



Finanziato
dall'Unione europea
NextGenerationEU



MINISTERO DELLA
TRANSIZIONE ECOLOGICA



COMUNE DI SAN GERVASIO BRESCIANO

PROGETTO ESECUTIVO

**MIGLIORAMENTO E MECCANIZZAZIONE DELLA RETE DI
RACCOLTA DIFFERENZIATA DEI RIFIUTI URBANI CON
AMPLIAMENTO CENTRO DI RACCOLTA DIFFERENZIATA RIFIUTI
PNRR - M2C1.1.I1.1 - LINEA A
CUP: H75I23000020001**

ELABORATO	DESCRIZIONE
5	RELAZIONE GEOLOGICA-GEOTECNICA E SISMICA
11/12/2023	

Dott. Geol. Luca Donato Piazza

Ordine dei Geologi della Lombardia n° 1380AP



INGEGNERIA ARCHITETTURA
SOCIETA' URBANISTICA

Ing. Antonio Comincini & partners s.r.l.

Via Garibaldi, 6 - 25020 Pralboino (BS) - tel. 030 9521247

C.F./P.IVA: 04171390984 e-mail: siausr1@comincini.eu PEC: siausr1@arubapec.it

Ing. Antonio Comincini - Ing. Giorgio Bolsi - Ing. Massimo Barbieri - Ing. Maria Paola Zangarini
Ing. Claudio Maggioni - Arch. Federica Mor - Geom. Carla Tosini - Geol. Luca Donato Piazza

INDICE:

RELAZIONE GEOLOGICA E SISMICA

PREMESSA.....	5
1. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO	6
2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO ED IDROGEOMORFOLOGICO.....	7
3. SISMOTETTONICA	10
4. PERICOLOSITA' E FATTIBILITA'	16
5. SISMICITA'	19
6. INDAGINE SISMICA	21
6.1 METODO DI INDAGINE.....	22
6.2 STRUMENTAZIONE	25
6.3 ELABORAZIONE.....	26
6.4 RISULTATI	27
7. AMPLIFICAZIONE SISMICA DEL SITO.....	29
7.1 PROCEDURA REGIONE LOMBARDIA.....	30
7.2 DETERMINAZIONE DEL PERIODO DI RIFERIMENTO DEL SITO	32
8. CALCOLO DELL'AZIONE SISMICA	32
9. INDAGINE GEOGNOSTICA	38
10. NATURA E CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL SOTTOSUOLO	43
11. RISCHIO DI LIQUEFAZIONE.....	44
CONCLUSIONI	52

RELAZIONE GEOTECNICA

1. CONSIDERAZIONI GEOTECNICHE	54
1.1 VERIFICA DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI	56
CONCLUSIONI E PRESCRIZIONI.....	59

ALLEGATI:

- Tabelle e grafici prove penetrometriche CPT1-CPT2 (anno 2022)

RIFERIMENTI NORMATIVI

- **Decreto Ministeriale 14/01/2008**
Norme Tecniche per le Costruzioni
- **Decreto Ministeriale 17/01/2018**
Aggiornamento delle “Norme Tecniche per le Costruzioni”
- **Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici**
Istruzioni per l’applicazione delle “Norme Tecniche per le Costruzioni” di cui al D.M. 14/01/2008. Circolare 02/02/2009 n. 617.
- **Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici**
Istruzioni per l’applicazione dell’aggiornamento delle “Norme Tecniche per le Costruzioni” di cui al D.M. 17/01/2018. Circolare 21/01/2019 n.7.
- **Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici**
Pericolosità sismica e Criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale. Allegato al voto n. 36 del 27/07/2007
- **Eurocodice 8 (1998)**
- **Indicazioni progettuali per la resistenza fisica delle strutture**
Parte 5: fondazioni, strutture di contenimento e aspetti geotecnici (2003)
- **Eurocodice 7.1 (1997)**
Progettazione geotecnica – Parte I: regole generali UNI
- **Eurocodice 7.3 (2002)**
Progettazione geotecnica – Parte II: progettazione assistita con prove in sito (2002)
- **Legge Regionale Lombardia 11/03/2005 n. 12**
- **D.G.R. Lombardia n. 9/2616 del 30/11/2011**
Criteri ed indirizzi per la definizione della componente geologica, idrogeologica e sismica del Piano di Governo del Territorio, in attuazione dell’art. 57, comma 1, della L.R. 11/03/2005 n. 12
- **D.G.R. Lombardia n. 10/2129 del 11/07/2014**
Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia (l.r. 1/2000, art. 3, c. 108, lett. d)

- **D.G.R. Lombardia n. 10/2489 del 10/10/2014**

Differimento del termine di entrata in vigore della nuova classificazione sismica del territorio approvata con D.G.R. 21 luglio 2014, n. 2129 «Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia (l.r. 1/2000, art. 3, comma 108, lett. d)»

- **D.G.R. Lombardia n. 10/4144 del 8/10/2015**

Ulteriore differimento del termine di entrata in vigore della nuova classificazione sismica del territorio approvata con D.G.R. 21 luglio 2014, n. 2129 «Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia (l.r. 1/2000, art. 3, comma 108, lett. d)»

- **D.G.R. Lombardia n. 10/5001 del 30/03/2016**

Approvazione delle linee di indirizzo e coordinamento per l'esercizio delle funzioni trasferite ai comuni in materia sismica (**artt. 3, comma 1, e 13, comma 1, della l.r. 33/2015**)

Regolamento recante la disciplina semplificata della gestione delle “terre e rocce da scavo”

- **Autorità di Bacino del Fiume Po**

Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico (PAI)-Interventi sulla rete idrografica e sui versanti-Norme di Attuazione

- **D.G.R. Lombardia n. 10/6738 del 19/06/2017**

Disposizioni regionali concernenti l'attuazione del Piano dei Rischi di Alluvione (PGRA)

- **Componente Geologica, Idrogeologica e Sismica del Piano di Governo del Territorio del Comune di San Gervasio Bresciano e relative Norme Tecniche di Attuazione**

-
-

-

RELAZIONE GEOLOGICA E SISMICA

Il progetto prevede l'ampliamento, sul suo lato ovest, del capannone prefabbricato per il riutilizzo di beni in disuso esistente.

La presente relazione, sintesi e compendio dello studio geologico eseguito per la determinazione delle caratteristiche stratigrafiche, litologiche, idrogeologiche e geotecniche dei terreni costituenti il sottosuolo e più in generale della pericolosità geologica del sito oggetto di intervento, contiene le considerazioni e le stime a carattere geologico-geotecnico riguardanti i terreni interessati dal nuovo fabbricato.

La struttura in oggetto, alla luce del D.M. 17/01/2018, appartiene al Tipo 2 (N.T.C. 2018 2.4.1) con Classe d'Uso II (N.T.C. 2018 2.4.2). Di conseguenza questa relazione, seguendo i dettami della normativa vigente e dello stato dell'arte, è finalizzata alla costruzione del modello geologico che è imprescindibile per la redazione del successivo modello geotecnico, facente parte della relazione d'opera geotecnica.

Al fine di definire le caratteristiche geotecniche e litostratigrafiche del sottosuolo dell'area di interesse, si è fatto riferimento all'indagine geognostica eseguita dallo scrivente nell'ottobre del 2022 per la realizzazione del capannone esistente; l'indagine è consistita nell'esecuzione di n° 2 prove penetrometriche statiche CPT spinte fino alla profondità di 10,00 m dal piano campagna. Inoltre, per la definizione della categoria sismica di sottosuolo, è stata eseguita una prospezione sismica di tipo MASW.

Per le notizie di carattere geologico generale sono stati eseguiti rilievi di campagna, basati sull'osservazione delle forme del territorio e delle litologie superficiali, correlati al passato geologico dell'area; lo studio è stato poi completato dalle notizie e dai dati bibliografici a disposizione, nonché dalle conoscenze acquisite dallo scrivente nella zona, tramite precedenti lavori e indagini.

Di seguito si illustrano i caratteri geologici, idrogeologici, morfologici e sismici dell'area di interesse.

1. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

L'area in esame è ubicata nel Comune di San Gervasio Bresciano (BS) nella porzione occidentale dell'abitato; ricade nel Foglio D7b1 della Carta Tecnica Regionale ed è centrata sulle coordinate $45^{\circ}18'32.60''$ di latitudine N, $10^{\circ}08'45.45''$ di longitudine E ad una quota di circa 58 m s.l.m.

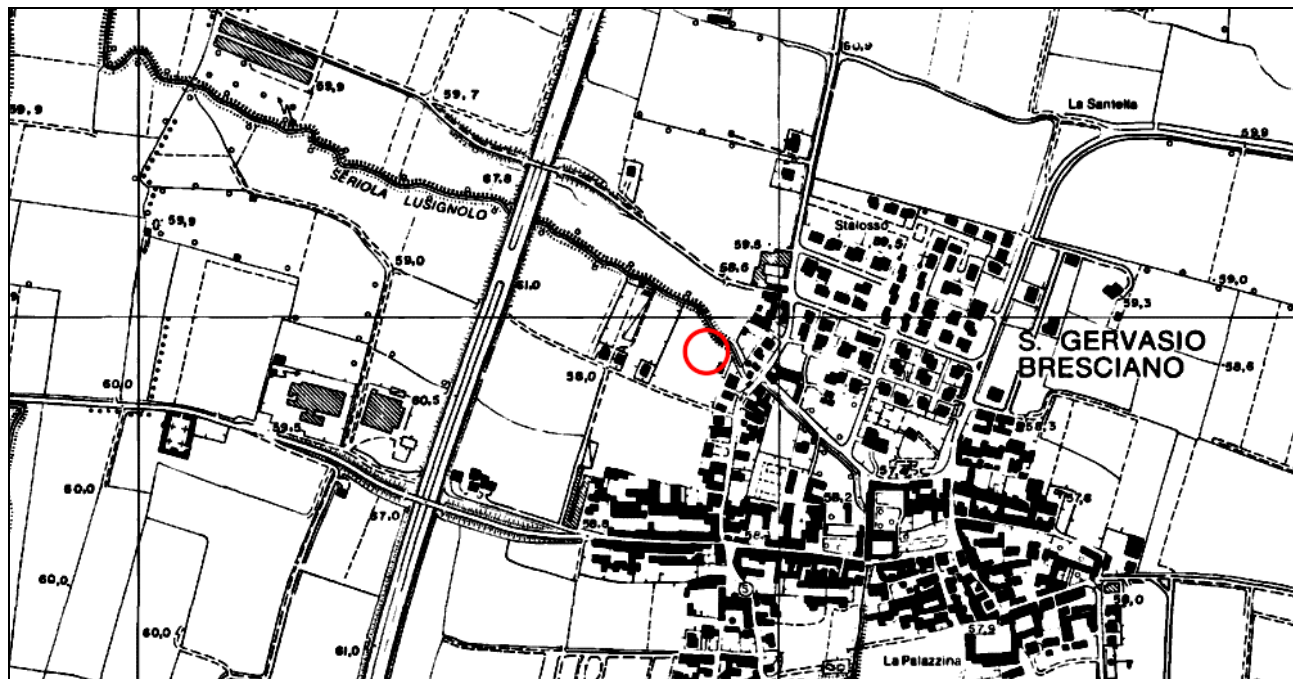


Figura 1- Carta Tecnica Regionale Sez. D7b1 con ubicazione area di interesse

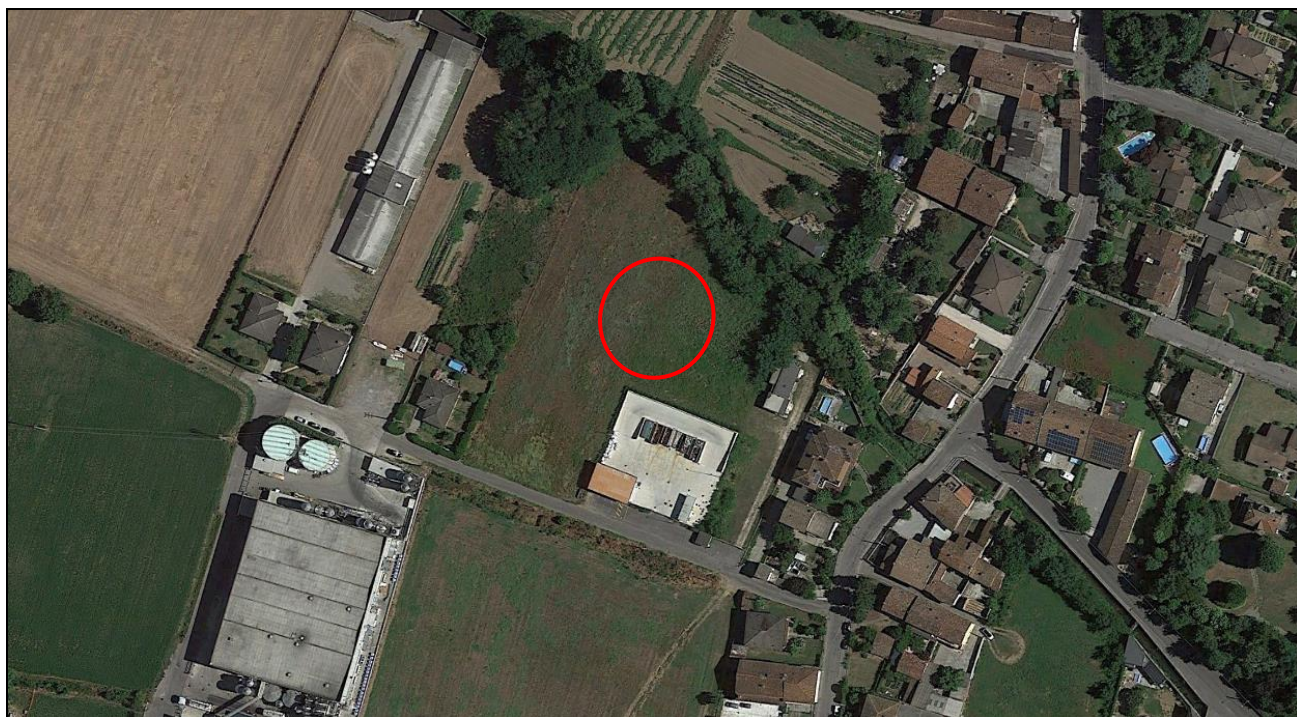


Figura 2- Veduta aerea area di interesse (estratto da Google Maps)

Catastalmente l'area è inquadrata nel Foglio 1, Mappale 646 del comune di San Gervasio Bresciano (BS)- Codice Catastale H865.

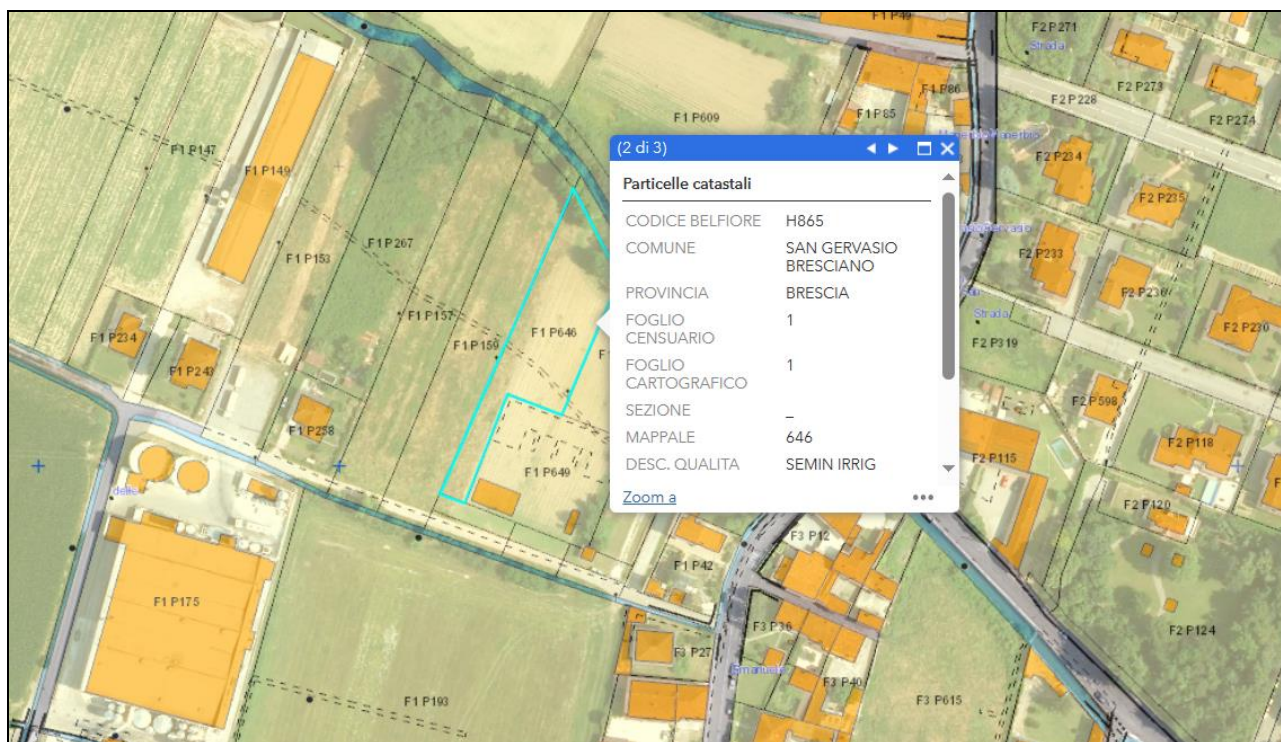


Figura 3- Estratto di mappa (Foglio 1, Particella 646)

2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO ED IDROGEOMORFOLOGICO

Geologicamente la zona è caratterizzata da formazioni continentali quaternarie costituite da depositi di origine fluvioglaciale e fluviale che formano l'esteso livello fondamentale della Pianura Padana, a Sud della zona delle risorgive; in corrispondenza delle aste fluviali principali i depositi appartenenti al Würm risultano erosi e le aree circostanti, depresse rispetto al Livello fondamentale, si raccordano alla pianura attraverso ripide scarpate che costituiscono gli orli di terrazzi fluviali, presenti anche in più ordini, senza soluzione di continuità per effetto di successivi eventi di dinamica fluviale ed interventi antropici.

I depositi del Würm presentano una frazione granulometrica sabbiosa prevalente anche se non mancano lenti limoso-argillose e ghiaiose a ciottoli; essi generalmente risultano coperti da una coltre di suolo brunastro. Lungo il Fiume Mella i depositi più recenti possono essere suddivisi in Alluvioni antiche, Alluvioni medio recenti e Alluvioni attuali: le prime costituiscono un basso e ristretto terrazzo, talora con ridotte scarpate; i depositi medio recenti sono terrazzati e di poco sospesi sugli alvei attuali. Le Alluvioni attuali si trovano nel greto dei corsi d'acqua; si tratta sempre di terreni sabbioso-argillosi con lenti ghiaiose. C.G.I. (Carta Geologica d'Italia) alla scala 1:100.000, foglio 61 "Cremona".

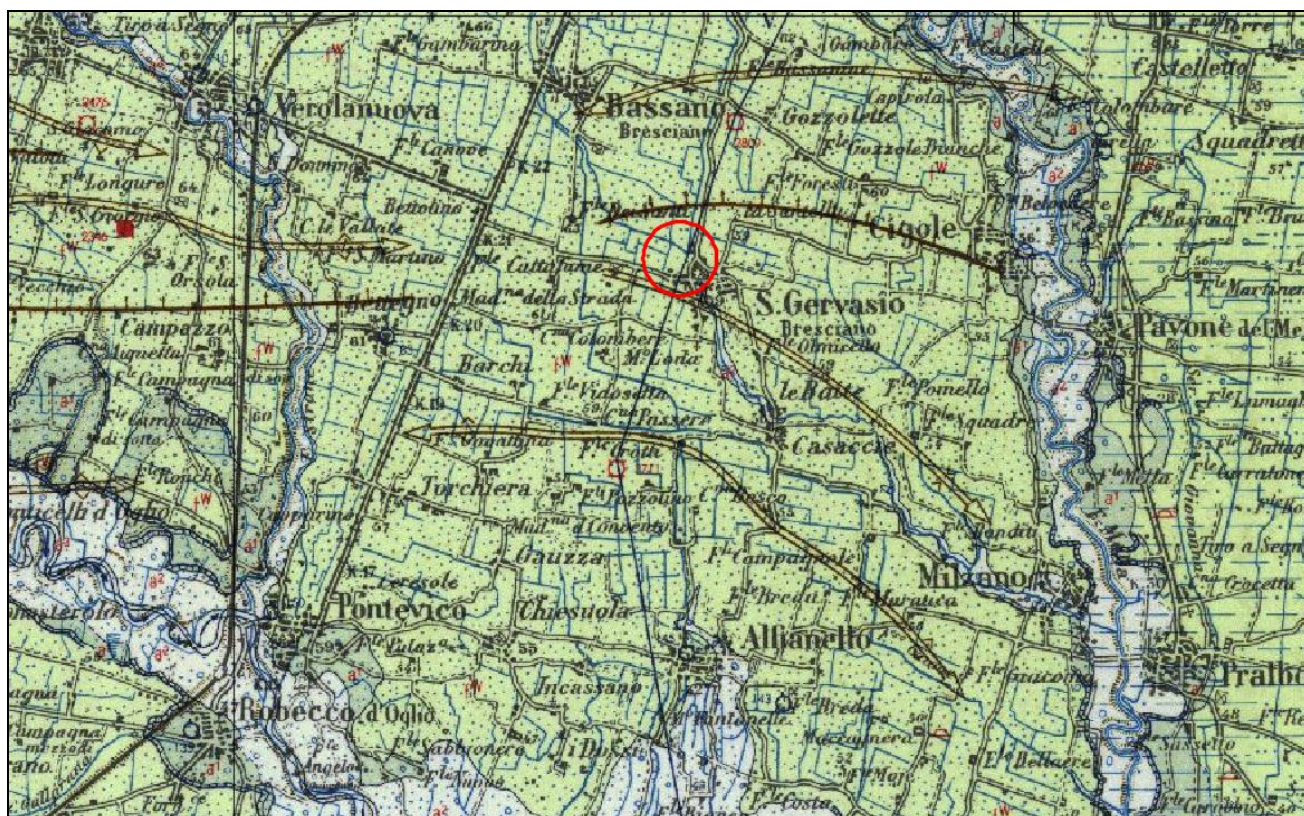


Figura 4 – Carta Geologica d'Italia alla scala 1:100.000 – Foglio 61 "CREMONA" –

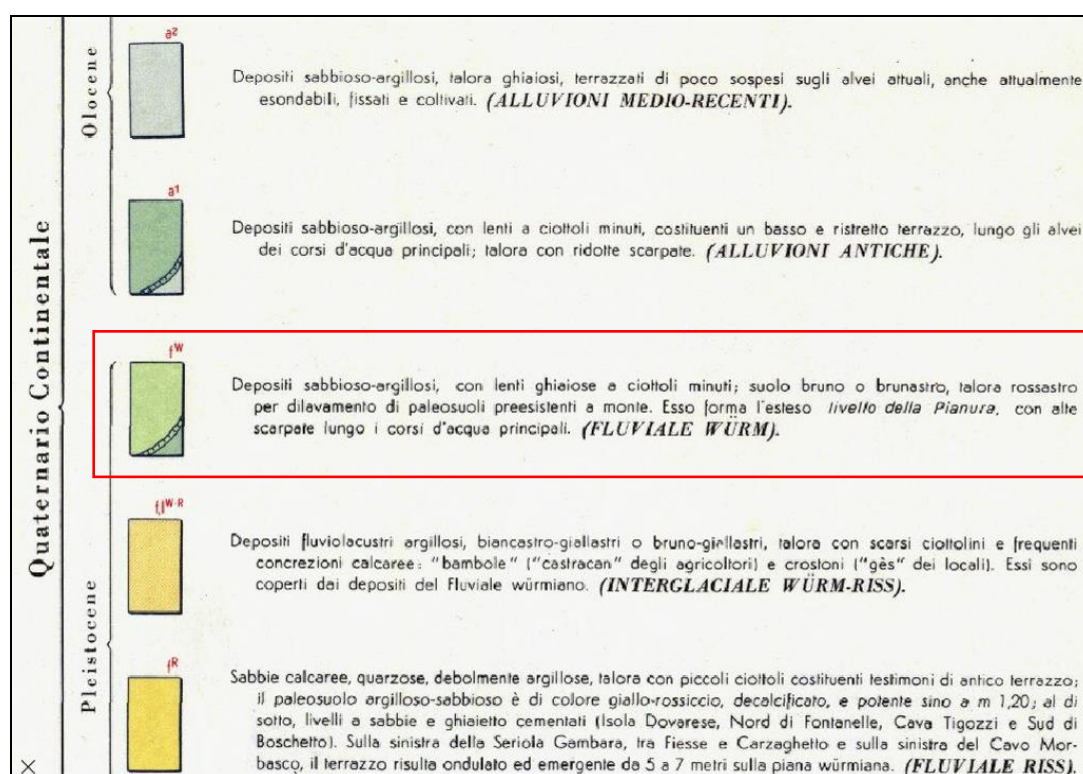


Figura 5 – Legenda dello Stralcio di Figura 4 –

Morfologicamente l'area di intervento si presenta pianeggiante. La morfologia monotona del livello fondamentale è interrotta, nell'area d'indagine, solamente da una stretta fascia, distribuita lungo il corso della Seriola Lusignolo (che scorre appena a nord), occupata dalle alluvioni medio-recenti, ribassata di qualche metro rispetto al livello fondamentale e di poco sospesa sull'alveo attuale del corso d'acqua.

La rete idrografica superficiale è rappresentata dal Fiume Mella, corso d'acqua a regime perenne caratterizzato da portate continue, che nell'area della bassa bresciana assume un caratteristico andamento meandriforme qui ben evidente. È inoltre costituita dalla Seriola Lusignolo e da una fitta rete di canali spesso artificiali (vasi, rogge e seriole) ad uso irriguo e di scolo con direzioni di scorrimento prevalenti NW-SE; tali canalizzazioni costituiscono una efficiente rete di raccolta, trasporto e smaltimento delle acque superficiali, comprese le acque meteoriche in casi di precipitazioni a carattere eccezionale.

La Seriola Lusignolo è un corso d'acqua naturale che si origina in Comune di Offlaga al confine con il Comune di Manerbio; alimentato dai fontanili di Manerbio, Bassano Bresciano e dai colatori di S. Gervasio e Casacce sfiora il territorio di Alfianello nella sua estremità settentrionale e sfocia nel F. Mella in Comune di Milzano. Presenta un andamento meandriforme, un alveo incassato di circa m 1,50 – 2,00 rispetto al piano campagna circostante

La circolazione idrica sotterranea è in relazione alla permeabilità primaria dei depositi presenti; il livello piezometrico, rilevato durante l'indagine ad una quota di poco più di 2,50 m dal p.c., nel corso dell'anno è comunque soggetto ad oscillazioni in positivo ed in negativo rispetto alla misura rilevata. Le motivazioni sono molteplici e legate a fattori sia di carattere antropico (attività di emungimento dei pozzi, pratiche di irrigazione delle colture nei periodi tardo primaverili ed estivi, etc.), sia di indole naturale (ricarica delle falde in seguito alle precipitazioni in seguito a periodi più o meno piovosi, fenomeni di evapotraspirazione più o meno intensi, etc.).

Per quanto concerne gli aspetti geomorfologici da segnalare, essi sono prevalentemente l'espressione della dinamica fluviale legata al Fiume Mella ed alla fitta rete di rogge ad uso irriguo, di origine medioevale, classificate come fontanili che confluiscono in numerosi vasi e canali, fossi, seriole, e costituiscono il fitto reticolo idrografico tipico della media e della bassa pianura.

Si fa notare la presenza di terrazzi fluviali legati al corso del fiume Mella che separano aree ribassate più recenti occupate dalle alluvioni antiche e recenti, fino a quelle attuali presenti all'interno dell'alveo.

I fenomeni deposizionali legati all'azione dei fontanili, anche se presenti lungo l'alveo, risultano molto limitati e circoscritti. Solitamente sono visibili fenomeni erosivi spondali e deposizionali di fondo.

Infine sul modellamento delle forme del territorio le attività antropiche in genere hanno determinato modifiche rilevanti rappresentate da livellamenti agrari per opere di bonifica, cave con fondo allagato per attività di coltivazione di materiali inerti sottofalda, ecc.

3. SISMOTETTONICA

La convergenza tra le placche Africana ed Europea, iniziata nel Cretaceo superiore è tuttora in atto, come mostrato dai dati geodetici satellitari. In profondità questo raccorciamento si trasforma in uno sforzo di caricamento delle faglie di tipo compressivo localizzate sia al piede delle Alpi Meridionali, sia al piede dell'Appennino settentrionale. Nel settore settentrionale della pianura è presente il sistema di sovrascorrimenti S-vergenti che costituiscono la continuazione in pianura delle Prealpi Lombarde. Nella fascia meridionale si ha invece un pronunciato sistema di embricazione Nord-vergente che costituisce l'avanfossa essenzialmente pliocenica dell'Appennino settentrionale. I due sistemi entrano in collisione nella parte mediana della pianura; il fronte settentrionale è inquadrabile all'interno dei sistemi di deformazione del Miocene medio-superiore, quello meridionale è essenzialmente pliocenico. A partire dalla fine del Pleistocene inferiore entrambi i margini del Bacino Padano sono in sollevamento in seguito alla formazione di un bacino flessurale più simmetrico. Il margine meridionale del bacino padano, a ridosso del fronte appenninico risente di tali movimenti in modo maggiormente consistente rispetto al margine settentrionale.

Il terremoto (o sisma) è una repentina liberazione di energia che si è andata accumulando nel tempo nello strato superficiale della terra. L'energia elastica può, ad un dato momento, superare la resistenza intrinseca delle rocce stesse; a questo punto, avviene la frantumazione delle rocce e la liberazione di energia che si trasmette sotto forma di: onde compressive (onde P) o onde di volume e onde ondulatorie (onde S) o onde interne. Il punto in cui inizia la rottura delle rocce si definisce ipocentro mentre la sua proiezione verticale sulla superficie terrestre viene definita epicentro.

Le onde P ed S si generano nell'ipocentro e si propagano in maniera sferica attorno ad esso. Quando le onde S raggiungono la superficie si trasformano in parte in onde superficiali che si propagano dall'epicentro lungo la superficie terrestre e si smorzano rapidamente in profondità. Tra queste le principali sono le onde di Rayleigh e le onde di Love. La trasmissione delle onde sismiche avviene attraverso le rocce ed i terreni con caratteristiche elastiche proprie.

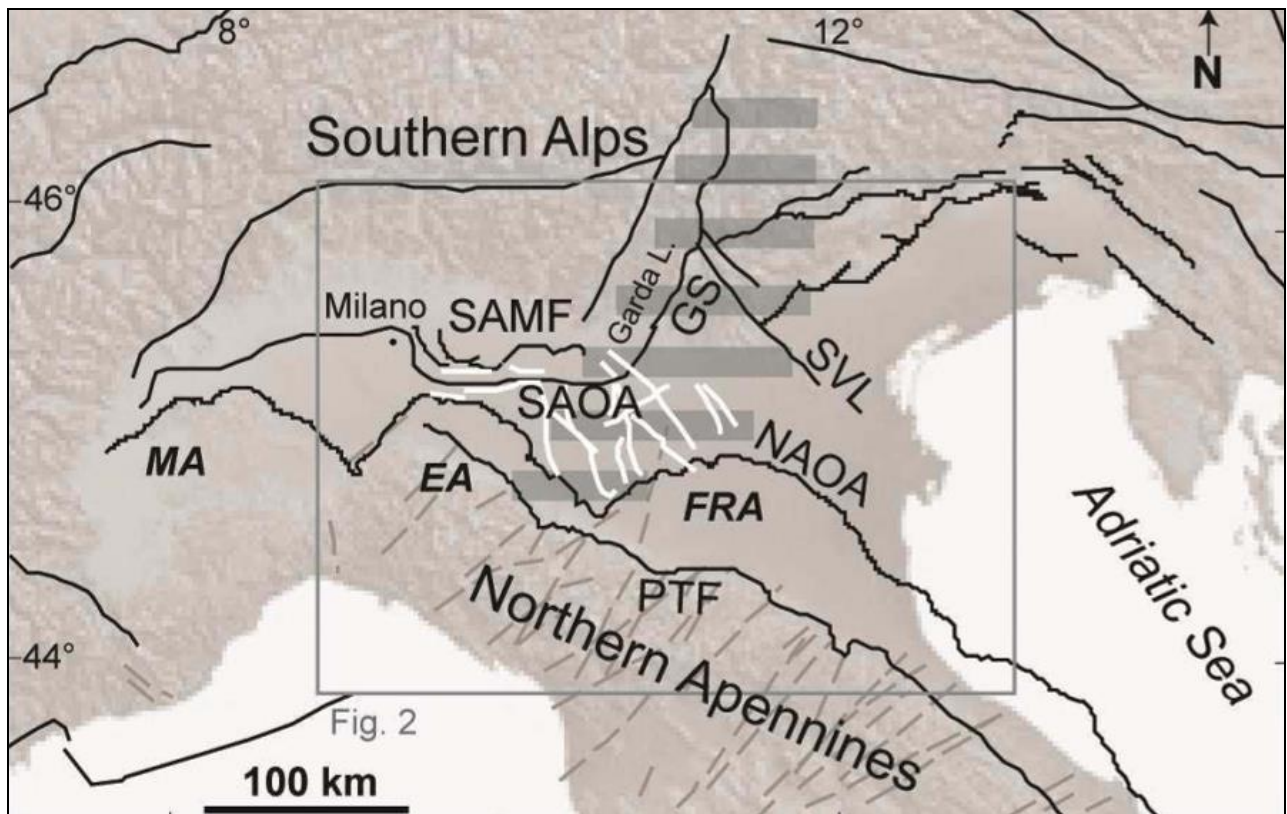


Figura 6– Mappa strutturale semplificata della pianura padana

(Legenda Figura 6):

Mappa strutturale semplificata della Pianura Padana (modificata da Vannoli et al., 2014). Linee nere: principali elementi tettonici; linee bianche: faglie ereditate; ombreggiature grigie orizzontali: Piattaforma di Trento. SAMF: fronte montuoso delle Alpi Meridionali; SAOA: arco esterno delle Alpi Meridionali; GS: Sistema delle Giudicarie; SVL: Schio-Vicenza; NAOA: arco esterno dell'Appennino Settentrionale; PTF: fronte pedeappenninico; MA: arco del Monferrato; EA: arco Emiliano; FRA: arco Ferrarese Romagnolo.

Identificare e parametrizzare le faglie responsabili dei principali terremoti della Pianura Padana – ossia le sorgenti sismogenetiche – richiede che si prenda in dovuta considerazione la loro profondità, geometria e cinematica, sia rispetto all’assetto delle due catene montuose attualmente “in avvicinamento” (le Alpi e gli Appennini), sia rispetto all’assetto paleogeografico preesistente.

L’avvicinamento delle due catene è infatti fortemente condizionato dalla presenza di un contesto geologico “ereditato”, caratterizzato da antiche piattaforme carbonatiche e depositi di bacini marini profondi separati da faglie estensionali sviluppatesi durante l’apertura della Tetide. Questa articolata paleogeografia controlla fortemente lo sviluppo, l’evoluzione e la forma dei fronti montuosi sepolti al di sotto dei depositi della pianura. La conoscenza della paleogeografia dell’area oggi occupata dalla Pianura Padana è quindi molto importante per individuarne e caratterizzarne le sorgenti sismogenetiche.

I dati di letteratura attribuiscono ai sistemi distensivi descritti una valenza superficiale, non superando i 10 km di profondità. E' possibile che a livelli strutturali più profondi l'edificio della catena sia ancora influenzato da processi collisionali subduttivi. Sebbene sia ritenuta possibile la coesistenza di eventi sismici con caratteri compressivi in profondità che passino a sismi legati a distensione in superficie, non è stato tuttora elaborato un modello geodinamico che tenga conto in modo soddisfacente della coesistenza tra contrazione e distensione.

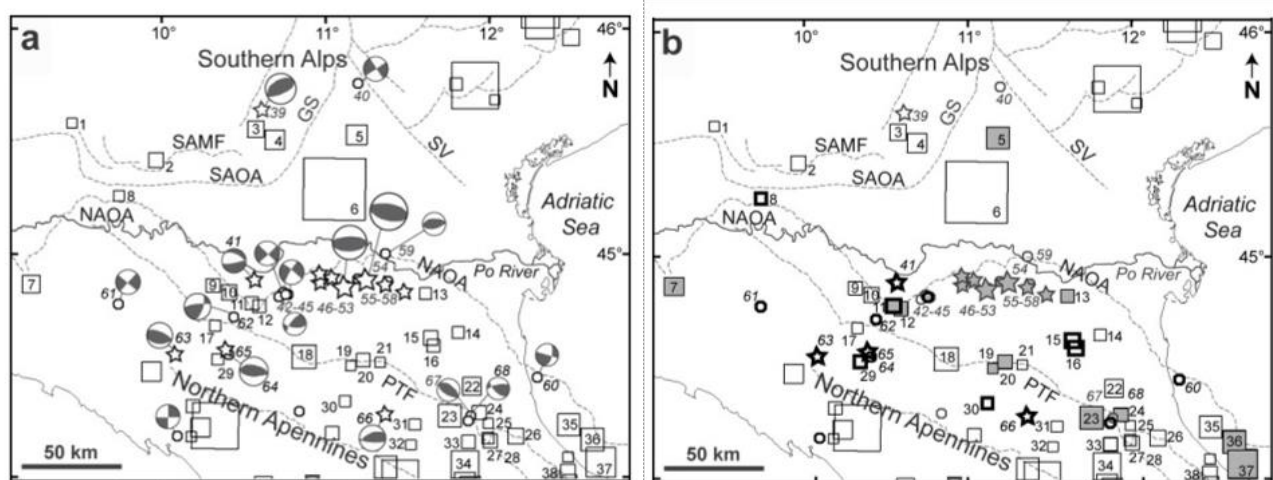


Figura 7– tratta da *The Seismotectonics of the Po Plain (Northern Italy: Tectonic Diversity in a Blind Faulting Domain*- Paola Vannoli, Pierfrancesco Burrato, Gianluca Valensise): *Terremoti storici e strumentali (CPT111, Bollettino Sismico Italiano e ISIDe). I terremoti storici con $M \geq 5.3$ sono rappresentati con quadrati. I terremoti strumentali con $M \geq 5.0$ sono rappresentati con stelle; quelli con $4.5 \leq M < 4.9$ sono rappresentati con pallini. Tutti i terremoti sono collegati alle tabelle 1 e 2 attraverso il loro ID. a) Sismicità e meccanismi focali disponibili (Pondrelli et al., 2006; TDMT database). b) Terremoti multipli e terremoti profondi (i terremoti multipli sono rappresentati con pattern grigio; i terremoti profondi in grassetto).*

Al di sotto dei sedimenti della Pianura Padana esistono quindi strutture tettoniche attive e capaci di generare terremoti, come testimonia sia la sismicità strumentale dell'area, sia il verificarsi di importanti terremoti storici (Figura 7). Recentemente, i thrust sepolti dell'Appennino Settentrionale si sono attivati durante la sequenza dell'Emilia del 2012. Una caratteristica comune delle sequenze emiliane del 1570, 1929 e 2012 è quella di essere costituite da più terremoti potenzialmente distruttivi, anche con magnitudo simile, che si susseguono nell'arco di giorni, settimane o mesi. Ma il più forte terremoto di cui si ha notizia nell'area padana è quello che il 3 gennaio del 1117 ha duramente colpito Verona e le aree poste a sud di essa (magnitudo stimata 6.7). La precisazione “di cui si ha notizia” è doverosa perché per molti secoli la Pianura Padana è stata sede di ampie aree paludose e di fitte e impraticabili foreste con sporadici nuclei abitati; esiste quindi la possibilità che altri forti terremoti accaduti nell'area siano stati poco risentiti dall'uomo o non siano stati risentiti affatto, e quindi che non siano stati adeguatamente documentati, apparendo come terremoti minori o scomparendo del tutto dalle fonti storiche.

Di seguito si evidenzia quanto riportato dal DISS (database of Individual Seismogenetic Sources) elaborato dall'Istituto Nazionale Geofisica che fornisce informazioni sulle faglie attive in Italia.

Tale database indica che il sito di interesse si colloca in corrispondenza della sorgente sismogenetica ITCS116 Western S-Alps external thrust shallow-east, a cui è assegnata una magnitudo massima M_w di 5.9, assunta sulla base di dati sismologici regionali e sulle relazioni di scala di Leonard (2014).

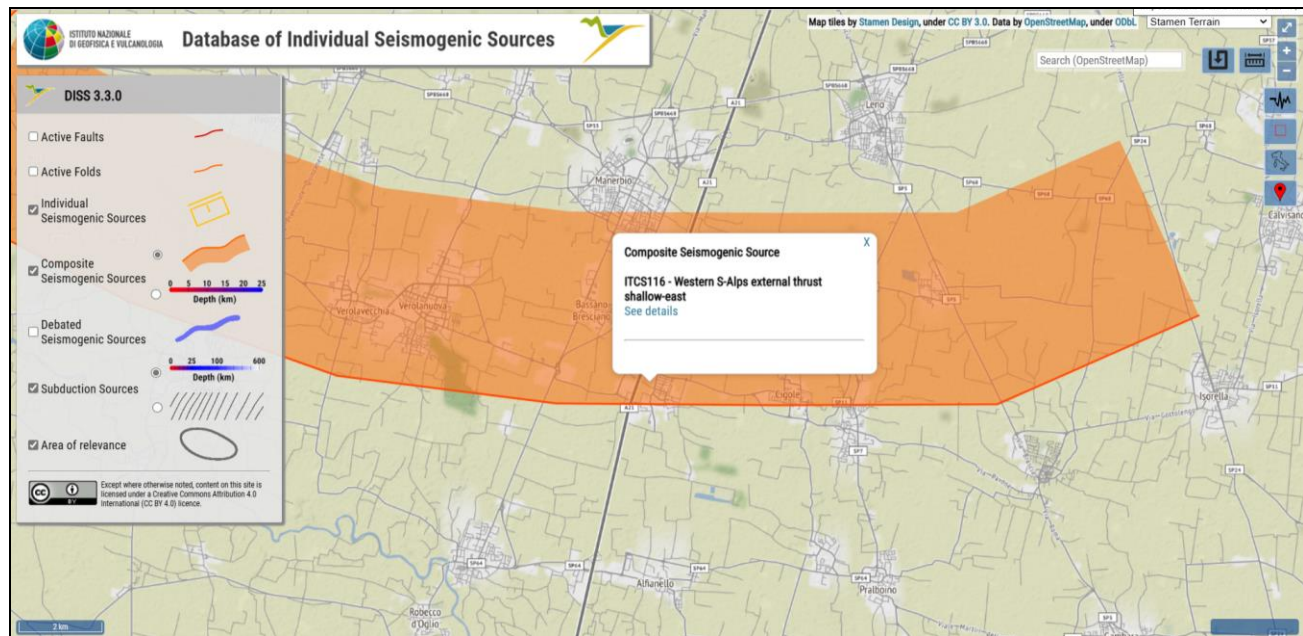


Figura 8– Estratto DISS – Fonte INGV

Nella figura seguente si riportano le caratteristiche della zona sismogenetica precedentemente indicata:

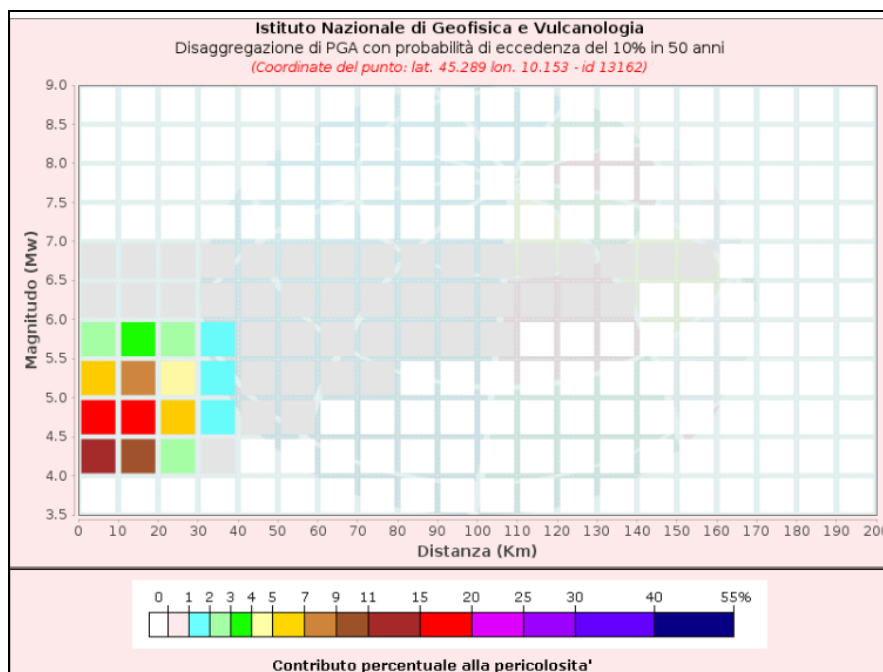
GENERAL INFORMATION	
DISS-ID	ITCS116
Name	Western S-Alps external thrust shallow-east
Compiler(s)	Burrato P.(1)
Contributor(s)	Burrato P.(1), D'Ambrogi C.(2), Maesano F.E.(1)
Affiliation(s)	1) Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia; Sezione Roma 1; Via di Vigna Murata, 605, 00143 Roma, Italy 2) Istituto superiore per la protezione e la ricerca ambientale; Servizio Geologico d'Italia; Via Vitaliano Brancati, 48, 00144 Roma, Italy
Created	01/04/2015
Updated	01/04/2015

PARAMETRIC INFORMATION			
Parameter		Quality	Evidence
Min depth [km]	2.5	OD	Based on subsurface geological and geophysical data from various authors.
Max depth [km]	5.5	OD	Based on subsurface geological and geophysical data from various authors.
Strike [deg] min... max	230...300	OD	Based on subsurface geological and geophysical data from various authors.
Dip [deg] min... max	25...40	OD	Based on subsurface geological and geophysical data from various authors.
Rake [deg] min... max	80...100	EJ	Inferred from geological and active stress data.
Slip Rate [mm/y] min... max	0.1000... 0.5000	EJ	Unknown, values assumed from geodynamic constraints.
Max Magnitude [Mw]	5.9	ER	Estimated from Leonard's (2014) scaling relations.

Figura 9– Estratto DISS – Fonte INGV-Zona sismogenetica ITCS116

La disaggregazione (o deaggregazione) della pericolosità sismica (McGuire, 1995; Bazzurro and Cornell, 1999) è un'operazione che consente di valutare i contributi di diverse sorgenti sismiche alla pericolosità di un sito. La forma più comune di disaggregazione è quella bidimensionale in magnitudo e distanza (M-R) che permette di definire il contributo di sorgenti sismogenetiche a distanza R capaci di generare terremoti di magnitudo M. Espresso in altri termini il processo di disaggregazione in M-R fornisce il terremoto che domina lo scenario di pericolosità (terremoto di scenario) inteso come l'evento di magnitudo M a distanza R dal sito oggetto di studio che contribuisce maggiormente alla pericolosità sismica del sito stesso.

In Figura 10 si riporta grafico di disaggregazione riferito all'ambito di interesse:



Disaggregazione di PGA con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni (Coordinate del punto: lat. 45.289 lon. 10.153 - id 13162)											
Distanza (Km)	Magnitudo (Mw)										
	3.5- 4.0	4.0-4.5	4.5-5.0	5.0- 5.5	5.5- 6.0	6.0- 6.5	6.5- 7.0	7.0- 7.5	7.5- 8.0	8.0- 8.5	8.5- 9.0
0-10	0.0000	12.3000	17.1000	6.3600	2.0100	0.5150	0.0477	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
10-20	0.0000	9.1800	16.2000	8.3500	3.3600	0.9270	0.0992	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
20-30	0.0000	2.1700	5.3200	4.0100	2.1800	0.7790	0.0984	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
30-40	0.0000	0.2420	1.4500	1.7600	1.2300	0.5390	0.0780	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
40-50	0.0000	0.0000	0.2190	0.7720	0.7130	0.3430	0.0556	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
50-60	0.0000	0.0000	0.0052	0.2330	0.3680	0.2140	0.0381	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
60-70	0.0000	0.0000	0.0000	0.0311	0.1680	0.1410	0.0261	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
70-80	0.0000	0.0000	0.0000	0.0016	0.0731	0.0890	0.0173	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
80-90	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0210	0.0546	0.0132	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
90-100	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0043	0.0267	0.0085	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
100-110	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0003	0.0101	0.0044	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
110-120	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0028	0.0016	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
120-130	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0010	0.0007	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
130-140	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0003	0.0004	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
140-150	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0003	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
150-160	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0001	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
160-170	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
170-180	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
180-190	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
190-200	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Valori Medi											
Magnitudo				Distanza				Epsilon			
4.92				15.2				0.792			

Figura 10– Grafico disaggregazione – Progetto DPC INGV S1

I risultati ottenuti in questo studio possono risultare utili nella selezione di accelerogrammi a scopi di progettazione e/o per analisi dinamiche (es. analisi numeriche di risposta sismica locale).

4. PERICOLOSITA' E FATTIBILITA'

La fase di progettazione preliminare e di valutazione della fattibilità dell'intervento prevede l'analisi delle limitazioni d'uso del territorio (vincoli) individuati e riportati nella "Componente geologica, idrogeologica, e sismica del Piano di Governo del Territorio" del Comune di San Gervasio Bresciano e quelli relativi alla normativa sovraordinata (PTCP, Ambientale, Regionale e di Bacino).

Sulla base di detta analisi si afferma che sull'area in oggetto non sussistono particolari vincoli e/o limitazioni d'uso del suolo in relazione alla consistenza delle opere in progetto.

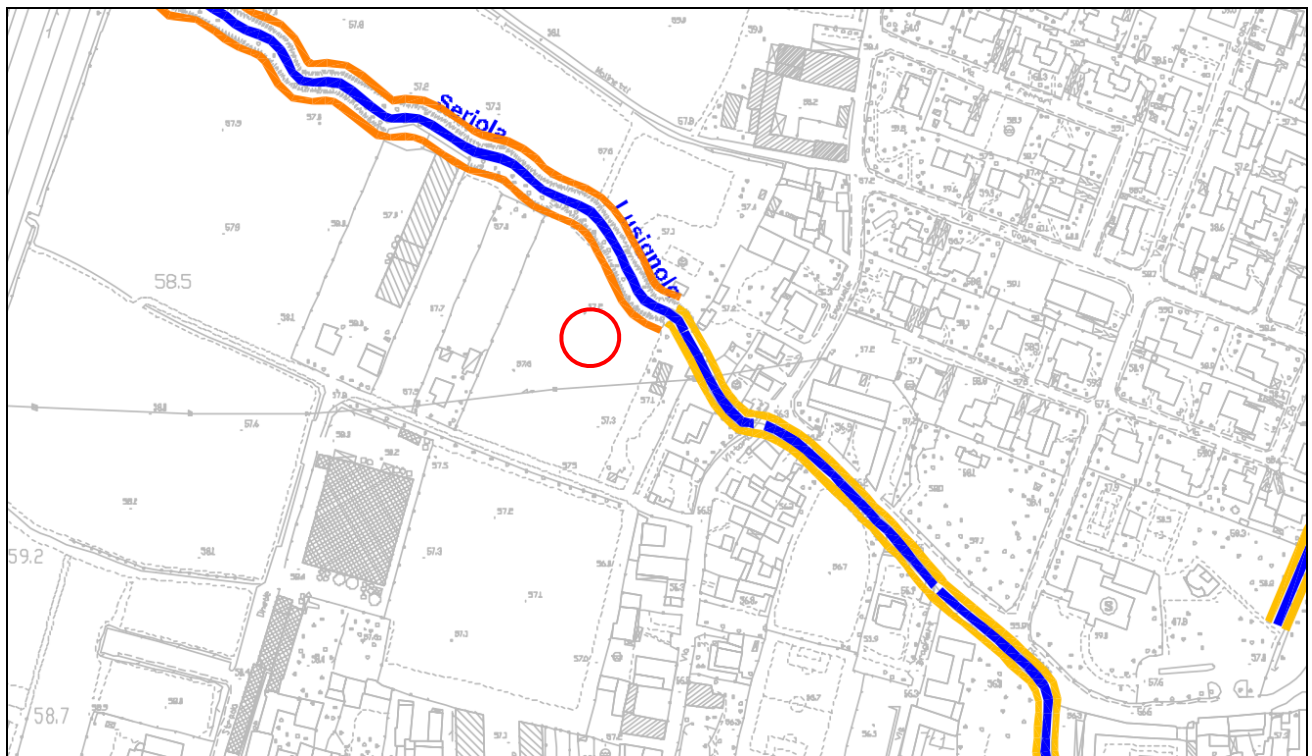


Figura 11– Individuazione area di intervento sulla carta dei Vincoli Geologici del PGT-

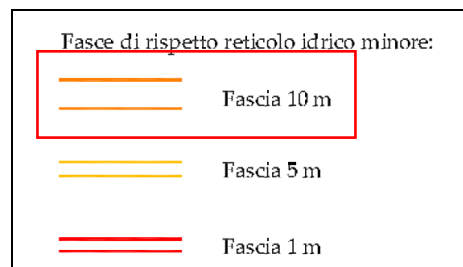


Figura 12 – Legenda dello Stralcio di Figura 11 –

Poco più a nord, non direttamente interferente con quanto in progetto, è presente la fascia di rispetto della Seriola Lusignolo; il sito in oggetto si colloca all'esterno delle aree a rischio idraulico assoggettate al PGRA o a rischio idrogeologico individuate dal PAI.

In riferimento alla “Carta di fattibilità geologica per le azioni di piano” della “Componente geologica, idrogeologica e sismica” del Piano di Governo del Territorio del Comune di San Gervasio Bresciano, l'area in oggetto ricade in **classe 2b** “classe di fattibilità geologica con modeste limitazioni”

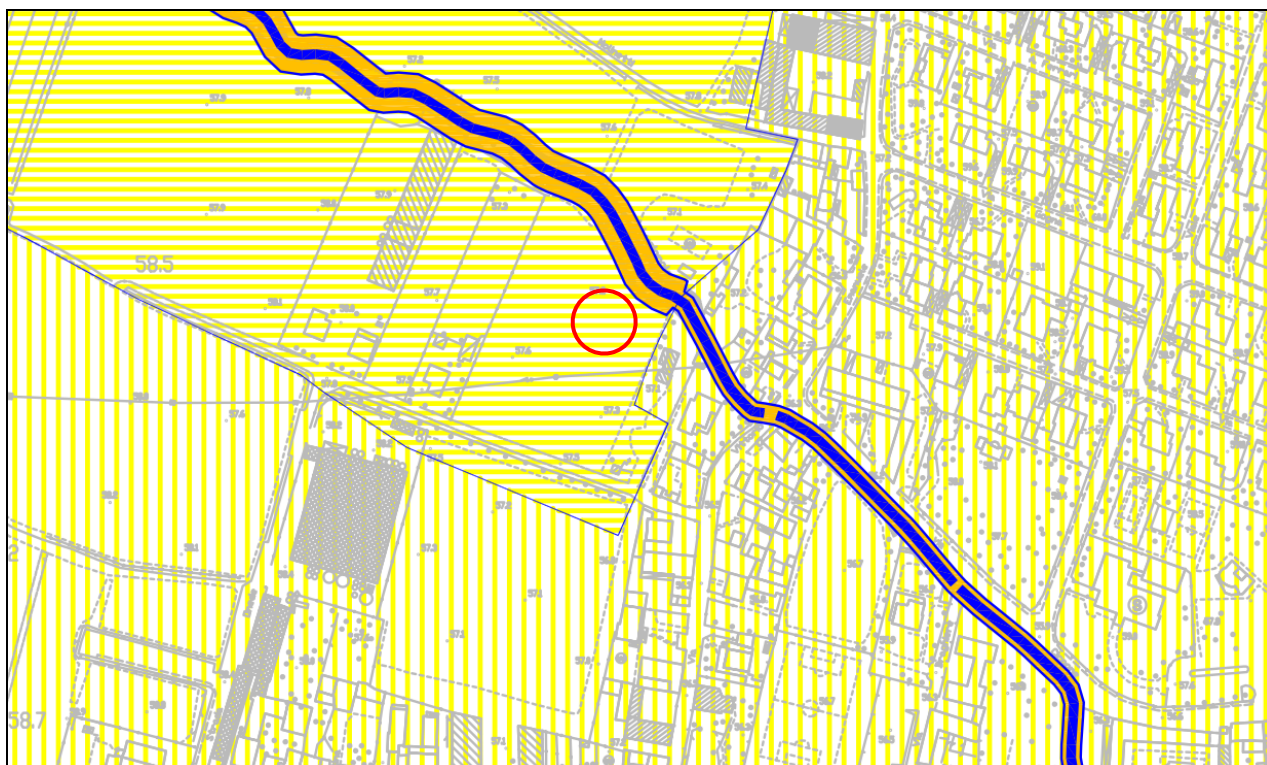


Figura 13– Individuazione area di intervento sulla carta di Fattibilità Geologica-

CLASSE 2 FATTIBILITA' CON MODESTE LIMITAZIONI	
La classe comprende le zone nelle quali sono state riscontrate modeste limitazioni all'utilizzo a scopi edificatori e/o alla modifica delle destinazioni d'uso dei terreni. Limitazioni legate alle caratteristiche litologiche dei terreni	
2A	Aree appartenenti al livello fondamentale della pianura e aree debolmente depresse corrispondenti ad antichi percorsi delle acque superficiali. Il substrato è costituito da sabbie poco gradate con argilla e ghiaia, limi sabbiosi e sabbie limose. Caratteristiche geotecniche dei terreni generalmente discrete.
2B	Aree di paleoalveo generalmente appena ribassate rispetto le circostanti e aree a forte concentrazione di linee di deflusso di acque superficiali. Il substrato è costituito in prevalenza da sedimenti sabbioso-limosi e secondariamente sabbioso-ghiaiosi. Caratteristiche geotecniche dei terreni generalmente discrete.

Figura 14 – Legenda dello Stralcio di Figura 13 –

Con riferimento alla pericolosità sismica locale l'area è inquadrata nello **scenario Z4a** (zona di fondovalle o di pianura con presenza di depositi alluvionali e/o fluvioglaciali granulari e/o coesivi) - Amplificazioni litologiche e geometriche.



Figura 15– Individuazione area di intervento sulla carta di Pericolosità Sismica Locale

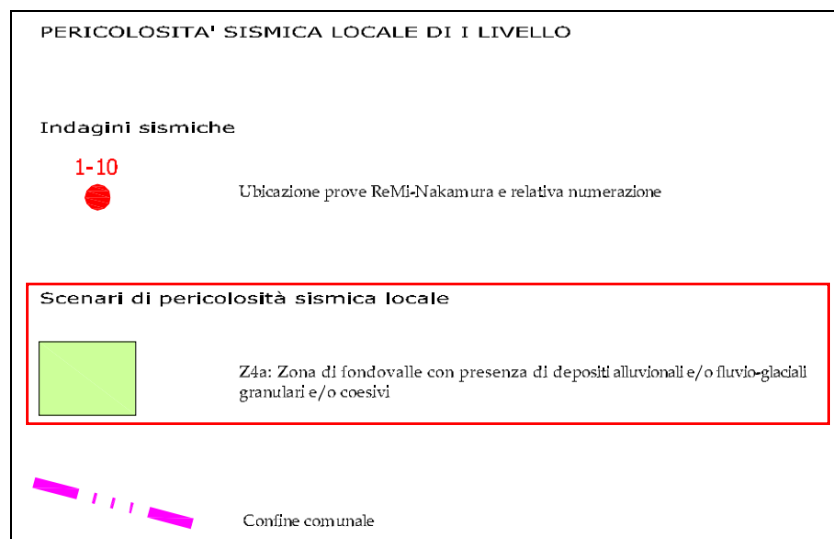


Figura 16 – Legenda dello Stralcio di Figura 15 –

5. SISMICITA'

La porzione di territorio in cui ricade l'area in esame risulta a bassa sismicità.

In base alle normative vigenti sul rischio sismico, ovvero:

- Ordinanza del P.C.M. n° 3274 del 20/03/2003 e succ. mod. ed int., pubblicata sul supplemento ordinario della Gazzetta Ufficiale n° 105 del 08/05/2003, che emana i "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per la costruzioni in zone sismiche" e disciplina la progettazione e la costruzione di nuovi edifici soggetti ad azioni sismiche, nonché la valutazione della sicurezza e gli interventi di adeguamento e miglioramento su edifici esistenti soggetti al medesimo tipo di azioni. Il sito di costruzione ed i terreni in esso presenti dovranno in generale essere esenti da rischi di cedimenti permanenti causati da fenomeni di liquefazione o eccessivo addensamento in caso di terremoto. L'occorrenza di tali fenomeni andrà valutata con opportune indagini geognostiche il cui scopo sarà anche quello di classificare il terreno di fondazione nelle categorie individuate dall'ordinanza.
- Il D.G.R. della Regione Lombardia del 30 novembre 2011, n. 9/2616: aggiornamento dei "Criteri e indirizzi per la definizione della componente geologica, idrogeologica e sismica del Piano di Governo del Territorio in attuazione dell'art. 57, comma 1, della L.R. 11 marzo 2005, n. 12", approvati con D.G.R. 22 dicembre 2005, n. 8/1566 e successivamente modificati con D.G.R. 28 maggio 2008, n. 8/7374.
- Il D.G.R. della Regione Lombardia del 11 luglio 2014, n. 10/2129: aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia (l.r. 1/2000, art. 3, c. 108, lett. d).

Con il D.G.R. 10 ottobre 2014 - n. 10/2489, la Giunta Regionale ha provveduto al differimento del termine per l'entrata in vigore della nuova classificazione sismica dei Comuni lombardi, di cui alla D.G.R. 11 luglio 2014, n. 2129 "Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia (l.r. 1/2000, art.3, c.108, lett. d)".

Con il D.G.R. 8 ottobre 2015 - n. 10/4144, la Giunta Regionale ha provveduto all'ulteriore differimento del termine per l'entrata in vigore della nuova classificazione sismica dei Comuni lombardi, di cui alla D.G.R. 11 luglio 2014, n. 2129 "Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia (l.r. 1/2000, art.3, c.108, lett. d)". Dal 10/04/2016, con l'entrata in vigore del D.G.R. n. 10/2129, il comune di San Gervasio Bresciano è stato riclassificato da zona 4 a zona 3.

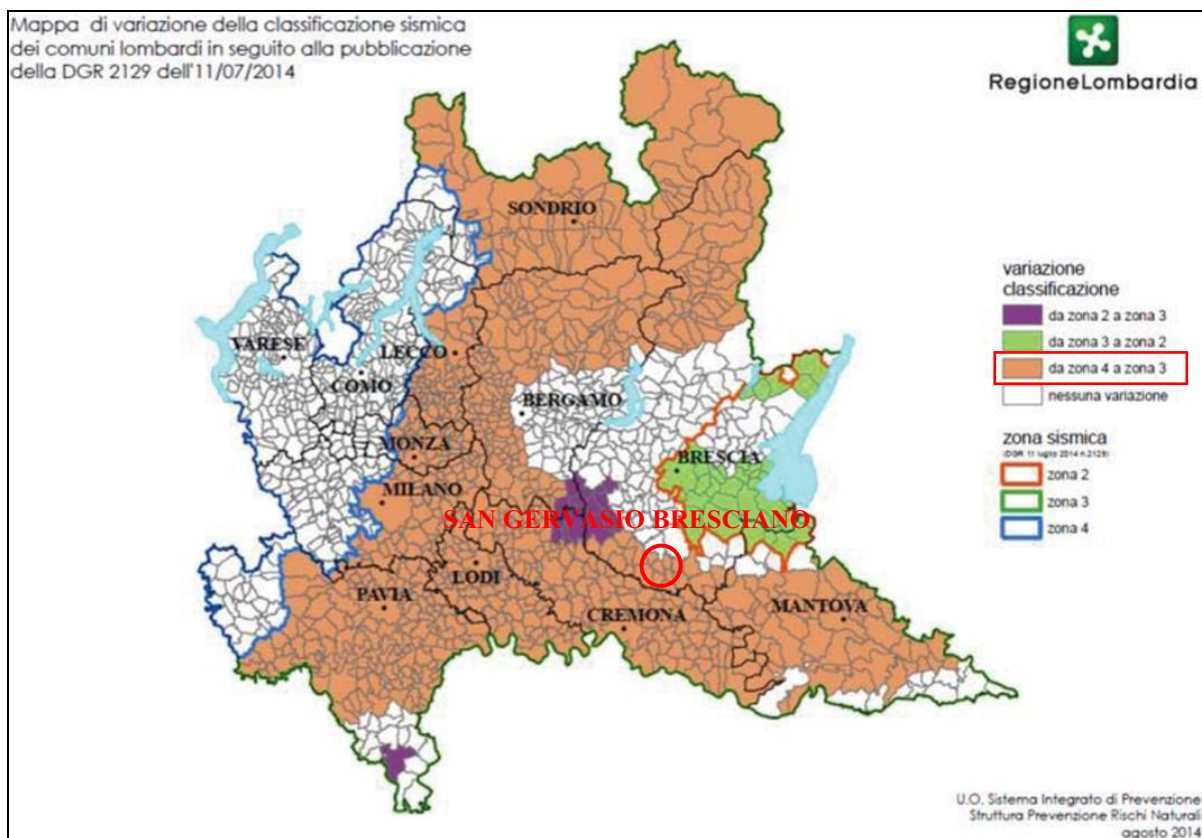


Figura 17- Mappa di variazione della classificazione sismica dei comuni lombardi -

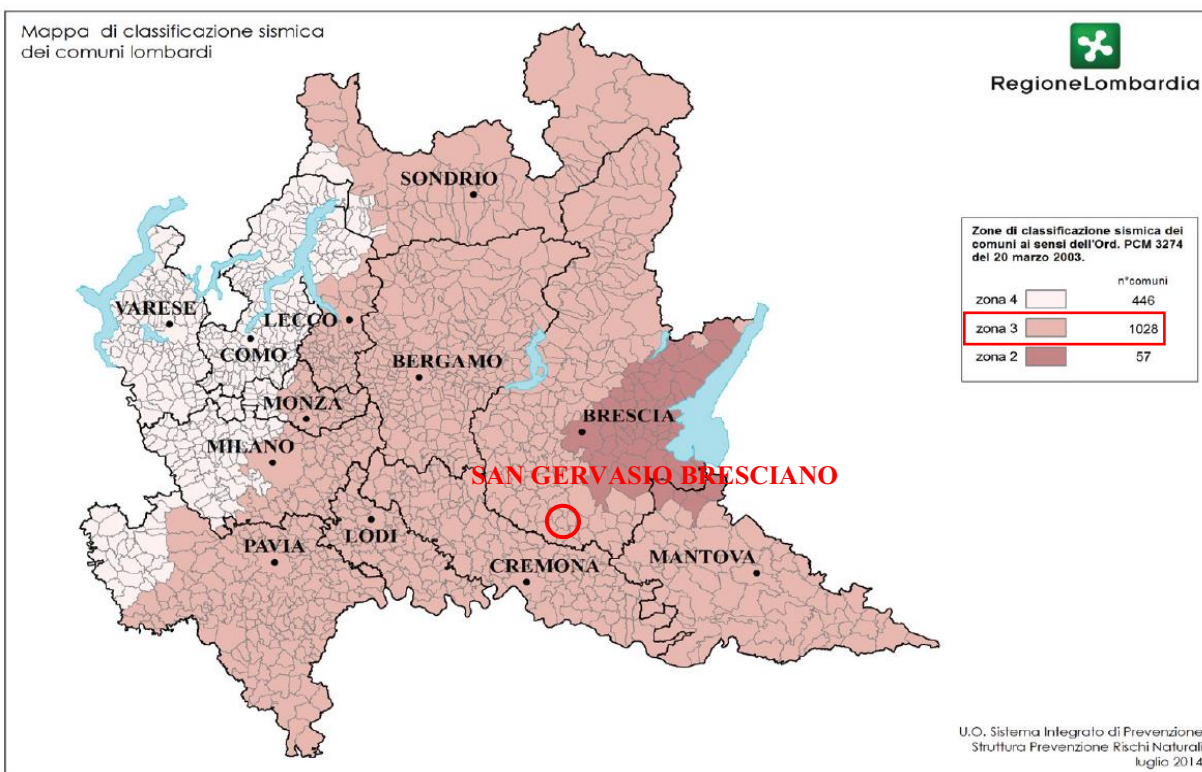


Figura 18- Mappa di classificazione sismica dei comuni lombardi

Si riporta la tabella che individua ciascuna zona secondo i valori di accelerazione di picco orizzontale del suolo (a_g), con probabilità di superamento del 10% in 50 anni.

Zona sismica	Accelerazione orizzontale con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni [a_g/g]	Accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico [a_g/g]
1	> 0.25	0.35
2	0.15 – 0.25	0.25
→3	0.05 – 0.15	0.15
4	< 0.05	0.05

Tabella 1

Attraverso l’emanazione di successive ordinanze (Ordinanza di protezione civile n° 3379 del 05/11/2004, Ordinanza del P.C.M. n° 3431 del 03/05/2005, Ordinanza del P.C.M. n° 3452 del 01/08/2005) il termine per l’entrata in vigore dell’O.P.C.M. 3274/2003 era stato prorogato all’ 8 ottobre 2005.

Tale scadenza, 8 ottobre 2005, ha visto un ulteriore periodo transitorio per l’applicazione delle norme tecniche di 18 mesi, previsto dalla legge 18 agosto 2005, n° 168, ulteriormente prorogata al 31 dicembre 2007 (legge 26 febbraio 2007, n° 17).

In particolare con l’entrata in vigore della legge n. 31/08 del 28/02/2008, si stabiliva che fino al 30 giugno 2009, in alternativa all’applicazione delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14 gennaio 2008), era possibile fare riferimento al D.M. 14 settembre 2005 oppure al D.M. 9 gennaio 1996.

A partire dal 01/07/2009 è terminato il periodo transitorio ed è divenuta obbligatoria l’applicazione del D.M. 14 gennaio 2008. Dal 22 marzo 2018 sono in vigore le Norme Tecniche per le Costruzioni 2018, approvate con D.M. 17 gennaio 2018.

6. INDAGINE SISMICA

All’interno dell’area di interesse è stata eseguita una campagna sismica con metodo MASW di tipo attivo, il cui obiettivo è quello di determinare la velocità ponderata delle onde sismiche di taglio a partire dal piano delle fondazioni ($V_{s,eq}$), facendo riferimento alla nuova classificazione sismica del territorio, al D.M. 17/01/18 (“Norme tecniche per le costruzioni”) e secondo le direttive della Giunta Regionale della Regione Lombardia contenute nella D.G.R. n. 9/2616 del 30 Novembre 2011, che stabilisce “criteri ed indirizzi per la definizione della componente geologica, idrogeologica e sismica del Piano di Governo del Territorio, in

attuazione dell'art. 57, comma 1, della L.R. 11 Marzo 2005, n. 12". Di seguito si riportano la metodologia della ricerca e i risultati dell'indagine eseguita.

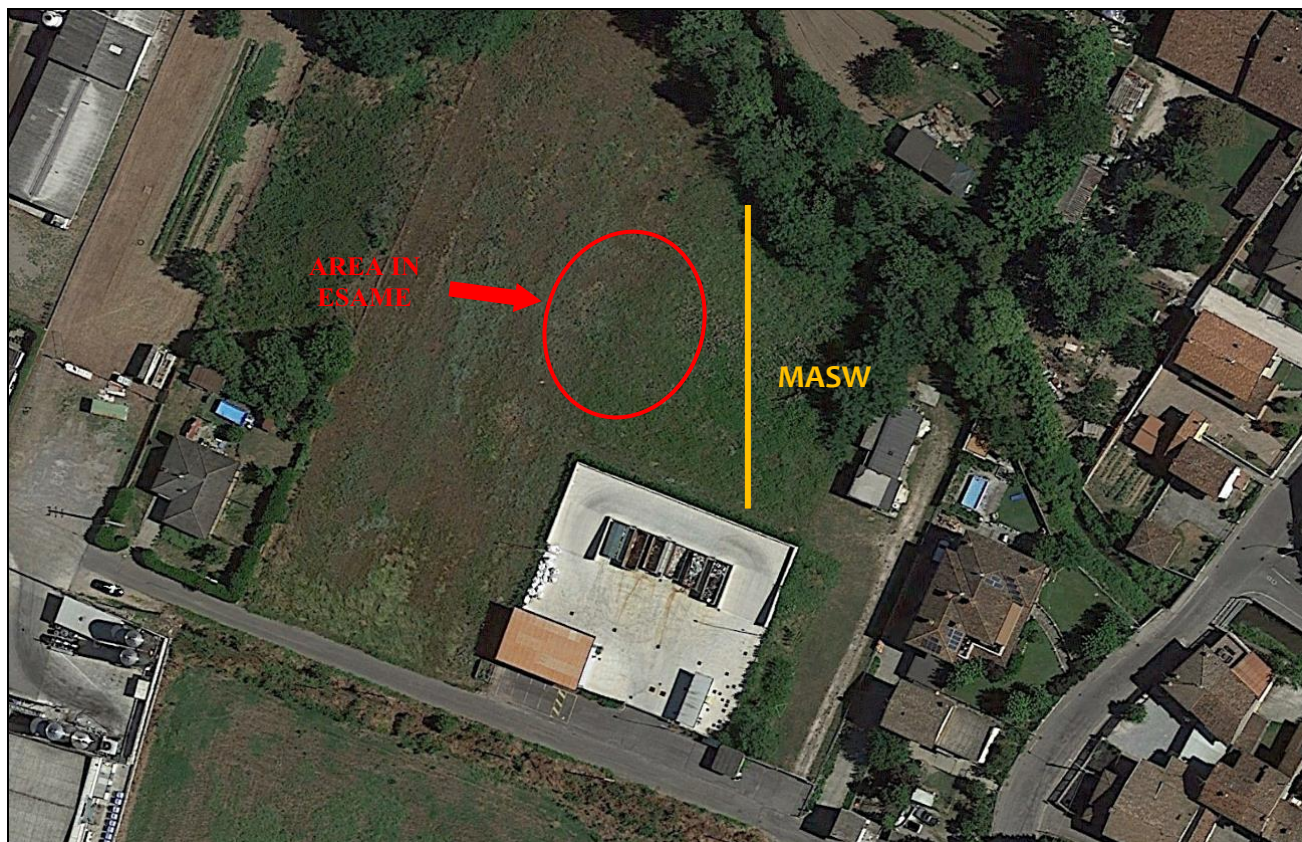


Figura 19- Ubicazione stendimento MASW

6.1 Metodo di indagine

La MASW (Multichannel Analysis of Seismic Waves) è una metodologia di indagine geofisica che consente l'individuazione di frequenza, ampiezza, lunghezza d'onda e velocità di propagazione delle onde sismiche superficiali (principalmente onde di Rayleigh) generate artificialmente. L'analisi delle onde superficiali permette la determinazione delle velocità delle onde di taglio verticali (V_s) nei terreni al di sotto dello stendimento sismico.

L'indagine è realizzata disponendo lungo una linea retta, a intervalli regolari, una serie di geofoni collegati ad un sismografo. Una fonte puntuale di energia, quale mazza battente su piastra metallica o cannoncino sismico, produce treni d'onda che attraversano il terreno con percorsi, velocità e frequenze variabili. Il passaggio del treno d'onda sollecita la massa inerziale presente nel geofono, l'impulso così prodotto viene convertito in segnale elettrico e acquisito dal sismografo. Il risultato è un sismogramma che contiene molteplici informazioni quali tempo di arrivo ai geofoni rispetto all'istante di energizzazione, frequenze e relative ampiezze dei treni d'onda.

La successiva elaborazione consente di ottenere un diagramma 1D (profondità/velocità onde di taglio) tramite modellizzazione ed elaborazione matematica con algoritmi capaci di minimizzare le differenze tra i modelli elaborati e i dati di partenza. Il diagramma, riferibile al centro della linea sismica, rappresenta un valor medio della sezione di terreno interessata all'indagine, di lunghezza circa corrispondente a quella della linea sismica e profondità variabile, principalmente in funzione delle caratteristiche dei materiali attraversati e della geometria dello stendimento.

Il metodo MASW sfrutta le caratteristiche di propagazione delle onde di Rayleigh per ricavare le equivalenti velocità delle onde di taglio (V_s), essendo le onde di Rayleigh prodotte dall'interazione delle onde di taglio verticali e delle onde di volume (V_p).

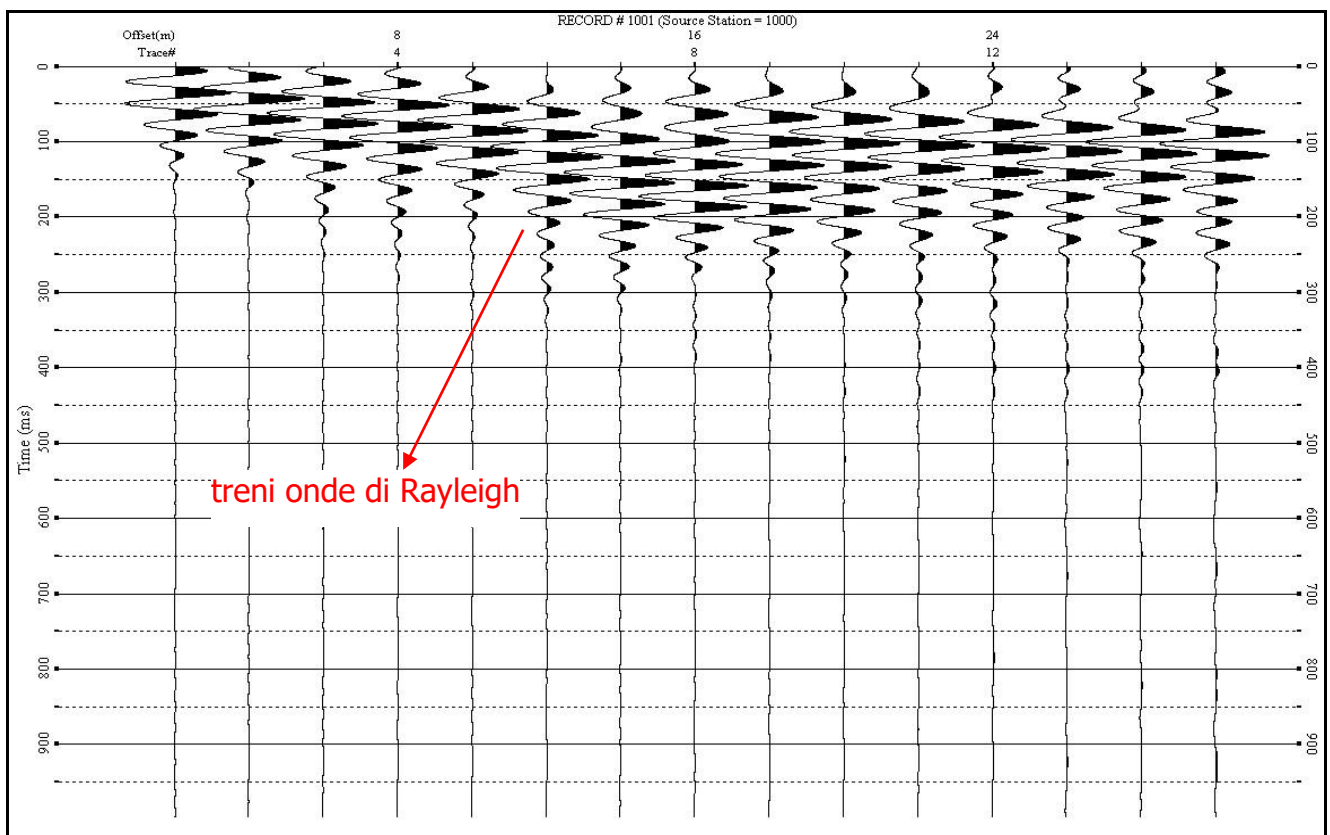


Figura 20 - Sismogramma –

Le onde di Rayleigh si propagano secondo fronti d'onda cilindrici, producendo un movimento ellittico delle particelle durante il transito. Con i metodi di energizzazione usuali i due terzi dell'energia prodotta viene trasportata dalle onde di Rayleigh, a fronte di meno di un terzo suddiviso tra le rimanenti tipologie di onde. Inoltre le onde di Rayleigh sono meno sensibili, delle onde P e S, alla dispersione in funzione della distanza quindi si ha un'attenuazione geometrica inferiore.

Onde di Rayleigh ad alte frequenze e piccole lunghezze d'onda trasportano informazioni relative agli strati più superficiali mentre quelle a basse frequenze e lunghezze d'onda maggiori interessano anche gli strati più profondi. In pratica il metodo MASW di tipo attivo opera in intervalli di frequenze comprese tra 5 e 70 Hz circa, permettendo di indagare una profondità massima variabile, in funzione delle caratteristiche dei terreni interessati, tra 30 e 50 metri.

La geometria della linea sismica ha influenza sui dati e quindi sul risultato finale, infatti la massima lunghezza d'onda acquisibile è circa corrispondente alla lunghezza dello stendimento; mentre la distanza tra i geofoni, solitamente compresa tra 1 e 3 metri, definisce la minima lunghezza d'onda individuabile evitando fenomeni di aliasing.



Figura 21 – Stendimento prospezione sismica MASW –

Nella campagna di indagine del lavoro in oggetto è stato eseguito uno stendimento di 24 geofoni, con spaziatura intergeofonica di 2,0 m, per una lunghezza totale della linea sismica pari a 46,0 m. L'energizzazione è stata eseguita a 10, 5,0 e 2,0 metri dal primo geofono; inoltre, per ridurre il rumore di fondo e migliorare la qualità complessiva dei sismogrammi, ove ritenuto utile sono stati sommati più tiri.

Il sito di indagine è collocato in area parzialmente urbanizzata, caratterizzata da fonti di rumore antropico e naturale tuttavia non in grado di interferire in modo significativo con il segnale sismico.

6.2 Strumentazione

Per l'acquisizione dei dati è stato utilizzato un sismografo multicanale "ECHO 24/2010", dotato di 24 geofoni verticali Oyo Geospace con frequenza propria di 4,5 Hz, collegati allo strumento tramite cavi elettrici schermati. Lo strumento è in grado di acquisire simultaneamente su 24 canali e di rilevare l'istante di energizzazione (tempo zero) tramite geofono starter collegato al canale n. 25. La gestione del sismografo avviene tramite software proprietario installato su laptop, tramite il quale è possibile gestire tutte le operazioni di campagna attraverso le seguenti fasi:

- impostazione numero di canali e metodologia di indagine;
- impostazione frequenza e lunghezza di campionamento;
- selezione entità dell'amplificazione del segnale per ogni canale;
- impostazione filtraggi delle frequenze indesiderate;
- visualizzazione in tempo reale del segnale su tutti i geofoni attivi;
- visualizzazione del sismogramma con misura dei tempi di arrivo;
- esecuzione operazioni di somma di ulteriori sismogrammi;
- memorizzazione di tutti i dati relativi all'acquisizione.

Per l'energizzazione è utilizzata una mazza del peso di 8 kg ed una piastra di battuta di alluminio.

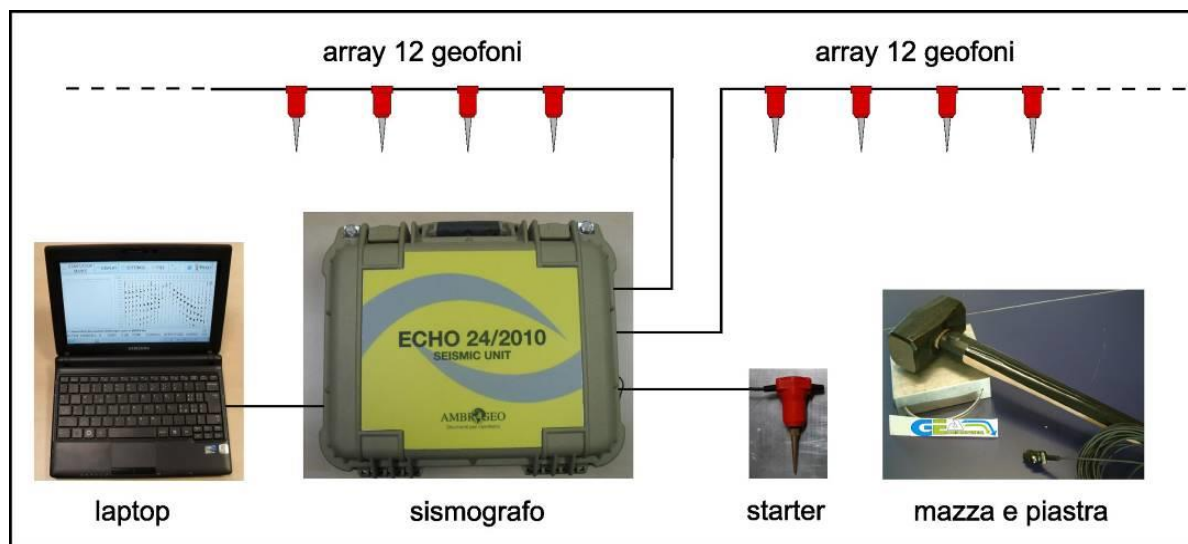


Figura 22 - "ECHO 24/2010" con due stringhe da 12 geofoni -

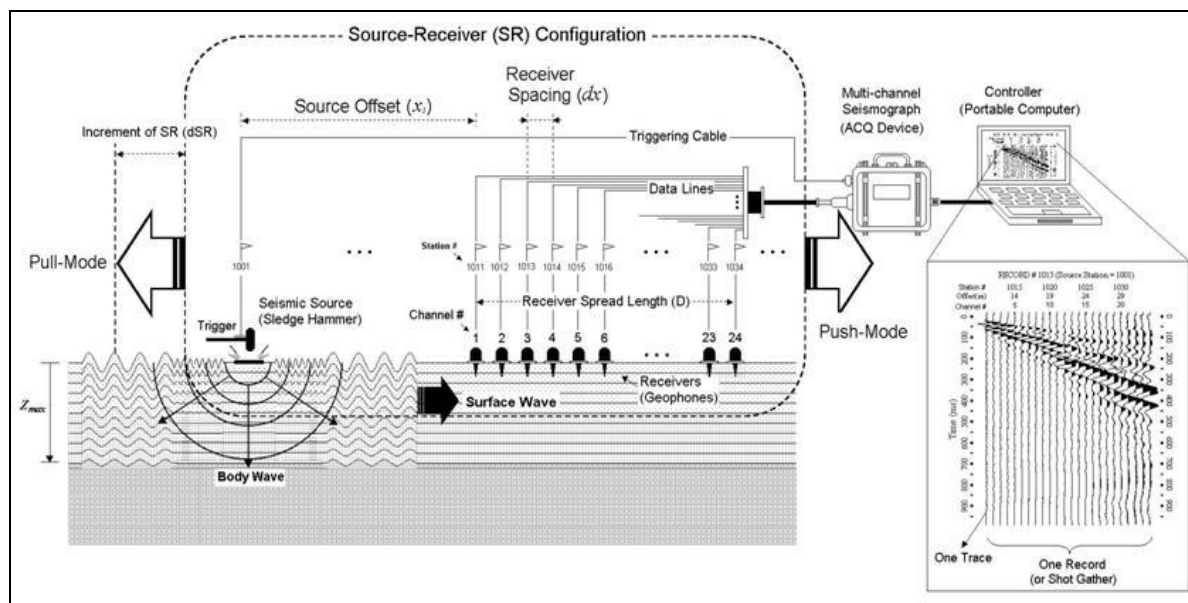


Figura 23 – Schema acquisizione MASW –

6.3 Elaborazione

L'elaborazione è stata effettuata con un software dedicato (Winmasw 4.3 – Eliosoft) in grado di gestire le fasi di preparazione, analisi, modellizzazione e restituzione finale.

La fase iniziale consiste nel filtraggio del segnale sismico per eliminare il “rumore” ed eventuali frequenze indesiderate. Il software permette di visualizzare il sismogramma nel dominio spazio-tempo e i grafici nel dominio frequenza-ampiezza anche per le singole tracce. Sono disponibili varie modalità di gestione del segnale, le cui principali sono i filtri “passa basso”, “passa alto”, “passa banda”, “taglia banda”, il “muting” e l'ACG. Inoltre tramite le curve di attenuazione delle onde superficiale è possibile valutare con maggior precisione la qualità dei dati acquisiti.

La fase successiva consiste nel calcolo della curva di dispersione, visualizzata tramite diagramma frequenza-numero d'onda, con appropriata scala cromatica dell'ampiezza.

Utilizzando la curva di dispersione si procede ad individuare la curva della velocità di fase apparente del modo fondamentale e, ove possibile, dei modi superiori. La fase di inversione prevede una modellizzazione monodimensionale che consente di determinare un profilo di velocità delle onde di taglio V_s in funzione della profondità. L'elaborazione avviene tramite l'applicazione di procedimenti calcolo e algoritmi genetici di inversione (global-search methods), che gestiscono all'interno di un “spazio di ricerca”, modelli caratterizzati da parametri velocità di taglio (V_s) e spessori degli strati. Altri parametri previsti dal modello sono il coefficiente di Poisson e la velocità delle onde di volume (V_p) che, assieme a spessore degli sismostrati e relative V_s , possono venire modificati anche manualmente. Tramite interazioni

successive si ottiene un modello di inversione in grado di far coincidere con la migliore approssimazione possibile la curva di dispersione elaborata nella fase precedente e quella modellizzata. Viene inoltre restituita una stima dell'attendibilità (deviazione standard) del modello proposto ottenuta con tecniche statistiche.

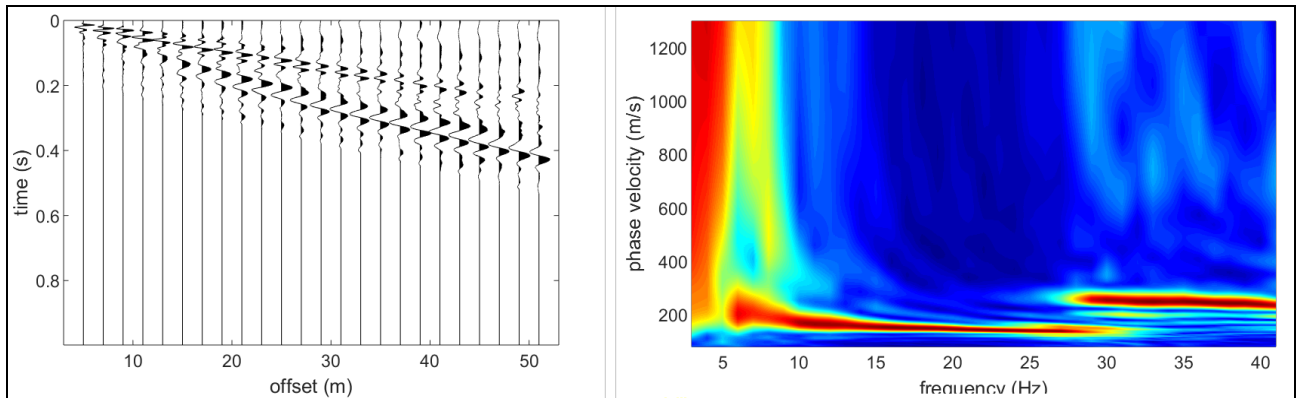


Figura 24 – Sismogramma e diagramma della curva di dispersione –

Avendo a disposizione informazioni aggiuntive, quali ad esempio stratigrafie di sondaggio, analisi granulometriche, di densità, prove CPT ecc, è possibile impostare un modello geologico/geofisico con il quale definire parametri quali lo spessore degli strati, la velocità delle onde P stimata e coefficiente di Poisson. Tale modello consente una più accurata inversione dei dati di campagna e di conseguenza una migliore definizione della sismostratigrafia del sito.

In conclusione viene restituito un diagramma (1D) delle velocità delle onde di taglio (V_s) in funzione della profondità, con relativa tabella, calcolo delle V_s e correlazione al tipo di terreno, come da normativa.

Va ricordato che il diagramma 1D mostra una suddivisione sismostratigrafica ricostruita sul differente comportamento sismico dei materiali investigati. È quindi possibile che variazioni di velocità non corrispondano necessariamente a passaggi litologici netti.

6.4 Risultati

L'analisi delle Onde di Rayleigh tramite metodo MASW, ha consentito di determinare gli spessori dei sismostrati e le relative velocità di taglio (V_s), come riportato in tabella e relativo diagramma, permettendo di calcolare il valore $V_{s,eq}$ per la sezione indagata.

Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m da quota fondazioni (come nel caso in oggetto), la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{s,eq}$ è definita dal parametro $V_{s,30}$, ottenuto ponendo $H=30$ m e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità (N.T.C. 2018 3.2.2).

I valori di $V_{s,eq}$ sono quindi riferiti ai primi 30 m a partire da quota fondazioni del nuovo fabbricato considerata a circa -1,50 m dal p.c. (quota indagine).

Profondità da p.c. (m)	Spessore (m)	Velocità onde S (m/sec)
-2,7	2,7	143
-6,3	3,6	182
-11,5	5,2	200
-19,6	8,1	271
-31,5	11,9	322

Tabella 2 - Sismostratigrafia

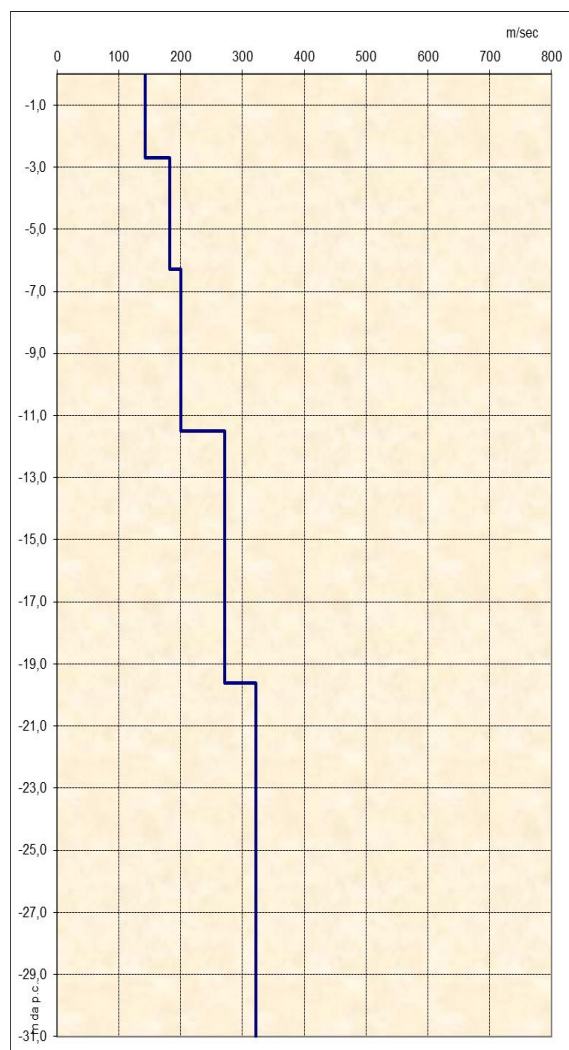


Figura 25 - Diagramma velocità Vs/profondità –

Il valore di $V_{s,eq}$ ($V_{s,30}$) è di **248 m/sec**.

Secondo normativa (D.M. 17/01/2018) la categoria di appartenenza del litotipo equivalente è la C:

Categoria	Descrizione da D.M. 17/01/2018 – Tabella 3.2.II
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.

Tabella 3 - Categoria di sottosuolo –

Descrizione da D.M. 17/01/2018 – Tabella 3.2.IV		
Categoria sottosuolo	S _s	C _c
A	1.00	1.00
B	$1.00 \leq 1.40 - 0.40 \cdot F_0 \cdot a_g/g \leq 1.20$	$1.10 \cdot (T_c^*)^{-0.20}$
→C	$1.00 \leq 1.70 - 0.60 \cdot F_0 \cdot a_g/g \leq 1.50$	$1.05 \cdot (T_c^*)^{-0.33}$
D	$0.90 \leq 2.40 - 1.50 \cdot F_0 \cdot a_g/g \leq 1.80$	$1.25 \cdot (T_c^*)^{-0.50}$
E	$1.00 \leq 2.00 - 1.10 \cdot F_0 \cdot a_g/g \leq 1.60$	$1.15 \cdot (T_c^*)^{-0.40}$

Tabella 4– Espressioni di SS e CC

7. AMPLIFICAZIONE SISMICA DEL SITO

La verifica dell'eventuale amplificazione sismica è stata condotta applicando le metodologie geologico-geofisiche indicate dalla Regione Lombardia nella d.g.r. 30 Novembre 2011 n° 9/2616 “Criteri ed indirizzi per la definizione della componente geologica, idrogeologica e sismica del Piano di Governo del Territorio, in attuazione dell’art. 57, comma 1, della L.R. 11/03/2005 n. 12”. Il parametro calcolato per ciascun Comune da Regione Lombardia è riportato in una banca dati e rappresenta il valore di soglia oltre il quale lo spettro proposto dalla normativa risulta insufficiente a tenere in considerazione la reale amplificazione del sito.

Per il comune di San Gervasio Bresciano la Regione Lombardia ha assegnato i valori di amplificazione per le diverse categorie di sottosuolo, sotto riportati, in funzione di due intervalli di periodi, di cui quello tra 0,1 e 0,5 secondi corrispondente indicativamente a fabbricati di altezza inferiore ai 5 piani, mentre quello compreso tra 0,5 e 1,5 è, normalmente, relativo a fabbricati più alti e flessibili.

INTERVALLO (secondi)	CATEGORIA SOTTOSUOLO			
	B	C	D	E
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 5

7.1 Procedura Regione Lombardia

1° LIVELLO

Applicando il primo livello d'approfondimento si ricava che l'area in esame è soggetta a possibile amplificazione per effetti litologici in quanto ricadente nello scenario PSL denominato Z4a:

zona di fondovalle con presenza di depositi alluvionali e/o fluvioglaciali granulari e/o coesivi.

2° LIVELLO

Il grado di attendibilità dei dati stratigrafici, geotecnici e geofisici, in termini di valori di Vs, utilizzati nella procedura di 2° livello, può essere assegnato secondo la figura seguente:

<i>Dati</i>	<i>Attendibilità</i>	<i>Tipologia</i>
Litologici	Bassa	Da bibliografia e/o dati di zone limitrofe
	Alta	Da prove di laboratorio su campioni e da prove in sito
Stratigrafici (spessori)	Bassa	Da bibliografia e/o dati di zone limitrofe
	Media	Da prove indirette (penetrometriche e/o geofisiche)
	Alta	Da indagini dirette (sondaggi a carotaggio continuo)
Geofisici (Vs)	Bassa	Da bibliografia e/o dati di zone limitrofe
	Media	Da prove indirette e relazioni empiriche
	Alta	Da prove dirette (sismica in foro o sismica superficiale)

Figura 26 – Allegato 5, Tabella 2 DGR n°9/2616 del 30/11/2011 –

Il primo passaggio da compiere è quello di controllare la compatibilità dei dati ricavati con l'indagine sismica nel sito di intervento e la corrispondenza, nel campo delle variazioni di velocità con la profondità, delle schede tipo della Regione Lombardia relative ad alcune tipologie di suolo. A questo punto, scelta la scheda di riferimento, si deve accertare che il valore di amplificazione in sito sia inferiore a quello definito da R.L. Nel caso in esame si è adottata la *scheda dei terreni di litologia sabbiosa* che consente di mantenere completamente all'interno del campo di validità l'andamento delle velocità con la profondità come si vede nel grafico di seguito riportato. L'indagine geofisica evidenzia nei primi metri dal piano delle fondazioni, considerate a circa – 1,50 m dal p.c., valori di Vs mediati di poco inferiori ai 150 m/s, in graduale e progressivo aumento in funzione della profondità.

Di seguito è riportato il grafico dell'andamento delle velocità sismiche confrontate con la curva caratteristica della litologia sabbiosa.

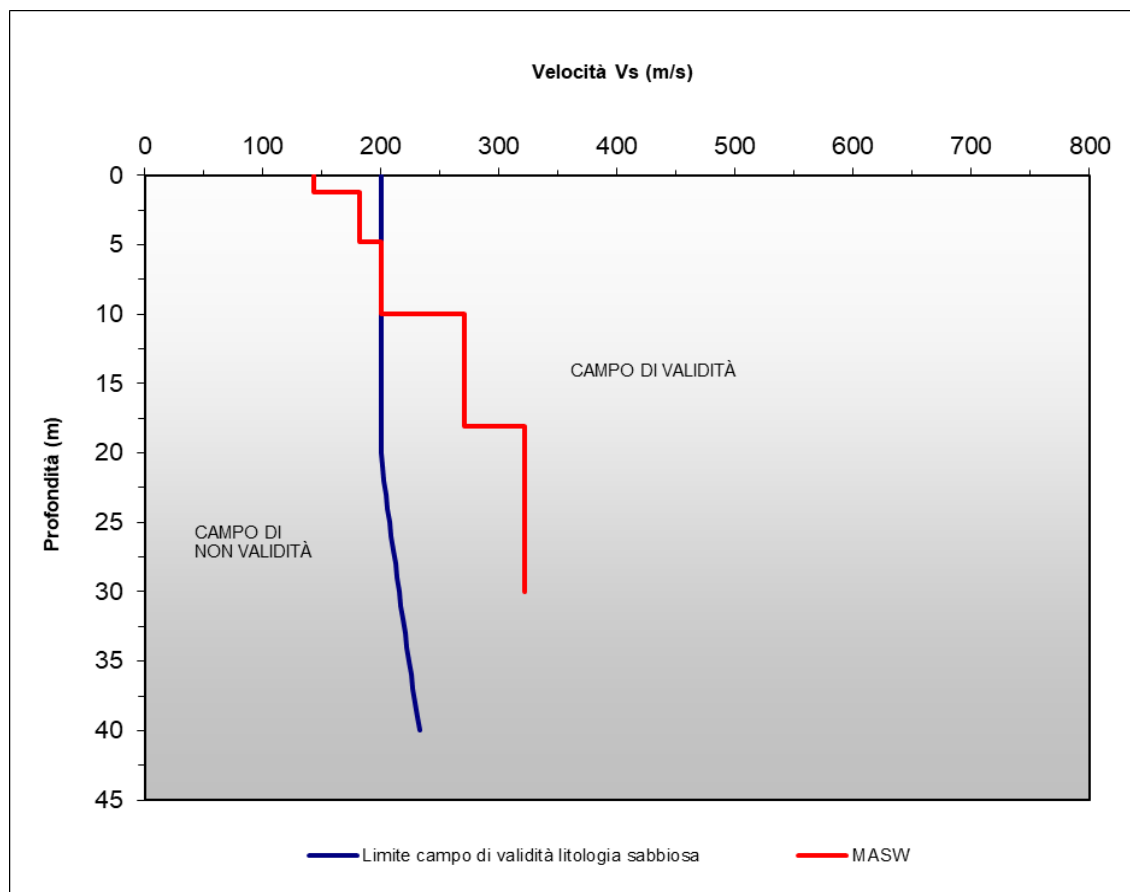


Figura 27 - Andamento Vs scheda litologia ghiaiosa Regione Lombardia/MASW –

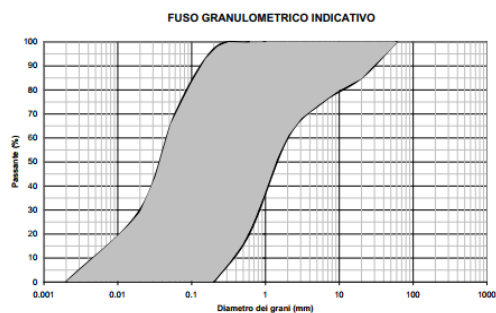
PARAMETRI INDICATIVI

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%



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	$0.08 \leq T \leq 1.80$ $Fa_{0.5-1.5} = 0.57 T^2 - 2.18 T^2 + 2.38 T + 0.81$
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	$0.80 \leq T \leq 1.80$ $Fa_{0.5-1.5} = 1.73 - 0.61 \ln T$

Figura 28 - Scheda litologia sabbiosa – equazioni utilizzate per il calcolo di Fa –

7.2 Determinazione del periodo di riferimento del sito

La determinazione del periodo di riferimento del sito si ottiene applicando la seguente relazione:

$$T(s) = \frac{4 \times \sum_{i=1,N} h_i}{\frac{\sum_{i=1,N} h_i \times V_{si}}{\sum_{i=1,N} h_i}}$$

Dove h_i è lo spessore in metri dello strato i -esimo, V_{si} è la velocità delle onde di taglio dello strato i -esimo e N è il numero di strati.

L'applicazione della relazione implica di conoscere l'andamento delle V_s con la profondità sino al raggiungimento di velocità ≥ 800 m/s. Nel caso in esame non è stato individuato il bedrock sismico entro i primi 30 m da p.c., pertanto si è dovuto stimare l'andamento delle velocità in profondità. A tale scopo, come previsto da normativa, è stato ipotizzato un gradiente di V_s con la profondità in base ai dati ottenuti dall'indagine fino al valore di 800 m/s, definendo una profondità del bedrock sismico di circa 80 m da p.c.. Considerando che la velocità del primo strato equivalente, di spessore pari a 10,00 m, è di circa 185 m/s e che la verifica degli effetti è stata condotta a partire da -1,50 m dal piano campagna, si ricava quanto segue:

- Periodo proprio di sito $T = 1,07$ s
- Fattore di amplificazione ricavato dalla *scheda della litologia sabbiosa* per **periodo 0,1-0,5 s**:
Fa = 1,0 (soglia comunale categoria C = **1,9**+0,1)
- Fattore di amplificazione ricavato dalla *scheda della litologia sabbiosa* per **periodo 0,5-1,5 s**:
Fa = 1,7 (soglia comunale categoria C = **2,4**+0,1)

Tenendo conto di un valore di variabilità di +0,1 del valore della soglia comunale, come previsto da normativa regionale, il valore di F_a caratteristico del sito di studio non risulta superare il valore comunale previsto da Regione Lombardia per la categoria di suolo C, pertanto la normativa è da considerarsi sufficiente a tenere in considerazione i possibili effetti di amplificazione litologica del sito e può quindi essere applicato lo spettro previsto da normativa per la categoria C.

8. CALCOLO DELL'AZIONE SISMICA

Con l'entrata in vigore del D.M. 14/01/2008 la stima della pericolosità sismica viene definita mediante un approccio "sito dipendente" e non più tramite un criterio "zona dipendente".

Il territorio nazionale è stato suddiviso in punti denominati “nodi”, a ciascuno dei quali è stato assegnato un valore dell’accelerazione orizzontale massima al suolo (a_g), con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni (corrispondente a un periodo di ritorno di 475 anni). Le zone sismiche individuate con l’Ordinanza n° 3274/2003 assumono, pertanto, una valenza puramente amministrativa.

Il valore mediato degli spettri di risposta della “tabella parametri spettrali” allegata al D.M. per l’accelerazione di picco orizzontale del suolo, con probabilità di eccedenza in 50 anni del 10% (corrispondente ad un periodo di ritorno TR di 475 anni), è di 0,116 g, (dove g è l’accelerazione di gravità).

Il D.G.R. Lombardia n. 10/2129 dell’11 luglio 2014, aggiorna tale valore a 0,120 g.

Pertanto potranno essere assunte le Norme Tecniche per le Costruzioni relative al valore individuato. Di seguito viene riportata la mappa di pericolosità sismica del progetto DPC INGV S1.

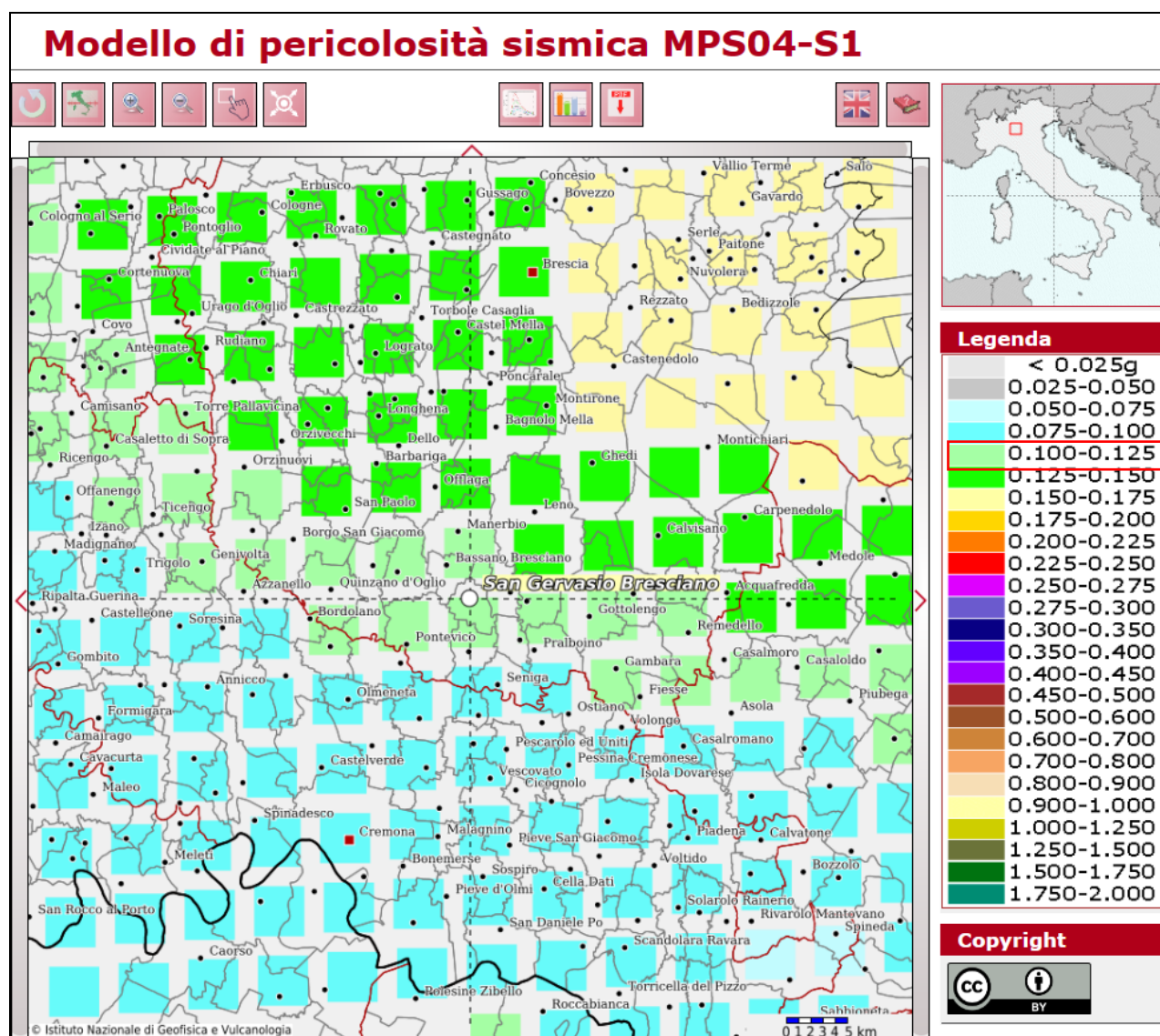


Figura 29- Mappa di pericolosità sismica - Progetto DPC INGV S1

La normativa prevede, inoltre, l'analisi delle condizioni topografiche che per configurazioni superficiali semplici può far riferimento alla seguente tabella (D.M. 17/01/2018).

Descrizione da D.M. 17/01/2018 – Tabella 3.2.III	
Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
→ T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Tabella 6

Tali categorie topografiche devono essere prese in considerazione nell'analisi sismica solo se di altezza maggiore di 30 m.

L'area oggetto della presente risulta pressochè pianeggiante (T1).

Le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione che è descritta dalla probabilità che in un fissato lasso di tempo (periodo di riferimento V_R espresso in anni), in detto sito si verifichi un evento sismico di entità almeno pari ad un valore prefissato.

La pericolosità sismica è quindi definita in termini di:

1. accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido (categoria A) con superficie topografica orizzontale (categoria T1).
2. ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $Se(T)$ con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PV_R nel periodo di riferimento V_R .

Ai fini dell'NTC sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento PV_R , a partire dei valori dei seguenti parametri sul sito di riferimento rigido orizzontale:

1. a_g accelerazione orizzontale massima al sito
2. F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
3. T^*C periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

Una delle novità dell'NTC è appunto la stima della pericolosità sismica basata su una griglia di 10751 punti dove viene fornita la terna di valori a_g , F_0 , T^*C .

TIPO DI COSTRUZIONE	2
VITA NOMINALE VN	≥ 50 anni
CLASSE D'USO	II
COEFFICIENTE D'USO CU	1,0
VITA DI RIFERIMENTO $V_R=VN \times CU$ VR	50 anni

Tabella 7

Parametri sismici-Media Ponderata

Sito in esame

latitudine: 45,309905

longitudine: 10,147064

Classe: 2

Vita nominale: 50

Siti di riferimento

Sito 1 ID: 13161 Lat: 45,2866 Lon: 10,0822 Distanza: 5698,005

Sito 2 ID: 13162 Lat: 45,2886 Lon: 10,1531 Distanza: 2414,961

Sito 3 ID: 12940 Lat: 45,3386 Lon: 10,1503 Distanza: 3197,304

Sito 4 ID: 12939 Lat: 45,3366 Lon: 10,0793 Distanza: 6071,721

Parametri sismici

Categoria sottosuolo: C

Categoria topografica: T1

Periodo di riferimento: 50 anni

Coefficiente cu: 1,0 (coefficiente d'uso)

Operatività (SLO):

Probabilità di superamento: 81%

Tr: 30 [anni]

ag: 0,035 g

Fo: 2,502

Tc*: 0,210 [s]

Danno (SLD):

Probabilità di superamento: 63%

Tr: 50 [anni]

ag: 0,044 g

Fo: 2,484

Tc*: 0,239 [s]

Salvaguardia della vita (SLV):

Probabilità di superamento: 10%

Tr: 475 [anni]

ag: 0,116 g

Fo: 2,467

Tc*: 0,281 [s]

Prevenzione dal collasso (SLC):

Probabilità di superamento:	5%
Tr:	975 [anni]
ag:	0,154 g
Fo:	2,450
Tc*:	0,284 [s]

Tabella 8

Coefficienti Sismici-Fondazioni

SLO: Ss: 1,500 Cc: 176 St: 1,000 Kh: 0,011 Kv: 0,005 Amax: 0,516 Beta: 0,200	SLD: Ss: 1,500 Cc: 1,680 St: 1,000 Kh: 0,013 Kv: 0,007 Amax: 0,651 Beta: 0,200
SLV: Ss: 1,500 Cc: 1,600 St: 1,000 Kh: 0,042 Kv: 0,021 Amax: 1,704 Beta: 0,240	SLC: Ss: 1,470 Cc: 1,590 St: 1,000 Kh: 0,054 Kv: 0,027 Amax: 2,215 Beta: 0,240

Tabella 9

L'accelerazione massima a_{max} è fornita dal valore nominale di a_g (g), accelerazione orizzontale massima attesa al sito, quindi a_g (SLV) = $0,116 \cdot 9,81 = 1,1380 \text{ m/sec}^2$.

L'accelerazione massima a_{max} è data da:

$$a_{max} = a_g \cdot S = 1,1380 \cdot 1,500 = 1,7069 \text{ m/sec}^2$$

con $S = S_s \times S_t = 1,500 \times 1,000$ (cat. C X cat. topografica T1)

da cui si ottiene, dividendo per (g), un a_g di sito di **0,174 g**.

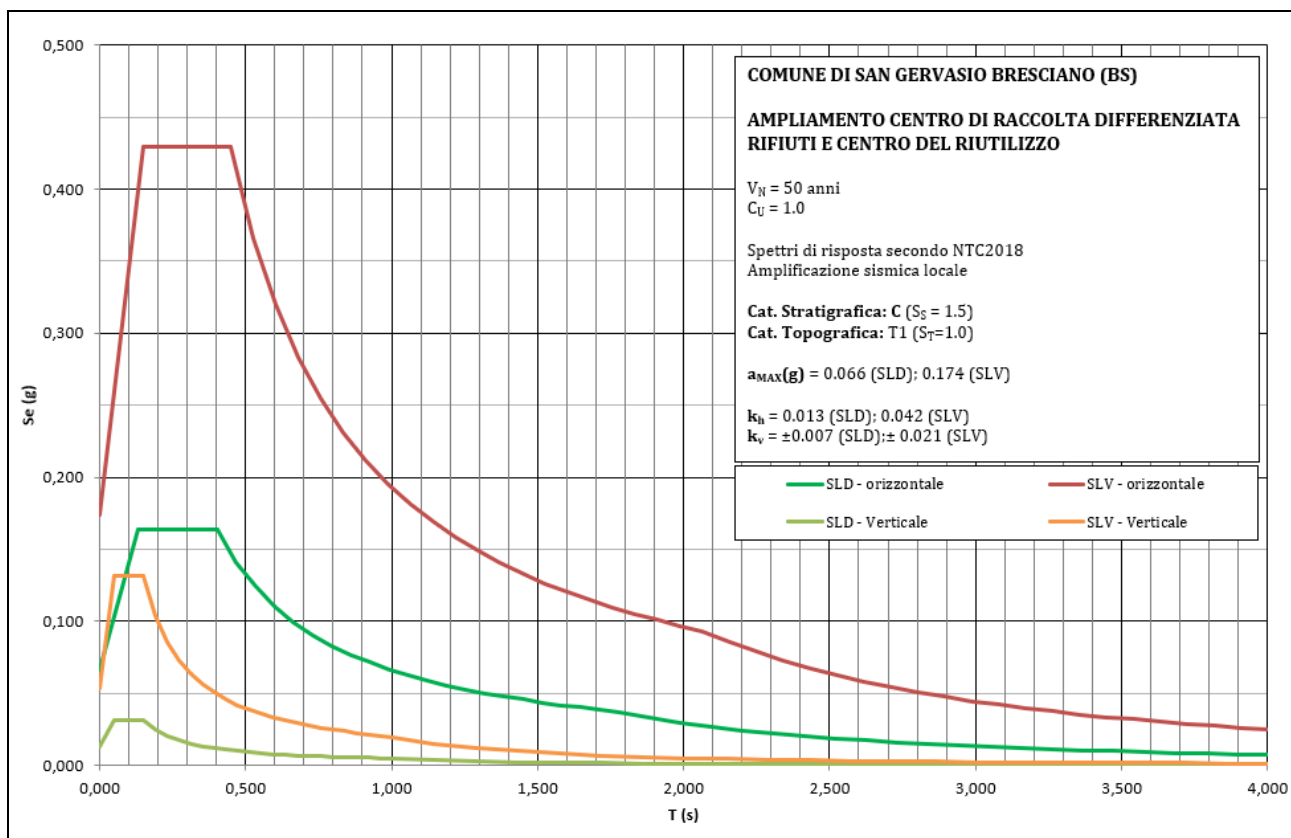


Figura 30- Spettri elastici

La determinazione del valore a_g , consente di calcolare i parametri previste dalle Norme Tecniche; quindi, in funzione della tipologia di progetto, si individuano gli Stati Limite di Esercizio di Operatività (SLO) e di Danno (SLD) e gli Stati Limite Ultimi di Salvaguardia della Vita (SLV) e di prevenzione del Collasso (SLC).

In sintesi:

Valutazione dell'accelerazione di progetto - FONDAZIONI			
	STATO LIMITE		$a_g(g)$
	ULTIMO (SLU)	salvaguardia della vita (SLV)	0,116
	ULTIMO (SLU)	prevenzione collasso (SLC)	0,154
	ESERCIZIO (SLE)	operatività (SLO)	0,035
	ESERCIZIO (SLE)	Danno (SLD)	0,044
a_{max} accelerazione massima	$a_{max} = S \cdot a_g = S_s \cdot S_t \cdot a_g$	1,7069 m/sec ²	(per SLV)
Coeff. sismico orizzontale	$K_h = \beta_s \cdot a_{max}/g$	0,0418	
Coeff. sismico verticale	$K_v = \pm 0,5 \cdot K_h$	± 0,0209	

Tabella 10

Il rispetto dei vari stati limite viene considerato conseguito dalle NTC:

- Nei confronti di tutti gli Stati Limite Ultimi (SLU) quando siano soddisfatte le verifiche al solo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV).
- Nei confronti di tutti gli Stati Limite di Esercizio (SLE) quando siano soddisfatte le verifiche al solo Stato Limite di Danno (SLD).

9. INDAGINE GEOGNOSTICA

In questa sede si fa riferimento alle indagini geognostiche (2 prove penetrometriche CPT) eseguite dallo scrivente nel 2022 a corredo della realizzazione del capannone esistente, di cui l'oggetto della presente ne costituisce l'ampliamento.

Le prove penetrometriche, ubicate come da Figura 33, sono state spinte fino alle seguenti profondità:

CPT 1: -10,00 m da zero penetrometrico; rilevata acqua ad una profondità di circa -2,50 m dal p.c.



Figura 31 – Postazione prova CPT1 –

CPT 2: -10,00 m da zero penetrometrico; rilevata acqua ad una profondità di circa -2,80 m dal p.c.



Figura 32 – Postazione prova CPT2 –

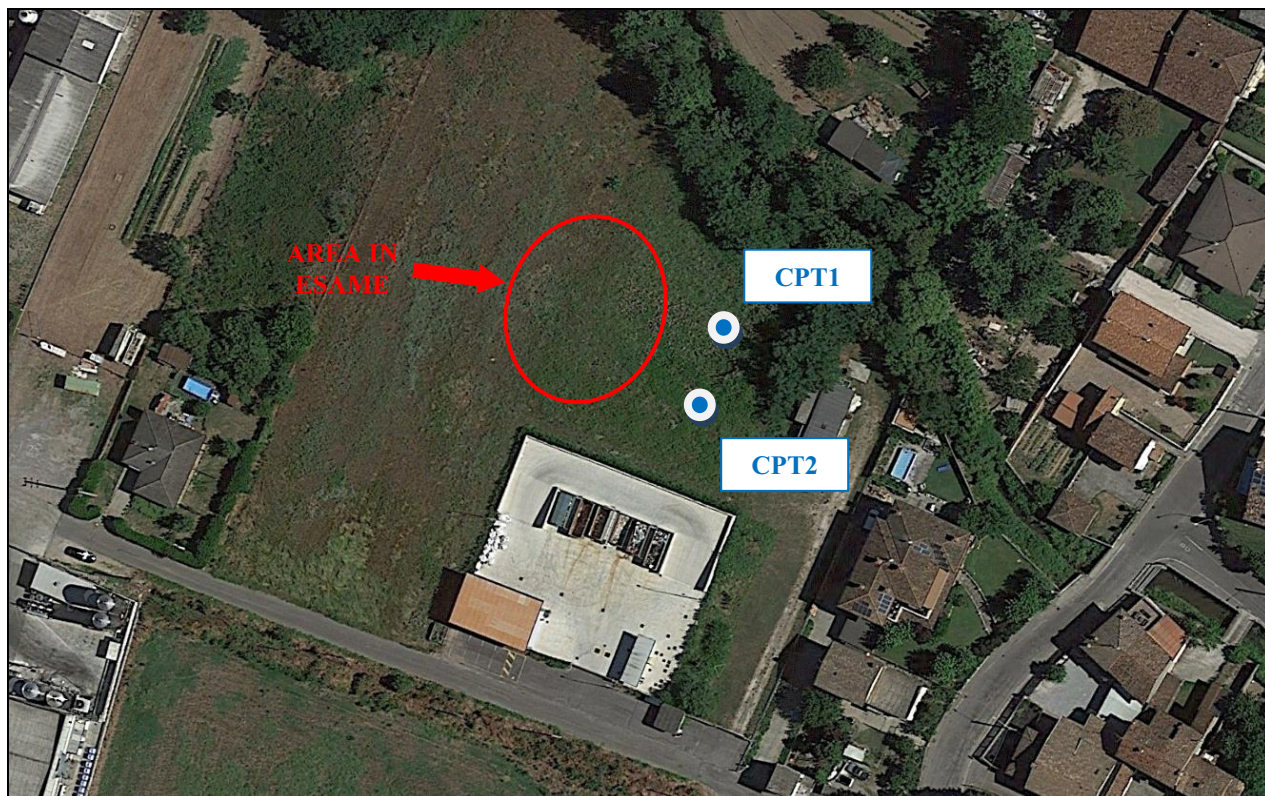


Figura 33 – Ubicazione prove penetrometriche CPT –

La prova statica CPT viene normalmente eseguita in tutti i terreni che vanno dalle argille alle sabbie grossolane; si ricavano in modo diretto alcune grandezze fisiche (pressioni) dalle quali si possono ricavare elementi per la ricostruzione litostratigrafica e per il calcolo dei principali parametri geotecnici.

Lo strumento utilizzato è un penetrometro PAGANI con dispositivo idraulico di spinta da 200 kN, attrezzato con punta meccanica conica Begemann, avente un'area di 10 cm² e un angolo di 60° con manicotto mobile.

La prova è basata sull'infissione di una punta nel terreno e sulla misura della resistenza che questa oppone alla penetrazione. La spinta viene esercitata da un pistone idraulico che agisce alternativamente sulla batteria di aste interne e su quella di aste cave esterne della lunghezza di un metro; all'estremità della batteria è montata una punta conica di dimensioni e caratteristiche standardizzate che, indipendentemente dalla resistenza opposta dal terreno, viene infissa alla velocità costante di 20 mm al secondo.

Oltre alla punta lo strumento di misura è costituito da un manicotto di attrito; vengono così misurate rispettivamente la resistenza alla punta (q_c) e la resistenza laterale (f_s).

La prova è discontinua e le misure di resistenza vengono di norma lette sui manometri della cella di misura ogni 20 cm di avanzamento nel terreno. Più in particolare ogni 20 cm di avanzamento vengono rilevati:

R_P (1 ^a lettura) resistenza all'avanzamento della sola punta in kg/cm ²
--

$R_P + R_L$ (2 ^a lettura) resistenza alla punta + resistenza per attrito laterale locale in kg/cm ²

dove:

R_P (o q_c) in kg/cm² = 1^a lettura eseguita in campagna

R_L (o f_s) in kg/cm² = (2^a lettura eseguita in campagna - 1^a lettura eseguita in campagna) / 15 ovvero

$$\frac{(R_P + R_L) - R_P}{15}$$

15

Per una ricostruzione stratigrafica indiretta dei terreni attraversati si utilizza il seguente rapporto (Begemann, 1965; raccomandazioni A.G.I., 1977) come parametro indicativo delle variazioni litologiche:

$F = R_P / R_L$	scritto anche	$F = q_c / f_s$
-----------------	---------------	-----------------

che dipende dalla composizione granulometria dei terreni stessi.

F	TERRENI	PROPRIETA'
$F \leq 6$	Torbe	
$6 < F \leq 17$	Argille e argille limose	Coesivi
$17 < F \leq 32$	Limi da argillosi a sabbiosi	Coesivi
$32 < F \leq 62$	Sabbie argilloso-limose e limose	Granulari
$62 < F \leq 120$	Sabbie e sabbie ghiaiose	Granulari
$F > 120$	Ghiaie sabbiose e ghiaie	Granulari

Tabella 11

Utili risultano anche le valutazioni litologiche fornite da Schmertmann, ricavabile in base ai valori di R_p e di $FR = (R_L/R_p) \times 100$, e da Searle $F = q_c/f_s$ e $f_s/q_c \times 1000$.

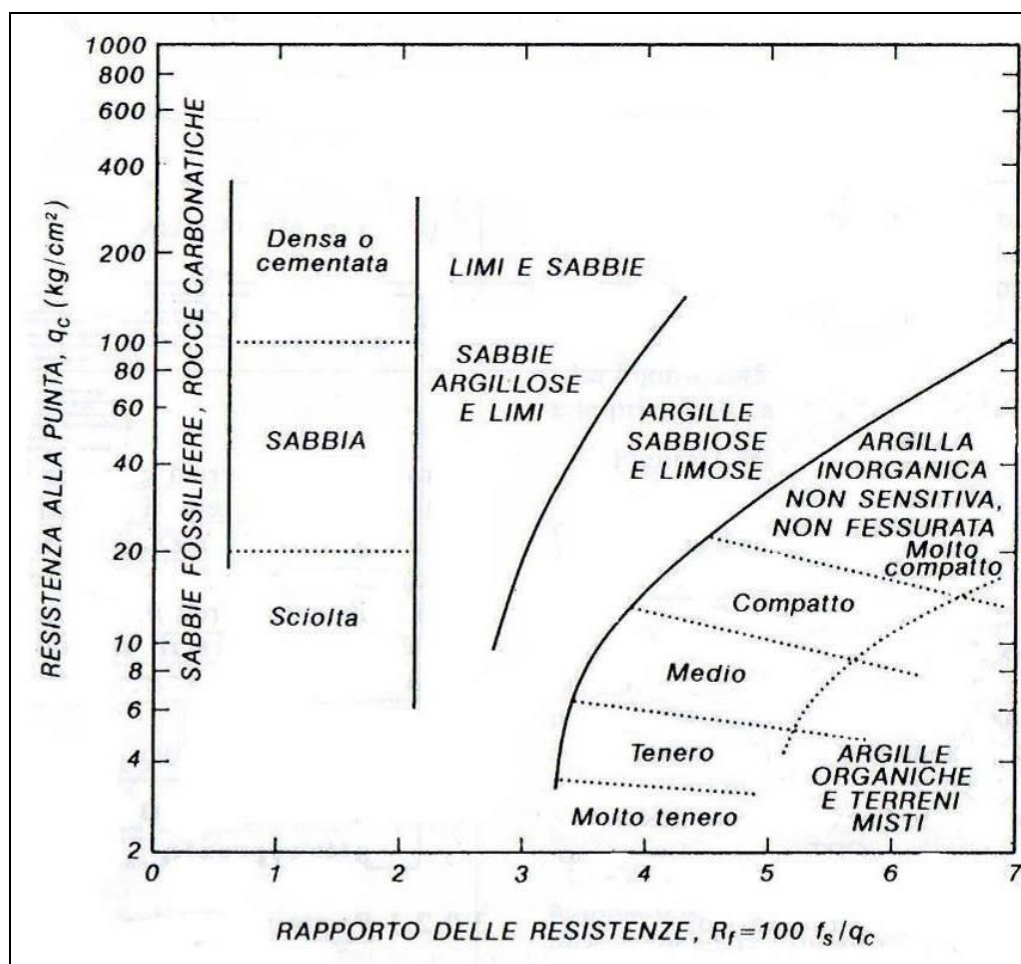


Figura 34 – Classificazione dei terreni di Schmertmann –

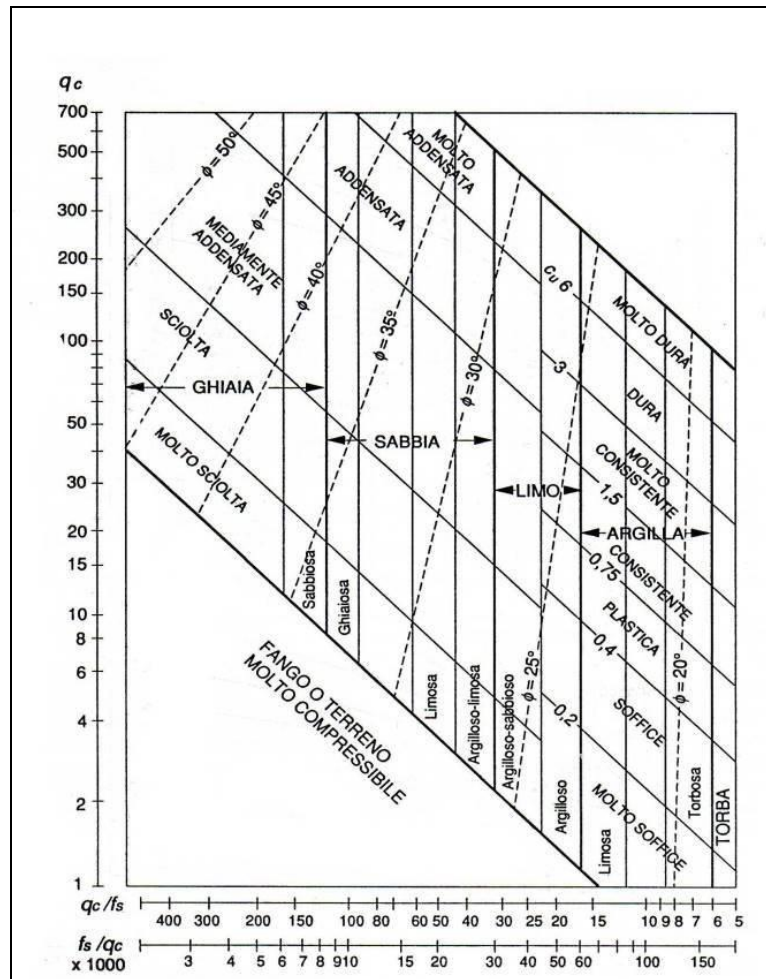


Figura 35 – Classificazione dei terreni di Searle –

Il rapporto tra resistenza alla punta e resistenza laterale fornisce indicazioni sulla litologia, mentre la resistenza alla punta indica il grado di consistenza o di addensamento dei terreni attraversati.

L'interpretazione dei risultati viene eseguita distinguendo tra terreni granulari, con prevalenza di sabbia, per i quali possono essere ricavati, tramite correlazioni empiriche di vari autori, l'angolo d'attrito, la compressibilità drenata e la densità relativa, ed i terreni coesivi con prevalenza di argilla e limo, per i quali è possibile valutare la resistenza al taglio non drenata, la compressibilità, la sensibilità ed il grado di sovraconsolidazione.

Nei tabulati di calcolo delle prove vengono riportati, oltre ai valori misurati in sito della *resistenza alla punta* R_p , in kg/cm², i valori della *resistenza laterale locale* R_L , sempre espressi in kg/cm², nonché i valori del *rapporto tra resistenza alla punta e resistenza laterale* R_p/R_L (Begemmann) e i valori del *rapporto tra resistenza alla punta e resistenza laterale* $R_L/R_p \times 100$ (Schmertmann).

Nei diagrammi penetromerici invece vengono riportati:

-
- a sinistra la curva della resistenza penetrometrica alla punta R_p o q_c , in funzione della profondità;
 - al centro la curva della resistenza penetrometrica laterale R_L o f_s , in funzione della profondità;
 - a destra l'interpretazione stratigrafica in funzione della profondità, ottenuta dal rapporto delle resistenze.

Per la prova si è discretizzato il terreno indagato in livelli caratterizzati da valori di R_p e di R_p/R_L relativamente costanti per tutto lo spessore dello strato; per ogni livello ottenuto è stata poi ricavata la litologia utilizzando i metodi sopra riportati. Infine sono stati calcolati i principali parametri geotecnici medi associati agli strati utilizzando le correlazioni empiriche proposte da vari autori.

10. NATURA E CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL SOTTOSUOLO

Si ritiene che i risultati dell'indagine siano sufficientemente esaustivi e rappresentativi, tali da permettere una caratterizzazione litologico-geotecnica del terreno indagato in relazione alla tipologia costruttiva in progetto.

Le indagini eseguite evidenziano la presenza di depositi alluvionali di natura prevalentemente sabbiosa e/o sabbioso-limosa mediamente addensati, cui si intercalano livelli e lenti limose e limo-sabbioso-argillose.

Complessivamente i terreni presentano proprietà geotecniche più che sufficienti.

I depositi sono organizzati in geometrie lentiformi e nastriformi tipiche dell'ambiente deposizionale fluviale. Il modello deposizionale alluvionale prevede in ogni caso una certa variabilità laterale con presenza di lenti o livelli più francamente sabbiosi o limosi a densità e granulometria variabile. Frequenti sono gli strati gradati con alla base i materiali a granulometria maggiore, corrispondenti alla fase di maggiore energia dell'evento alluvionale. Rari sono gli interstrati limo-sabbiosi.

Questi depositi sono sede di un'unica falda freatica, non confinata, con una soggiacenza che, nell'area in esame, all'atto delle indagini è di circa 2,50 m dal piano campagna (ottobre 2022).

A causa della mancanza di livelli impermeabili realmente continui la prima falda si presenta piuttosto vulnerabile.

Il sottosuolo dell'area, al di sotto del terreno vegetale, può essere schematicamente accorpato in unità geotecniche:

UNITA' GEOTECNICA A

- Sabbie e sabbie limose; intercalazioni e lenti limose e limoso-sabbioso argillose.
- Profondità: da -0,20/-0,30 m ed almeno sino alle massime profondità investigate (-10,00 m dal p.c. – zero penetrometrico)
- Q_c media: 55-60 Kg/cm²

Peso di volume naturale (t/mc)	$\gamma_N = 1,85$
Densità relativa (%)	$D_r = 40 \div 45$
Coesione efficace (kg/cmq)	$c' = 0$
Angolo di attrito (°)	$\phi' = 31 \div 32$
Modulo di deformazione drenato (kg/cmq)	$E' = 180 \div 220$

La coesione efficace viene cautelativamente considerata uguale a zero.

Correlazioni utilizzate

- ϕ Angolo di attrito interno. È stata considerata la correlazione di Schmertmann.
- E Modulo di deformazione drenato. Si fa riferimento alla correlazione Schmertmann (Ey25).
- D_r Densità relativa. È stata considerata la correlazione di Schmertmann.

Alla luce di quanto sopra esposto è ragionevole estrapolare i dati ottenuti dall'indagine puntuale all'intero volume del terreno di fondazione, facendo cautelativamente riferimento, in sede di verifiche geotecniche, ai parametri mediamente più bassi, assunti nel modello geotecnico di fondazione.

11. RISCHIO DI LIQUEFAZIONE

Per liquefazione di un terreno s'intende il quasi annullamento della sua resistenza al taglio con l'assunzione del comportamento meccanico caratteristico dei liquidi.

Possono essere suscettibili a liquefazione i depositi che presentano le seguenti caratteristiche:

- Granulometricamente sono sabbie da fini a medie con contenuto in fine variabile generalmente da 0 a 25%.
- Si trovano sotto falda.
- Sono da poco a mediamente addensati.
- Si trovano a profondità relativamente basse (di solito inferiori ai 15 m).

Un terreno incoerente saturo, in assenza di sollecitazioni sismiche, è soggetto soltanto alla pressione litostatica, dovuta al peso dei sedimenti soprastanti.

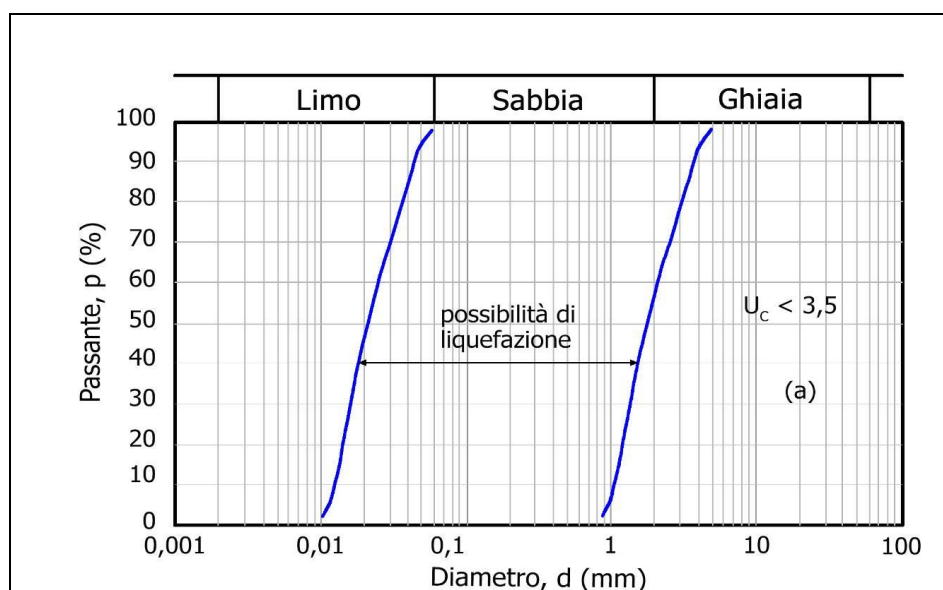
Durante una sollecitazione sismica vengono indotte nel terreno delle sollecitazioni cicliche di taglio, dovute alla propagazione delle onde sismiche verso la superficie, mentre la pressione litostatica resta costante. Nel terreno si possono quindi generare fenomeni di liquefazione se la scossa sismica produce un numero di cicli tale da far sì che la pressione interstiziale uguagli la pressione di confinamento, costituita, ad una data profondità, dalla colonna di terreno sovrastante e dagli eventuali sovraccarichi.

In definitiva il fenomeno della liquefazione si può manifestare preferibilmente in depositi sciolti non coesivi posti sotto falda, in seguito ad eventi che producano un forte aumento della pressione interstiziale dell'acqua.

La verifica alla liquefazione può essere esclusa (N.T.C. 2018 7.11.3.4.2) quando le accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) risultino minori di 0,1 g.

In caso contrario può essere esclusa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

- Profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali.
- Depositati costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 30$ oppure $q_{cIN} > 180$ dove $(N_1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{cIN} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa.
- Distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Fig. 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ e in Fig. 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.



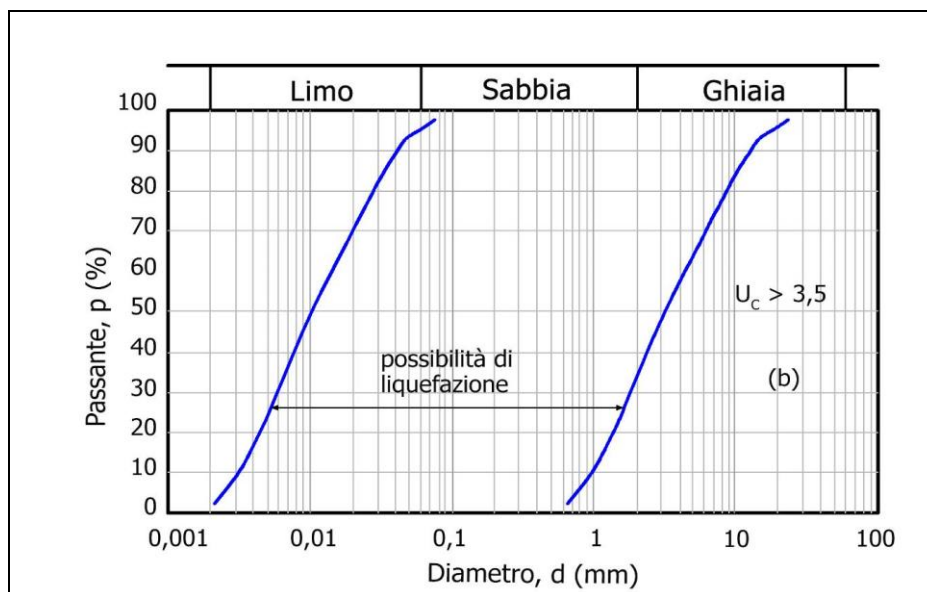


Figura 36- Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione - Figure 7.11.1a e 7.11.1b

Nel caso specifico per la verifica è stato utilizzato il software Liquiter della Geostru, facendo riferimento, per prove CPT, al metodo di Metodo di Robertson e Wride modificato; come livello di progetto della falda è stata considerata la quota di -2,00 m dal p.c. (zero penetrometrico).

Metodo di Robertson e Wride (1997)

Il 'metodo di Robertson e Wride' è basato sui risultati di prove CPT (Cone Penetration Test) ed utilizza l'indice di comportamento per il tipo di suolo I_c che viene calcolato mediante l'utilizzo della seguente formula:

$$I_c = \left[(3,47 - \log_{10} Q)^2 + (\log_{10} R_f + 1,22)^2 \right]^{0,5} \quad (5.0a)$$

$$Q = \frac{q_c - \sigma_{vo}}{Pa} \left(\frac{Pa}{\sigma'_{vo}} \right)^n \quad (5.0b)$$

$$R_f = \frac{f_s}{q_c - \sigma_{vo}} 100 \quad (5.0c)$$

dove:

q_c è la resistenza alla punta misurata

Pa è la tensione di riferimento (1 atmosfera) nelle stesse unità di σ'_{vo}

f_s è l'attrito del manicotto

n è un'esponente che dipende dal tipo di suolo.

Inizialmente si assume $n = 1$, come per un suolo argilloso e si procede al calcolo di I_C con la (5.0a).

Se $I_C > 2,6$ il suolo è probabilmente di tipo argilloso e l'analisi si ferma. Il terreno non si considera a rischio di liquefazione.

Se $I_C \leq 2,6$, vuol dire che l'ipotesi assunta è errata, il suolo è di natura granulare, Q verrà ricalcolato utilizzando la (5.0a) usando come esponente $n=0,5$.

Se è ancora $I_C \leq 2,6$, significa che l'ipotesi è giusta e il suolo è probabilmente non plastico e granulare.

Se invece $I_C > 2,6$, vuol dire che l'ipotesi è di nuovo errata e il suolo è probabilmente limoso. Q deve essere nuovamente ricalcolato dalla (2.8b) ponendo $n=0,75$.

Calcolato I_C , si procede con la correzione della resistenza alla punta misurata q_c mediante la seguente espressione:

$$q_{c1N} = \frac{q_c}{Pa} \left(\frac{Pa}{\sigma'_{vo}} \right)^n \quad (5.1)$$

Dove l'esponente di sforzo n è lo stesso utilizzato nel calcolo di I_C .

La correzione alla resistenza alla punta dovuta al contenuto di materiale fine viene determinata dalla seguente procedura:

Robertson e Wride classico

$$(q_{c1N})_{cs} = K_c q_{c1N} \quad (5.2a)$$

$$K_c = -0,403 I_c^4 + 5,581 I_c^3 - 21,63 I_c^2 + 33,75 I_c - 17,88 \quad (5.2b)$$

Robertson e Wride modificato

$$(q_{c1N})_{cs} = q_{c1N} + \Delta q_{c1N} \quad (5.3a)$$

$$\Delta q_{c1N} = \frac{K_c}{1 - K_c} q_{c1N} \quad (5.3b)$$

dove K_c dipende dal contenuto di fine, FC (%):

$$K_c = 0 \quad \text{per } FC \leq 5$$

$$K_c = 0,0267(FC - 5) \quad \text{per } 5 < FC \leq 35$$

$$K_c = 0,8 \quad \text{per } FC > 35$$

FC (%) viene calcolato mediante l'espressione seguente:

$$FC (\%) = 1,75 (I_C)^{3,25} - 3,7 \quad (5.4)$$

La resistenza alla liquefazione per una magnitudo pari a 7,5 (**CRR_{7,5}**) si calcola con le espressioni seguenti:
se $(q_{c1N})_{cs} < 50$

$$CRR = 0,833 \left[\frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} \right] + 0,05 \quad (5.5)$$

se $50 \leq (q_{c1N})_{cs} < 160$

$$CRR = 93 \left[\frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} \right]^3 + 0,08 \quad (5.6)$$

Il Rapporto di Tensione Ciclica per eventi sismici di magnitudo 7,5 (**CSR_{7,5}**) si determina dalla seguente espressione:

$$\frac{\tau_{av}}{\sigma_{vo}} = CSR_{7,5} = 0,65 \frac{a_g}{g} \frac{\sigma_{vo}}{\sigma_{vo}} r_d \quad (5.7)$$

Per magnitudo diverse occorre introdurre il fattore correttivo **MSF** (Magnitudo Scaling Factor) come raccomandato dal **NCEER** (vedi Tabella seguente)

$$CSR = \frac{CSR_{7,5}}{MSF} \quad (5.8)$$

Fattore di scala della magnitudo derivato da diversi ricercatori

Magnitudo	Seed H.B. & Idriss I.M. (1982)	Ambraseys N.N (1988).	NCEER (Seed R. B. et alii) (1997; 2003)
5,5	1,43	2,86	2,21
6,0	1,32	2,20	1,77
6,5	1,19	1,69	1,44
7,0	1,08	1,30	1,19
7,5	1,00	1,00	1,00
8,0	0,94	0,67	0,84
8,5	0,89	0,44	0,73

Per determinare il valore del coefficiente riduttivo r_d vengono utilizzate le formule raccomandate da un gruppo di esperti del **NCEER** (*National Center for Earthquake Engineering Research*):

per $z < 9,15$ m

$$r_d = 1,0 - 0,00765 \cdot z \quad (5.9)$$

per $9,15 \leq z < 23$ m

$$r_d = 1,174 - 0,00267 \cdot z \quad (5.10)$$

Il fattore di sicurezza alla liquefazione **FS** viene determinato dalla relazione:

$$FS = \frac{CRR}{CSR} \quad (5.11)$$

mentre **l'indice e il rischio di liquefazione** vengono calcolati con il metodo di **Iwasaki et alii** (1978; 1984).

DATI GENERALI

PROGETTO E LOCALIZZAZIONE

Titolo lavoro: Realizzazione nuovo capannone prefabbricato per il riutilizzo

Normativa: Norme Tecniche Costruzioni 2018, Decreto 17 Gen. 2018

Fattore sicurezza normativa 1.25

FALDA

Profondità falda idrica 2,00 m

DATI SIMICI

Accelerazione Bedrock 0.116 g

Fo 2.467

Tipo Suolo: C-Sabbie, ghiaie mediamente addensate, argille di media consistenza $V_s=180-360$ m/s

Morfologia: T1-Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$

Coefficiente amplificazione stratigrafica (SS) 1.5

Coefficiente amplificazione topografica (ST) 1

Magnitudo momento sismico (Mw) 4.92

Distanza epicentro 15.2 Km

Peak ground acceleration (PGA) 0.174

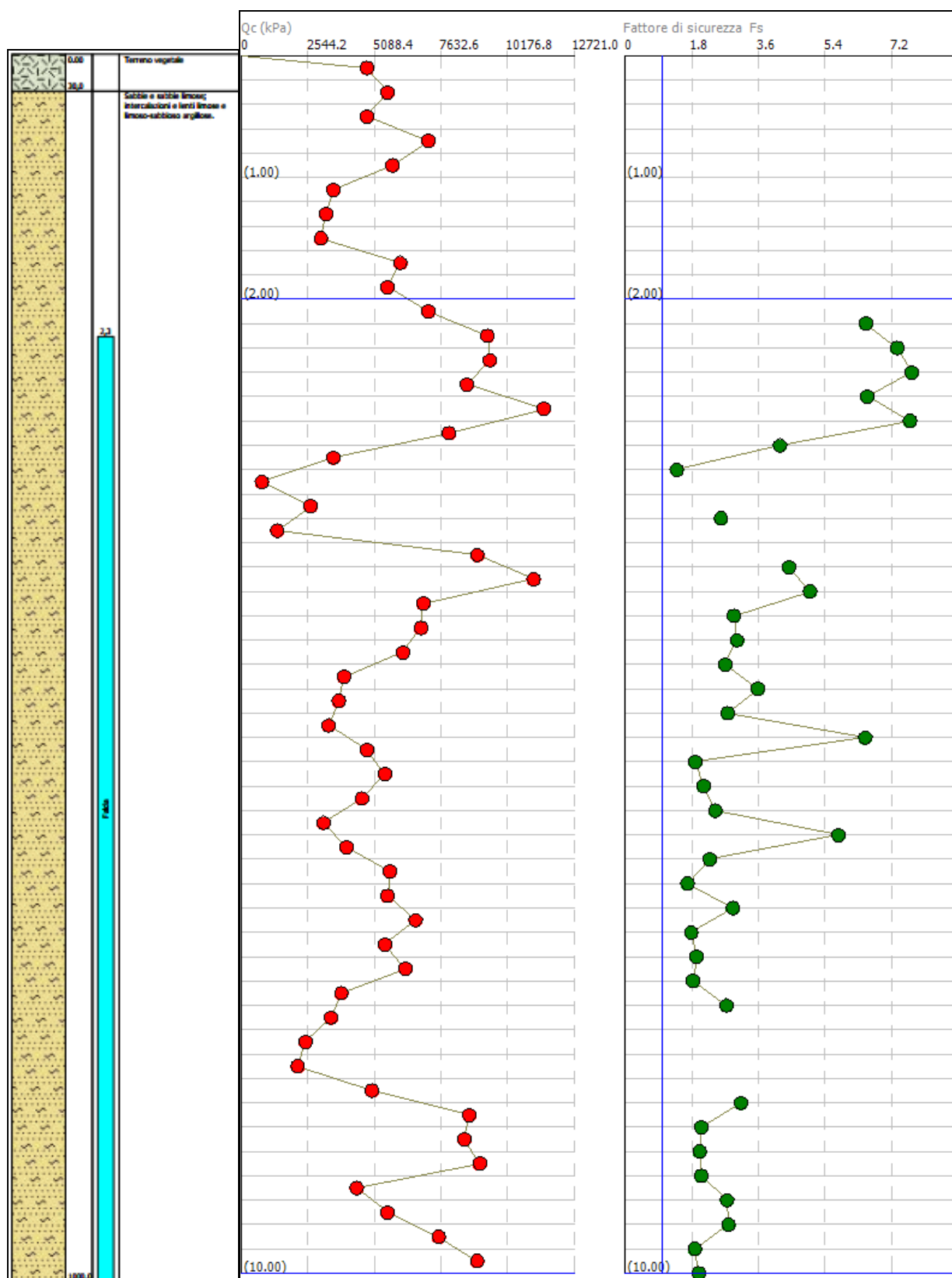


Figura 37- Grafico Q_c/F_s prova CPT1

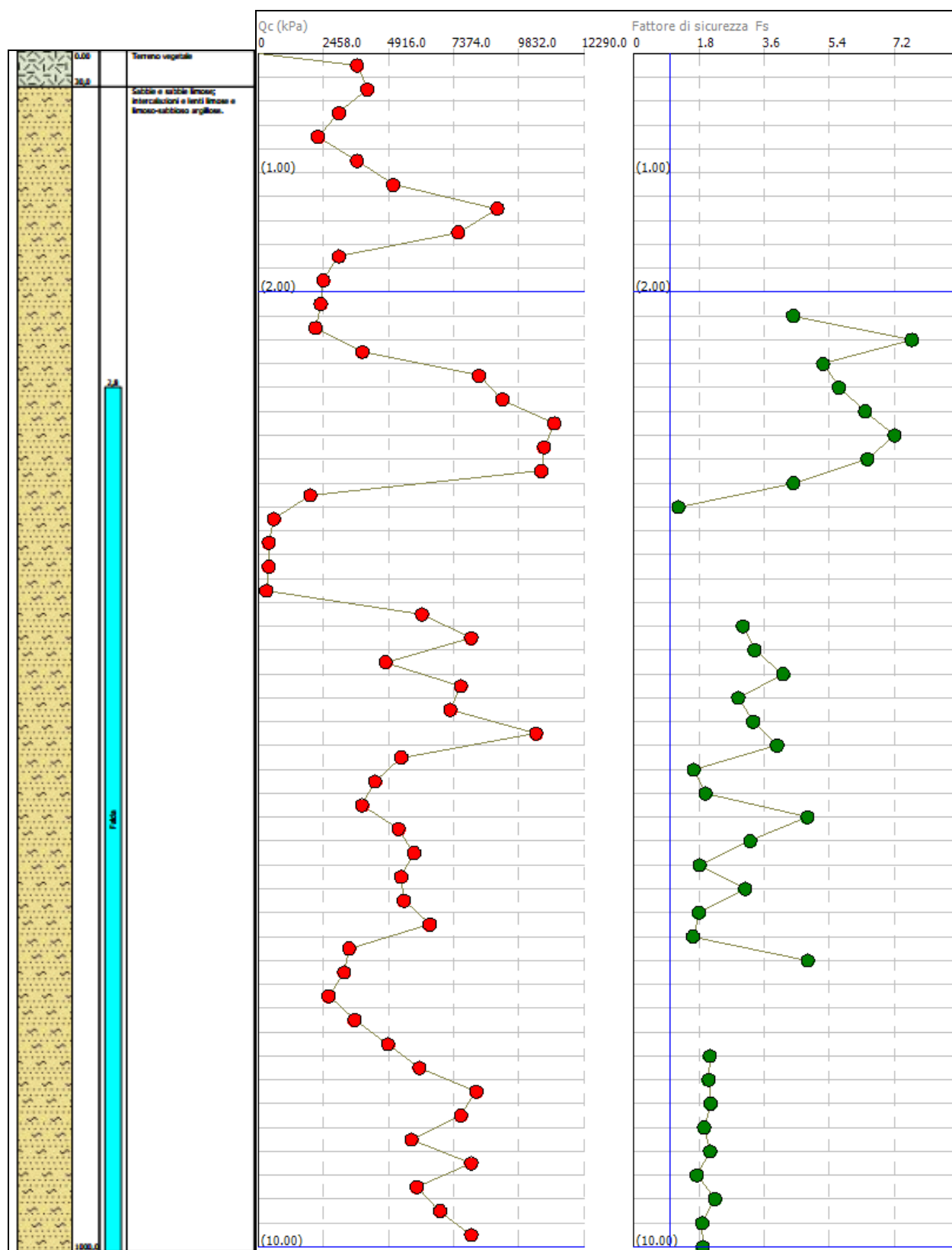


Figura 38- Grafico Q_c/F_s prova CPT2

Nei riguardi della liquefazione il terreno non è liquefacibile (è sempre $CRR > CSR$) e FS sempre maggiore di 1,25

CONCLUSIONI

La presente relazione è stata redatta al fine di valutare le caratteristiche geologiche, idrogeologiche, geotecniche e sismiche di un'area posta nel territorio comunale di San Gervasio Bresciano (BS), a corredo del progetto di ampliamento del centro di raccolta differenziata rifiuti e del centro del riutilizzo comunale. Per la ricostruzione delle caratteristiche del primo sottosuolo è stata utilizzata l'indagine geognostica eseguita dallo scrivente nel 2022 per la realizzazione del capannone esistente; l'indagine si è articolata nell'esecuzione di n° 2 prove penetrometriche statiche CPT spinte fino alla profondità di 10,00 m dal piano campagna e di una prospezione sismica MASW.

Sulla base delle considerazioni svolte nei paragrafi precedenti e delle indagini realizzate nell'area in oggetto si traggono le seguenti conclusioni:

- La carta della Fattibilità Geologica del PGT del comune di San Gervasio Bresciano inquadra l'area in oggetto nella classe 2 (*Fattibilità con modeste limitazioni*), mentre il 1° livello di PSL attribuisce uno scenario di pericolosità Z4a (*Amplificazioni litologiche e geometriche*).
- Si ritiene che le opere di progetto siano compatibili con l'assetto geologico, geomorfologico ed idrogeologico dei luoghi. Pertanto, l'intervento, se eseguito in ottemperanza a quanto prescritto nella presente relazione, è compatibile con le Classi di Fattibilità Geologica in cui ricade.
- La morfologia dell'area, pressochè pianeggiante, risulta esente da fenomeni in rapida evoluzione geomorfologica in atto o potenziali che pregiudichino la stabilità dei luoghi e la buona riuscita delle opere in progetto.
- Le indagini hanno messo in evidenza la presenza di depositi di origine alluvionale di natura prevalentemente sabbiosa e sabbioso limosa con interstrati limo-sabbioso-argillosi; le proprietà geotecniche risultano nel complesso più che sufficienti.
- Durante l'esecuzione delle indagini è stata rilevata la presenza di acqua ad una quota compresa tra -2,50 e -2,80 m circa dal p.c. (zero penetrometrico); tale livello è soggetto ad oscillazioni stagionali.
- Sulla base dell'indagine sismica eseguita il valore della velocità di propagazione delle onde di taglio ($V_{s,eq}$) nei terreni interessati dall'intervento in oggetto da quota fondazioni (considerate a circa -1,50 m) è pari a 248 m/sec, pertanto la categoria di appartenenza del litotipo equivalente è la C: 'Depositi di

terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s”.

- L'approfondimento sismico di 2° livello, utilizzando il metodo Regione Lombardia, ha fornito un F_a minore dell' F_a di soglia comunale sia per quanto riguarda il periodo 0,1-0,5 sec (edifici sino a 5 piani) sia per il periodo 0,5-1,5 sec (edifici oltre i 5 piani). Si è quindi fatto riferimento allo spettro della categoria di sottosuolo C.
- L'accelerazione sismica massima attesa nell'area di studio (a_{max}) per lo Stato Limite di Vita (SLV), definita a partire dalla pericolosità sismica di base propria del sito e dai parametri sismici di progetto, risulta, quindi, pari a $1,7069 \text{ m/sec}^2$ (0,174 g). I corrispondenti coefficienti verticali e orizzontali per le fondazioni sono rispettivamente: $K_h = 0,0418$ e $K_v = \pm 0,0209$.
- La verifica del potenziale di liquefazione eseguita utilizzando il metodo di Robertson e Wride modificato, ha fornito, per gli strati interessati, un $CRR > CSR$ ed un F_s sempre $> 1,25$; si ritiene quindi che lo sviluppo del fenomeno di liquefazione nel sito di esame alle energie attese sia improbabile.

Relativamente a quanto in progetto non si evidenziano, per questa classe di Fattibilità Geologica e per le corrispondenti limitazioni previste, situazioni e fenomeni in atto in grado di modificare le caratteristiche idrogeologiche e idrografiche dell'area; dalle considerazioni esposte in questa sede e dall'esame delle condizioni geomorfologiche, geologiche ed idrogeologiche dell'area e dei depositi indagati si può affermare che le caratteristiche dell'area risultano compatibili con la destinazione d'uso prevista e con quanto in progetto, facendo riferimento a quanto sin qui esposto.

Pieve d'Olmi (CR), 05/12/2023

Il Tecnico

Dott. Geol. Luca Donato Piazza

Ordine dei Geologi della Lombardia n° 1380AP



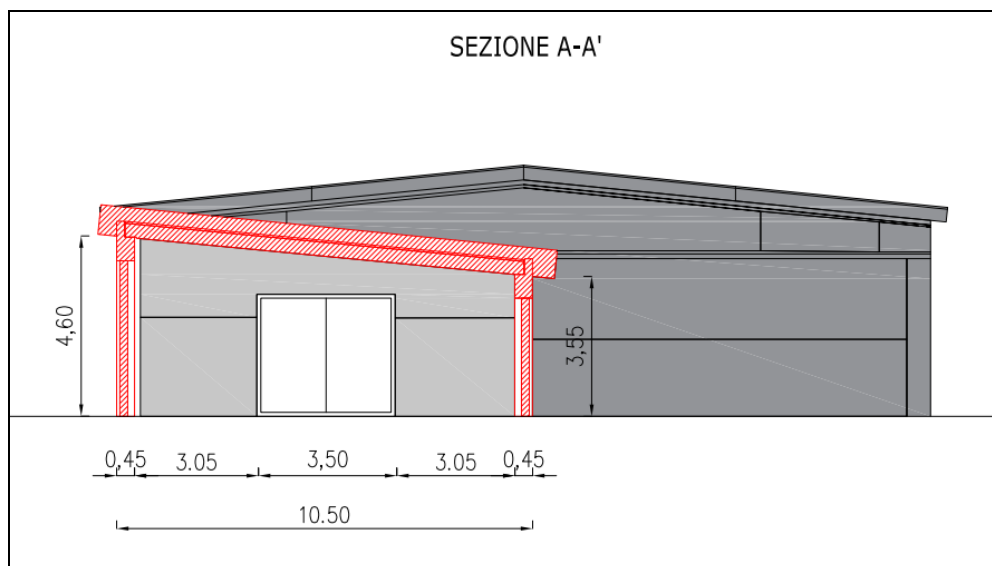


Figura 2– Sezione A-A– fuori scala – a cura di Siau srl

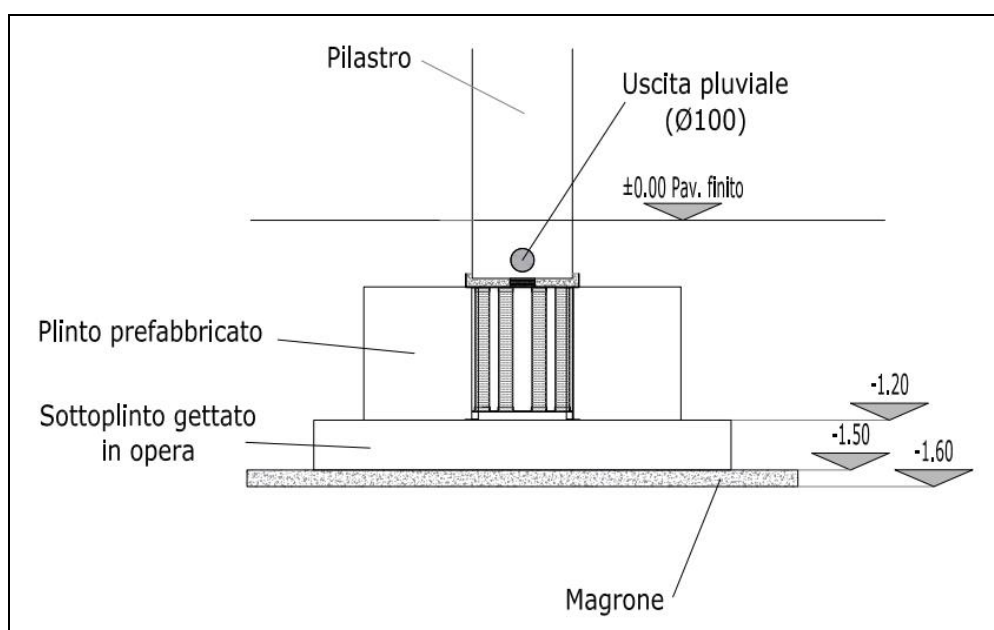


Figura 3– Particolare plinto pilastro – fuori scala – a cura di Siau srl

Per il nuovo capannone prefabbricato in ampliamento, delle dimensioni in pianta di 10,50x17,80 m, vengono assunti i seguenti tipologici fondazionali:

- Tipologico T1: fondazione a plinto isolato quadrata di lato $B=L=2,00$ m, posata ad una profondità di -1,50 m circa dal p.c. (zero penetrometrico).

1.1 Verifica della sicurezza e delle prestazioni

Verifica agli Stati Limiti Ultimi (SLU) e di Esercizio (SLE) - (N.T.C. 2018)

La norma in oggetto prevede la definizione del grado di sicurezza di una struttura relativamente alla possibilità di rottura o deformazione del terreno di fondazione, con un approccio di tipo semiprobabilistico, adottando il concetto di “*stato limite ultimo (SLU)*”. Mentre nel caso si esamini una situazione in cui la deformazione o il danno siano reversibili o cessino con l’estinguersi della causa che ha determinato il superamento dello stato limite si utilizza il concetto di “*stato limite di esercizio (SLE)*”.

La misura del grado di sicurezza si ottiene con il “*metodo semiprobabilistico dei coefficienti parziali*” nel quale deve essere soddisfatta la seguente condizione:

$$E_d \leq R_d$$

Dove E_d è valore di progetto dell’azione o degli effetti delle azioni e R_d è valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico:

$$E_d = E \left[\gamma_F \times F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$
$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} \times R \left[\gamma_F \times F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

Nelle formulazioni di cui sopra, il valore degli effetti delle azioni (E) e della resistenza (R) dipendono dai seguenti fattori:

- Azioni di progetto ($\gamma_F \times F_k$): dove F_k rappresenta il valore della generica azione caratteristica e γ_F il relativo coefficiente amplificativo (tabella 6.2.I NTC2018);
- Parametri di progetto (X_k/γ_M): dove X_k rappresenta il generico parametro meccanico caratteristico del terreno/roccia e γ_M il relativo coefficiente riduttivo (tabella 6.2.II NTC2018);
- Geometria di progetto (a_d).

Inoltre nella formulazione delle resistenze di progetto (R_d), compare il coefficiente riduttivo della resistenza del sistema geotecnico (γ_R , per opere di fondazione tabella 6.4.I NTC2018), da applicare alla resistenza (R).

Conseguentemente il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico si calcola: applicando ai parametri geotecnici del terreno i coefficienti parziali γ_M (Tabella 6.2.II)

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

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

- considerando i coefficienti parziali γ_R (Tabella 6.4.I di seguito riportata) per le verifiche di fondazioni superficiali.

Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale
	(R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

In modo analogo anche i valori di progetto delle azioni dovranno essere modificati dai progettisti secondo specifici coefficienti parziali γ_F (γ_E) (Tabella 6.2.I):

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

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Facendo riferimento a quanto esposto in precedenza, la normativa prescrive che per le fondazioni superficiali, le verifiche debbano essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite:

-
- SLU di tipo geotecnico (GEO)
 - collasso per carico limite dell'insieme fondazione – terreno
 - collasso per scorrimento sul piano di posa
 - stabilità globale
 - SLU di tipo strutturale (STR)
 - raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali

Le verifiche di tipo geotecnico per fondazioni superficiali devono essere effettuate secondo l'Approccio 2 (N.T.C. 2018 6.4.2.1):

- Approccio2: combinazione unica ($A1+M1+R3$)

In questa fase, non conoscendo i valori di progetto delle azioni E_d (permanenti e variabili) imposte dalla struttura al terreno, **non è possibile eseguire tutte le verifiche sopra descritte.**

Ci si limita pertanto, a determinare i valori di $R_{d(SLU)}$ (con la combinazione $M1+R3$), e quelli di $R_{d(SLE)}$ in modo da fornire al progettista i dati relativi al prevedibile comportamento del terreno (e alla verifica per carico limite dell'insieme fondazione – terreno).

Le verifiche sotto riportate sono state eseguite utilizzando le formule di Hansen (1970), Terzaghi (1955), Meyerhof (1963), Vesic (1975) e Brinch e Hansen (1970); si è poi fatto riferimento a quella più restrittiva.

TIPOLOGICO T1 – PLINTO QUADRATO DI LATO $B=L=2,00$ M

- La verifica per il carico limite dell'insieme fondazione – terreno secondo l'Approccio 2 (combinazione unica $M1+R3$ con coefficienti parziali γ_R della tabella 6.4.1), eseguita assumendo una fondazione a plinto isolato quadrata di lato $B=L=2,00$ m, posata a -1,50 m circa dal p.c. (zero penetrometrico), ha dato come valore di resistenza **2,04 kg/cm²** (Terzaghi).

I valori di $R_{d(SLE)}$ saranno espressi correlandoli con le valutazioni dei cedimenti indotti dalle resistenze in corrispondenza dei livelli individuati al di sotto del piano di posa; in tal modo verranno calcolati i valori degli spostamenti e delle distorsioni del terreno al di sotto del piano di posa, per verificarne la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione, nel rispetto della condizione:

$$E_d \leq C_d$$

dove: E_d : valore di progetto dell'effetto delle azioni.

Cd: valore limite dell'effetto delle azioni

L'applicazione di un sovraccarico produce una variazione dello stato tensionale del terreno; il carico applicato tende a diffondersi in profondità fino al suo completo assorbimento.

I cedimenti sono causati dalla deformazione elastica e plastica dei terreni di fondazione: tale deformazione nei terreni a tessitura fine (argille e limi) si realizza in tempi molto lunghi con l'espulsione dell'acqua contenuta tra grano e grano (consolidamento).

Il metodo utilizzato è quello di Schmertmann (1970). Il cedimento stimato è quello assoluto riferito al centro della fondazione considerata rigida.

Alla luce di quanto sopra esposto e dei risultati ottenuti l'ipotesi perseguibile sarà:

TIPOLOGICO T1 – PLINTO QUADRATO DI LATO $B=L=2,00$ M

- Per una fondazione a plinto isolato quadrata di lato $B=L=2,00$ m, posata ad una profondità di circa -1,50 m dal p.c.– zero penetrometrico, con Resistenza di Progetto in condizioni di esercizio ($R_{d(SLE)}$) di **1,00 kg/cm²**, i cedimenti totali teorici risultano nell'ordine di 9-11 mm.

I valori di resistenze di progetto del sistema geotecnico in condizioni di esercizio ($R_{d(SLE)}$) indicati sono inferiori o uguali alla resistenza di progetto del sistema geotecnico calcolata con i coefficienti parziali $M1+R3$ più restrittivi. Sarà cura del progettista verificare se tali valori risultano essere anche inferiori (o uguali) al valore di progetto dell'azione (E_d) imposta dalla struttura al terreno.

Soluzioni o valutazioni per ipotesi di geometrie differenti, potranno essere predisposte su richiesta del progettista strutturale.

È opportuno sottolineare come i cedimenti sopra ipotizzati vengano calcolati in base a parametri geotecnici dedotti dalla resistenza alla punta delle prove penetrometriche eseguite; tali valori, seppur indicativi, dovrebbero essere confrontati con moduli di deformazione ricavati da specifiche prove in sito per avere garanzia di maggiore validità.

CONCLUSIONI E PRESCRIZIONI

- Le verifiche della sicurezza e delle prestazioni eseguite considerando fondazioni a plinto isolato quadrate di lato $B=L=2,00$ m, con quota di imposta a -1,50 m circa dal p.c. – zero penetrometrico, hanno fornito i seguenti risultati: $R_{d(SLU)}$, effettuata secondo l'Approccio 2 (combinazione unica $M1+R3$), di

2,04 kg/cm². La Resistenza di Progetto in condizioni di esercizio ($R_{d(SLE)}$), con cedimenti totali teorici nell'ordine del centimetro, è di 1,00 kg/cm².

- Le fondazioni andranno comunque dimensionate in funzione delle effettive tensioni applicate dalla nuova struttura ai terreni e dalle tipologie di azioni agenti (carichi verticali, entità carichi eccentrici etc...).
- Si ribadisce comunque che la valutazione dell'entità dei cedimenti in relazione alle caratteristiche della struttura, resta di esclusiva competenza del tecnico calcolatore che dovrà valutare l'incidenza e la compatibilità degli stessi con le caratteristiche tecnico-costruttive dell'opera.
- Si raccomanda di evitare rimaneggiamenti o deterioramento del terreno di fondazione prima della messa in opera delle fondazioni, al fine di evitare cedimenti o assestamenti non prevedibili. In ogni caso il piano di imposta delle fondazioni deve essere ad una profondità tale da superare lo strato di terreno di copertura, che cambia di volume per effetto della variazione di contenuto d'acqua capillare stagionale, sensibile alle azioni di gelo e disgelo.
- Si consiglia inoltre, durante le fasi di scavo, di verificare la successione lito-stratigrafica: nel caso siano presenti "lenti" litologiche di materiale con cattiva qualità geotecnica è opportuno approfondire il piano di posa delle fondazioni fino a raggiungere il sottostante orizzonte portante.
- Le fasi di scavo e successiva realizzazione delle fondazioni dovranno procedere senza soluzione di continuità e nel più breve tempo possibile per evitare dilavamento ed erosione nonché rammollimento del terreno di imposta delle fondazioni e delle superfici di scavo. Un'azione prolungata di dilavamento da parte delle acque piovane può infatti provocare uno scadimento delle caratteristiche geotecniche dei terreni in oggetto ed un comportamento diverso da quello previsto.
- In nessun caso i valori stimati (sia per le resistenze che per i cedimenti) potranno essere utilizzati per fondazioni poggianti su materiali di riporto o su livelli o lenti di materiali a caratteristiche geotecniche particolarmente scadenti o in presenza di terreno rimaneggiato dalle operazioni di scavo e/o di fenomeni di ristagno d'acqua al piano di posa.
- La posa in opera delle suddette tipologie fondali superficiali dovrà comunque avvenire previa regolarizzazione e protezione del piano di posa con getto di conglomerato magro, così da evitare un decadimento delle caratteristiche geomeccaniche per rilassamento.

Si ricorda che i valori della resistenza del terreno per carico unitario non sono da assumere come capacità portante in senso stretto dei terreni indagati, in quanto essa modifica il proprio valore in relazione alle caratteristiche progettuali, riferite soprattutto alla geometria, alle dimensioni delle fondazioni stesse ed alla loro profondità di imposta.

In fase esecutiva, dato il carattere puntuale dei dati forniti dalle indagini, sarà comunque opportuno verificare attentamente la rispondenza delle condizioni locali con le caratteristiche litologiche ed idrogeologiche indicate nella presente relazione; nel caso di mancata rispondenza si prescrive la sospensione dei lavori e la tempestiva comunicazione allo scrivente. Nell'eventualità anche le condizioni geotecniche e quindi di stabilità dei depositi dovranno essere rivedute e corrette.

In ogni caso occorrerà l'assistenza di un tecnico per la verifica in corso d'opera delle condizioni geologiche e geotecniche assunte in questa sede.

Pieve d'Olmi (CR), 05/12/2023

Il Tecnico

Dott. Geol. Luca Donato Piazza

Ordine dei Geologi della Lombardia n° 1380AP



ALLEGATI

(TABELLE E GRAFICI PROVE PENETROMETRICHE CPT1-2 ANNO 2022)

PROVA PENETROMETRICA STATICA

Committente: Studio Tecnico Comincini
Cantiere: CDR Comunale
Località: San Gervasio Bresciano (BS)

Caratteristiche Strumentali PAGANI TG 63 (200 kN)

Rif. Norme	ASTM D3441-86
Diametro Punta conica meccanica	35,7
Angolo di apertura punta	60
Area punta	10
Superficie manicotto	150
Passo letture (cm)	20
Costante di trasformazione Ct	10

PROVA CPT1

Strumento utilizzato:
 Prova eseguita in data:
 Profondità prova:
 Località:

PAGANI TG 63 (200 kN)
 26/10/2022
 10,00 mt - Falda 2,50 mt
 San Gervasio Bresciano (BS)

Profondità (m)	Lettura punta (Kg/cm ²)	Lettura laterale (Kg/cm ²)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	qc/fs Begemann	fs/qcx100 (Schmertmann)
0,20	49,0		49,1	1,2	40,9	2,4
0,40	57,0	75,0	57,1	0,8	71,4	1,4
0,60	49,0	61,0	49,1	1,2	40,9	2,4
0,80	73,0	91,0	73,1	1,3	57,7	1,7
1,00	59,0	78,0	59,1	1,7	34,1	2,9
1,20	36,0	62,0	36,3	1,7	21,8	4,6
1,40	33,0	58,0	33,3	1,6	20,8	4,8
1,60	31,0	55,0	31,3	1,7	18,8	5,3
1,80	62,0	87,0	62,3	1,8	34,6	2,9
2,00	57,0	84,0	57,3	1,3	43,0	2,3
2,20	73,0	93,0	73,4	1,8	40,8	2,5
2,40	96,0	123,0	96,4	1,7	55,6	1,8
2,60	97,0	123,0	97,4	2,0	48,7	2,1
2,80	88,0	118,0	88,4	2,0	44,2	2,3
3,00	118,0	148,0	118,4	1,7	71,0	1,4
3,20	81,0	106,0	81,6	1,5	55,6	1,8
3,40	36,0	58,0	36,6	0,5	68,6	1,5
3,60	8,0	16,0	8,6	1,3	6,7	14,8
3,80	27,0	46,0	27,6	0,7	41,3	2,4
4,00	14,0	24,0	14,6	1,7	8,4	11,9
4,20	92,0	118,0	92,7	1,8	51,5	1,9
4,40	114,0	141,0	114,7	1,6	71,7	1,4
4,60	71,0	95,0	71,7	1,5	46,8	2,1
4,80	70,0	93,0	70,7	1,6	44,2	2,3
5,00	63,0	87,0	63,7	1,5	43,4	2,3
5,20	40,0	62,0	40,8	1,3	32,2	3,1
5,40	38,0	57,0	38,8	1,1	34,3	2,9
5,60	34,0	51,0	34,8	1,2	29,0	3,4
5,80	49,0	67,0	49,8	1,1	44,0	2,3
6,00	56,0	73,0	56,8	1,3	44,9	2,2
6,20	47,0	66,0	48,0	1,3	37,9	2,6
6,40	32,0	51,0	33,0	1,1	29,1	3,4
6,60	41,0	58,0	42,0	1,1	39,3	2,5
6,80	58,0	74,0	59,0	1,1	52,0	1,9
7,00	57,0	74,0	58,0	1,7	34,8	2,9
7,20	68,0	93,0	69,1	1,2	57,6	1,7
7,40	56,0	74,0	57,1	1,3	45,1	2,2
7,60	64,0	83,0	65,1	1,3	51,4	1,9
7,80	39,0	58,0	40,1	1,1	35,4	2,8
8,00	35,0	52,0	36,1	1,1	31,9	3,1
8,20	25,0	42,0	26,2	1,0	26,2	3,8
8,40	22,0	37,0	23,2	1,3	18,3	5,5
8,60	51,0	70,0	52,2	1,6	32,7	3,1
8,80	89,0	113,0	90,2	1,5	58,9	1,7
9,00	87,0	110,0	88,2	1,5	60,2	1,7
9,20	93,0	115,0	94,4	1,5	61,6	1,6
9,40	45,0	68,0	46,4	1,3	36,6	2,7
9,60	57,0	76,0	58,4	1,7	33,7	3,0
9,80	77,0	103,0	78,4	1,5	53,4	1,9
10,00	92,0	114,0	93,4			

PROVA CPT₂

Strumento utilizzato:
Prova eseguita in data:
Profondità prova:
Località:

PAGANI TG 63 (200 kN)
26/10/2022
10,00 mt - Falda 2,80 mt
San Gervasio Bresciano (BS)

Profondità (m)	Lettura punta (Kg/cm ²)	Lettura laterale (Kg/cm ²)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	qc/fs Begemann	fs/qcx100 (Schmertmann)
0,20	38,0		38,1	1,2	31,8	3,1
0,40	42,0	60,0	42,1	1,1	38,3	2,6
0,60	31,0	47,0	31,1	0,8	38,9	2,6
0,80	23,0	35,0	23,1	1,5	15,4	6,5
1,00	38,0	60,0	38,1	1,1	34,6	2,9
1,20	52,0	68,0	52,3	1,7	30,8	3,3
1,40	92,0	118,0	92,3	1,4	65,9	1,5
1,60	77,0	98,0	77,3	0,9	85,9	1,2
1,80	31,0	44,0	31,3	0,9	34,8	2,9
2,00	25,0	38,0	25,3	0,8	31,6	3,2
2,20	24,0	36,0	24,4	0,7	34,9	2,9
2,40	22,0	32,0	22,4	1,0	22,4	4,5
2,60	40,0	55,0	40,4	1,4	28,9	3,5
2,80	85,0	106,0	85,4	1,8	47,4	2,1
3,00	94,0	121,0	94,4	2,0	47,2	2,1
3,20	114,0	144,0	114,6	1,9	60,3	1,7
3,40	110,0	138,0	110,6	1,9	58,2	1,7
3,60	109,0	137,0	109,6	1,1	99,6	1,0
3,80	20,0	36,0	20,6	0,3	68,7	1,5
4,00	6,0	11,0	6,6	0,3	22,0	4,5
4,20	4,0	8,0	4,7	0,2	23,5	4,3
4,40	4,0	7,0	4,7	0,2	23,5	4,3
4,60	3,0	6,0	3,7	1,6	2,3	43,2
4,80	63,0	87,0	63,7	1,6	39,8	2,5
5,00	82,0	106,0	82,7	1,7	48,6	2,1
5,20	49,0	75,0	49,8	1,7	29,3	3,4
5,40	78,0	103,0	78,8	1,6	49,3	2,0
5,60	74,0	98,0	74,8	1,9	39,4	2,5
5,80	107,0	136,0	107,8	1,9	56,7	1,8
6,00	55,0	83,0	55,8	1,0	55,8	1,8
6,20	45,0	60,0	46,0	1,1	41,8	2,4
6,40	40,0	56,0	41,0	1,4	29,3	3,4
6,60	54,0	75,0	55,0	1,7	32,4	3,1
6,80	60,0	85,0	61,0	1,2	50,8	2,0
7,00	55,0	73,0	56,0	1,7	32,9	3,0
7,20	56,0	81,0	57,1	1,2	47,6	2,1
7,40	66,0	84,0	67,1	1,1	61,0	1,6
7,60	35,0	51,0	36,1	1,1	32,8	3,0
7,80	33,0	50,0	34,1	1,1	31,0	3,2
8,00	27,0	43,0	28,1	1,3	21,6	4,6
8,20	37,0	56,0	38,2	1,3	29,4	3,4
8,40	50,0	70,0	51,2	1,3	39,4	2,5
8,60	62,0	82,0	63,2	1,5	42,1	2,4
8,80	84,0	107,0	85,2	1,6	53,3	1,9
9,00	78,0	102,0	79,2	1,5	52,8	1,9
9,20	59,0	81,0	60,4	1,5	40,3	2,5
9,40	82,0	104,0	83,4	1,3	64,2	1,6
9,60	61,0	81,0	62,4	1,6	39,0	2,6
9,80	70,0	94,0	71,4	1,5	47,6	2,1
10,00	82,0	105,0	83,4			

