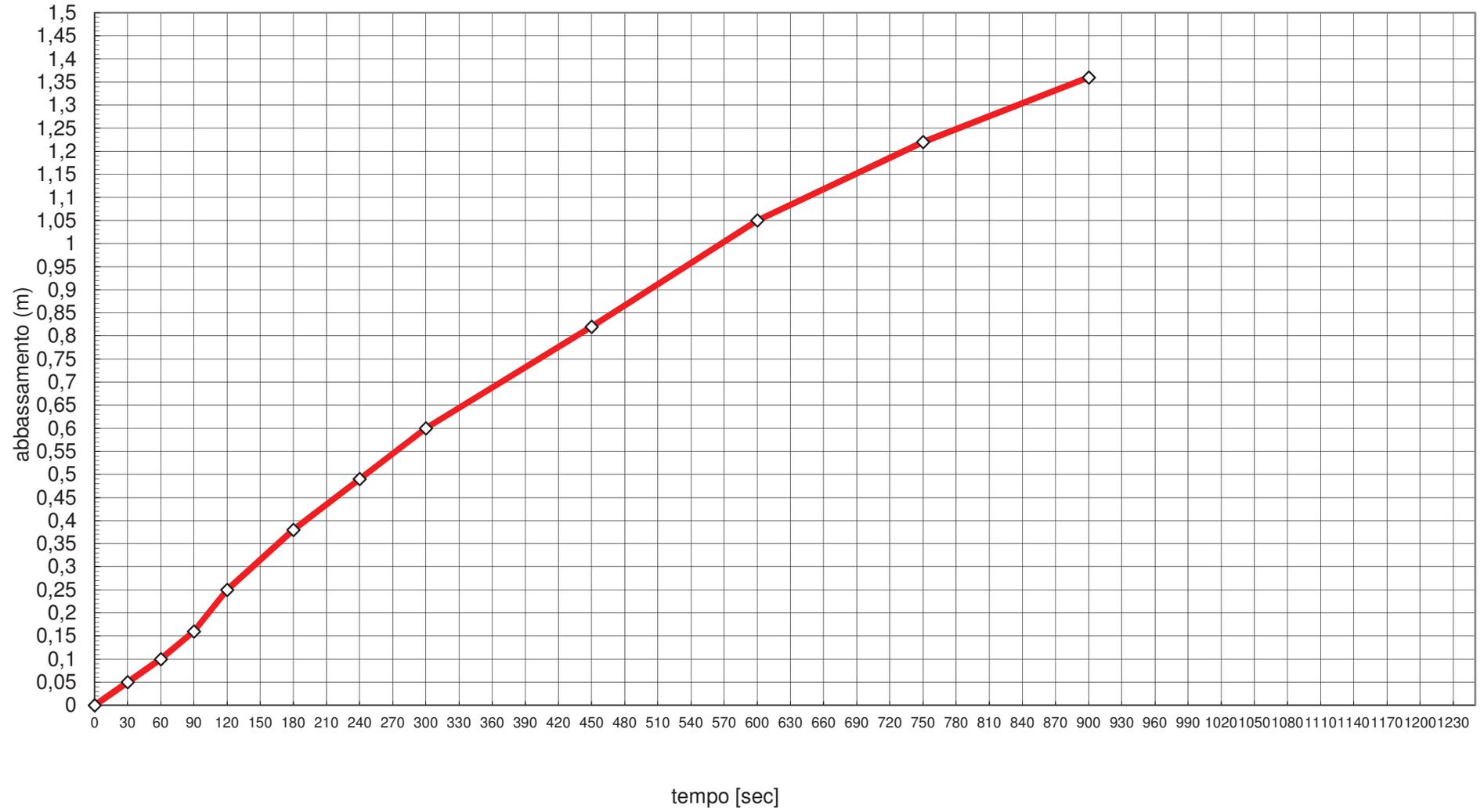
Altezza della colonna del rivestimento rispetto a p.c. (livello di riferimento)	h_r	[m]	0,60
---	-------	-----	------

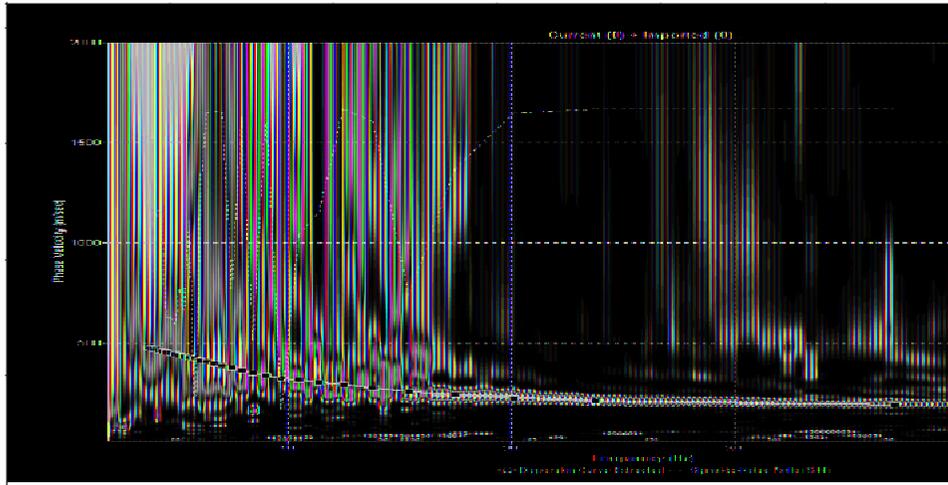
Profondità del livello dell'acqua nel foro rispetto al livello di riferimento	z	[m]	0,00
Carico idraulico inizio prova	h	[m]	2,00
Carico idraulico fine prova	h	[m]	0,640

Tempo inizio prova (ora e minuti)	10:30
Tempo fine prova (ora e minuti)	10:45

Δh	ΔT	Lecture		Elaborazioni	
		Tempo [sec]	Abbassamento [m]	Coefficiente di permeabilità K [m/s] [cm/s]	
2,000		0	0		
1,950	30	30	0,05	5,41E-04	5,41E-02
1,900	30	60	0,1	5,55E-04	5,55E-02
1,840	30	90	0,16	6,86E-04	6,86E-02
1,750	30	120	0,25	1,07E-03	1,07E-01
1,620	60	180	0,38	8,25E-04	8,25E-02
1,510	60	240	0,49	7,51E-04	7,51E-02
1,400	60	300	0,6	8,08E-04	8,08E-02
1,180	150	450	0,82	7,31E-04	7,31E-02
0,950	150	600	1,05	9,27E-04	9,27E-02
0,780	150	750	1,22	8,43E-04	8,43E-02
0,640	150	900	1,36	8,45E-04	8,45E-02
				7,46E-04	7,46E-02

Prova di permeabilità a carico variabile

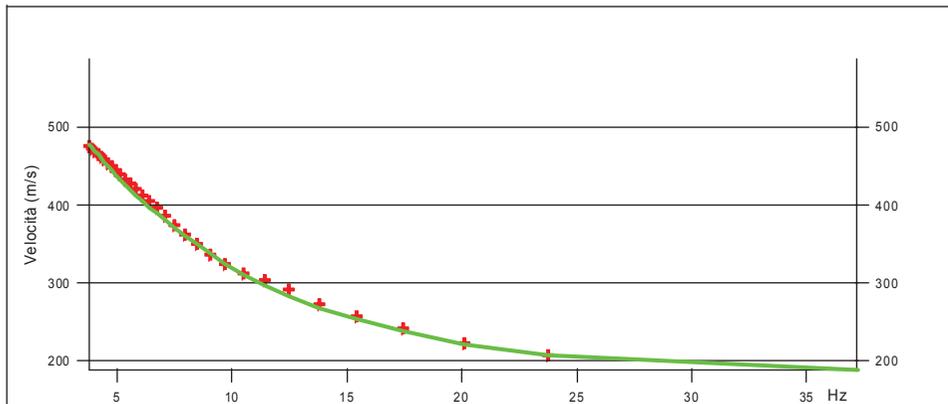
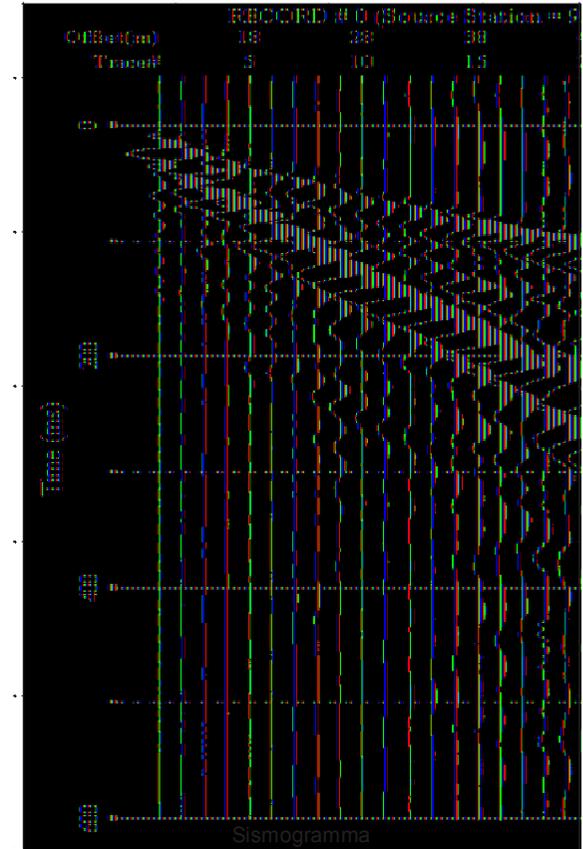




LEGENDA

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

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



Dispersione misurata e calcolata

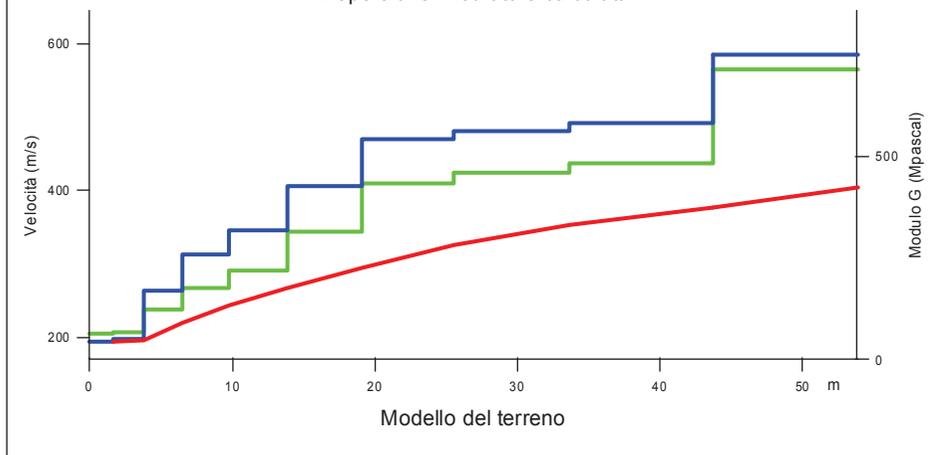


TABELLA DI CALCOLO

Da Prof.	a Prof.	Vs	H/Vi	VsX	G
0	1.7	193	.0087	193	63
1.7	3.8	197	.0108	195	66
3.8	6.5	264	.01	219	123
6.5	9.8	312	.0106	243	177
9.8	13.9	345	.012	267	219
13.9	19.1	405	.0128	294	313
19.1	25.5	469	.0138	325	434
25.5	33.6	481	.0168	352	459
33.6	43.7	492	.0205	377	483
43.7	53.8	585	.0172	404	715

VALORE CALCOLATO VS30 = 341 m/s

PROVA SISMICA VS30

Magellano s.r.l.

Bugherio (MB) - via Magellano

Metodologia MASW

VELOCITA' DELLE ONDE S

Giugno 2017

EFFETTI LITOLGICI – SCHEDA LITOLOGIA SABBIOSA

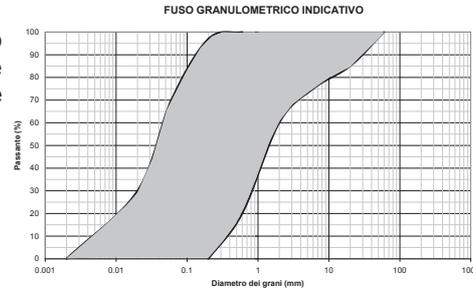
PARAMETRI INDICATIVI

GRANULOMETRIA:

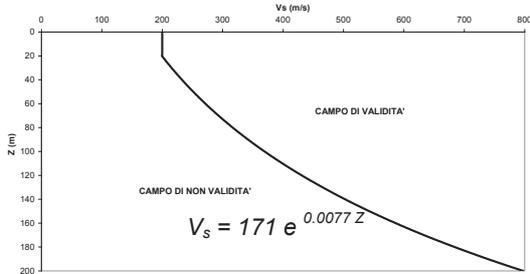
Da sabbia con ghiaia e ciottoli a limo e sabbia passando per sabbie ghiaiose, sabbie limose, sabbie con limo e ghiaia, sabbie limose debolmente ghiaiose, sabbie ghiaiose debolmente limose e sabbie

NOTE:

- Comportamento granulare
- Struttura granulo-sostenuta
- Clasti con $D_{max} > 20$ cm inferiori al 15%
- Frazione ghiaiosa inferiore al 25%
- Frazione limosa fino ad un massimo del 70%



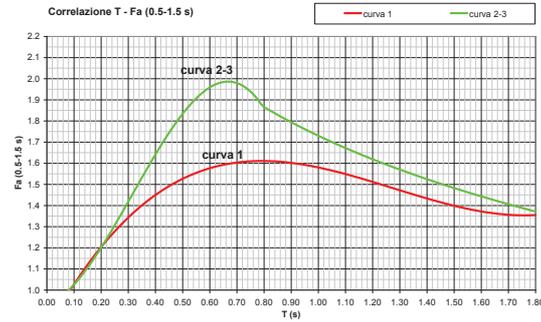
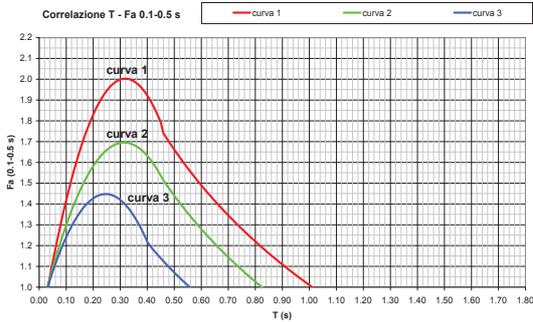
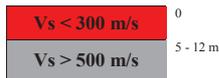
ANDAMENTO DELLE Vs CON LA PROFONDITA' LITOLOGIA SABBIOSA



Profondità primo strato (m)	Profondità primo strato (m)																					
	1-3	4	5-12	13	14	15	16	17	18	20	25	30	40	50	60	70	90	110	130	140	160	180
200	2	1-2	2	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
250	2	1-2	2	2	2	2	2	2	2	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
300	2	1-2	2	2	2	2	2	2	2	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
350	2	2	2	2	2	2	2	2	2	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
400	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
450	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
500	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
600	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
700	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3

ove la sigla NA indica $Fa = 1$

il riquadro rosso indica la condizione stratigrafica per cui è necessario utilizzare le curve 1
CONDIZIONE: strato con spessore compreso tra 5 e 12 m e velocità media V_s minore o uguale a 300 m/s poggiate su strato con velocità maggiore di 500 m/s



Curva	Tratto polinomiale	Tratto logaritmico	Tratto rettilineo
1	$0.03 \leq T \leq 0.50$ $Fa_{0.1-0.5} = -12.21 T^2 + 7.79 T + 0.76$	$0.50 < T \leq 1.00$ $Fa_{0.1-0.5} = 1.01 - 0.94 \ln T$	$T > 1.00$ $Fa_{0.1-0.5} = 1.00$
2	$0.03 \leq T \leq 0.45$ $Fa_{0.1-0.5} = -8.65 T^2 + 5.44 T + 0.84$	$0.45 < T \leq 0.80$ $Fa_{0.1-0.5} = 0.83 - 0.88 \ln T$	$T > 0.80$ $Fa_{0.1-0.5} = 1.00$
3	$0.03 \leq T \leq 0.40$ $Fa_{0.1-0.5} = -9.68 T^2 + 4.77 T + 0.86$	$0.50 < T \leq 0.55$ $Fa_{0.1-0.5} = 0.62 - 0.65 \ln T$	$T > 0.55$ $Fa_{0.1-0.5} = 1.00$

Curva	
1	$0.08 \leq T \leq 1.80$ $Fa_{0.5-1.5} = 0.57 T^3 - 2.18 T^2 + 2.38 T + 0.81$
2	$0.08 \leq T < 0.80$ $Fa_{0.5-1.5} = -6.11 T^3 + 5.79 T^2 + 0.44 T + 0.93$
3	$0.80 \leq T \leq 1.80$ $Fa_{0.5-1.5} = 1.73 - 0.61 \ln T$