

COMUNE DI LODI (LO)

RELAZIONE GEOLOGICA (R1–R3)

RELAZIONE GEOTECNICA (R2)

AI SENSI DELLA D.G.R. N. IX/2616 DEL 30.11.2011 E DEL D.M. 17.01.2018

SCUOLA ELEMENTARE “PEZZANI” – Via Papa Giovanni XXIII, 13
Realizzazione edificio mensa

IL COMMITTENTE:

CITTA' DI LODI

Direzione Organizzativa 3–Servizi Tecnici
Piazza Broletto, 1
26900 LODI

IL GEOLOGO:

Dott. Geol. Viganò Giovanni



INDICE

1. PREMESSA E NORMATIVE DI RIFERIMENTO	1
2. VINCOLI GEOLOGICI, IDROGEOLOGICI E IDRAULICI	5
3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO, GEOMORFOLOGICO E IDROGEOLOGICO DEL SITO	7
3.1 <i>Geologia e geomorfologia</i>	
3.2 <i>Idrogeologia</i>	
4. INDAGINE GEOFISICA IN SITO	10
4.1 <i>Generalità</i>	
4.2 <i>Prove per la definizione della V_{seq} (RE.MI e MASW)</i>	
4.3 <i>Strumentazione utilizzata</i>	
4.4 <i>"Masw" (Multichannel Analysis of Surface Waves)</i>	
4.5 <i>"Re.mi." (Refraction microtremor)</i>	
4.6 <i>Misura dei rapporti spettrali HVSR-Horizontal to Vertical Spectral Ratio (Ipotesi di Nakamura)</i>	
4.6.1 <i>Strumentazione utilizzata e modalità di acquisizione</i>	
4.6.2 <i>Elaborazione ed analisi dei dati</i>	
5. MODELLO SISMICO E PARAMETRI DINAMICI DEL SOTOSUOLO.....	19
6. PERICOLOSITA' SISMICA	20
6.1. <i>Premessa</i>	
6.2. <i>Zone sismogenetiche</i>	
6.3. <i>Sorgenti sismogenetiche individuali/composite</i>	
6.4. <i>Sismicità storica</i>	
6.5. <i>Quadro normativo e classificazione sismica dell'area</i>	
6.6. <i>Pericolosità sismica locale</i>	
7. VALUTAZIONE DEL FATTORE DI AMPLIFICAZIONE SISMICA LOCALE AI SENSI DELLA D.G.R. N. IX/2616 DEL 30.11.2011 (APPROFONDIMENTO SISMICO DI II° LIVELLO)	30
8. VALUTAZIONE DELL'ACCELERAZIONE SISMICA MASSIMA DEL SITO	35
9. INDAGINE GEOTECNICA IN SITO	37
10. MODELLO GEOTECNICO DEL SOTTOSUOLO	40
11. RESISTENZA DI PROGETTO DEL SISTEMA GEOTECNICO FONDAZIONE SUPERFICIALE AGLI STATI LIMITE ULTIMI SLU E DI ESERCIZIO SLE.....	42
11.1 <i>Verifica nei confronti degli stati limite ultimi (SLU)</i>	
11.2 <i>Verifica agli stati limite di esercizio (SLE)</i>	
12. MODULO DI REAZIONE TERRENO-STRUTTURA.....	45
13. VERIFICA DI STABILITA' DEL SITO NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE	46
13.1 <i>Premessa</i>	
13.2 <i>Metodologia di verifica</i>	
14. CONCLUSIONI ED INDICAZIONI PROGETTUALI	49

ALLEGATI

- Allegato 1 PROVA SISMICA SUPERFICIALE MASW/RE.MI.
Allegato 2 RISULTATI PROVA HVSR

- Allegato 3 RISULTATI PROVE PENETROMETRICHE STATICHE CPT
- Allegato 4 MODULO 9-DICHIARAZIONE/ASSEVERAZIONE DEL GEOLOGO DI CONGRUITA' DEI CONTENUTI DELLA RELAZIONE GEOLOGICA AI REQUISITI RICHIESTI DAL PARAGRAFO 6.2.1 NTC/2018 E/O DALLA D.G.R. 2616/2011
- Allegato 5 MODULO 10-DICHIARAZIONE/ASSEVERAZIONE DELL'ESTENSORE DELLA RELAZIONE GEOTECNICA DI CONGRUITA' DEI CONTENUTI DELLA RELAZIONE GEOTECNICA AI REQUISITI RICHIESTI DAL PARAGRAFO 6.2.2 DELLE NTC/2018

1. PREMESSA E NORMATIVE DI RIFERIMENTO

La presente relazione è finalizzata a definire gli elementi geologici, geotecnici e sismici ai sensi della D.G.R. n.IX/2616 del 30.11.2011 e del D.M. 17.01.2018 per la realizzazione di un edificio mensa a servizio della Scuola elementare "Pezzani" ubicata nella città di Lodi in via Papa Giovanni XXIII, 13 (*cfr.* Fig.1÷3 e Foto 1). Come visualizzato negli elaborati progettuali, a cui si rimanda per maggiori dettagli, il nuovo fabbricato a pianta rettangolare di dimensioni 17.00x23.50 m (*cfr.* Fig.4÷5) è costituito da un solo piano fuori terra e sarà realizzato in adiacenza al lato sud della palestra. Le fondazioni saranno rappresentate da una platea in c.a. di dimensioni BxL=17x26 m impostata ad una profondità di 1.20 m da piano campagna. Il rapporto è stato redatto con riferimento alle seguenti normative:

- D.M. 14 gennaio 2008-*Nuove norme tecniche per le costruzioni*
- D.M. 17 gennaio 2018-*Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni*
- Circolare 2 febbraio 2009 n.617 C.S.LL.PP.-*Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008*
- Circolare 21 gennaio 2019 n.7 C.S.LL.PP.-*Istruzioni per l'applicazione dell'“Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni” di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018*
- OPCM n.3274 del 20 marzo 2003-*Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zone sismiche* OPCM n.3519 del 28 aprile 2006-*Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle stesse zone*
- L.R. n.33 del 12 ottobre 2015-*Disposizioni in materia di opere o di costruzioni e relativa vigilanza in zone sismiche*

Fig.1-Foto aerea

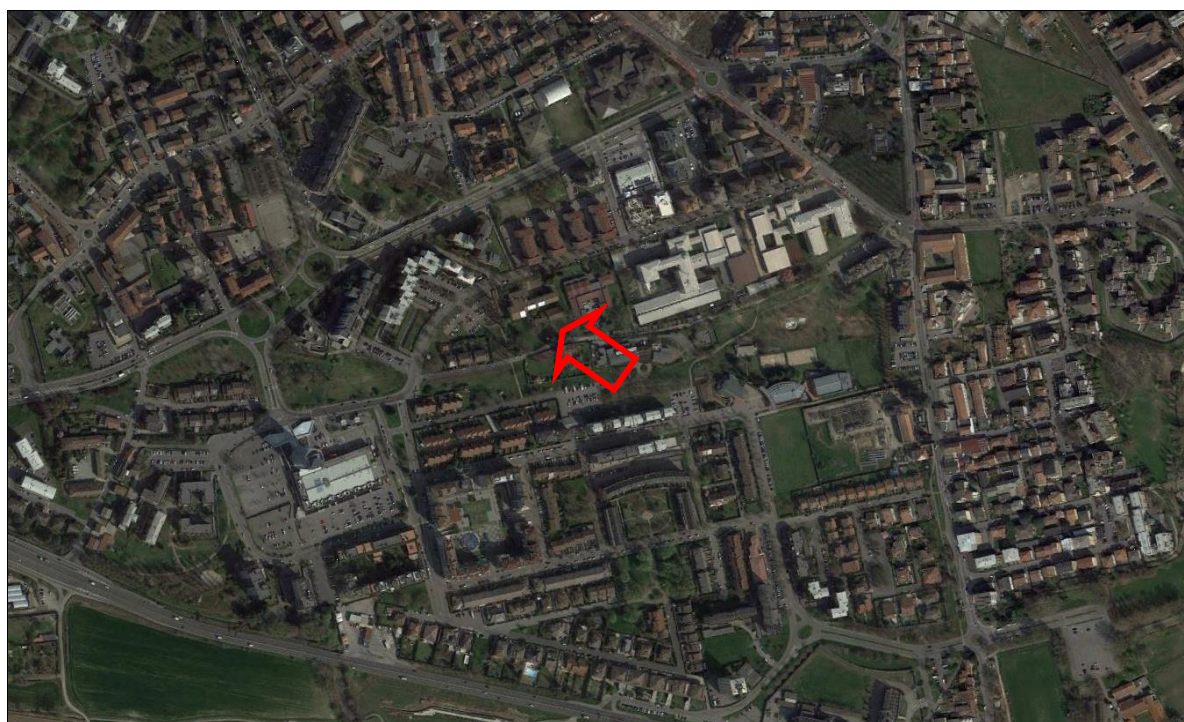


Fig.2-Corografia: stralcio CTR sezione B7e1

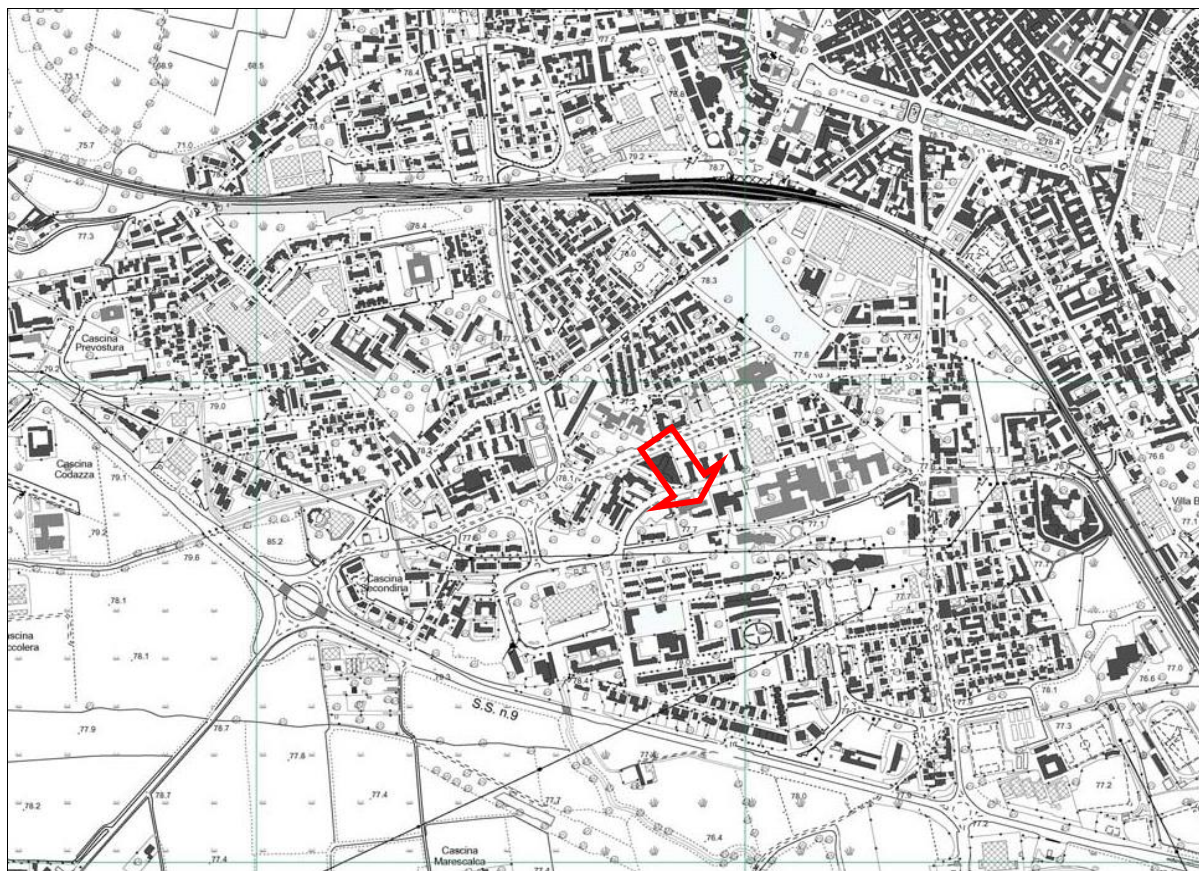


Fig.3-Particolare foto aerea



Foto 1-Panoramica da sud-est



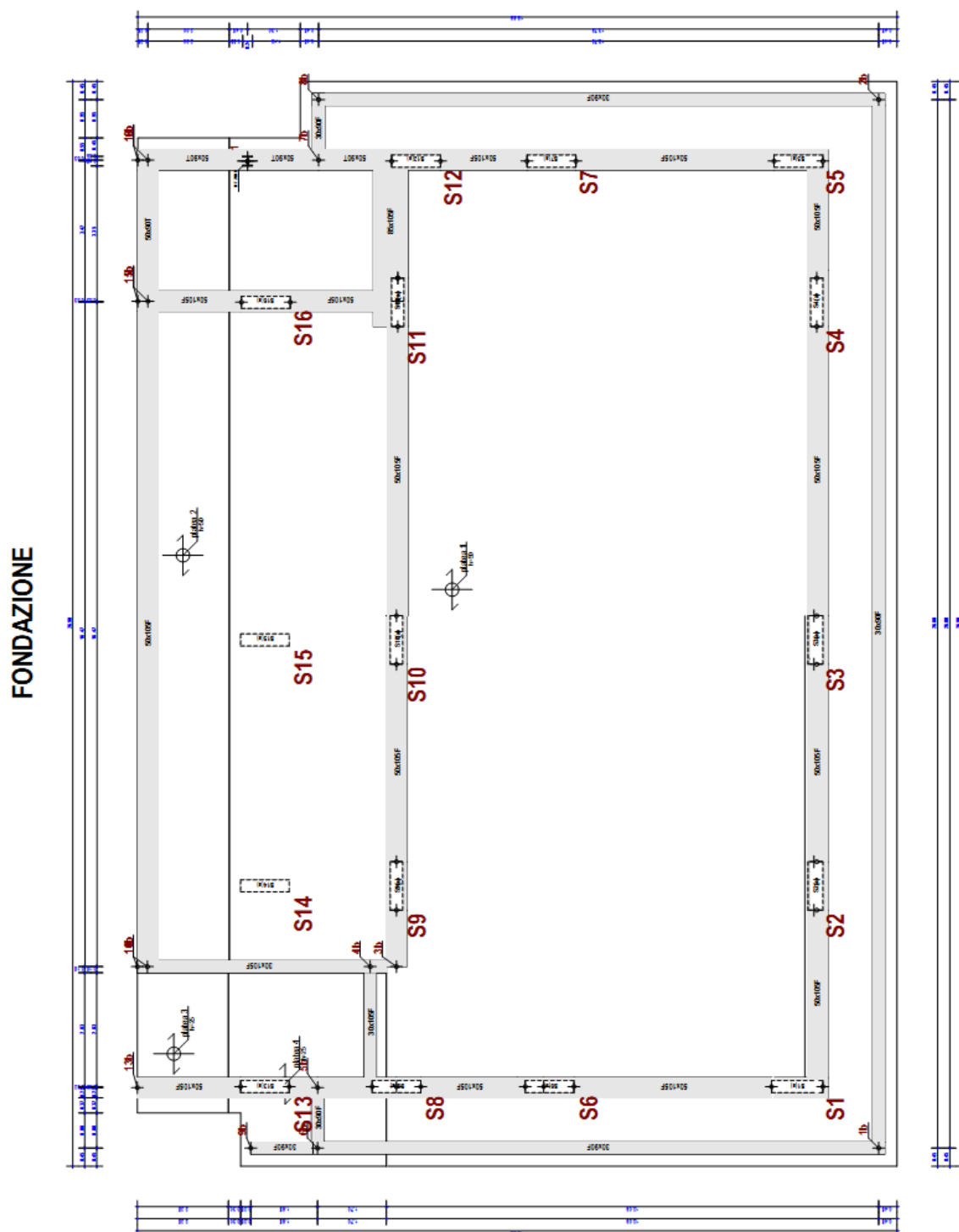
- D.g.r. n. X/2129 dell'11 Luglio 2014-Aggiornamento delle Zone sismiche in regione Lombardia (L.r. 1/2000, art.3, c.108, lett. d)
- D.G.R. n.X/5001 del 30 marzo 2016-Approvazione delle linee di indirizzo e coordinamento per l'esercizio delle funzioni trasferite ai comuni in materia sismica (artt. 3, comma 1, e 13, comma 1, della l.r. 33/2015)
- D.P.R. n.380 del 6 giugno 2001-Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia
- D.G.R. n.IX/2616 del 30 novembre 2011-Aggiornamento dei "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", approvati con d.g.r. 22 dicembre 2005, n.8/1566 e successivamente modificati con d.g.r. 28 maggio 2008, n.8/7374.
- D.G.R. n.X/6738 del 19 giugno 2017-"Disposizioni regionali concernenti l'attuazione del Piano di Gestione dei Rischi di Alluvione (PGRA) nel settore urbanistico e di pianificazione dell'emergenza, ai sensi dell'art.58 delle norme di attuazione del Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico (PAI) del bacino del fiume Po così come integrate dalla variante adottata in data 7 dicembre 2016 con deliberazione n.5 dal comitato istituzionale dell'Autorità di Bacino del fiume Po
- Norme Tecniche di Attuazione Componente geologica, idrogeologica e sismica del PGT

Il modello geologico e geotecnico del sottosuolo è stato definito con l'esecuzione di tre prove penetrometriche statiche CPT (*Cone Penetration Test*) in data 17.11.2022. Il modello sismo-stratigrafico del sottosuolo è stato valutato mediante l'esecuzione di una prova geofisica tipo Re.mi./Masw in data 17.11.2022, mentre la frequenza di vibrazione fondamentale del terreno propria del sito attraverso la misura dei rapporti spettrali HVSR o metodo di Nakamura. Le suddette indagini sono state integrate con i risultati di indagini geotecniche analoghe realizzate nella città di Lodi in prossimità dell'area in esame e con i dati riportati in bibliografia:

➤ *Componente geologica, geotecnica e sismica comunale di Lodi*

- Piano Cave della Provincia di Lodi
- Carta geologica d'Italia scala 1:100.000, Fg.60 Piacenza
- Geoportale Regione Lombardia.

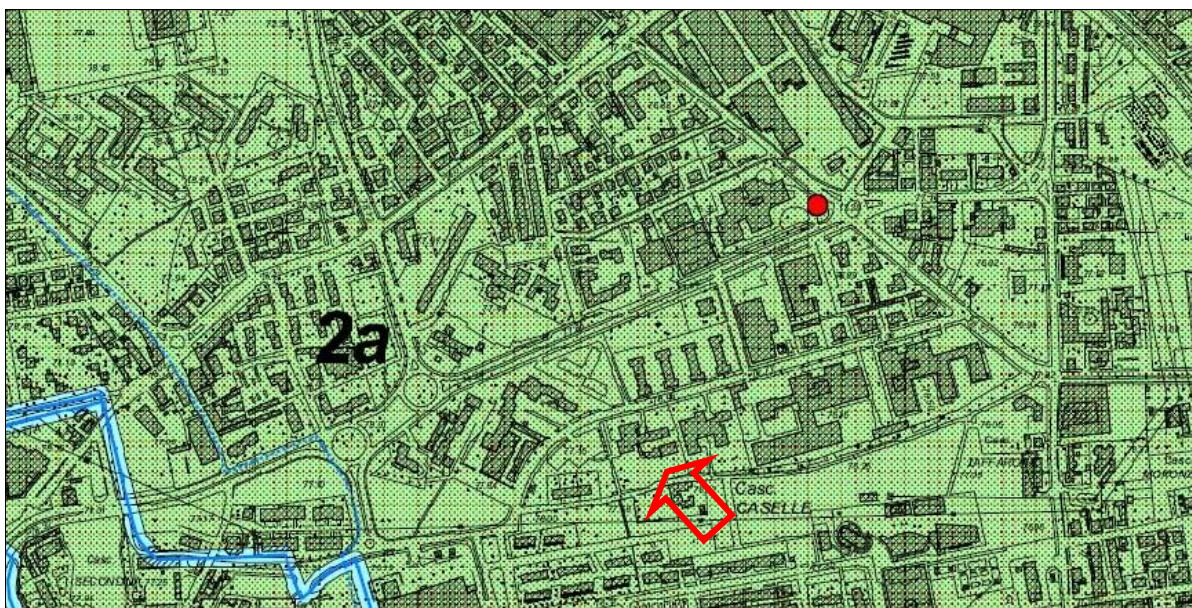
Fig.4-Planimetria di progetto



2. VINCOLI GEOLOGICI, IDROGEOLOGICI E IDRAULICI

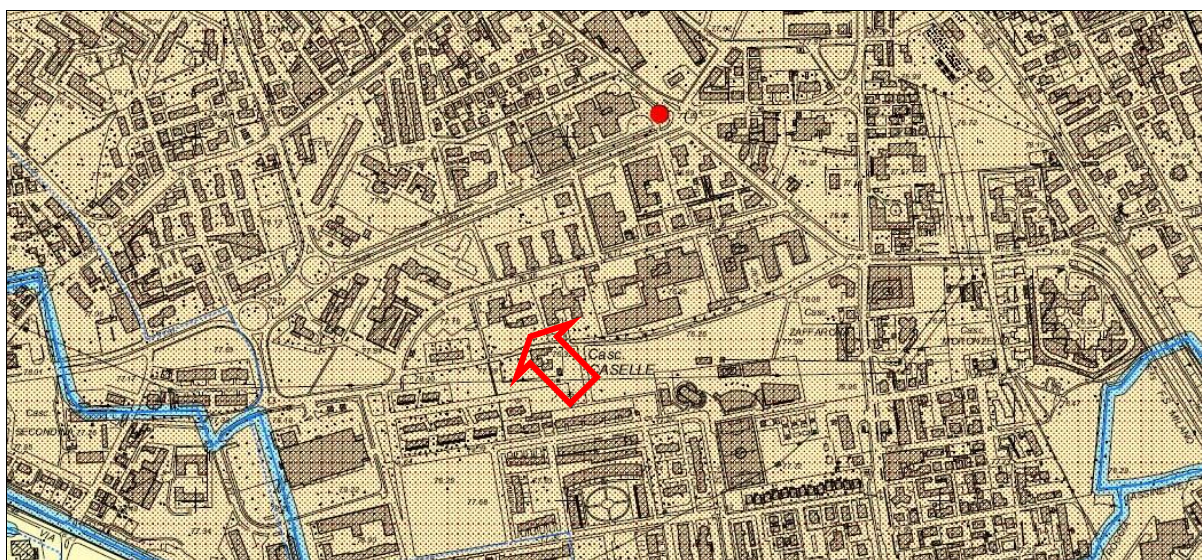
Nella "Componente geologica, idrogeologica e sismica" del territorio comunale redatta a supporto del PGT, come indicato nell'All.9b-3-Carta della fattibilità geologica e delle azioni di piano (cfr. Fig.5) l'area in esame ricade nelle "Classe 2a-Fattibilità con modeste limitazioni", dove non sussistono particolari controindicazioni di carattere geologico-geotecnico all'urbanizzazione, salvo il rispetto delle disposizioni di cui al D.M.17.01.2018.

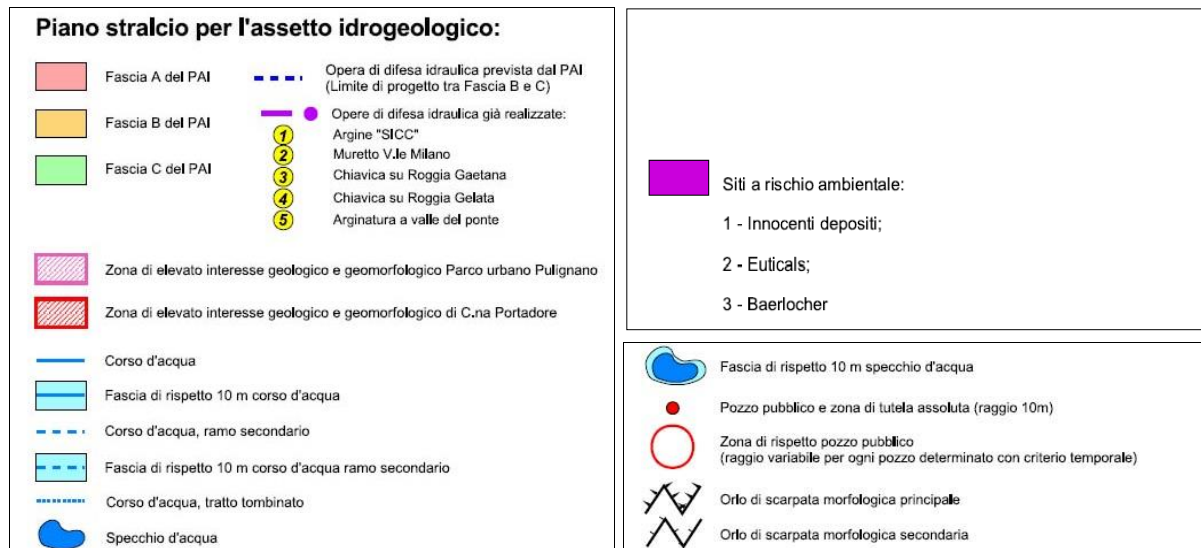
Fig.5-Componente geologica, idrogeologica e sismica PGT: stralcio Carta di fattibilità geologica



Con riferimento all.5B-3-Carta dei vincoli (cfr. Fig.6) l'area non è soggetta a rischio idraulico, non interferisce con le zone di rispetto dei pozzi ad uso idropotabile e con le zone di pertinenza idraulica dei corsi d'acqua appartenenti al reticolo idrografico minore.

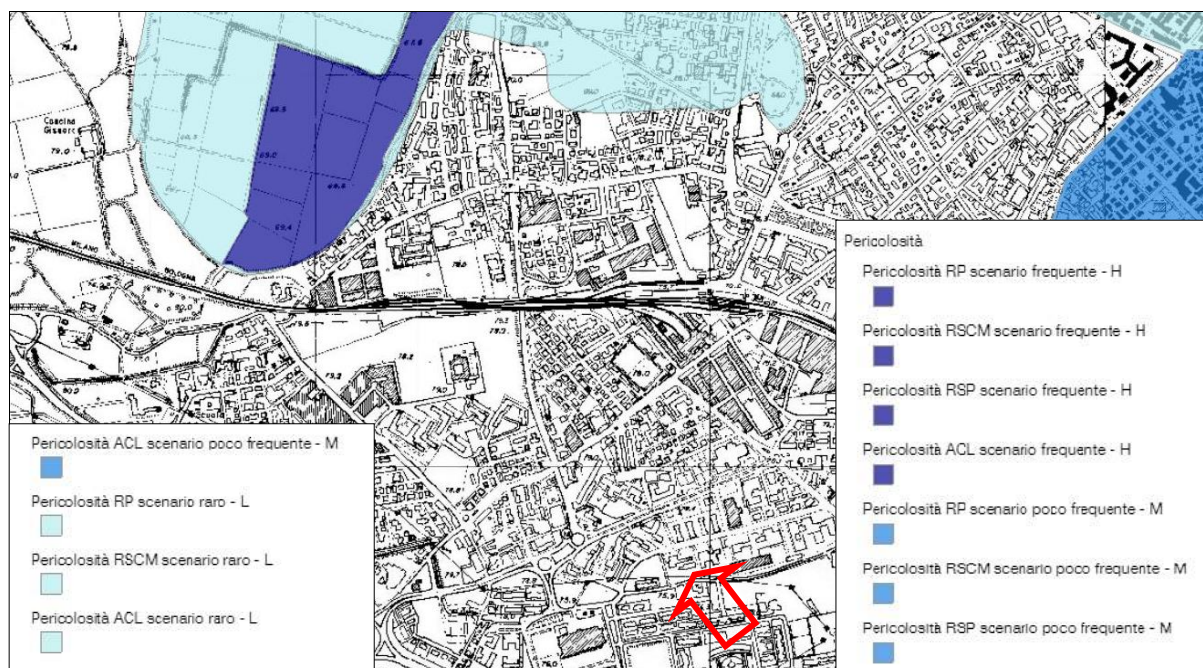
Fig.6-Componente geologica, idrogeologica e sismica del PGT-Stralcio Carta dei vincoli





Anche le mappe delle *aree allagabili* definite nel *Piano di Gestione del Rischio di Alluvioni* (PGRA), predisposto in attuazione del D.lgs. 49/2010 di recepimento della Direttiva 2007/60/CE (cosiddetta "*Direttiva Alluvioni*"), indicano che la zona interessata dall'intervento edilizio non è soggetta a rischio idraulico (cfr.Fig.7). Le mappe di pericolosità e rischio contenute nel PGRA rappresentano un aggiornamento e integrazione del quadro conoscitivo rappresentato negli elaborati del PAI in quanto aggiornano la delimitazione delle aree allagabili dei corsi d'acqua già interessati dalle delimitazioni delle fasce fluviali nel PAI e classificano gli elementi esposti ricadenti entro le aree allagabili in quattro gradi di rischio crescente (da R1, rischio moderato a R4, rischio molto elevato).

Fig.7-Stralcio Mappa delle aree allagabili PGRA

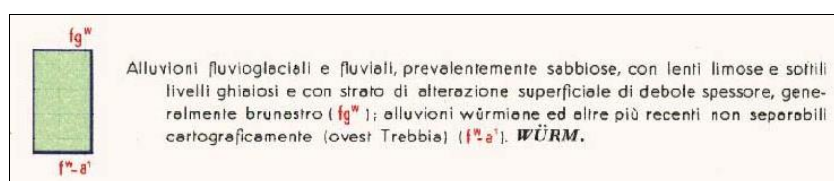
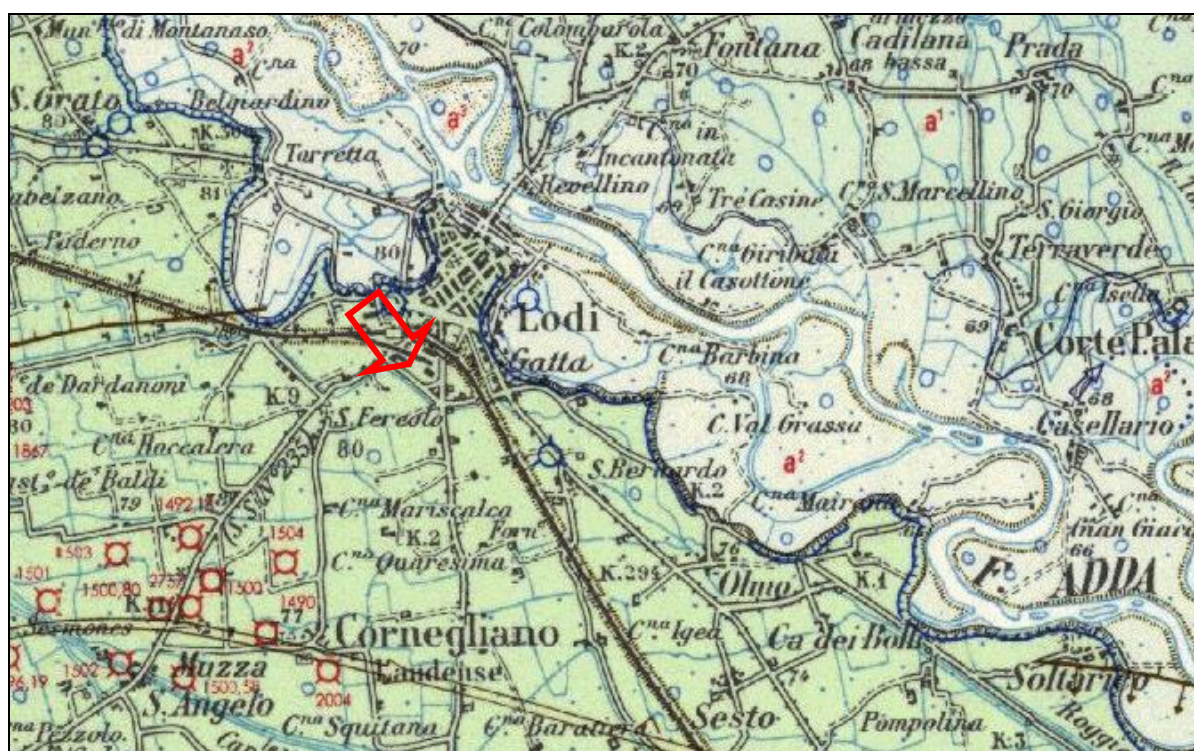


3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO, GEOMORFOLOGICO E IDROGEOLOGICO DEL SITO

3.1 Geologia e geomorfologia

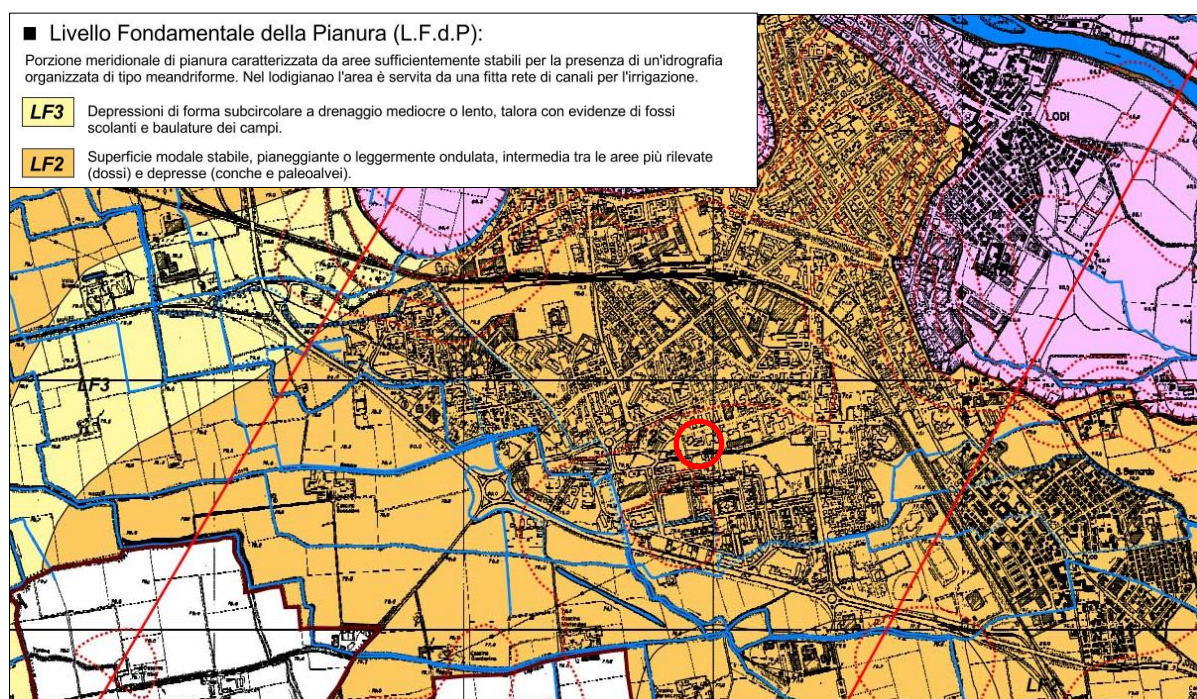
Il contesto geologico generale in cui si inserisce l'area in oggetto è stato desunto dall'esame del Foglio 60 Piacenza della Carta Geologica D'Italia, alla scala 1:100.000 (cfr. Fig.8). La zona in esame è modellata nel *Ripiano Fondamentale della Pianura Padana* costituito da depositi quaternari antichi di origine fluvioglaciale ed alluvionale indicati come "Fluviale o Diluvium recente"-**Fg^w**. Si tratta complessivamente di depositi alluvionali variamente alternati sia in senso verticale che orizzontale costituiti prevalentemente da sabbie, sabbie limose e sabbie ghiaiose con discontinue intercalazioni di orizzonti, spesso lenticolari, granulometricamente più fini. In superficie essi sono generalmente ricoperti da una coltre limoso sabbiosa argillosa con spessore variabile.

Fig.8-Carta geologica d'Italia, Fg.60 Piacenza



Nell'All.1A-Carta geologica e geomorfologica della Componente geologica, idrogeologica e sismica del PGT (cfr. Fig.9) geomorfologicamente l'area appartiene al Livello Fondamentale della Pianura ossia alla porzione meridionale della pianura caratterizzata da aree sufficientemente stabili per la presenza di un'idrografia organizzata di tipo meandriforme. Più precisamente interessa la zona indicata con la sigla LF2: superfici modali stabili, pianeggiante o leggermente ondulata, intermedia tra le aree più rilevate (dossi) e quelle depresse (conche e paleoalvei).

Fig.9-Studio geologico allegato al PGT: stralcio Carta geologica e geomorfologica



3.2 Idrogeologia

Per quanto riguarda l'assetto idrogeologico con riferimento ai dati in possesso ed in particolare alle stratigrafie dei pozzi idrici, il sottosuolo della città di Lodi può essere suddiviso in due litozone principali:

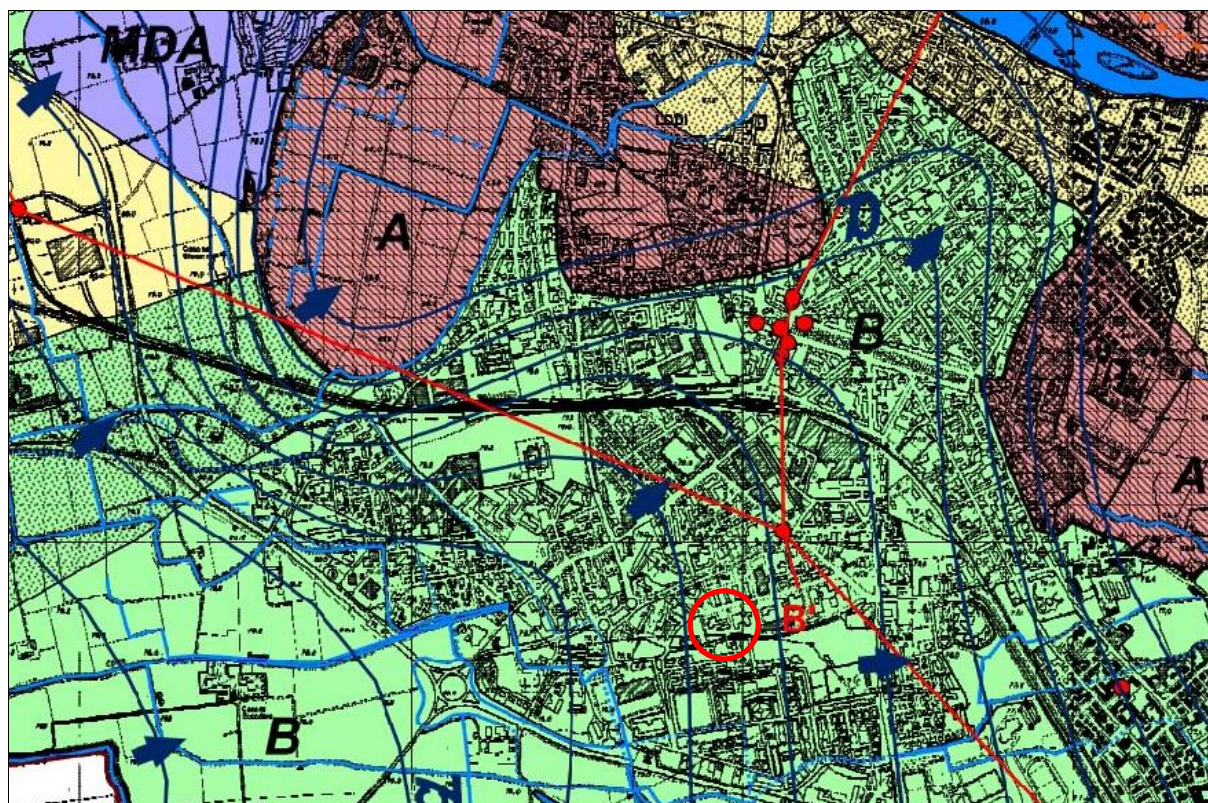
Litozona sabbioso-ghiaiosa superficiale: si estende dalla superficie fino a profondità variabili da 40÷50 a 60 m; è costituita da ghiaie e sabbie prevalenti con locali e discontinue intercalazioni di terreni più fini (limi e argille) ed è sede di un acquifero omogeneo di tipo freatico. I depositi fini si trovano prevalentemente entro i primi 5÷8 m di profondità dal piano campagna.

Litozona limoso sabbioso argillosa profonda: è caratterizzata da depositi a dominante argilloso-limosa, impermeabili o semipermeabili, con intercalazioni irregolari e discontinue di orizzonti sabbiosi e ghiaiosi. All'interno dei livelli porosi permeabili sono presenti falde di tipo confinato con potenzialità idrica variabile in funzione dell'estensione areale e dello spessore degli stessi. In questi ultimi decenni la suddetta litozona è sfruttata ad uso idropotabile.

Trascurando la litozona profonda, nella città di Lodi l'andamento e la soggiacenza della superficie freatica nella litozona superficiale sono direttamente influenzati dall'azione drenante del F. Adda e dalla morfologia. I due elementi dominanti che determinano l'assetto della superficie freatica sono infatti la convergenza verso l'asta fluviale e la direttrice regionale di flusso sotterraneo (in questo settore di pianura allineata da NNO a SSE), nonché la presenza di terrazzi fluviali. La soggiacenza varia infatti notevolmente da un settore morfologico all'altro a causa della differente quota delle zone e della distanza dalla scarpata. Nel caso specifico la falda presenta una direzione da W verso E, ossia verso l'asse drenante del F.Adda e, sulla base di quanto indicato nello *Studio geologico* a supporto del PGT e nel *Piano Cave della Provincia di Lodi*, è caratterizzata da una soggiacenza maggiore di 3÷5 m dal piano campagna (cfr. Fig.10).

Durante l'esecuzione delle prove penetrometriche in data 17/11/2022 spinte sino alla profondità di 11.80 m dal p.c. la falda è stata intercettata alla profondità di 6.30 m da piano campagna.

Fig.10-Studio geologico allegato al PGT: stralcio Carta idrogeologica



Classi di permeabilità (m/s):

- A** ALTA ($10^{-4} < k < 10^{-3}$)
- MDA** MEDIO-ALTA ($10^{-5} < k < 10^{-4}$)
- MDB** MEDIO-BASSA ($10^{-7} < k < 10^{-6}$)
- B** BASSA ($10^{-8} < k < 10^{-7}$)

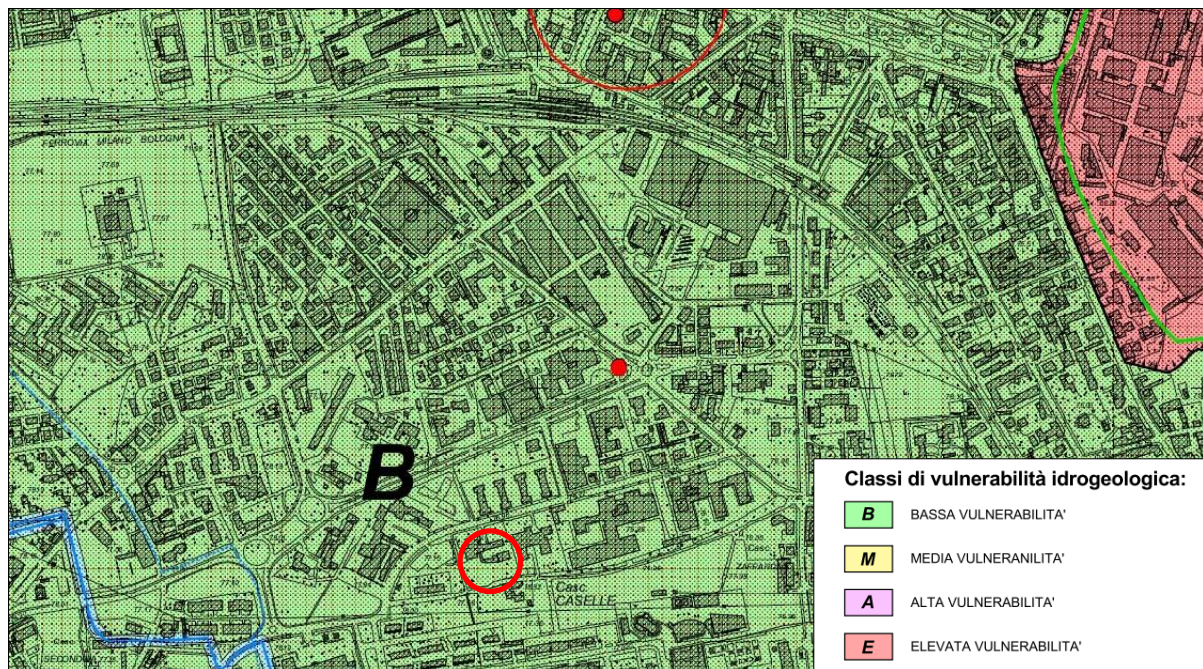
Soggiacenza media della falda superficiale in m da p.c.:

- < 1.50 m
- 1.50 - 3.00 m
- > 3.00 m

- Isofreatica con quota in m s.l.m.
- Direzione flusso falda freatica
- Asse drenante
- Pozzo pubblico
- Specchio d'acqua
- Corso d'acqua
- Corso d'acqua, ramo secondario
- Corso d'acqua, tratto tombinato
- Orlo di scarpata morfologica principale
- Orlo di scarpata morfologica secondaria

Con riferimento all'All.8B-3 Carta di sintesi della Componente geologica del PGT (cfr. Fig.11) nel settore interessato dall'intervento edilizio l'acquifero è caratterizzato da una bassa vulnerabilità agli inquinamenti di origine superficiale sia per la non superficialità della falda che per la presenza al suo tetto di terreni limoso sabbioso argillosi, limoso argillosi ed argilloso limosi poco permeabili.

Fig.11-Studio geologico allegato al PGT: stralcio Carta di sintesi



4. INDAGINE GEOFISICA IN SITO

4.1 Generalità

Per la definizione delle caratteristiche sismiche del terreno di fondazione ossia del profilo stratigrafico secondo le categorie previste dalle NTC/18 attraverso la valutazione della V_{se} è stata eseguita in data 17.11.2022 una prova sismica condotta con due metodologie che possono essere considerate complementari:

- RE.MI - Refraction Microtremor
- MASW - Multichannel Analysis of Surface Waves

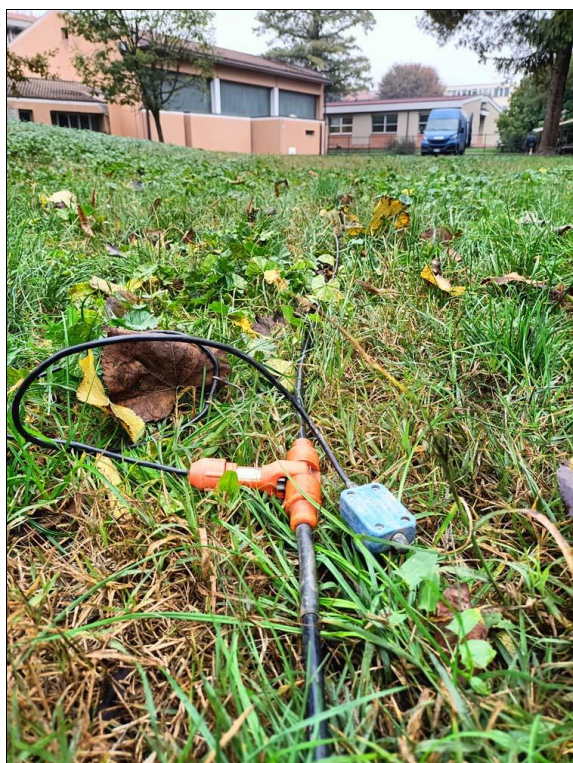
La valutazione della frequenza di vibrazione fondamentale del terreno è stata effettuata utilizzando il metodo dei rapporti spettrali HVSR (*Horizontal to Vertical Spectral Ratio*) o metodo di Nakamura eseguendo sempre in data 17.11.2022 due prove HVSR.

4.2 Prove per la definizione della V_{se} (RE.MI e MASW)

La metodologia Re.mi. è una tecnica "passiva" in quanto si basa sulla registrazione del rumore sismico indotto dalle attività antropiche (traffico, fabbriche ecc.). E' adatta in ambienti fortemente antropizzati e consente elevate profondità di indagine, anche in presenza di terreni con bassa velocità delle onde di taglio (v_s), per la capacità di campionare basse frequenze. Al contrario non è adatta in ambienti poco "rumorosi" e vi è la possibilità di sovrastimare i valori di v_s in presenza di rumore fortemente direzionale non ortogonale allo stendimento sismico. Viceversa la metodologia MASW è una tecnica "attiva" in quanto si basa sulla registrazione del segnale sismico indotto da una massa battente.

E' adatta in ambienti "non rumorosi" ed è caratterizzata da una buona capacità di definizione dei valori di v_s , soprattutto per quanto riguarda gli orizzonti più superficiali (primi 20÷30m). E' invece poco adatta in ambienti fortemente antropizzati e rumorosi, consente limitate profondità di indagine in presenza di terreni con bassa velocità delle onde di taglio (v_s). Difficilmente, prima di realizzare l'indagine, è possibile valutare qual è la tecnica che può fornire i risultati migliori, quindi in campagna si procede con la realizzazione di entrambe le tecniche, e solo dopo, in fase di elaborazione, saranno confrontati ed eventualmente combinati, gli spettri di velocità di fase ottenuti con le due tecniche. In generale, utilizzando le due metodologie in modo "combinato", sarà dunque possibile ottenere un buon dettaglio superficiale e una maggior profondità d'indagine. L'ubicazione dello stendimento è visualizzata nella foto 1.

Foto 2 e 3-Ubicazione stendimento sismico



4.3 Strumentazione utilizzata

Il "Geode" è un sismografo modulare a 24 bit (*cfr.* Fig.12) che rappresenta l'ultima frontiera dei sistemi di registrazione sismica combinando il meglio dei tradizionali sismografi Geometrics con la flessibilità di un sistema distribuito. Geode è un sismografo ad elevata dinamica (144 dB di range dinamico totale-105 dB istantanei a 2 msec di campionamento). Grazie all'ampia banda d'ingresso (1.75÷20 kHz, con velocità di campionamento da 0.02 msec a 16 msec), esso è perfettamente idoneo per un'ampia gamma di applicazioni: sismica a rifrazione, sismica a riflessione (anche ad altissima risoluzione), monitoraggio di vibrazioni, applicazioni sismologiche, downhole e VSP. In acquisizione sono disponibili tutte le funzioni di filtri, pre-amplificazione, line-test e instrument-test, tipiche dei sistemi di registrazioni evoluti. Più precisamente l'attrezzatura utilizzata è composta da:

- Sismografo modulare Geode 3-1000+ canali

- Massa battente da 10 Kg
- Piastra di battuta in alluminio 15x15x2,5cm
- Batteria ricaricabile 12 V
- Cavo per sismica a rifrazione stranded, 130 m con 24 takeouts SPT-21 a 5 metri di intervallo e due code da 7.5 m l'una terminate con connettore Bendix 61S
- Geofoni GS20DX, 4.5 Hz verticali, 395 Ohm con puntale da 3" ed 1,5 m di cavo terminato con mueller clip singola MC-20-SP
- Computer portatile ACER

Fig.12-Sismografo geode collegato al pc



4.4 "Masw" (Multichannel Analysis of Surface Waves)

Il metodo Masw è una tecnica di indagine non invasiva (non è necessario eseguire perforazioni o scavi e ciò limita i costi), che individua il profilo di velocità delle onde di taglio verticali v_s , basandosi sulla misura delle onde superficiali fatta in corrispondenza di diversi sensori (accelerometri o geofoni) posti sulla superficie del suolo. Il contributo predominante alle onde superficiali è dato dalle onde di Rayleigh, che viaggiano con una velocità correlata alla rigidezza della porzione di terreno interessata dalla propagazione delle onde. In un mezzo stratificato le onde di Rayleigh sono dispersive, cioè onde con diverse lunghezze d'onda si propagano con diverse velocità di fase e velocità di gruppo (Achenbach, J.D., 1999, Aki, K. and Richards, P.G., 1980) o detto in maniera equivalente la velocità di fase (o di gruppo) apparente delle onde di Rayleigh dipende dalla frequenza di propagazione.

La natura dispersiva delle onde superficiali è correlabile al fatto che onde ad alta frequenza con lunghezza d'onda corta si propagano negli strati più superficiali e quindi danno informazioni sulla parte più superficiale del suolo, invece onde a bassa frequenza si propagano negli strati più profondi e quindi interessano gli strati più profondi. Le onde superficiali generate in un punto sulla superficie del suolo sono misurate lungo uno stendimento lineare di sensori. Il metodo consente generalmente di ottenere una velocità di fase (o curva di dispersione) sperimentale apparente, nel range di frequenze compreso tra 5Hz e 70Hz, quindi dà informazioni sulla parte più superficiale del suolo, sui primi 20÷30 m, in funzione della rigidezza del suolo. L'elaborazione dei dati con il metodo MASW prevede tre fasi di lavoro:

1. *la prima fase prevede il calcolo della spettro di velocità di fase apparente relativo ai sismogrammi registrati*

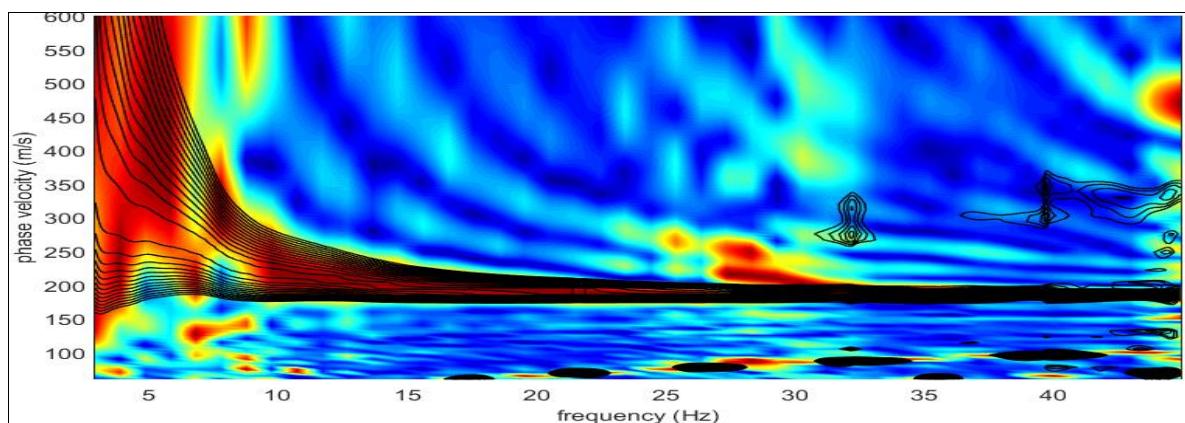
2. la seconda fase consiste nell'estrapolare dallo spettro di velocità la curva di dispersione sperimentale
3. la terza ed ultima fase consiste nell'individuazione del profilo di velocità delle onde di taglio verticali v_s , modificando opportunamente lo spessore h , le velocità delle onde di taglio V_s e di compressione v_p (o in maniera alternativa alle velocità v_p è possibile assegnare il coefficiente di Poisson), la densità di massa degli strati che costituiscono il modello del suolo, fino a raggiungere una sovrapposizione ottimale tra la curva di dispersione sperimentale e la curva di dispersione teorica corrispondente al modello di suolo assegnato.

Il modello di suolo e quindi il profilo di velocità delle onde di taglio verticali possono essere individuati con procedura manuale o con procedura automatica o con una combinazione delle due. Generalmente si assegnano il numero di strati del modello, il coefficiente di Poisson, la densità di massa e si variano lo spessore h e la velocità v_s degli strati. Nella procedura manuale l'utente assegna per tentativi diversi valori delle velocità v_s e degli spessori h , cercando di avvicinare la curva di dispersione numerica alla curva di dispersione sperimentale. Nella procedura automatica la ricerca del profilo di velocità ottimale è affidata ad un algoritmo di ricerca globale o locale che cerca di minimizzare l'errore tra la curva sperimentale e la curva numerica. In genere quando l'errore relativo, tra curva sperimentale e curva numerica è compreso tra il 5% e il 10% si ha un soddisfacente accordo tra le due curve e il profilo di velocità delle onde di taglio v_s e quindi il tipo di suolo sismico conseguente rappresentano una soluzione valida da un punto di vista ingegneristico.

Per quanto riguarda le modalità esecutive della prova è stato utilizzato uno stendimento costituito da un allineamento di 14 geofoni spazati di 5 m. La lunghezza delle registrazioni è stata di 1 sec, con un passo di campionamento di 0.250 ms. L'energizzazione, realizzata a distanze di 5 e 10 m dal primo geofono è stata ottenuta con una massa battente di 10 Kg.

Il software utilizzato per l'elaborazione dei dati è il "winMASW" Academy della EliaSoft. In una prima fase è stato calcolato lo spettro velocità di fase-frequenza del sito. In una seconda fase, dopo aver ricostruito il modello di velocità che meglio corrisponde allo spettro sperimentale, si è proceduto all' "inversione" dell'intero spettro (*approccio full velocity spectrum*), che ha consentito di determinare il profilo v_s del sito. L'approccio *full velocity spectrum* ha il vantaggio di non dover prima individuare sullo spettro di velocità le curve di dispersione modali (scelta soggettiva).

Fig.13-Spettro velocità di fase (*approccio full velocity spectrum*)



4.5 "Re.mi." (Refraction microtremor)

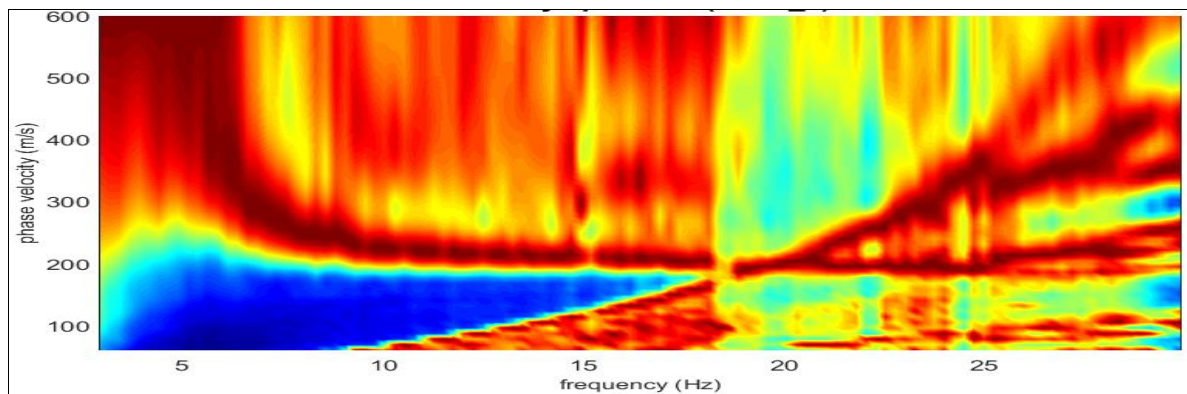
Le tecniche correntemente utilizzate (Down-Hole, Cross-Hole) per la stima delle velocità delle onde di taglio per caratterizzare un sito sotto il profilo della risposta sismica, dovendo necessitare di almeno un foro di 30 m nel quale eseguire la prova, sono normalmente troppo onerose per essere impiegate come indagine di routine negli studi di microzonazione e di classificazione dei profili stratigrafici dei suoli di fondazione per progettazioni di opere non concentrate in areali ristretti. Altre metodologie d'indagine indiretta per la determinazione delle velocità delle onde di taglio v_s , quale la sismica a rifrazione in SH, sono limitate dalla incapacità di rilevare livelli a bassa velocità sismica sottostanti a livelli a velocità sismica più elevata, che rappresentano i casi invece più significativi per la determinazione del profilo di velocità v_s . Presentano altresì lo svantaggio di una tecnica di acquisizione non semplice, avendo la necessità di generare in superficie onde direzionali con apposite attrezzature, e di richiedere dispositivi di acquisizione relativamente lunghi per garantire la profondità d'indagine dei 30 m. Inoltre richiedono di dover operare in ambienti con poco rumore di fondo, di fatto praticamente impossibile da riscontrare in ambiti urbanizzati, industriali, o in adiacenza a strade o a linee ferroviarie, come il caso in esame. Altre metodologie di prospezione, quali le prove di misura di onde di superficie SASW (Spectral Analysis of Surface Waves), o le prove MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves), pur avendo capacità di discriminare livelli lenti all'interno di unità sismiche più veloci, hanno anch'esse la necessità di ambienti relativamente tranquilli per l'acquisizione e, comunque presentano metodologie di rilievo sicuramente laboriose e complesse. La tecnica di prospezione "Refraction Microtremor" (Re.Mi) utilizzata capovolge il concetto comune del parametro "segnale-disturbo", per il quale tradizionalmente il primo (segnale) ha necessità di essere rilevato in condizioni favorevoli quindi in assenza o scarsità di rumore. Viceversa, in presenza di forte rumore di fondo (es. ambiente urbano), le tradizionali rilevazioni sismiche hanno sempre trovato una condizione di difficile applicazione a causa della difficoltà di discriminare il segnale dal rumore. Con questa tecnica, il disturbo, il "noise" ambientale diventa il segnale utilizzato per la caratterizzazione sismica. Sono i microtremori (rumore di fondo generato dal traffico stradale, ferroviario e comunque il rumore presente costantemente in ambito urbanizzato) a costituire la sorgente di energia utile allo scopo. Numerose sperimentazioni hanno consentito di appurare che le registrazioni del rumore di fondo ambientale, effettuate con uno stendimento sismico normalmente utilizzato per la sismica a rifrazione, possono essere utilizzate, con opportune procedure di acquisizione e elaborazione, per stimare la velocità delle onde di taglio (v_s) fino a profondità che possono essere superiori a 100 m. La metodologia d'indagine più applicata per la determinazione del profilo verticale di velocità delle onde di taglio v_s , è stata proposta e sperimentata da J.N.Louie del Seismological Laboratory and Dept. of Geological Sciences dell'Università del Nevada, ed è basata su due aspetti fondamentali:

- uno pratico, rappresentato dal fatto che alcuni sistemi di acquisizione di sismica a rifrazione (con dinamica a 24 bit) sono in grado di registrare onde di superficie con frequenze fino a 2 Hz per intervalli di tempo sufficientemente lunghi (30 sec);

- uno teorico, sulla base del quale una semplice trasformata bidimensionale (p-f) slowness-frequency della registrazione di un rumore di fondo (microtremor) è in grado di separare le onde di Rayleigh (onde di superficie) da altri tipi di onde che compongono il sismogramma, rendendo possibile il riconoscimento delle vere velocità di fase dalle velocità apparenti.

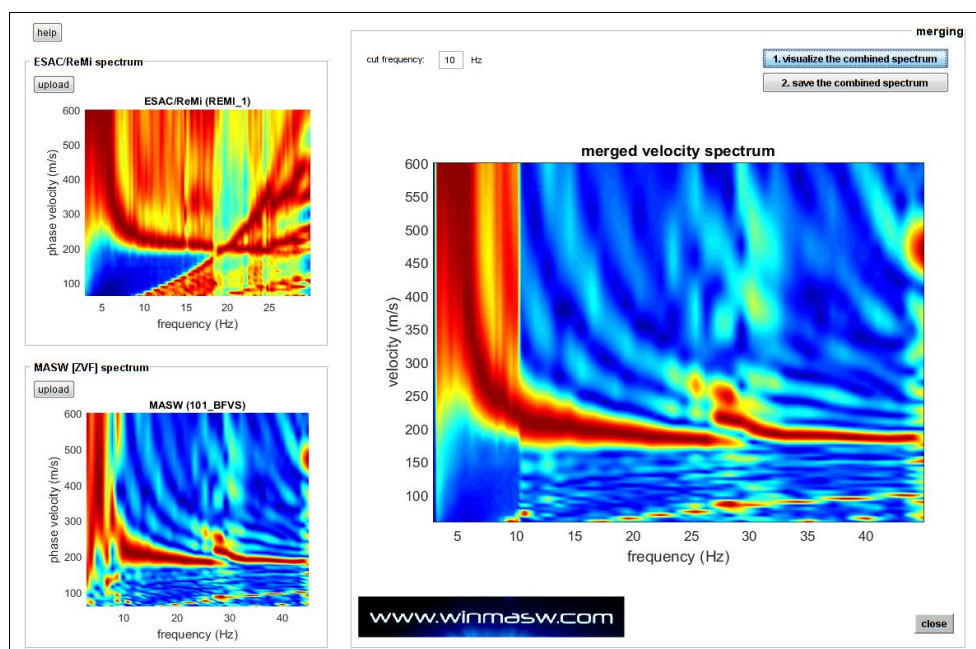
E' stato acquisito lo stesso profilo della prova "Masw", costituito da uno stendimento di 14 geofoni equispaziati di 5 m. Sono stati raccolti oltre 15 records di lunghezza di 30 s. con campionamento ogni 2ms. Il software di elaborazione utilizzato è il winMASW Academy prodotto dalla Eliosoft. Anche in questo caso è stato calcolato lo spettro velocità di fase-frequenza relativo alle acquisizioni passive, che ha consentito di definire con maggior dettaglio le basse frequenze.

Fig.14-Analisi spettrale della prova Re.mi



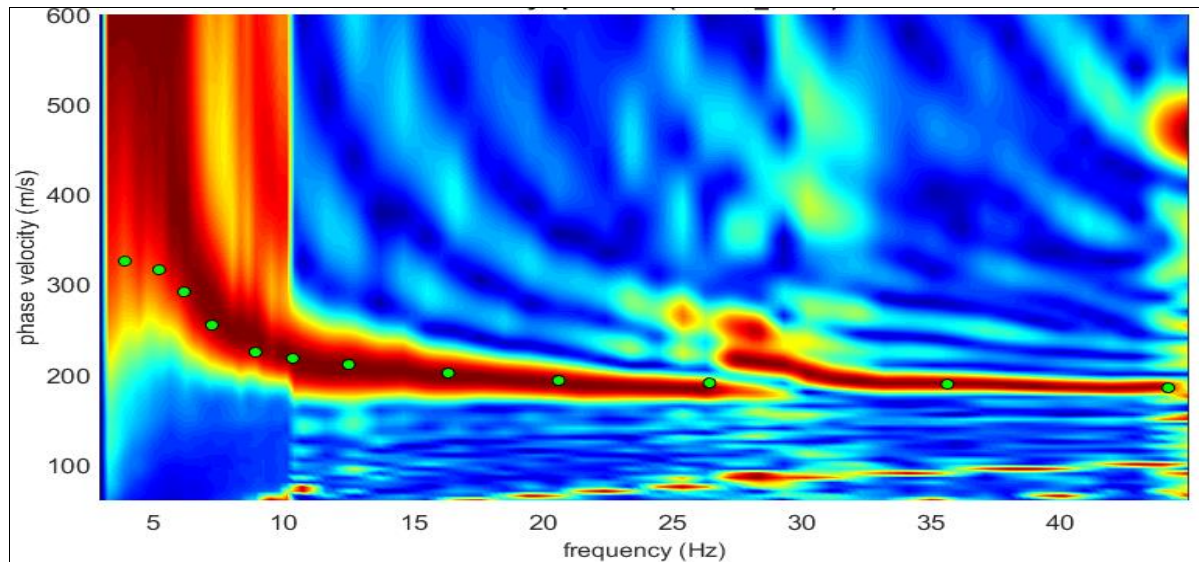
In seguito sono stati "combinati" gli spettri derivati dalla prova "Masw" e da quella "ReMi" in modo da ottenere uno spettro di velocità "congiunto" (cfr. Fig.15).

Fig.15-Combinazione degli spettri di velocità derivati dalle prove attive e passive



Infine è stata estrapolata la curva di dispersione (effettiva) congiunta Masw-Remi che ha consentito di ricavare il profilo di velocità v_s del sito (cfr. Fig.16).

Fig.16-Curva di dispersione derivata dallo spettro di velocità combinato



4.6 Misura dei rapporti spettrali HVSR-Horizontal to Vertical Spectral Ratio (Ipotesi di Nakamura)

Il metodo dei rapporti spettrali di singola stazione (HVSR) è largamente utilizzato in paesi con elevato rischio sismico quali il Giappone per la stima degli effetti di amplificazione di sito. Il microtremore, un'impercettibile oscillazione naturale del suolo, è presente in qualsiasi punto della superficie terrestre e consiste per lo più nelle onde sismiche prodotte dal vento e dal moto ondoso marino negli strati superficiali della Terra. Anche le attività umane (industrie, traffico stradale ecc.) possono produrre localmente microtremore, ma in genere tale segnale viene attenuato piuttosto rapidamente a causa delle sue caratteristiche di alta frequenza. E' interessante evidenziare come il microtremore agisca da oscillatore naturale e quindi permetta, tramite adeguata strumentazione, la misura diretta delle frequenze di vibrazione dei terreni e dei manufatti.

La tecnica utilizzata, proposta da Nakamura (Nakamura, Y., 1989, A method for dynamic characteristics estimation of subsurface using microtremor on the ground surface. QR of RTRI, Vol. 30, No.1, 25-33) per lo studio delle amplificazioni di sito assume che i microtremori consistano principalmente di onde di Rayleigh che si propagano in un singolo strato soffici su semispazio e che la presenza di questo strato sia la causa dell'amplificazione al sito. Tale tecnica permette di separare i termini di sorgente-percorso e di sito tramite i rapporti tra le componenti del moto, senza utilizzare alcun sito di riferimento. Le ipotesi su cui si basa la tecnica di Nakamura sono le seguenti:

- i microtremori sono generati da sorgenti locali, e non da sorgenti profonde i cui contributi sono trascurabili;
- le sorgenti dei microtremori in superficie non influenzano i microtremori alla base dello strato considerato;

- *la componente verticale del moto non risente di effetti di amplificazione locale;*
- *il picco visibile nei rapporti H/V (rapporto tra l'ampiezza spettrale della componente orizzontale e l'ampiezza spettrale della componente verticale) è indipendente dalle caratteristiche della sorgente del rumore ed è invece fortemente dipendente dalle condizioni stratigrafico-litologiche del terreno. Tale picco è inoltre ben correlato con la frequenza fondamentale di vibrazione del terreno soggetto alla propagazione di onde S verticali e con il picco fondamentale delle curve di dispersione delle onde di Rayleigh.*

Le principali applicazioni delle prove H/V si possono così sintetizzare:

- misura delle frequenze di risonanza dei suoli;
- effetti di sito e microzonazione sismica (curve H/V, metodo di Nakamura);
- stratigrafia sismica passiva;
- v_{s30} da fit vincolato della curva H/V;
- segnalazione dei possibili fenomeni di doppia risonanza suolo-struttura.

Di particolare importanza è la frequenza di vibrazione del sito, caratterizzata dal maggiore rapporto di ampiezze H/V nell'intervallo di frequenze di interesse ingegneristico (frequenze generalmente inferiori a 15 Hz), denominata frequenza fondamentale di vibrazione f_0 .

Particolarmente pericolosi sono i fenomeni di doppia risonanza, cioè la corrispondenza tra le frequenze fondamentali del segnale sismico così come trasmesso in superficie e quelle dei manufatti ivi edificati. Infatti la coincidenza di risonanza tra terreno e struttura dà luogo alla massima amplificazione con conseguenze a dir poco gravose. E' possibile poi determinare la profondità degli strati sismici mediante la misura diretta delle frequenze di vibrazione, associata alla misura delle velocità delle onde s tramite la relazione:

$$f_0 = v_s / 4H$$

dove v_s è la velocità media delle onde s e H è la profondità della discontinuità sismo-stratigrafica. A causa della pesante non univocità della soluzione, una modellazione del solo HVSR, in mancanza di un solido ancoraggio stratigrafico e senza quantitative informazioni sulle V_s ottenute da misure Masw-Esac-ReMi. o da altri metodi da prove in foro (Cross-Hole, Down-Hole), non risulta affidabile per la determinazione del profilo di velocità delle onde S e quindi della valutazione della V_{seq} .

4.6.1 Strumentazione utilizzata e modalità di acquisizione

Per l'acquisizione dei dati è stato utilizzato un tromografo digitale della ditta Micromed S.r.l., modello "Tromino ENGY", che rappresenta la nuova generazione di strumenti ultra leggeri e ultra compatti in alta risoluzione adatti a tali misurazioni. Lo strumento racchiude al suo interno 3 terne (2 di velocimetri e l'altra di accelerometri) di sensori ortogonali tra loro e con possibilità di campionamento nell'intervallo di frequenze compreso tra 0.1 e 256 Hz. Sono state eseguite due prove HVSR (cfr. Foto 4 e 5), le cui registrazioni hanno avuto una lunghezza di 20 minuti con un campionamento a 128 Hz.

Foto 4 e 5-HVSR1 e particolare tromino



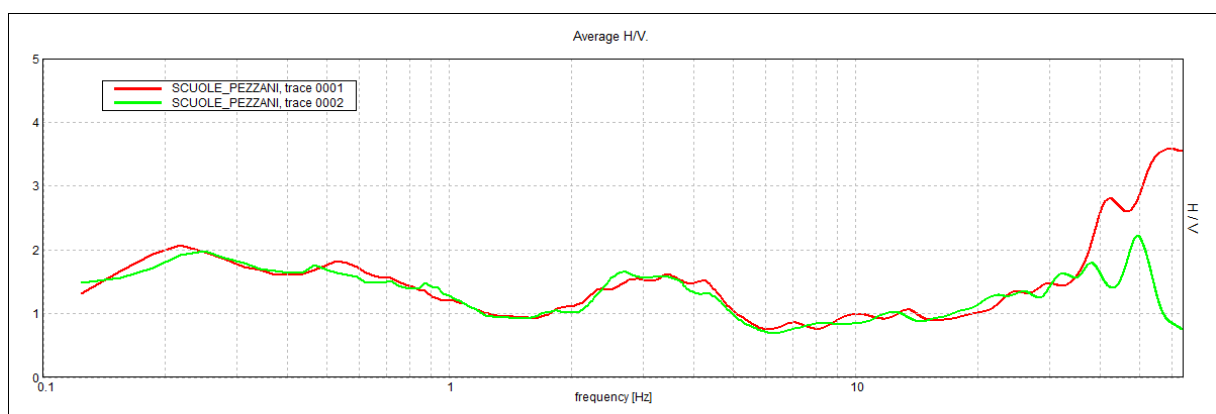
4.6.2 Elaborazione ed analisi dei dati

Per l'elaborazione dei dati sismici è stato utilizzato il software "Grilla". Il programma consente di effettuare:

- Analisi spettrale completa delle tracce, calcolo delle curve H/V per la determinazione delle frequenze di risonanza del sottosuolo;
- Procedure di pulizia delle tracce nel dominio del tempo e delle frequenze;
- Test sulla significatività dei picchi secondo le linee guida europee (*Criteri Sesame*);
- Determinazione delle frequenze dei modi di vibrare delle strutture con rimozione dell'effetto di sottosuolo;
- Creazione di un report automatico con tabelle e illustrazioni (cfr. All.2).

Con riferimento al grafico del rapporto H/V riportato in Fig.17, nel campo delle frequenze di interesse ingegneristico (normalmente 1÷10/15 Hz), non sono state rilevate frequenze di risonanza con rapporto H/V elevato (>2). Trascurando la frequenza a 0.25 Hz, sono stati individuati 2 picchi con valore del rapporto H/V analogo negli intervalli 0.5÷0.6 Hz e 2.5÷3.5 Hz. Il valore del rapporto H/V delle frequenze di risonanza, compreso fra 1.5 e 2, indica contrasti d'impedenza sismica non particolarmente elevati nella successione litostratigrafica del sito.

Fig.17-Grafico del rapporto H/V-prova HVSR



5. MODELLO SISMICO E PARAMETRI DINAMICI DEL SOTOSUOLO

Il modello sismico del sottosuolo è stato definito sulla base della variazione con la profondità della velocità delle onde di taglio v_s ricavata con la prova sismica Masw/Re.mi. Si riporta qui di seguito la stratigrafia sismica del sottosuolo indagato e nel grafico di figura 18, meglio visualizzato in All.1, il relativo profilo di velocità delle onde di taglio v_s .

STRATO 1: prof. da 0.00 a 3.00 m $v_s=185$ m/s

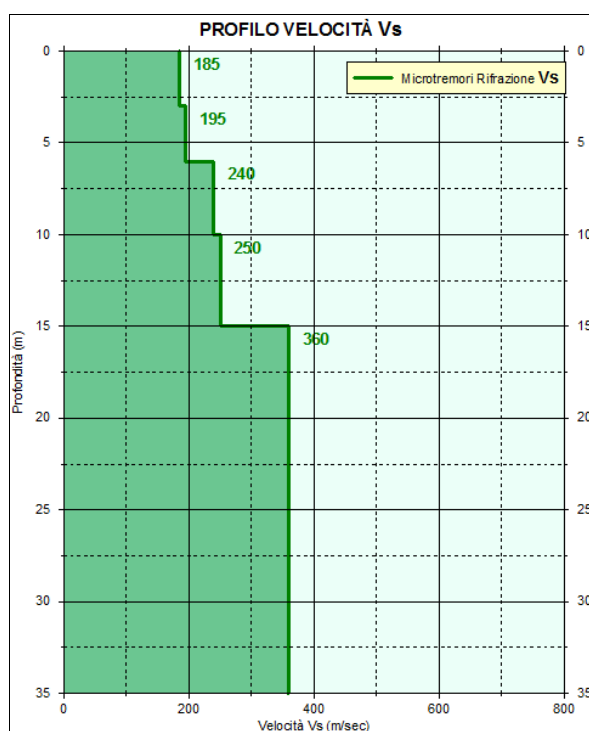
STRATO 2: prof. da 3.00 a 6.00 m $v_s=195$ m/s

STRATO 3: prof. da 6.00 a 10.00 m $v_s=240$ m/s

STRATO 4: prof. da 10.00 a 15.00 m $v_s=250$ m/s

STRATO 5: prof. da 15.00 a 35.00 m $v_s=360$ m/s

Fig.18-Grafico profilo v_s



La determinazione della categoria di profilo stratigrafico del suolo di fondazione in accordo con quanto indicato nelle NTC/2018 è stata eseguita con il valore V_{Seq} ricavato con la prova sismica Masw/RE.MI. calcolato con la seguente relazione:

$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{S,i}}}$$

dove h_i e V_i indicano lo spessore (in m) e la velocità delle onde di taglio dello strato i-esimo, N il numero di strati ed H la profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido caratterizzata da v_s non inferiore a 800 m/s.

Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, come nel caso in esame, la velocità equivalente delle onde di taglio $v_{s,eq}$ è definita dal parametro $v_{s,30}$, ottenuto ponendo $H=30$ m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità. I valori di V_{s30} fino a 5 m di profondità e il corrispondente tipo di suolo sono riportati nella seguente tabella.

Profondità da p.c. [m]	Intervallo da p.c. [m]	$V_{s,eq}=V_{s,30}$ [m/s]	Categoria suolo [-]
0	0÷-30	273	C
1	-1÷-31	280	C
2	-2÷-32	287	C
3	-3÷-33	294	C
4	-4÷-34	301	C
5	-5÷-35	308	C

Dai risultati si evince che ai terreni dell'area in esame corrisponde la categoria di suolo di fondazione di Tipo C ovvero *"depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti con profondità del substrato superiore a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,eq}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s"*.

Sulla base della variazione con la profondità della v_s sono stati determinati con le relazioni sotto indicate il modulo dinamico di taglio G_0 ed il modulo elastico dinamico E_0 a piccole deformazioni dove γ è il peso di volume naturale, g è l'accelerazione di gravità (9.81 m/s^2). Per il calcolo di E_0 il coefficiente di *Poisson* ν è stato assunto pari 0.3.

$$G_0 = \frac{\gamma}{g} \cdot v_s^2$$

$$E_0 = 2 \cdot G_0 \cdot (1 + \nu)$$

Strato sismico [-]	Profondità [m]	V_s [m/s]	G_0 [MPa]	E_0 [MPa]
STRATO 1	0.00÷3.00	185	63	164
STRATO 2	3.00÷6.00	195	70	182
STRATO 3	6.00÷10.00	240	106	276
STRATO 4	10.00÷15.00	250	115	299
STRATO 5	15.00÷35.00	360	238	619

6. PERICOLOSITA' SISMICA

6.1. Premessa

La sismicità indica la frequenza e la forza con cui si manifestano i terremoti ed è una caratteristica fisica del territorio. Se si conosce la frequenza e l'energia associate ai terremoti che caratterizzano un territorio e si attribuisce un valore di probabilità al verificarsi di un evento sismico di una data magnitudo in un certo intervallo di tempo, si può definirne la pericolosità sismica.

La pericolosità sismica sarà tanto più elevata quanto più probabile sarà il verificarsi di un terremoto di elevata magnitudo, a parità di intervallo di tempo considerato. Più precisamente la pericolosità sismica viene definita come la probabilità che in una data area ed in un certo intervallo di tempo si verifichi un terremoto che superi una soglia di intensità, magnitudo o accelerazione di picco (Pga) di nostro interesse. È importante fare una distinzione tra pericolosità sismica di base e pericolosità sismica locale. La prima è intesa come la misura dello scuotimento al suolo atteso in un dato sito. Definisce l'entità massima dei terremoti ipotizzabili per una determinata area in un determinato intervallo di tempo, è legata alle caratteristiche sismo-genetiche del sito ed è indipendente dalla presenza di manufatti e persone. La pericolosità sismica locale è la variazione indotta da particolari condizioni geologiche e/o morfologiche all'intensità con cui le onde sismiche si manifestano in superficie. L'analisi della sismicità, intesa come distribuzione spazio-temporale dei terremoti in una determinata area, costituisce il primo step per gli studi di valutazione della pericolosità sismica di base di un sito. Infatti le caratteristiche sismo-tettoniche e le modalità di rilascio dell'energia sismica pregressa consentono la messa a punto di modelli previsionali (modelli probabilistici) dell'attività sismica attraverso una quantificazione dei livelli di accelerazione attesi.

6.2. Zone sismogenetiche

La sismicità del territorio è legata alla presenza di attività neotettonica intendendo con questo termine i movimenti tettonogenetici relativi al periodo compreso tra il Pliocene e l'attuale (cioè negli ultimi 5.2 milioni di anni). Si possono distinguere movimenti neotettonici lineari che si sviluppano lungo superfici di discontinuità preesistenti (faglie o superfici di sovrascorrimento) e movimenti neotettonici areali che determinano sollevamenti e/o abbassamenti differenziali.

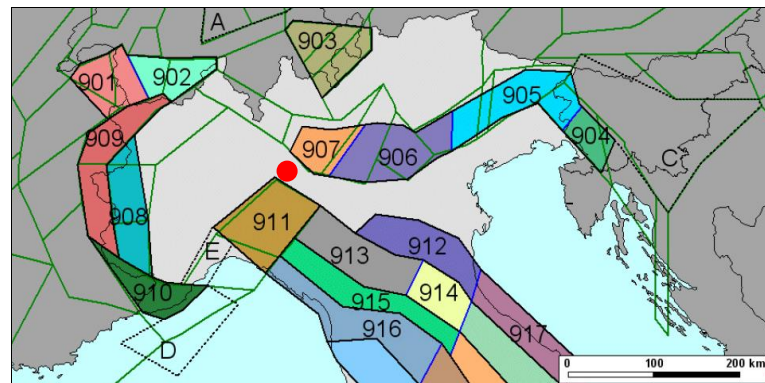
Gli studi sulla pericolosità sismica promossi dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV) hanno portato alla definizione di una nuova zonazione sismogenetica del territorio nazionale denominata ZS9 (*cf.* Fig.19), che prevede l'individuazione di 36 "zone-sorgente", i cui limiti sono stati tracciati sulla base di informazioni tettoniche o geologico-strutturali e di differenti caratteristiche della sismicità, quali distribuzione spaziale e frequenza degli eventi, massima magnitudo rilasciata, ecc. Per ogni zona sismogenetica, caratterizzata da una propria sismicità, è stata effettuata una stima della profondità media dei terremoti e del meccanismo di fagliazione prevalente.

Il territorio di Lodi non rientra in alcuna delle zone sismogenetiche appartenenti alla zonazione sismogenetica nazionale ZS9, sottolineando l'assenza di strutture geologiche in grado di generare terremoti (le cosiddette "faglie capaci"). In particolare si trova tra la zona sismogenetica 911 (Tortona-Bobbio) posta a sud ad una distanza di circa 10 km e quella 907 (Bergamasco) che si sviluppa verso nord-est ad una distanza di circa 21 km. Alla zona sismogenetica 911 (Tortona-Bobbio) è associato un valore di massima magnitudo $M_{w_{max}}=6.14$.

6.3. Sorgenti sismogenetiche individuali/composite

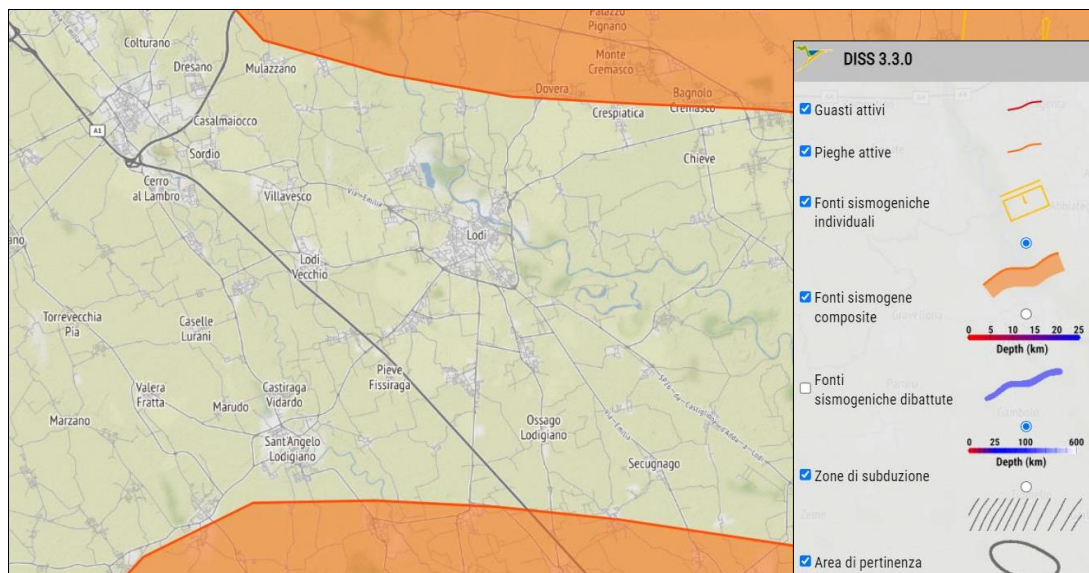
A partire dal 2000 l'INGV mediante il Progetto DISS (*Database of Individual Seismogenic Sources*) ha realizzato un database che contiene dati relativi alle "sorgenti sismogenetiche individuali/composite" ritenute responsabili di eventi sismici di magnitudo ≥ 5.5 .

Fig.19-Zonazione sismogenetica del territorio italiano ZS9-INGV, 2004



Si tratta di faglie ritenute capaci di dislocarsi significativamente durante i grandi eventi sismici; esse vengono analizzate nel loro andamento tridimensionale e ne viene definito il comportamento caratteristico (entità della fratturazione) e la magnitudo attesa del sisma associato a tale fratturazione. Il *Progetto Diss* integra il quadro conoscitivo fornito dalla Zonazione sismogenetica ZS9. Il territorio di Lodi ed in particolare l'area in esame si trova tra la sorgente sismogenetica composita/individuale denominata ITCS115 (Spinta esterna delle Alpi sud-occidentali poco profonde ovest) a nord e quella denominata ITCS044 (Portalbera-Cremona) a sud (cfr. Fig.20). La prima è posta ad una distanza di circa 6 km, mentre la seconda a 10 km. Ad esse è attribuita la capacità di generare terremoti di magnitudo M_w rispettivamente pari a 6.2 e 6.7.

Fig.20-Mappa delle sorgenti sismogenetiche individuali-composite (DISS vers. 3.3.0)



6.4. Sismicità storica

Dalla consultazione dei cataloghi sismici redatti dall'Istituto di Geofisica e Vulcanologia per gli studi di pericolosità risulta che l'area comunale e tutto il lodigiano, nel loro complesso, sono caratterizzate da eventi sismici piuttosto sporadici e di intensità macrosismica massima I_{max} rilevata dell'ordine del VI-VII grado della scala Mercalli.

L'intensità macrosismica rappresenta una misura degli effetti che il terremoto ha prodotto sull'uomo, sugli edifici e sull'ambiente. Le località epicentrali per gli eventi che hanno prodotto i maggiori risentimenti/danni (osservazioni macrosismiche) provengono da zone appartenenti alle province vicine, corrispondenti al Veronese, al Bresciano, al Bergamasco, al Cremasco e, soprattutto, all'Appennino Emiliano-Romagnolo. La storia sismica locale è stata tratta dal catalogo DBMI15, il database utilizzato per la compilazione del Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani (CPTI15), nel quale sono riportate le osservazioni macrosismiche relative al comune di Lodi (cfr. Fig.21) dove sono state rilevati n. 37 eventi sismici.

Fig.21-Osservazioni sismiche disponibili (37) per il comune di Lodi

Lodi									
PlaceID	IT_13310								
Coordinate (lat, lon)	45.314, 9.505								
Comune (ISTAT 2015)	Lodi								
Provincia	Lodi								
Regione	Lombardia								
Numero di eventi riportati	37								
Effetti	In occasione del terremoto del								
Int.	Anno	Me	Gi	Ho	Mi	Se	Area epicentrale	NMDP	Io Mw
F	1276	07	29	18	30		Monferrato	9	5 4.81
D	1346	01	25				Alpi Giulie	89	9 6.63
F	1383	07	24	20			Parma	2	4-5 3.93
5	1511	03	26	15	30		Friuli-Slovenia	120	9 6.32
4	1515	10	25	12	35		Pianura Padana	5	
5	1642	06	13				Pianura lombarda	8	6 4.92
5-6	1695	02	25	05	30		Asolano	107	10 6.40
4-5	1741	04	24	09	20		Fabrianese	135	9 6.17
5-6	1781	09	10	11	30		Pianura lombarda	11	6-7 4.93
5-6	1802	05	12	09	30		Valle dell'Oglio	94	8 5.60
4	1873	03	12	20	04		Appennino marchigiano	196	8 5.85
4	1873	06	29	03	58		Alpago Cansiglio	197	9-10 6.29
4-5	1884	09	12	07	23		Pianura lombarda	34	6 4.70
4-5	1887	02	23	05	21	5	Liguria occidentale	1511	9 6.27
4-5	1891	06	07	01	06	1	Valle d'Ilasi	403	8-9 5.87
5-6	1894	11	27	05	07		Bresciano	183	6 4.89
5	1901	10	30	14	49	5	Garda occidentale	289	7-8 5.44
NF	1906	08	25	03	11		Parmense	31	5 4.25
NF	1907	04	25	04	52		Veronese	122	6 4.79
3	1909	01	13	00	45		Emilia Romagna orientale	867	6-7 5.36

Is = intensità macrosismica in scala MCS:

D= danneggiamento, comunemente > 6.

Io = intensità epicentrale in scala MCS

F = risentito (felt) 3 < Is < 5

NF = non avvertito, in presenza di segnalazione
Is = 1.

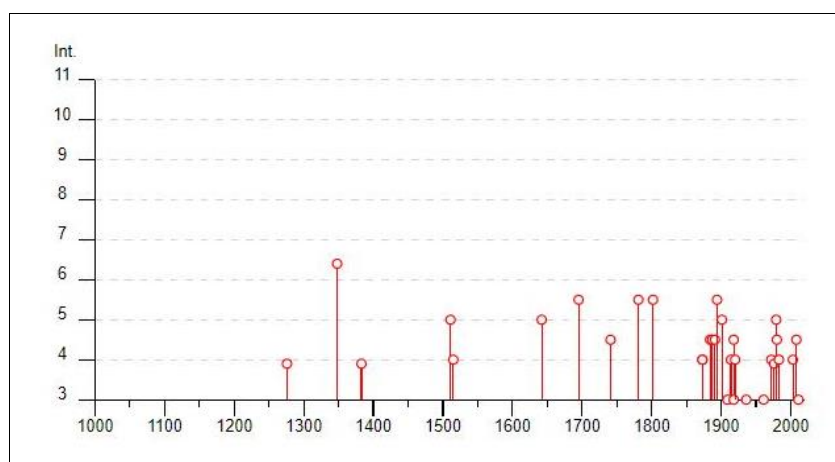
NC = non classificato

Mw = magnitudine momento nell'area epicentrale

NF	1913	11	25	20	55		Appennino parmense	73	4-5 4.65
NF	1913	12	07	01	28		Valle Scrivia	56	5 4.57
4	1914	10	27	09	22		Lucchesia	660	7 5.63
4-5	1918	01	13	12			Pianura lombarda	24	4 4.62
3	1918	04	24	14	21		Lecchese	34	6 4.95
4	1920	09	07	05	55	4	Garfagnana	750	10 6.53
3	1936	10	18	03	10		Alpago Cansiglio	269	9 6.06
2	1960	03	23	23	10		Vallese	178	7 5.00
3	1961	11	23	01	12	0	Prealpi bergamasche	119	6-7 4.86
4	1972	10	25	21	56	1	Appennino settentrionale	198	5 4.87
F	1976	05	06	20			Friuli	770	9-10 6.45
5	1979	02	09	14	44		Bergamasco	73	6 4.78
4-5	1980	12	23	12	01	0	Piacentino	69	6-7 4.57
4	1983	11	09	16	29	5	Parmense	850	6-7 5.04
4	2003	04	11	09	26	5	Valle Scrivia	78	6-7 4.81
4-5	2008	12	23	15	24	2	Parmense	291	6-7 5.36
3	2011	07	17	18	30	2	Pianura lombardo-veneta	73	5 4.79

Il diagramma di Fig.22 evidenzia le intensità macrosismiche risentite in occasione degli eventi sismici più significativi riportati in tabella. Il terremoto conosciuto di maggiore intensità con epicentro nel lodigiano, denominato LODIGIANO, è avvenuto il 15 maggio 1951 con epicentro circa 1.2 km a NE di Ossago (Latitudine 45.254° Longitudine 9.550° $I_0=6-7$, $M_w=5.24$) e 11 Km a SE di Lodi Vecchio. Si sottolinea che questo terremoto non fa parte della storia sismica di Lodi, mentre sono segnalati risentimenti con intensità macrosismica $I_s=6$ nelle provincie confinanti, e con

Fig.22-Diagramma delle intensità macrosismiche risentite



Nella figura 23 sono visualizzate le localizzazioni epicentrali degli eventi sismici significativi ($M_w>5$) nell'intervallo di tempo compreso tra il 1000 ed il 2006 (Catalogo CPTI11), mentre nella Fig.24 quelle dei terremoti con $M_w>3.5$ nel periodo 2005-2015 (INGV).

Fig.23-Mappa Forti terremoti dall'anno 1000 al 2006 (da CPTI11)

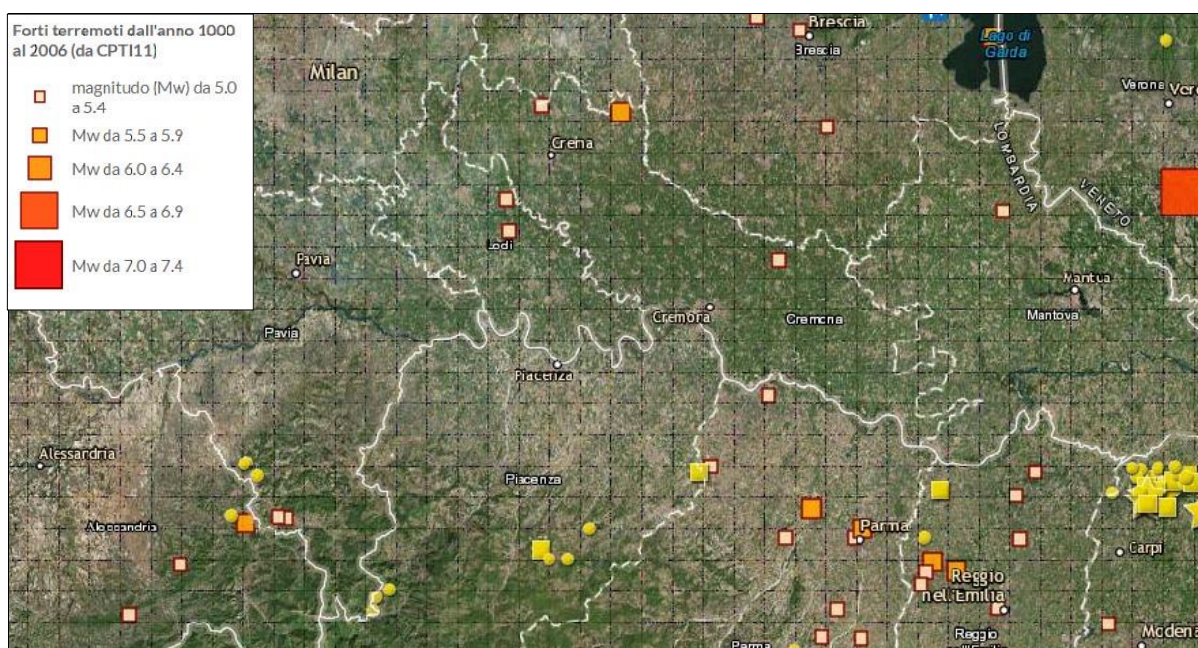
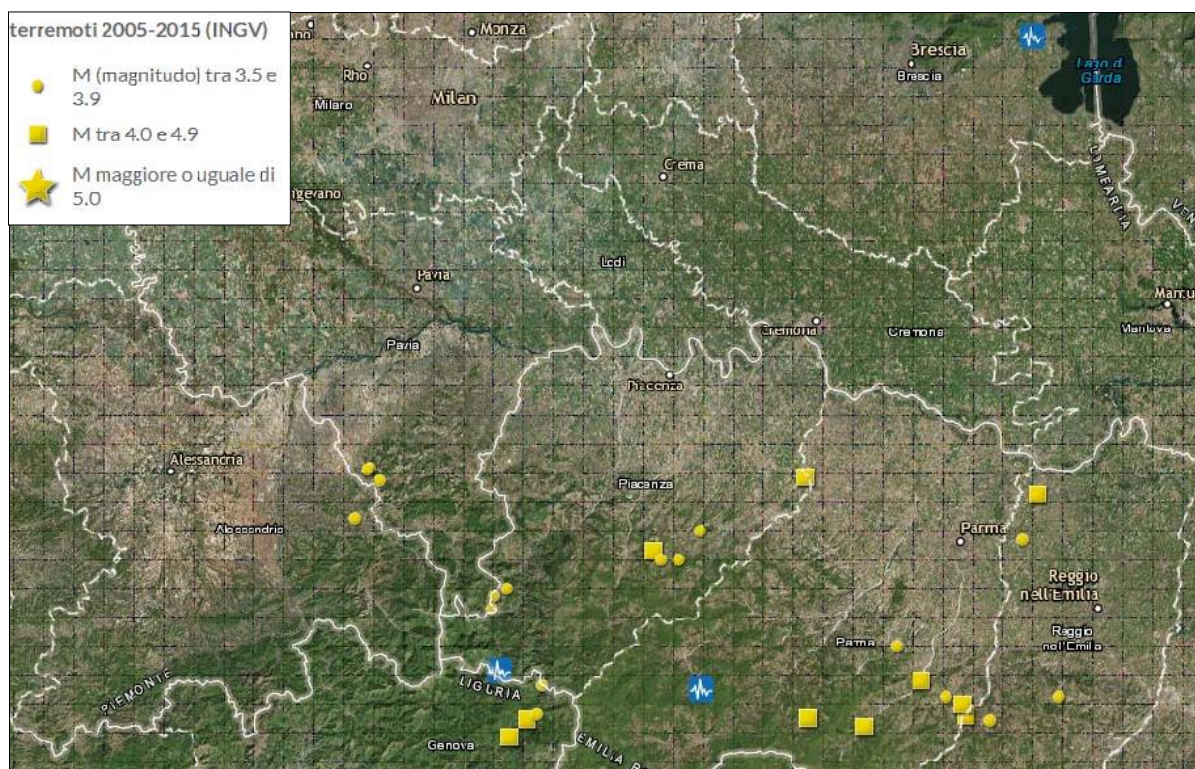


Fig.24-Mappa terremoti 2005-2015 (INGV)



6.5. Quadro normativo e classificazione sismica dell'area

Il panorama legislativo in materia sismica è stato profondamente trasformato dall'OPCM n°3274/2003 che è entrata in vigore dal 25 ottobre 2005, data coincidente con la pubblicazione della prima stesura delle norme tecniche per le costruzioni (D.M. 14 settembre 2005) e dalla successiva OPCM n°3519/2006. La riclassificazione sismica del territorio nazionale prevede che tutto il territorio sia classificato sismico sulla base della *Mappa di Pericolosità Sismica del Territorio Nazionale* riportata in Fig.25 espressa in termini di accelerazione massima del suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni riferita a suoli rigidi.

In particolare la mappa riporta il valore dell'accelerazione orizzontale massima a_g che ha la probabilità di essere superato almeno una volta nei prossimi 50 anni; tale valore di probabilità, che corrisponde ad un periodo di ritorno di 475 anni, è assunto come riferimento dalla normativa sismica vigente.

Nella Fig.27 si riporta l'estratto della mappa di pericolosità sismica del comune di Lodi da cui si ricava che il valore di a_g atteso per l'area in esame risulta compreso tra 0.050 e 0.075g. In relazione alla pericolosità sismica di Fig.26 il territorio nazionale è stato suddiviso in quattro zone con livelli decrescenti di pericolosità (*cfr.* tabella sottostante) in funzione a quattro differenti valori di accelerazione orizzontale massima al suolo a_{g475} , ossia quella riferita al 50esimo percentile, ad una vita di riferimento di 50 anni e ad una probabilità di superamento del 10% riferiti a suoli rigidi caratterizzati da $V_{s30} > 800$ m/s.

Zona 1	$a_{g475} \geq 0.25g$
Zona 2	$0.25 < a_{g475} \leq 0.15g$
Zona 3	$0.15 < a_{g475} \leq 0.05g$
Zona 4	$a_{g475} < 0.05g$

Fig.25-Mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale

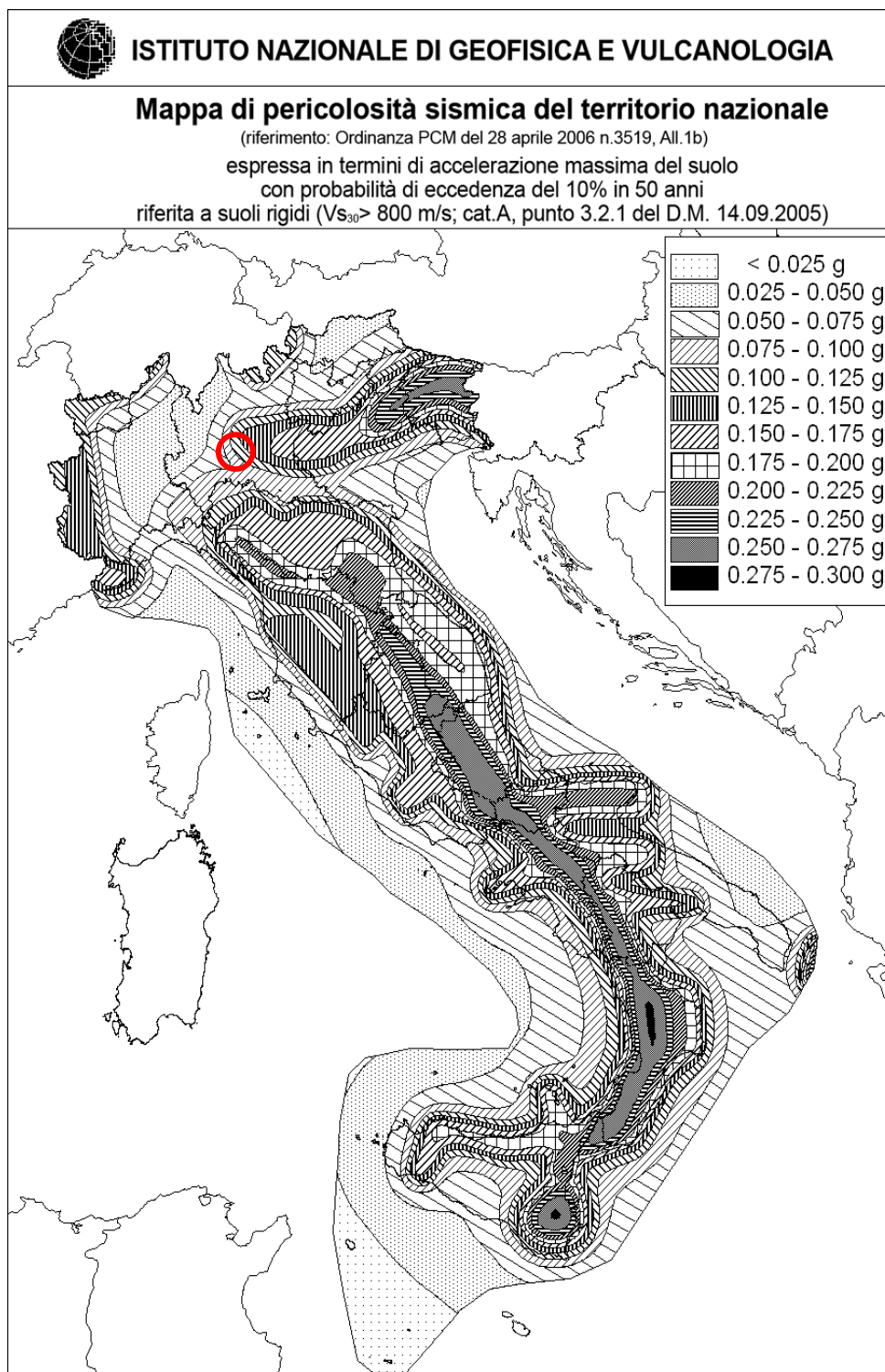
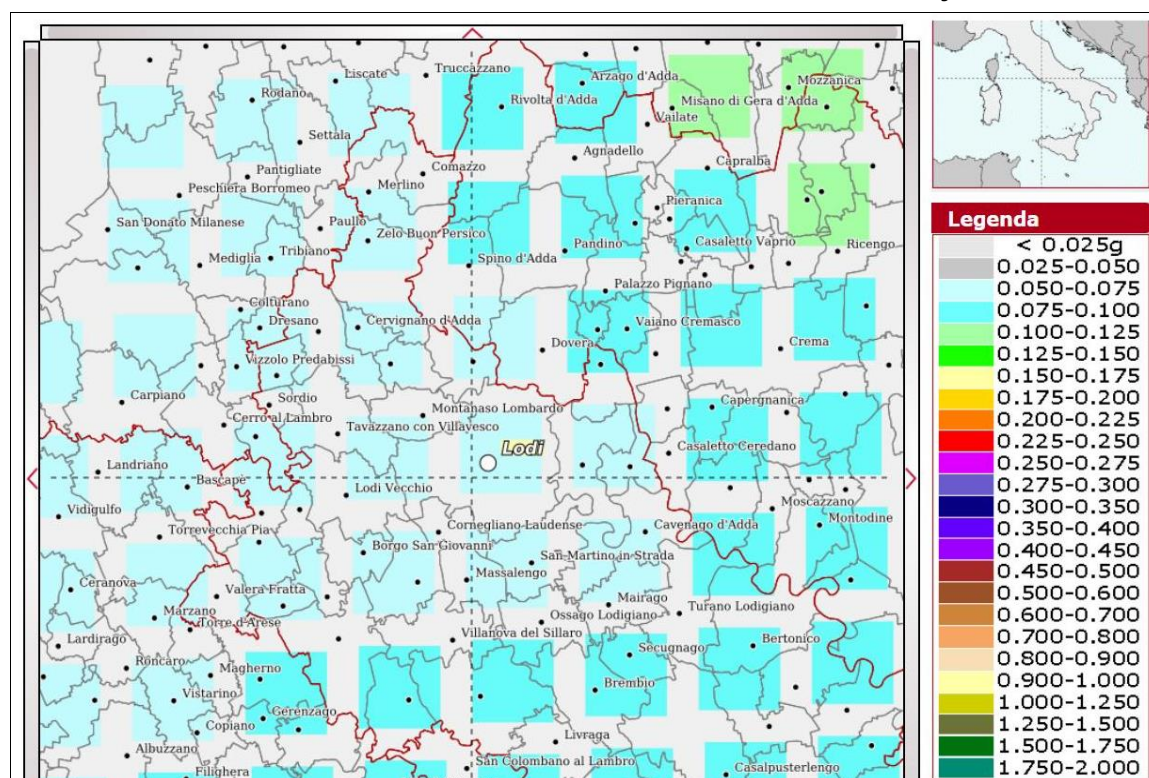
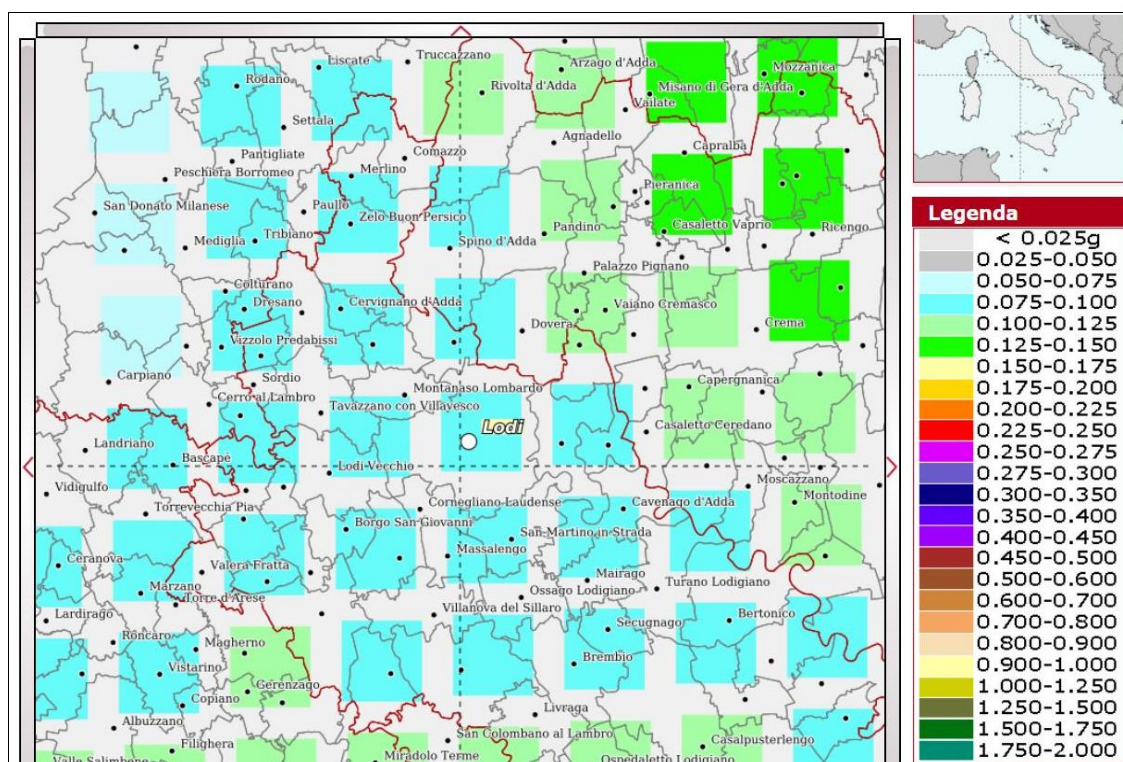


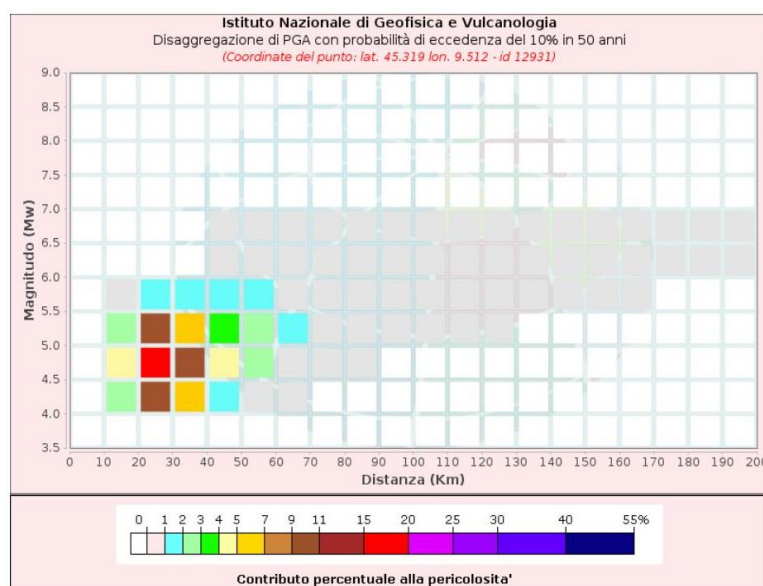
Fig.26-Stralcio Mappa di pericolosità sismica comune di Lodi (a_{g475})

L'appartenenza ad una delle quattro zone viene stabilita rispetto alla distribuzione sul territorio dei valori di a_{g475} con una tolleranza 0.025g. Come si evince dalla tabella a ciascuna zona o sottozona è attribuito un valore di pericolosità di base, espressa in termini di accelerazione massima su suolo rigido (a_g). Con la D.g.r. n.X/2129 dell'11 Luglio 2014, entrata in vigore il 10 aprile 2016, la Regione Lombardia ha approvato la nuova classificazione sismica dei comuni lombardi. Nel caso specifico al comune di Lodi è stata attribuita la zona sismica 3 con un'accelerazione orizzontale massima al suolo a_{g475} pari a 0.073095g. Tale valore di pericolosità di base non ha però influenza sulla progettazione. Infatti le Norme Tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14.01.2008 in vigore dal 1° luglio 2009 e il successivo aggiornamento del 17.01.2018 hanno modificato il ruolo che la classificazione sismica aveva ai fini progettuali: per ciascuna zona, e quindi territorio comunale, precedentemente veniva fornito un valore di accelerazione di picco e quindi di spettro di risposta elastico da utilizzare per il calcolo delle azioni sismiche. Dal 1 luglio 2009 con l'entrata in vigore delle N.T.C./2008, per ogni costruzione ci si deve riferire ad una accelerazione di riferimento "propria" individuata sulla base delle coordinate geografiche dell'area di progetto e in funzione della vita nominale dell'opera.

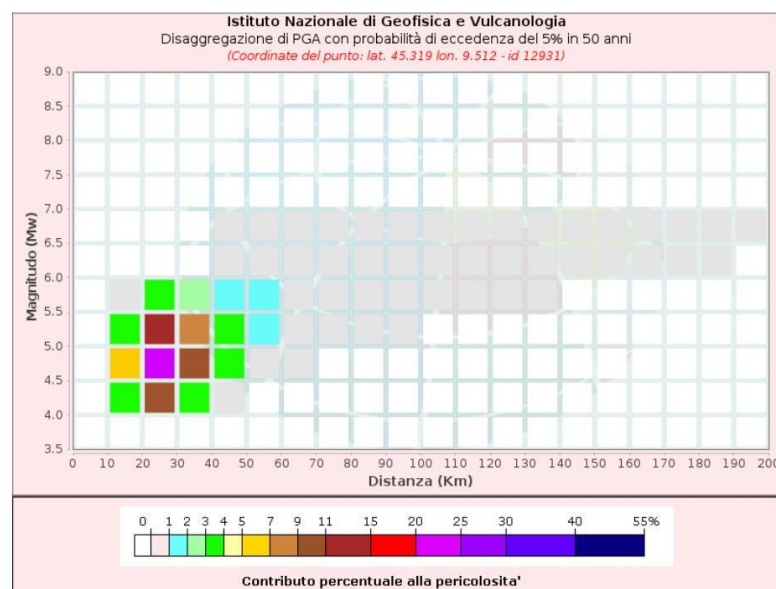
L'accelerazione orizzontale massima a_g sopra riportata si riferisce ad un tempo di ritorno $T_R=475$ anni. Poiché allo stato limite SLV della categoria dell'opera in progetto è associato un tempo di ritorno $T_R=712$ anni si riporta l'estratto della mappa di pericolosità sismica del comune di Lodi espressa in termini di accelerazione orizzontale massima del suolo con probabilità di eccedenza del 5% in 50 anni (cfr. Fig.27) a cui corrisponde un tempo di ritorno $T_R=975$ anni. Per il suddetto tempo di ritorno T il valore di a_{g975} atteso per l'area in esame risulta compreso tra 0.075 e 0.100 g.

Fig.27-Stralcio Mappa di pericolosità sismica comune di Lodi (a_{g975})

Dai grafici di disaggregazione dei valori di a_g con probabilità di eccedenza del 10% e del 5% in 50 anni (cfr. Fig.28 e 29) estrapolati dalle mappe interattive di pericolosità sismica, è possibile ricavare il contributo percentuale delle diverse coppie di dati magnitudo-distanza epicentrale alla pericolosità sismica di base. Per l'area in esame la magnitudo media prevista con probabilità di superamento del 10% in 50 anni è di 4.93 con distanza dall'epicentro di 35.5 km, mentre quella con probabilità di superamento del 5% in 50 anni è di 4.96 con distanza dall'epicentro 31.7 km.

Fig.28-Grafico di disaggregazione del valore di a_g con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni

Valori Medi		
Magnitudo	Distanza	Epsilon
4.93	35.5	1.51

Fig.29-Grafico di disaggregazione del valore di a_g con probabilità di eccedenza del 5% in 50 anni

Valori Medi		
Magnitudo	Distanza	Epsilon
4.96	31.7	1.71

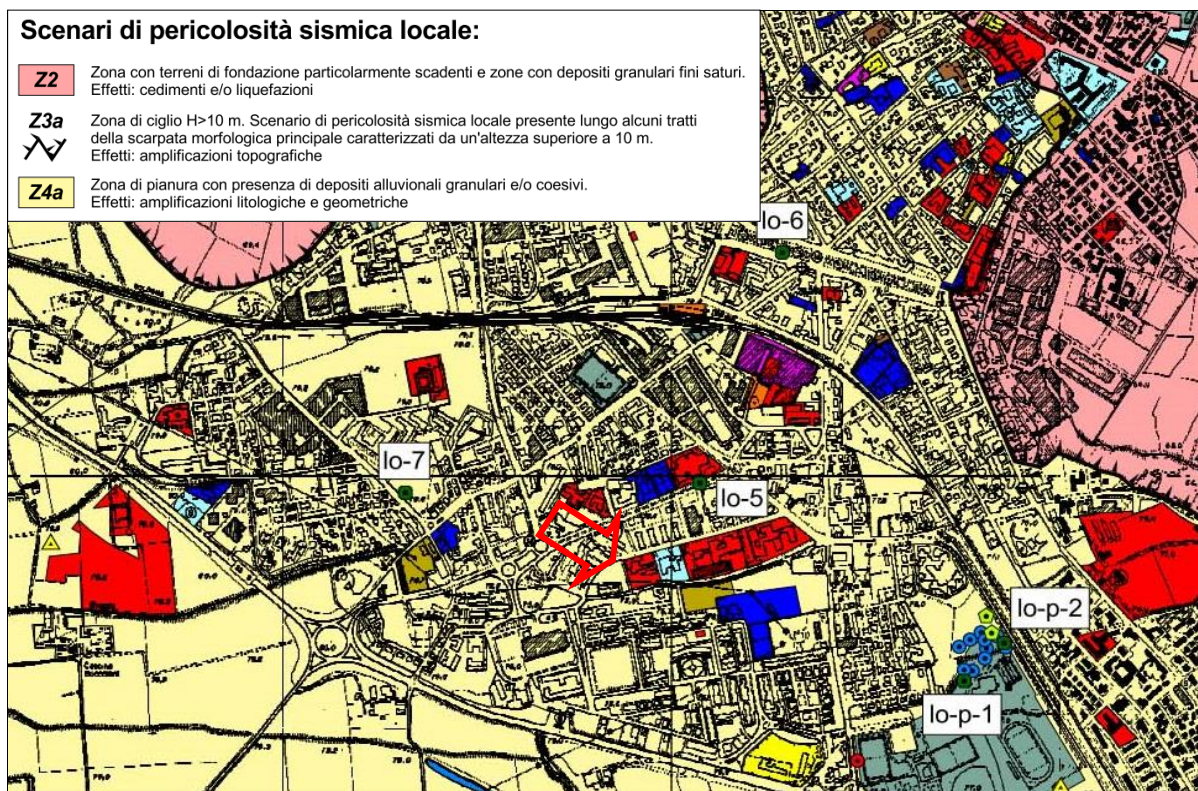
6.6. Pericolosità sismica locale

Le locali condizioni geologiche e geomorfologiche possono influenzare, in occasione di eventi sismici, la pericolosità sismica di base producendo effetti diversi da considerare nella valutazione generale della pericolosità sismica dell'area. Tali effetti vengono distinti in funzione del comportamento dinamico dei terreni e dei materiali coinvolti. Gli studi finalizzati al riconoscimento delle aree potenzialmente pericolose dal punto di vista sismico sono basati sull'identificazione dei possibili effetti locali, distinguibili in due grandi gruppi: quelli di sito o di amplificazione sismica locale e quelli dovuti ad instabilità. Gli effetti di instabilità interessano tutti i terreni che mostrano un comportamento instabile o potenzialmente tale nei confronti delle sollecitazioni sismiche attese. In versanti in equilibrio precario si possono avere fenomeni di riattivazione o neoformazione di movimenti franosi, nel caso di aree interessate da particolari strutture geologiche sepolte e/o affioranti in superficie (contatti stratigrafici o tettonici quali faglie sismogenetiche) si possono verificare movimenti relativi verticali ed orizzontali tra diversi settori areali che conducono a scorrimenti e cedimenti differenziali interessanti le sovrastrutture. Inoltre in terreni particolarmente scadenti dal punto di vista delle proprietà fisico-meccaniche si possono verificare fenomeni di scivolamento e rottura connessi a deformazioni permanenti del suolo; per terreni granulari sopra falda sono possibili cedimenti a causa di fenomeni di densificazione ed addensamento del materiale, mentre per terreni granulari fini (sabbiosi) saturi di acqua sono possibili fluimenti e colamenti parziali o generalizzati a causa dei fenomeni di liquefazione.

Gli effetti di sito o di amplificazione sismica locale interessano tutti i terreni che mostrano un comportamento stabile nei confronti delle sollecitazioni sismiche attese. Questi ultimi sono rappresentati dall'insieme delle modifiche in ampiezza, durata e contenuto in frequenza che un moto sismico (terremoto di riferimento), relativo ad una formazione rocciosa di base (bedrock), può subire, durante l'attraversamento degli strati di terreno sovrastanti il bedrock, a causa dell'interazione delle onde sismiche con le particolari condizioni locali. Gli effetti di sito si distinguono in due gruppi che possono essere contemporaneamente presenti nella stessa area: *effetti di amplificazione topografica ed effetti di amplificazione litologica*.

Nella *Carta di pericolosità sismica locale* della Componente geologica del PGT l'area appartiene allo scenario di Pericolosità Sismica Locale PSL Z4a-Zona di pianura e/o fondovalle con presenza di depositi alluvionali granulari e/o coesivi (cfr. Fig.30) soggetta a possibili amplificazioni litologiche e geometriche. Sulla base di quanto indicato nel paragrafo 1.4.3 della delibera della giunta regionale n.IX/2616 del 30 novembre 2011 per gli scenari PSL Z4 ricadenti in zone sismiche 3 è obbligatorio per i progetti di tutti gli edifici e/o opere eseguire una verifica di secondo livello finalizzata a valutare l'amplificazione sismica locale del sito.

Fig.30-Componente geologica PGT: stralcio Carta della pericolosità sismica locale



7. VALUTAZIONE DEL FATTORE DI AMPLIFICAZIONE SISMICA LOCALE AI SENSI DELLA D.G.R. N. IX/2616 DEL 30.11.2011 (APPROFONDIMENTO SISMICO DI II° LIVELLO)

La valutazione dell'amplificazione sismica locale è stata definita con la metodologia prevista dalla Regione Lombardia nella delibera della giunta regionale n.IX/2616 del 30 novembre 2011.

Tale procedura permette, in relazione alle caratteristiche litologiche, geotecniche e sismiche una valutazione semiquantitativa degli effetti di amplificazione sismica attesi. In particolare attraverso la definizione del fattore di amplificazione viene valutato il grado di protezione raggiunto dalla normativa vigente nel tenere in considerazione gli effetti sismici. Più precisamente essendo il sito in esame collocato in pianura si è proceduto a definire il fattore di amplificazione relativo agli effetti litologici mediante le Schede-Litologia opportunamente predisposte dal Politecnico di Milano per conto della Regione Lombardia.

La valutazione del grado di protezione viene effettuata in termini di contenuti energetici, confrontando il valore di F_a ottenuto dalle schede di valutazione con un parametro di analogo significato definito come "*Valore di Soglia*" calcolato per ciascun comune della Lombardia dal Politecnico di Milano. Tale valore soglia è stato calcolato per le diverse categorie di suolo relativamente ai due intervalli del periodo proprio di oscillazione delle tipologie edilizie presenti con maggior frequenza in Lombardia, ossia per $0.1s < T < 0.5s$ (intervallo riferito a strutture relativamente basse, regolari e piuttosto rigide) e per $0.5s < T < 1.5s$ (intervallo riferito a strutture più alte e più flessibili). Tali parametri sono contenuti nel file "soglie_lomb.xls" della banca dati regionale e rappresentano i valori di soglia oltre i quali lo spettro proposto dalla normativa risulta insufficiente a tenere in considerazione la reale amplificazione presente nel sito.

La procedura prevede pertanto di valutare il valore di F_a con le schede di valutazione e di confrontarlo con il corrispondente valore di soglia. Si possono presentare quindi due situazioni:

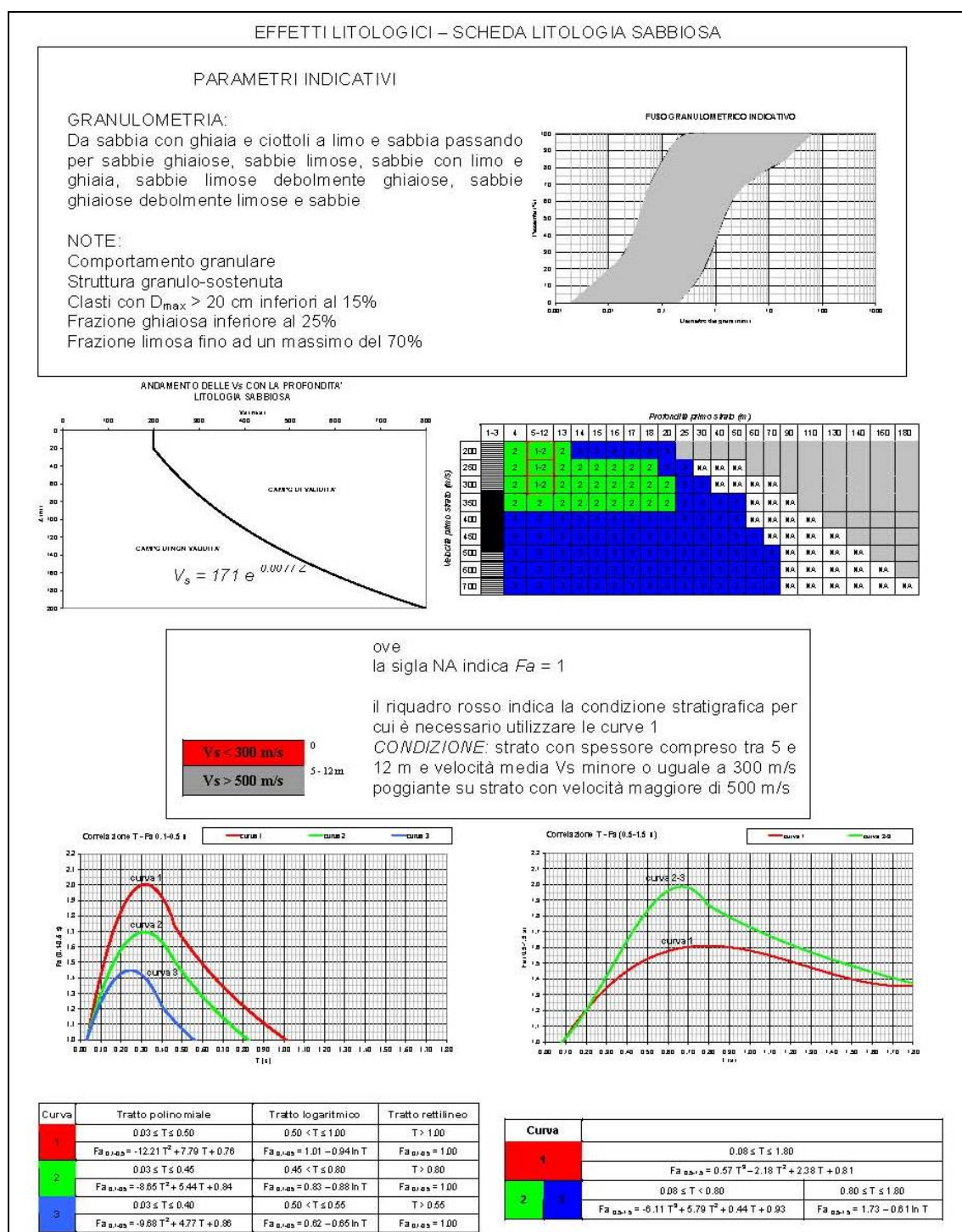
1. il valore di F_a determinato tramite scheda è inferiore al valore di soglia corrispondente: la normativa è da considerarsi sufficiente a tenere in considerazione anche i possibili effetti di amplificazione litologica del sito e quindi si applica lo spettro previsto dalla normativa;
2. il valore di F_a è superiore al valore di soglia corrispondente: la normativa è insufficiente a tenere in considerazione i possibili effetti di amplificazione litologica e quindi è necessario in fase di progettazione edilizia, o effettuare analisi più approfondite oppure utilizzare lo spettro di norma caratteristico della categoria di suolo superiore.

Nella tabella sottostante sono riportati i valori soglia relativi ai due intervalli sopra menzionati per il comune di Lodi.

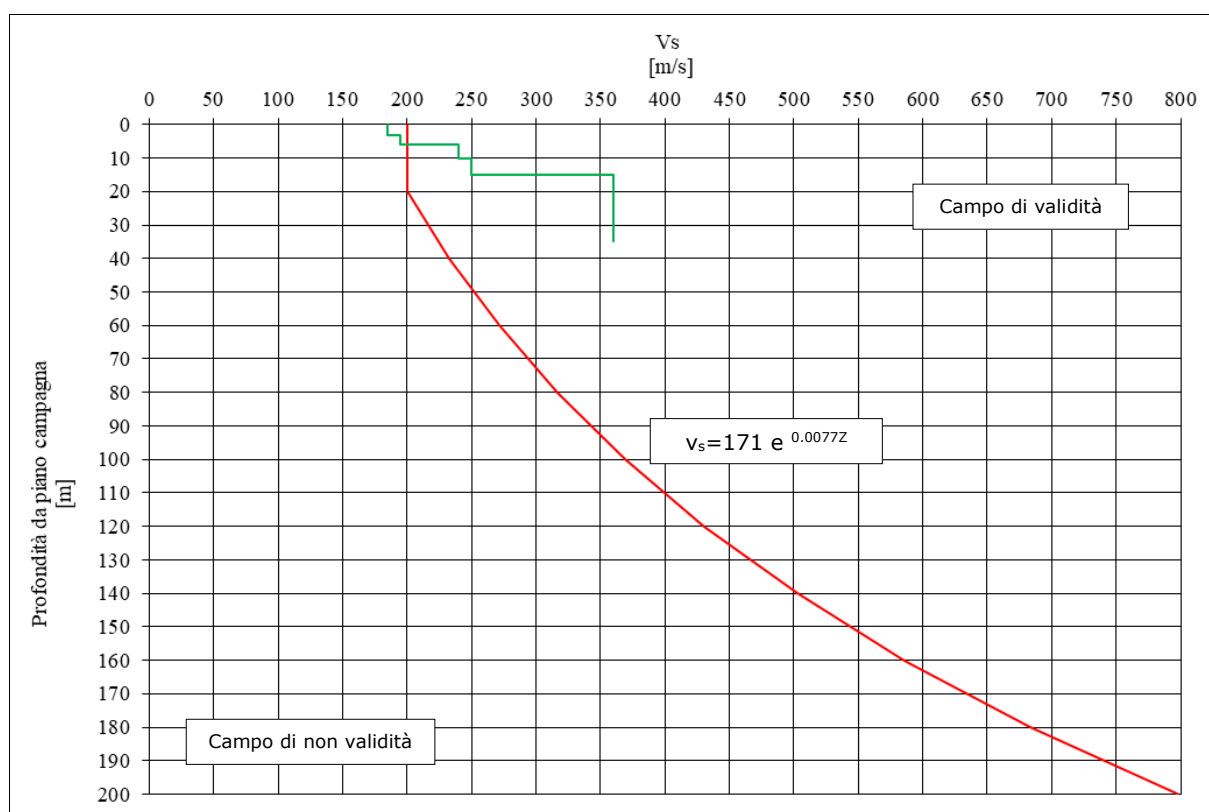
Comune di Lodi Zona sismica 3			
Valori di Soglia di F_a nell'intervallo $0.1s < T < 0.5s$			
Suolo B	Suolo C	Suolo D	Suolo E
1.4	1.8	2.2	1.9
Valori di Soglia di F_a nell'intervallo $0.5s < T < 1.5s$			
Suolo B	Suolo C	Suolo D	Suolo E
1.7	2.4	4.1	3.0

Per il sito in esame sulla base delle caratteristiche litologiche del sottosuolo e confrontando l'andamento con la profondità della velocità delle onde di taglio v_s (determinata con le prove sismiche) con quello riportato nelle schede litologiche fornite dalla Regione Lombardia, è stata individuata come scheda di riferimento quella a litologia sabbiosa (cfr. Fig.31).

Fig.31-Scheda litologia sabbiosa-All. 5 alla D.g.r. n.IX/2616 del 30 novembre 2011



In particolare come visualizzato in Fig.32 si è provveduto a riportare i valori delle v_s relativi all'area indagata nell'apposito diagramma per verificarne la congruità con il campo di validità della scheda di riferimento. Dal grafico emerge che tutti i valori delle v_s calcolate, ad esclusione dei primi 3 m stanno al di sopra della linea rossa che divide il campo di validità (sopra la linea) dal campo di non validità (sotto la linea).

Fig.32-Andamento della velocità delle onde di taglio v_s con la profondità

Successivamente in funzione della velocità delle onde di taglio v_s dello strato superficiale e del suo spessore è stata selezionata la curva più appropriata per la valutazione del fattore di amplificazione F_a negli intervalli $0.1s \div 0.5s$ e $0.5s \div 1.5s$ utilizzando la matrice di Fig.33. Nel caso specifico, considerando che la quota d'imposta della platea è pari a circa 1.20 m dal piano dove è stato realizzato lo stendimento sismico, lo strato superficiale è rappresentato dallo STRATO 1. Lo strato superficiale ha uno spessore inferiore a 4 m pertanto nella scelta della curva è stato assunto lo strato superficiale equivalente al quale è stata assegnata una velocità v_s calcolata come media pesata dei valori di v_s degli strati superficiali la cui somma supera i 4 m. Lo spessore e la velocità v_s dello strato superficiale equivalente così determinato è pari rispettivamente a 4.80 m e 191.2 m/s, pertanto è stata scelta la curva 2 (verde).

Fig.33-Matrice

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

Il passo successivo prevede di valutare il periodo proprio di vibrazione del sito T calcolato fino alla profondità in cui il valore della velocità v_s è uguale o superiore a 800 m/s. Il periodo proprio di vibrazione del sito T è stato calcolato con la relazione sotto riportata

$$T = \frac{4 \cdot \sum_{i=1, N} h_i}{\frac{\sum_{i=1, N} v_{si} \cdot h_i}{\sum_{i=1, N} h_i}}$$

dove h_i e v_{si} sono rispettivamente lo spessore e la velocità dello strato i-esimo del modello. Il valore di T calcolato è risultato pari a 0.67 s. I valori di F_a relativi agli intervalli $0.1s < T < 0.5s$ e $0.5s < T < 1.5s$ sono stati calcolati utilizzando gli abachi visualizzati nelle Fig.34 e 35 e le formule sottostanti:

$$F_{a \ 0.1s-0.5s} = 0.83 - 0.88 \ln T = 1.182$$

$$F_{a \ 0.1s-0.5s} = 1.18 + 0.1$$

$$F_{a \ 0.5s-1.5s} = -6.11T^3 + 5.79T^2 + 0.44T + 0.93 = 1.986$$

$$F_{a \ 0.5s-1.5s} = 1.99 + 0.1$$

Fig.34-Grafico correlazione T-Fa-Intervallo $0.1s < T < 0.5s$

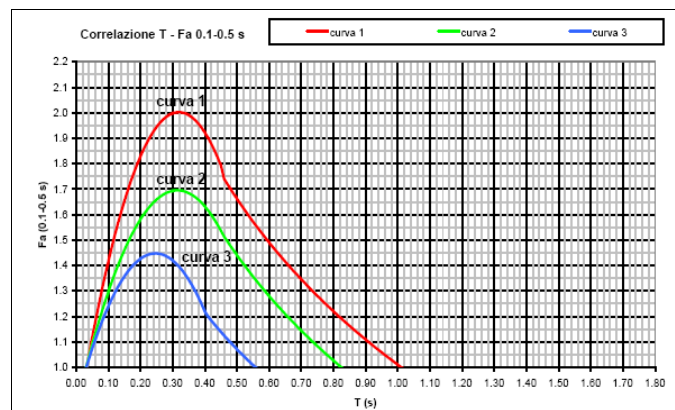
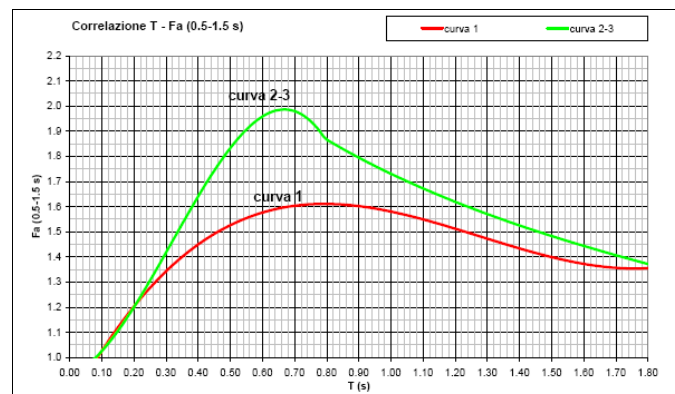


Fig.35-Grafico correlazione T-Fa-Intervallo $0.5s < T < 1.5s$



I valori di F_a ottenuti per il sito in esame risultano per entrambi i periodi di oscillazione inferiori al valore di soglia fornito da Regione Lombardia per un suolo di tipo C, pertanto la normativa nazionale risulta sufficientemente cautelativa nei confronti dei fenomeni di amplificazione sismica locale. Questo fa sì che in fase progettuale si potranno adottare gli spettri di norma relativi al suolo sismico di tipo C misurato.

8. VALUTAZIONE DELL'ACCELERAZIONE SISMICA MASSIMA DEL SITO

Le NTC/08 e s.m.e i. ai fini della definizione delle azioni sismiche sulle strutture superano il concetto della classificazione sismica del territorio in zone e prevedono che l'azione sismica di riferimento sia definita per ogni sito sulla base delle sue coordinate. Le zone sismiche 1, 2, 3, 4 hanno quindi significato solo da un punto di vista amministrativo. Le NTC/08 e le successive NTC/18 stabiliscono il principio per cui le azioni sismiche sulle costruzioni si valutano in relazione alla pericolosità del sito definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa su suolo di categoria A (a_g) e del corrispondente spettro di risposta elastico. Per accelerazione massima attesa si intende il picco del segnale che ha una certa probabilità P_{VR} di essere superato in un periodo di riferimento V_R . Il periodo di riferimento V_R viene determinato come prodotto della vita nominale della costruzione V_N e del coefficiente d'uso C_U . La vita nominale è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata. Il valore del coefficiente d'uso dipende dalla gravità delle perdite dovute al raggiungimento di un determinato stato limite e quindi riguarda "l'importanza" della struttura. La coppia P_{VR} , V_R che identifica l'accelerazione massima di riferimento per le azioni si può sintetizzare nel periodo di ritorno T_R .

Per definire lo spettro elastico in accelerazione oltre ad a_g sono necessari altri due parametri: F_o cioè il valore del rapporto tra il massimo dello spettro e a_g per quel sito, (amplificazione spettrale) e T_c^* , che rappresenta il periodo finale del ramo piatto dello spettro. Le NTC/08 forniscono nell'Allegato B le tabelle dei parametri che definiscono l'azione sismica, con i valori dei tre parametri a_g , F_o , T_c^* , per 10751 nodi di un reticolo di riferimento, riferiti a 9 valori del tempo di ritorno T_R (30 anni, 50 anni, 72 anni, 101 anni, 140 anni, 201 anni, 475 anni, 975 anni, 2475 anni). I punti di riferimento sono definiti in termini di Latitudine e Longitudine. Per un qualunque punto del territorio nazionale non ricadente nei nodi del reticolo di riferimento, i valori dei parametri a_g , F_o , T_c^* di interesse per la definizione dell'azione sismica di progetto possono essere calcolati come media pesata dei valori assunti da tali parametri nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento contenente il punto in esame, utilizzando come pesi gli inversi delle distanze tra il punto in questione ed i quattro vertici, attraverso la seguente espressione

$$p = - \frac{\sum_{i=1}^4 p_i}{\sum_{i=1}^4 \frac{1}{d_i}}$$

p valore del parametro di interesse nel punto in esame

p_i valore del parametro di interesse nell'i-esimo punto della maglia elementare contenente il punto in esame

di distanza del punto in esame dall'i-esimo punto della maglia suddetta

Considerando i seguenti valori: Vita nominale $V_N \geq 50$ anni (Rif. Tab. 2.4.I NTC/18), Classe d'uso III (Rif. Paragrafo 2.4.2 NTC/18) e Coefficiente d'uso C_U pari a 1.5 (Rif. Tab. 2.4.II NTC/18) il periodo di riferimento V_R è pari a 75 anni. Utilizzando le relazioni di Tab. C.3.2.1. CIRC/09, per $V_R=75$ anni si ottengono i seguenti periodi di ritorno T_R associati allo Stato Limite di Operatività SLO, Stato Limite del Danno SLD, Stato Limite di Salvaguardia della Vita SLV e Stato Limite di prevenzione del Collasso SLC:

81% Operatività (SLO)	$T_R=45$ anni
63% Danno (SLD)	$T_R=75$ anni
10% Salvaguardia della vita (SLV)	$T_R=712$ anni
5% Collasso (SLC)	$T_R=1462$ anni

Per l'area in esame con Latitudine 45.303725N e Longitudine 9.497599E le forme spettrali previste dalle NTC/2018 definite dai parametri a_g , F_0 , e T_c^* calcolati con il programma "Spettri-NTC.ver.1.03" realizzato dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, sono riportate nella tabella sottostante.

STATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [g]	T_c^* [s]
SLO	45	0.031	2.543	0.209
SLD	75	0.037	2.572	0.226
SLV	712	0.080	2.592	0.293
SLC	1462	0.100	2.596	0.302

L'accelerazione massima attesa al sito a_{max} si ricava dal valore dell'accelerazione orizzontale massima del sito a_g su suolo rigido con la seguente relazione

$$a_{max} = a_g \cdot S_S \cdot S_T$$

S_S coefficiente di amplificazione stratigrafica indicato nella Tab. 3.2.IV delle NTC/2018 relativo a ciascuna classe di sottosuolo

S_T coefficiente di amplificazione topografica riportato nella Tab. 3.2.V delle NTC/2018

Utilizzando per i terreni in esame un sottosuolo di categoria C, quindi caratterizzati da un coefficiente $S_S=1.5$ ed essendo la morfologia dell'area pianeggiante con una configurazione topografica di categoria T1, da cui $S_T=1$, le accelerazioni orizzontali massime del sito riferite ai vari stati limite sono le seguenti:

STATO LIMITE		a_{max}
Stati limite di esercizio	SLO	0.0465
	SLD	0.0555
Stati limite ultimi	SLV	0.1200
	SLC	0.1500

I coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v dipendono dal valore dell'accelerazione massima del sito a_{max} e sono calcolati con le seguenti relazioni:

$$k_h = \beta_m \cdot a_{max} \quad k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

β_m è un coefficiente di riduzione che dipende dalla categoria di sottosuolo e dell'accelerazione massima attesa sul sito di riferimento rigido come indicato nella tabella 7.11.I delle NTC/2018 di seguito riportata valida per le verifiche di stabilità di pendii e fondazioni superficiali (verifiche di stabilità globale).

	Categoria sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_m	β_m
$0.2 < a_g(g) \leq 0.4$	0.30	0.28
$0.1 < a_g(g) \leq 0.2$	0.27	0.24
$a_g(g) \leq 0.1$	0.20	0.20

Tab. 7.11.I NTC 2018

Per i muri di sostegno nelle NTC/2018 il coefficiente di riduzione β_m è dato dai seguenti valori:

$\beta_m=0.38$ per le verifiche allo stato limite ultimo (SLV)

$\beta_m=0.47$ per le verifiche allo stato limite di esercizio (SLD)

Utilizzando il valore dell'accelerazione massima del sito a_{max} e gli opportuni coefficienti di riduzione β_m si ottengono i seguenti coefficienti sismici di accelerazione orizzontale k_h e verticale k_v per il sito in esame.

K_h e K_v stabilità di pendii e fondazioni			
STATO LIMITE		k_h	k_v
Stati limite di esercizio	SLO	0.0093	0.00465
	SLD	0.0111	0.00555
Stati limite ultimi	SLV	0.024	0.012
	SLC	0.03	0.015

9. INDAGINE GEOTECNICA IN SITO

Al fine di definire il modello geologico e geotecnico del sottosuolo sono state eseguite in data 17.11.2022 tre prove penetrometriche statiche CPT (*Cone penetration Test*) con profondità massima di 11.80 m da piano campagna. L'ubicazione dell'indagine è riportata nella Fig.36, mentre nelle foto 6÷8 è visualizzato il penetrometro in corrispondenza dei punti d'indagine. Le prove penetrometriche sono state realizzate utilizzando un penetrometro statico/dinamico DPSH "Pagani" tipo Emilia TG 63-100 con sistema d'ancoraggio ad eliche e capacità di spinta 10 t.

La prova CPT consiste nella misura della resistenza alla penetrazione di una punta conica di dimensioni e caratteristiche standard, infissa a velocità costante nel terreno (2 cm/sec) tramite un dispositivo di spinta che agisce alternativamente su una batteria di aste esterne e su un'interna, alla cui estremità inferiore è posta la punta conica tipo Begeman, a manicotto mobile, con le seguenti dimensioni: area trasversale 10 cm²; angolo di apertura del cono 60°; area del manicotto laterale 150 cm².

La prova è stata condotta secondo le norme ISSMFE, 1989 *International Reference Test Procedure for Cone Penetration Test*. Nella prova CPT la misura della resistenza alla punta q_c è eseguita durante tutta l'infissione della batteria di aste per tratti successivi di 20 cm, pertanto tali indagini hanno permesso di valutare in modo continuo l'addensamento/consistenza dei terreni attraversati.

I dati emersi sono visualizzati sui tabulati e sui grafici riportati nell'allegato specifico (All.3). Nel grafico di Fig.37 è visualizzato l'andamento con la profondità della resistenza alla punta q_c nelle tre prove CPT.

Fig.36-Foto aerea con ubicazione prove penetrometriche e prova Masw-Re.mi



Foto 6-Prova penetrometrica statica CPT1

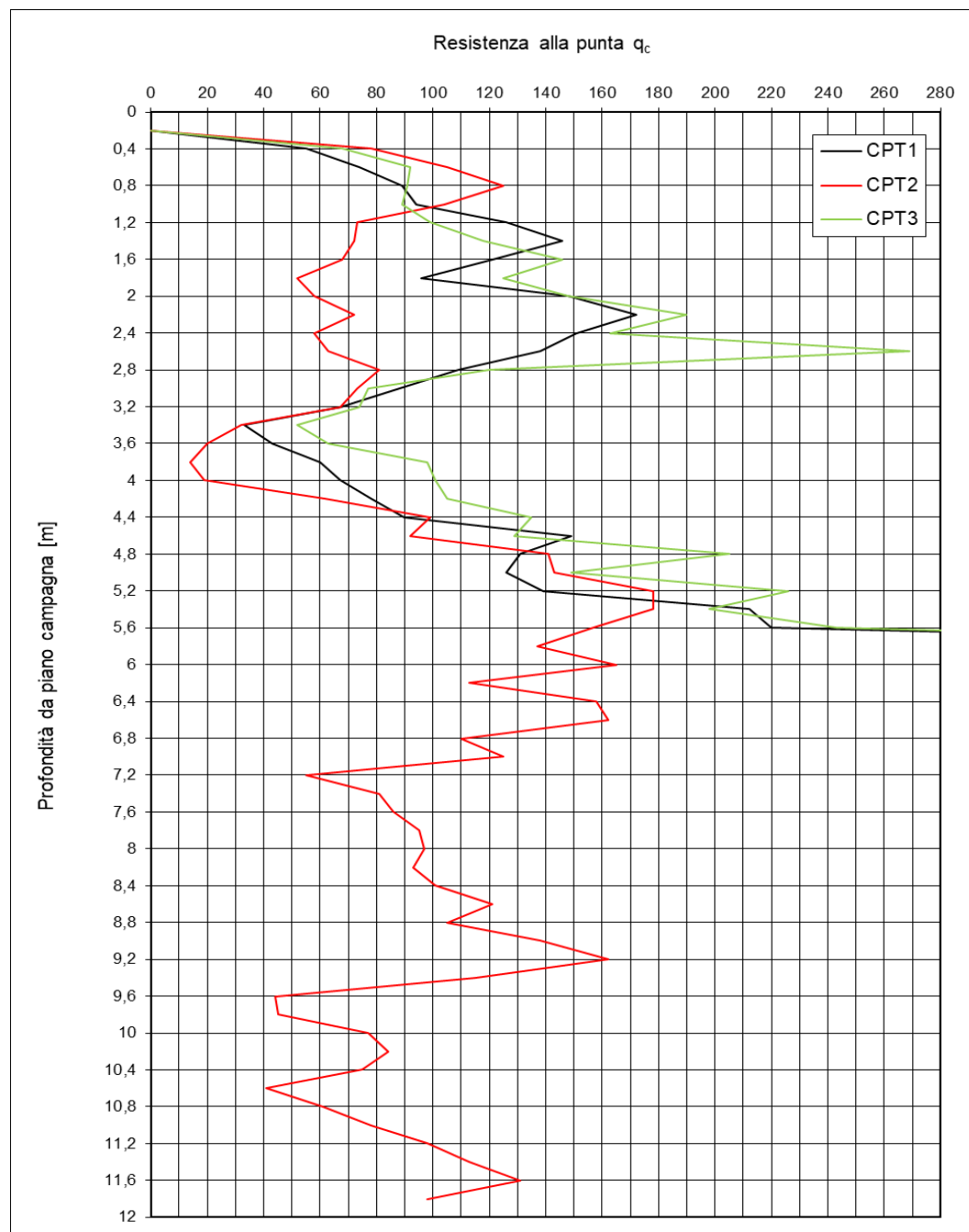


Foto 7-Prova penetrometrica statica CPT2



Foto 8-Prova penetrometrica statica CPT3



Fig.37- q_c nelle tre prove CPT

10. MODELLO GEOTECNICO DEL SOTTOSUOLO

Con riferimento alla situazione geotecnica più sfavorevole (CPT2) il modello geotecnico del sottosuolo è rappresentato da uno strato superficiale probabilmente costituito da terreno di riporto sabbioso limoso e sabbioso limoso argilloso con spessore di circa 1 m (STRATO 1), a cui seguono sabbie limose e limi sabbiosi mediamente addensati che si estendono sino a 3.20 m da piano campagna (STRATO 2).

Oltre tale quota vi è un livello a comportamento prevalentemente coesivo limoso argilloso ed argilloso limoso di consistenza medio-bassa con spessore 0.80 m (STRATO 3). Seguono alternanze di strati sabbioso limosi addensati e limoso sabbiosi e sabbioso limosi mediamente addensati. Sulla base della variazione sulla verticale della resistenza penetrometrica statica alla punta q_c si possono distinguere i seguenti strati principali:

Strato 1: prof. da 0.00 m a 1.00 m

Terreno di riporto sabbioso limoso e sabbioso limoso argilloso

$$q_c = 78 \div 125 \text{ kg/cm}^2$$

Strato 2: prof. da 1.00 m a 3.20 m

Sabbie limose e limi sabbiosi mediamente addensati

$$q_c = 52 \div 73 \text{ kg/cm}^2$$

Strato 3: prof. da 3.20 m a 4.00 m

Limi argillosi ed argille limose di consistenza medio-bassa

$$q_c = 14 \div 20 \text{ kg/cm}^2$$

Strato 4: prof. da 4.00 m a 7.00 m

Sabbie limose addensate con intercalazioni di sabbie limose argillose

$$q_c = 92 \div 160 \text{ kg/cm}^2$$

Strato 5: prof. da 7.00 m a 9.40 m

Limi sabbiosi e sabbie limose da mediamente addensati ad addensati

$$q_c = 55 \div 105 \text{ kg/cm}^2$$

Strato 6: prof. da 9.40 m a 10.80 m

Limi sabbiosi con intercalazioni di sabbie limose mediamente addensati

$$q_c = 44 \div 75 \text{ kg/cm}^2$$

Strato 7: prof. da 10.80 m a oltre 11.80 m

Sabbie limose addensate

$$q_c = 78 \div 131 \text{ kg/cm}^2$$

La caratterizzazione geotecnica dei terreni è stata eseguita con i risultati delle prove penetrometriche utilizzando le correlazioni semiempiriche riportate in letteratura che legano la resistenza penetrometrica statica alla punta q_c ai parametri di resistenza al taglio e di deformabilità del terreno. In tal senso sono state utilizzate quelle più collaudate e sperimentate.

I valori caratteristici dei parametri di resistenza al taglio del terreno (coesione c'_k , coesione non drenata c_{uk} e angolo di attrito φ_k) a partire dai quali si determinano i valori di progetto per il calcolo della resistenza R_d del terreno sono stati ricavati mediante la seguente espressione:

$$f_k = f_m \cdot (1 - 1.645 \cdot V_f)$$

dove f_k è il valore caratteristico del parametro, f_m il valore medio e V_f il coefficiente di variazione del parametro (COV) definito come il rapporto tra lo scarto quadratico medio e la media dei valori del parametro considerato. Nella tabella sottostante sono riportati i parametri geotecnici del terreno relativi agli strati individuati. Il peso dell'unità di volume naturale è stato assunto pari a 1.8 t/m³.

Parametri geotecnici del sottosuolo							
Strato geotecnico [-]	q_c [kg/cm ²]	D_r [%]	φ_k [°]	c_u [KPa]	c'_k [KPa]	E' [kg/cm ²]	M [kg/cm ²]
STRATO 1	78÷125	Terreno di riporto					
STRATO 2	52÷73	50	27	-	0	150	-
STRATO 3	14÷20	-	25	80	0	-	45
STRATO 4	92÷160	75	32	-	0	280	-
STRATO 5	55÷105	55	28	-	0	180	-
STRATO 6	44÷75	50	27	-	0	150	-
STRATO 7	78÷131	65	30	-	0	240	-

 q_c =resistenza penetrometrica statica CPT D_r =densità relativa (valore medio) c_u =coesione non drenata (valore caratteristico) c'_k = coesione effettiva φ_k =angolo d'attrito (valore caratteristico) M =modulo edometrico (valore medio) E' =modulo di deformazione elastico (valore medio)

11. RESISTENZA DI PROGETTO DEL SISTEMA GEOTECNICO FONDAZIONE SUPERFICIALE AGLI STATI LIMITE ULTIMI SLU E DI ESERCIZIO SLE

11.1 Verifica nei confronti degli stati limite ultimi (SLU)

Per una fondazione superficiale vi è una sola verifica geotecnica agli stati limite ultimi da eseguire cioè la verifica di capacità portante, ovvero la verifica dello stato limite di collasso per raggiungimento del carico limite della fondazione. Pertanto deve essere rispettata la condizione sotto riportata dove E_d è il valore di progetto dell'azione nelle varie combinazioni di carico e R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico sopra indicato

$$R_d \geq E_d$$

Le NTC/2018 prevedono che le verifiche di sicurezza nei confronti degli stati limite ultimi per le opere e i sistemi geotecnici, possano essere eseguite utilizzando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3). I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi (Approccio 1 e Approccio 2). Le verifiche allo SLU di tipo geotecnico (GEO) nei confronti del collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno sono eseguite utilizzando i valori dei coefficienti parziali riportati nelle seguenti tabelle delle NTC/2018:

- Tab. 6.2.I-Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni
- Tab. 6.2.II-Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno
- Tab. 6.4.I-Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Le verifiche di capacità portante in accordo con le NTC/2018 sono state eseguite con l'Approccio 2-Combinazione (A1+M1+R3) in cui sono incrementate le azioni (A), invariati i parametri geotecnici (M) e ridotta la resistenza (R). Cioè nella quale i coefficienti parziali sui parametri del terreno (M1) sono unitari e la resistenza globale del sistema è ridotta tramite il coefficiente γ_R del gruppo R3.

Il calcolo della resistenza del sistema geotecnico R_d è stato eseguito considerando una platea in c.a. di dimensioni $B \times L = 17 \times 26$ m impostata nei terreni sabbioso limosi e limoso sabbiosi dello STRATO 2 ad una profondità di 1.20 m da piano campagna, assumendo un approfondimento relativo $D_f = 0.00$ m. Sulla base dei dati forniti dallo strutturista incaricato Ing. Losi il carico E_d agli SLU trasmesso dalla struttura in elevazione e dalla platea al terreno è pari a 6.8 t/m^2 , mentre quello agli SLE è di 5 t/m^2 .

Essendo i terreni dello STRATO 2 a comportamento prevalentemente incoerente la R_d è stata calcolata eseguendo una verifica a lungo termine in condizioni di sforzi effettivi cioè considerando la resistenza al taglio dei terreni definita dai parametri $\phi > 0$ e $c' = 0$. La resistenza del terreno R_d in condizioni statiche e dinamiche è stata calcolata con le relazioni sotto riportate (*Terzaghi, 1943, Brinch, Meyerhof, 1951-63, Vesic, 1973-75, Hansen, 1970*) trascurando il fattore di profondità d_q e introducendo per la verifica in condizioni sismiche i fattori correttivi z_γ e z_q proposti da *Paolucci e Pecker, 1997* che tengono conto dell'inerzia del terreno in condizioni sismiche in funzione del coefficiente sismico k_h . Al primo termine della relazione di *Brinch Hansen* è stato inoltre applicato il fattore di riduzione r_γ proposto da *Bowles 1988*, valido per fondazioni larghe e platee con $B > 1.8$ m.

$$\text{Condizioni statiche} \quad R_d = \frac{1}{\gamma_R} \cdot [(0.5 \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma) + (\gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q)]$$

$$\text{Condizioni dinamiche} \quad R_d = \frac{1}{\gamma_R} \cdot [(0.5 \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma \cdot r_\gamma \cdot z_\gamma) + (\gamma_2 \cdot D_f \cdot s_q \cdot z_q \cdot N_q)]$$

B = larghezza platea in c.a.

γ_1, γ_2 = peso di volume del terreno sotto e sopra il piano di posa

D_f = approfondimento relativo = 0.00 m

s_γ, s_q = fattori di forma fondazione verifica a lungo termine = 1 (trascurati a favore di sicurezza)

z_γ, z_q = fattori d'inerzia del terreno in condizioni sismiche funzione di k_h e ϕ

N_γ, N_q = fattori adimensionali in funzione dell'angolo di attrito ϕ (*Vesic, 1975*)

SLU (GEO) Approccio 2 combinazione (A1+M1+R3)

Resistenza non drenata: $\gamma_{cu} = 1$

Tangente dell'angolo di resistenza al taglio : $\gamma_\phi = 1$ $\phi_d = \arctan(\tan\phi/\gamma_\phi) = \arctan(\tan 26/1) = 26^\circ$ (STRATO 1)

Peso dell'unità di volume $\gamma_\gamma = 1$ Coefficiente parziale del gruppo R3 $\gamma_R = 2.3$

Condizioni statiche

$$R_d = \frac{1}{2.3} \cdot (0.5 \cdot 1.8 \cdot 17 \cdot 12.54 \cdot 1 \cdot 0.758) = \frac{1}{2.3} \cdot (145.43) = 63.23 \text{ t/m}^2 \quad \mathbf{R_d = 63 \text{ t/m}^2}$$

$$\mathbf{E_d \text{ SLU} = 6.8 \text{ t/m}^2 < R_d = 63 \text{ t/m}^2}$$

Fondazione verificata

Condizioni dinamiche

$$R_d = \frac{1}{2.3} \cdot [(0.5 \cdot 1.8 \cdot 17 \cdot 12.54 \cdot 1 \cdot 0.758 \cdot 0.982)] = \frac{1}{2.3} \cdot (142.81) = 62.09 \text{ t/m}^2 \quad \mathbf{R_d = 62 \text{ t/m}^2}$$

$$\mathbf{E_d \text{ SLU} = 6.8 \text{ t/m}^2 < R_d = 62 \text{ t/m}^2}$$

Fondazione verificata

Resistenza del sistema geotecnico R_d agli stati limite ultimi SLU in condizioni statiche e dinamiche - SLU (GEO) Approccio 2 (A1+M1+R3)			
CONDIZIONI STATICHE		CONDIZIONI DINAMICHE	
BxL [m]	R_d [t/m ²]	BxL [m]	R_d [t/m ²]
17.00x26.00	63	17.00x26.00	62

11.2 Verifica agli stati limite di esercizio (SLE)

Per la verifica agli stati limite di esercizio SLE si sono determinati i cedimenti con i criteri di calcolo usuali per i terreni a grana media e grossa e per dare un giudizio sulla loro ammissibilità si è fatto riferimento a numerosi grafici e tabelle di letteratura, che su base statistica e in funzione di parametri diversi, indicano i valori ammissibili. In tal senso in merito ai cedimenti ammissibili di opere è noto che i cedimenti assoluti influenzano il comportamento di una struttura in misura minore dei cedimenti differenziali ed è ormai ampiamente riconosciuto che esiste una relazione tra i due cedimenti (*Grant et al., 1975, Skempton e McDonald, 1956, Polshin e Tokar, 1957, Bjerrum, 1963, Burland & Wroth, 1974*). L'approccio generalmente seguito è quello di adottare un valore di cedimento ammissibile in funzione di un valore prefissato di distorsione angolare massima funzione della tipologia di struttura. Utilizzando la correlazione $\beta_{\max}/w_{\max}$ proposta da *Grant e altri, 1974* aggiornata da *Viggiani, 1992* e quella di *Mandolini, 2003* considerando una distorsione angolare massima $\beta_{\max}$ di 1/500 si è assunto come cedimento massimo $w_{\max}$ il limite di 3.5 cm.

Per gli strati incoerenti in relazione alla natura granulare dei terreni la valutazione dell'entità dei cedimenti è stata eseguita con la relazione basata sulla teoria dell'elasticità, cioè assimilando il terreno a un mezzo elastico e calcolando il contributo di singoli strati di spessore H e modulo di deformazione E con la seguente relazione di calcolo:

$$w_i = \{[\Delta\sigma_z - \mu \cdot (\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_y)]/E\} \cdot H$$

w_i =cedimento immediato strato incoerente

H=spessore dello strato comprimibile iesino

$\Delta\sigma_z, \Delta\sigma_x, \Delta\sigma_y$, =tensioni indotte sotto il centro di un'area di carico flessibile dovuto al carico applicato

E=modulo elastico del livello iesino

μ =coefficiente di Poisson=0.3

Per il calcolo dei cedimenti di consolidazione dello strato coesivo limoso argilloso ed argilloso limoso, cioè quelli differiti nel tempo, si è utilizzato la relazione sotto riportata. Per quanto riguarda il cedimento immediato nel caso di terreni normalconsolidati o leggermente sovraconsolidati quali quelli in esame, può essere considerato pari a poco più del 10% di quello di consolidazione (*Simons e Som, 1970, Padfield e Sharrock, 1983, e altri*)

$$w_c = (\Delta\sigma/M) \cdot H$$

w_c =cedimento di consolidazione strato coesivo

$\Delta\sigma$ =incremento medio della pressione verticale in mezzaria dello strato deformabile indotto dal carico applicato sotto la verticale del centro della fondazione

H=spessore dello strato deformabile al di sotto della fondazione

M=modulo medio dello strato indotto dall'area di carico

Le tensioni normali verticali ed orizzontali $\Delta\sigma_z$, $\Delta\sigma_x$ e $\Delta\sigma_y$ indotte al centro di una platea da un carico uniformemente distribuito $E_d \text{ SLE eff.}$ pari a 3.2 t/m^2 sono state determinate con riferimento alla teoria dell'elasticità, assimilando il terreno ad un mezzo continuo, lineare, isotropo ed omogeneo (*Poulos e Davis, 1974*). A causa dell'esistenza di una "soglia" della deformazione il calcolo dei cedimenti è stato limitato allo strato che realisticamente risente della presenza del carico applicato in superficie; prudenzialmente si è adottato $H=2B$, essendo B la larghezza della platea. Il volume di terreno significativo così individuato è stato quindi suddiviso in n -strati di spessore h_i , con caratteristiche di compressibilità omogenee, dei quali si è determinato il cedimento; infine è stato calcolato il cedimento totale w_T come somma dei contributi di ciascun strato. I calcoli sono indicati nella tabella di seguito riportata nella quale w_c è il cedimento di consolidazione, w_i il cedimento immediato e w_T e w_R sono rispettivamente il cedimento totale di una fondazione flessibile e rigida. Il valore del coefficiente K_r per la determinazione di w_R è stato valutato con i grafici riportati in letteratura geotecnica che legano tale parametro alla geometria della fondazione.

Essendo la platea impostata ad una profondità di 1.70 m dal piano campagna la fondazione risulta parzialmente compensata. Pertanto nel calcolo dei cedimenti si è considerato un carico di esercizio $E_d \text{ eff}$ diminuito del peso del terreno asportato per i primi 1.50 m.

PLATEA BxL=17x26 m							
Quota imposta fondazione: -1.70 m da piano campagna							
$E_d \text{ SLE}$ [t/m ²]	q [t/m ²]	$E_d \text{ SLE eff}$ [t/m ²]	w_c [cm]	w_i [cm]	w_T [cm]	w_R [cm]	w_{amm} [cm]
5	1.8	3.2	0.56	1.48	2.04	1.63	3.5
$w_R < w_{amm}$ fondazione verificata agli SLE							
$E_d \text{ SLE}$ =pressione di contatto q =pressione media effettiva prima della costruzione alla profondità di 1.00 m (peso del terreno asportato) $E_d \text{ eff.}$ =pressione effettiva di contatto							

12. MODULO DI REAZIONE TERRENO-STRUTTURA

Per la verifica dell'interazione terreno/struttura si potrà adottare il modello di *Winkler* che ha il vantaggio della semplicità operativa, valutando il modulo di reazione verticale K (o *modulo di Winkler*) con la relazione proposta da *Vesic, 1965* sotto riportata. Gli studi comparativi svolti dall'Autore hanno dimostrato che adottando tale formula per il calcolo del modulo K il modello di *Winkler* fornisce risultati praticamente compatibili con quelli ottenibili con un modello di mezzo elastico continuo. La formula può anche essere riscritta semplificata in quanto il termine tra parentesi quadra è approssimabile all'unità

$$K = \frac{0.65 \cdot E}{B \cdot (1 - \nu^2)} \cdot \left[\frac{E \cdot B^4}{E_f \cdot J} \right]^{1/12}$$

B =larghezza platea in c.a.

J =momento d'inerzia fondazione

ν =coefficiente di Poisson=0.3

E_f =modulo di elasticità fondazione

E =modulo di deformazione del terreno: (media ponderata strati)=120 t/m²

13. VERIFICA DI STABILITA' DEL SITO NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE

13.1 Premessa

La liquefazione è la riduzione di resistenza al taglio e/o di rigidità causata durante il moto sismico dall'aumento delle pressioni interstiziali in terreni saturi non coesivi tale da provocare deformazioni permanenti significative o persino da indurre nel terreno una condizione di sforzi efficaci quasi nulla. Sulla base di quanto indicato nelle NTC 2018, paragrafo 7.11.3.4.2 la verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

1. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0.1g
2. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali
3. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$ dove $(N_1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (SPT) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche CPT normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa
4. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura 7.11.1(a) delle NTC/2018 nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3.5$ ed in Figura 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3.5$.

Quando nessuna delle condizioni sopra indicate (§ 7.11.3.4.2 delle NTC 2018) risulti soddisfatta e il terreno di fondazione comprenda strati estesi o lenti spesse di sabbie sciolte sotto falda, occorre valutare il coefficiente di sicurezza alla liquefazione alle profondità in cui sono presenti i terreni potenzialmente liquefacibili. Salvo utilizzare procedure di analisi avanzate, la verifica può essere effettuata con metodologie di tipo storico-empirico in cui il coefficiente di sicurezza viene definito dal rapporto tra la resistenza disponibile alla liquefazione e la sollecitazione indotta dal terremoto di progetto. La resistenza alla liquefazione può essere valutata sulla base dei risultati di prove in sito o di prove cicliche di laboratorio. La sollecitazione indotta dall'azione sismica è stimata attraverso la conoscenza dell'accelerazione massima attesa alla profondità di interesse.

Nel caso in esame non sussistendo nessuna delle condizioni previste dalle NTC 2018 per l'esclusione della verifica è stata eseguita la verifica a liquefazione dei terreni in corrispondenza della prova penetrometrica statica CPT2. Nella verifica si è considerato la falda posta ad una profondità di 5 m dal piano campagna.

13.2 Metodologia di verifica

La suscettibilità alla liquefazione dei terreni di fondazione è stata inizialmente verificata utilizzando il "metodo semplificato" originariamente sviluppato da Seed e Idriss (1971) basato sul numero di colpi della prova SPT, correlati con un parametro chiamato *domanda di resistenza ciclica indotta dal sisma CSR*.

Successivamente sono state introdotte nuove procedure che utilizzano i risultati delle prove penetrometriche statiche CPT e le misure della velocità delle onde di taglio v_s . La procedura di calcolo è suddivisa nelle seguenti fasi:

1. calcolo della domanda di resistenza ciclica alla liquefazione CSR
2. determinazione della capacità di resistenza del terreno alla liquefazione CRR utilizzando i dati forniti dalle prove SPT, CPT e sismiche (v_s)
3. valutazione del potenziale di liquefazione mediante il calcolo del fattore di sicurezza $FS_L = CRR/CSR$

La relazione utilizzata per il calcolo del parametro CSR è la seguente:

$$CSR = \frac{\tau_{av}}{\sigma'_{vo}} = 0.65 \cdot \left(\frac{a_{max}}{g} \right) \cdot \left(\frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \right) \cdot r_d$$

a_{max} =accelerazione massima

g =accelerazione di gravità

σ'_{vo} , σ_{vo} =pressione verticale efficace e totale

r_d =fattore di riduzione dello sforzo di taglio ciclico variabile con la profondità

Nel caso della prova CPT il parametro $CRR_{7.5}$ è stato determinato con il metodo di Robertson e Wride che utilizza l'indice di comportamento per il tipo di suolo I_c calcolato con la seguente formula:

$$I_c = [(3.47 - \log Q)^2 + (1.22 + \log F)^2]^{0.5}$$

$$Q = [(q_c - \sigma_{vo})/P_a] \cdot [(P_a/\sigma_{vo})^n] \quad \text{Resistenza penetrometrica normalizzata}$$

$$F = [(f_s/(q_c - \sigma_{vo}))] \cdot 100\% \quad \text{Resistenza laterale normalizzata}$$

q_c =resistenza alla punta penetrometro statico

P_a =pressione atmosferica (1 atm) nelle stesse unità di σ_{vo}

n =esponente che dipende dal tipo di suolo

L'esponente di sforzo n dipende dal tipo di suolo. Per sabbie pulite il valore di $n=0.5$, mentre per limi e sabbie limose un valore appropriato è intermedio tra 0.5 e 1 ($n=1$ argille). Robertson & Wride suggeriscono di considerare in prima approssimazione $n=1$ e calcolare il conseguente valore di I_c . Se il risultante I_c è maggiore di 2.6 il terreno è classificabile come materiale di tipo argilloso e non è considerato a rischio liquefazione.

Se il valore di I_c è minore di 2.6 il terreno è di natura granulare e il valore della resistenza penetrometrica normalizzata Q deve essere ricalcolato assumendo $n=0.5$. Se l'indice di comportamento I_c ricalcolato è minore di 2.6 il suolo è classificato non plastico e granulare e tale I_c sarà utilizzato per il calcolo della resistenza a liquefazione (vedasi formule successive). Se invece il nuovo valore di I_c è maggiore di 2.6 il terreno è probabilmente di tipo limoso e plastico e l'analisi va ripetuta con un valore di n pari a 0.7.

Il parametro $CRR_{7.5}$ è stato calcolato con le formule seguenti:

$$CRR_{7.5 \text{ Robertson, Wride}} = 0.833 \cdot [(q_{c1N})_{cs}/1000] + 0.05 \quad (q_{c1N})_{cs} < 50$$

$$CRR_{7.5 \text{ Robertson, Wride}} = 93 \cdot [(q_{c1N})_{cs}/1000]^3 + 0.08 \quad 50 < (q_{c1N})_{cs} < 160$$

$(q_{c1N})_{cs}$ =resistenza alla punta normalizzata corretta in funzione del contenuto di fine a circa 100 kPa

In particolare la resistenza alla punta corretta normalizzata $(q_{c1N})_{cs}$ è data dalla seguente relazione:

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

$$\Delta q_{c1N} = K_c(1 - K_c) \cdot q_{c1N}$$

$$q_{c1N} = C_q \cdot (q_c / P_a)$$

$$C_q = (P_a / \sigma_{vo}')^n \leq 1.7 \quad \text{fattore di normalizzazione della resistenza alla punta pari a 1.7 per piccole profondità}$$

K_c = fattore di correzione per le caratteristiche granulometriche, funzione del contenuto di fine FC (%)

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

$$K_c = 0.0267 \cdot (FC - 5) \text{ per } 5 < FC \leq 35\%$$

$$K_c = 0.8 \text{ per } FC > 35\%$$

$$FC = 1.75 \cdot I_c^{3.25} - 3.7$$

Alla domanda di resistenza ciclica alla liquefazione CSR può essere applicato un fattore di sicurezza fsl , il cui valore tipico è pari a 1.2, per tener conto della variazione delle pressioni interstiziali e delle deformazioni che si sviluppano durante lo scuotimento sismico secondo la relazione $CSR_{fs} = CSR \cdot fsl$. Più elevato è il valore di fsl e più conservativa è l'analisi della suscettività alla liquefazione.

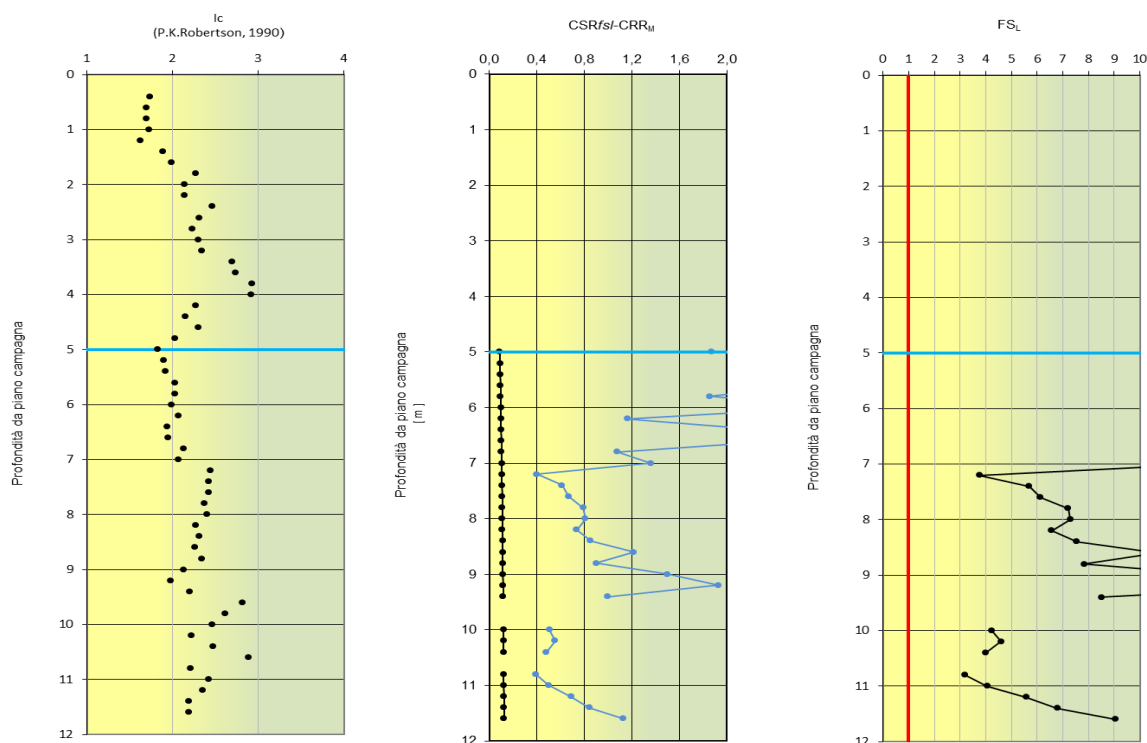
Il valore di $CRR_{7.5}$ determinato con la relazione sopra riportata è valido per terremoti di magnitudo pari a 7.5. Per terremoti di magnitudo minore o maggiore di 7.5 $CRR_{7.5}$ dovrà essere corretto utilizzando la seguente relazione

$$CRR_M = CRR_{7.5} \cdot MSF$$

$$MSF = 10^{2.84/M^{3.24}} \quad [\text{Youth e al., 2001}] \quad \text{valida per terremoti con magnitudo inferiore a 7.5}$$

E' stato assunto un terremoto di magnitudo momento M_w pari a 5 ed un'accelerazione orizzontale di picco attesa in superficie a_{max} pari a 0.12. I risultati della verifica alla liquefazione effettuata in corrispondenza della verticale CPT2 sono visualizzati nei seguenti diagrammi, dove viene riportato il grafico della variazione con la profondità dei parametri I_c , CSR_{fs} , CRR_M e FS_L . Sulla base di quanto indicato nella D.g.r. n.X/5001 del 30.03.2016 ed in particolare alla scheda del Modulo 9 relativa all'approfondimento sismico per gli effetti dovuti a liquefazione, un sito è ritenuto stabile nei confronti dei fenomeni di liquefazione quando il fattore di sicurezza $FS_L \geq 1$.

Il valore del fattore di sicurezza a liquefazione FS_L calcolato con la metodologia sopra illustrata è risultato sempre >1 nell'ambito della profondità indagata pertanto i terreni in esame si possono ritenere non liquefacibili.

CPT2**14. CONCLUSIONI ED INDICAZIONI PROGETTUALI**

I risultati dell'indagine non hanno evidenziato particolari controindicazioni di carattere geologico, idrogeologico, geotecnico e sismico per la realizzazione dell'intervento in progetto. Le condizioni geologiche-geotecniche-sismiche e i dati per la progettazione delle strutture di fondazione sono sintetizzati nei punti successivi:

1. la zona in esame è modellata nel *Ripiano Fondamentale della Pianura Padana* costituito da depositi quaternari antichi di origine fluvio-glaciale ed alluvionale indicati come "*Fluviale o Diluvium recente*"-**Fg^w**. Si tratta complessivamente di depositi alluvionali variamente alternati sia in senso verticale che orizzontale costituiti prevalentemente da sabbie, sabbie limose e sabbie ghiaiose con discontinue intercalazioni di orizzonti, spesso lenticolari, granulometricamente più fini. In superficie essi sono generalmente ricoperti da una coltre limoso sabbiosa argillosa con spessore variabile;
2. il modello geotecnico del sottosuolo riferito alla situazione geotecnica più cautelativa riscontrata nella CPT2, è rappresentato da uno strato superficiale probabilmente costituito da terreno di riporto sabbioso limoso e sabbioso limoso argilloso con spessore di circa 1 m (STRATO 1), a cui seguono sabbie limose e limi sabbiosi mediamente addensati che si estendono sino a 3.20 m da piano campagna (STRATO 2). Oltre tale quota vi è un livello a comportamento prevalentemente coesivo limoso argilloso ed argilloso limoso di consistenza medio-bassa con spessore 0.80 m (STRATO 3). Seguono alternanze di strati sabbioso limosi addensati e limoso sabbiosi e sabbioso limosi mediamente addensati;

3. sulla base di quanto indicato nello *Studio geologico* a supporto del PGT e nel *Piano Cave della Provincia di Lodi*, la falda è caratterizzata da una soggiacenza maggiore di 3÷5 m dal piano campagna. Durante l'esecuzione delle prove penetrometriche in data 17/11/2022 spinte sino alla profondità di 11.80 m dal p.c. la falda è stata intercettata alla profondità di 6.30 m;
4. con riferimento all'*All.8B-3 Carta di sintesi* della Componente geologica del PGT nel settore interessato dall'intervento edilizio l'acquifero è caratterizzato da una bassa vulnerabilità agli inquinamenti di origine superficiale sia per la non superficialità della falda che per la presenza al suo tetto di terreni limoso sabbiosi argillosi poco permeabili;
5. in rapporto alla natura litologica e ai valori di v_{seq} calcolati con la prova sismica congiunta Masw/Re.mi il terreno caratterizzato da una v_{seq} calcolata da piano campagna pari a 273 m/s può essere classificato secondo le NTC/2018 come SUOLO C;
6. in relazione a quanto indicato nella *Carta della pericolosità sismica locale* dello *Studio geologico* del PGT l'area in esame appartiene allo scenario Z4a "zona di fondovalle e di pianura con presenza di depositi alluvionali e/o fluvio-glaciali granulari e/o coesivi" suscettibile di possibili amplificazioni litologiche e geometriche. I fattori di amplificazione sismica locale del sito F_a , calcolati secondo quanto indicato nell'*All.5* alla D.g.r. n.IX/2616 del 30.11.2011, sono i seguenti:

$$F_{a0.1s-0.5s}=1.18+0.1 \quad F_{a0.5s-1.5s}=1.99+0.1$$

I valori di F_a ottenuti per il sito in esame risultano per entrambi i periodi di oscillazione inferiori al valore di soglia fornito da Regione Lombardia per un suolo di tipo C, pertanto la normativa nazionale risulta sufficientemente cautelativa nei confronti dei fenomeni di amplificazione sismica locale. Questo fa sì che in fase progettuale si potranno adottare gli spettri di norma relativi al suolo sismico di tipo C misurato;

7. la determinazione della frequenza di vibrazione fondamentale del sito è stata effettuata con il metodo dei rapporti spettrali HVSr (Horizontal to vertical spectral ratio) o metodo di Nakamura. Nel campo delle frequenze di interesse ingegneristico (normalmente 1÷10/15 Hz), non sono state rilevate frequenze di risonanza con rapporto H/V elevato (>2). Trascurando la frequenza a 0.25 Hz, sono stati individuati 2 picchi con valore del rapporto H/V analogo negli intervalli 0.5÷0.6 Hz e 2.5÷3.5 Hz. Il valore del rapporto H/V delle frequenze di risonanza, compreso fra 1.5 e 2, indica contrasti d'impedenza sismica non particolarmente elevati nella successione litostratigrafica del sito;
8. la suscettibilità a liquefazione dei terreni è stata eseguita con il metodo semplificato, mediante il calcolo del fattore di sicurezza $FS_L=CRR/CSR$ in corrispondenza della verticale della prova penetrometrica CPT2 i cui risultati sono riportati al capitolo 13.2;
9. per una platea in c.a. di dimensioni $B \times L=17 \times 26$ m impostata nei terreni sabbioso limosi e limoso sabbiosi dello STRATO 2, la resistenza del sistema geotecnico R_d agli stati limite ultimi SLU, in condizioni statiche e dinamiche, calcolata utilizzando l'Approccio 2 combinazione A1+M1+R3 è indicata al capitolo 11, paragrafo 11.1;

10. applicando, un carico di esercizio $E_{d\ SLE\ eff}$ pari a $3.2\ t/m^2$ il valore di cedimento assoluto trovato pari a $1.63\ cm$ è inferiore al valore ammissibile ($3.5\ cm$), pertanto la verifica agli stati limite di esercizio risulta soddisfatta;
11. il presente rapporto dovrà essere validato dall'estensore del progetto strutturale esecutivo ovvero lo Strutturista dovrà verificare se i dati e gli elementi geologici/geotecnici/sismici in esso contenuti sono sufficienti e quindi sarà lo stesso Progettista che valuterà la completezza/conformità oppure la necessità di un'estensione/integrazione dello stesso;
12. a scavi aperti sarà inoltre necessario verificare l'omogeneità litologica/geotecnica dei terreni su tutta l'area di impronta della fondazione, ovvero la presenza dei terreni sabbioso limosi e limoso sabbiosi dello STRATO 2 apportando se necessario, gli opportuni adeguamenti relativamente alla quota di imposta dello strato di sottofondo in cls magro.
13. l'intervento edilizio comporta scavi da eseguirsi in adiacenza alle fondazioni esistenti dell'edificio palestra, pertanto le fasi operative e le tecnologie esecutive dovranno svilupparsi in modo da non influire sulla stabilità generale delle stesse.

Lodi, 24 gennaio 2023

Dott. Geol. Giovanni Viganò
(Ordine dei Geologi della Lombardia n. 1051)

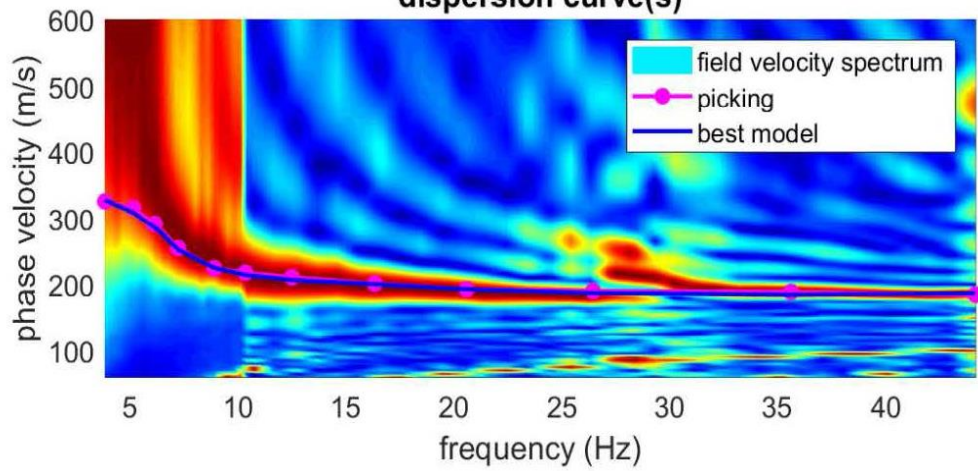


Allegato 1

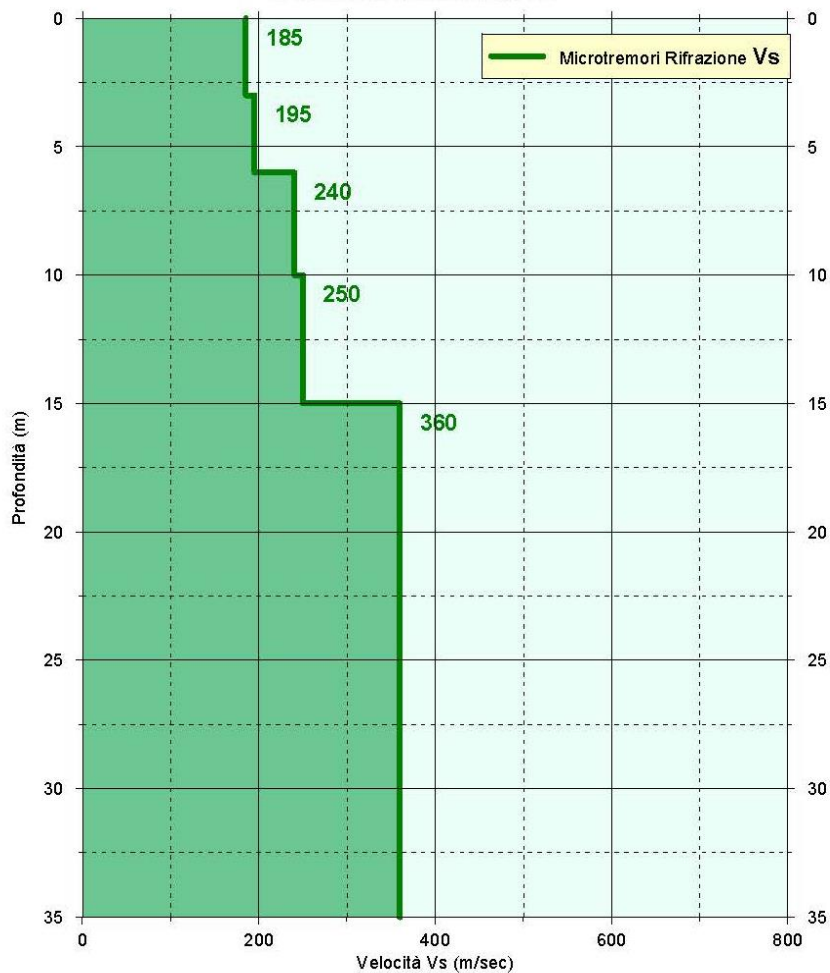
PROVA SISMICA SUPERFICIALE RE.MI./MASW

Loc. Lodi - Scuole "Pezzani"
METODO CONGIUNTO MASW-REMI

Spettro velocità di fase - curva dispersione
dispersion curve(s)



PROFILO VELOCITÀ Vs



$Vs_{eq} (0-30 \text{ m}) = 273 \text{ m/s}$

Sottosuolo di fondazione tipo "C"

Allegato 2

REPORT PROVE HVSR

LODI, SCUOLA ELEMENTARE PEZZANI-HVSR1

Strumento: TEP-0122/01-10

Formato dati: 16 byte

Inizio registrazione: 14/11/00 22:30:01 Fine registrazione: 14/11/00 22:50:01

Nomi canali: NORTH SOUTH; EAST WEST ; UP DOWN

Durata registrazione: 0h20'00". Analisi effettuata sull'intera traccia.

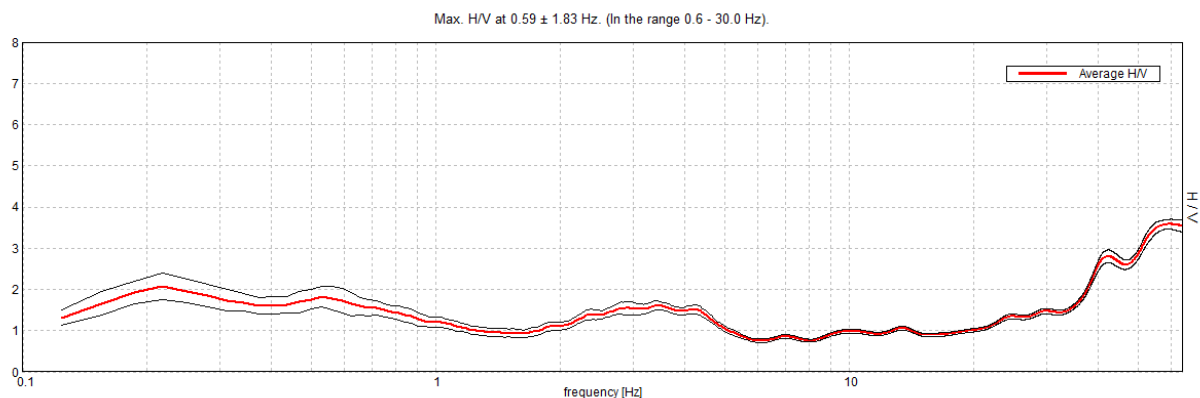
Freq. campionamento: 128 Hz

Lunghezza finestre: 18 s

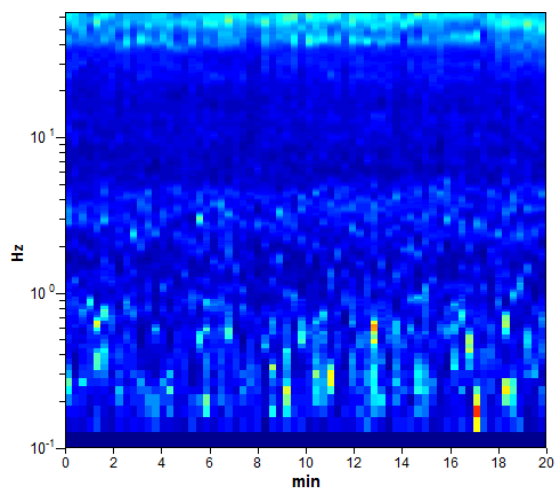
Tipo di lisciamento: Triangular window

Lisciamento: 10%

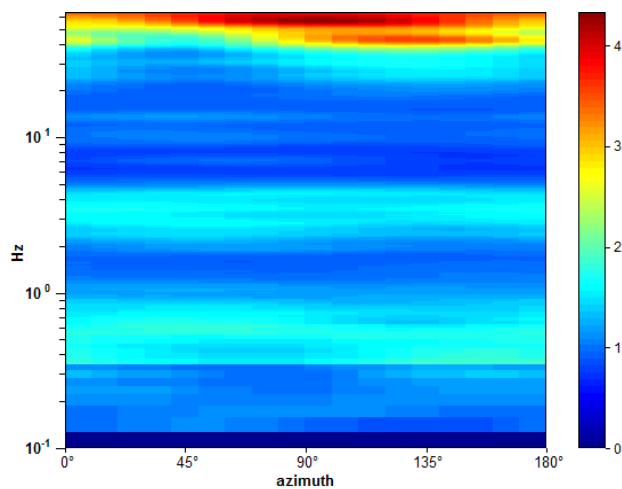
RAPPORTO SPETTRALE ORIZZONTALE SU VERTICALE



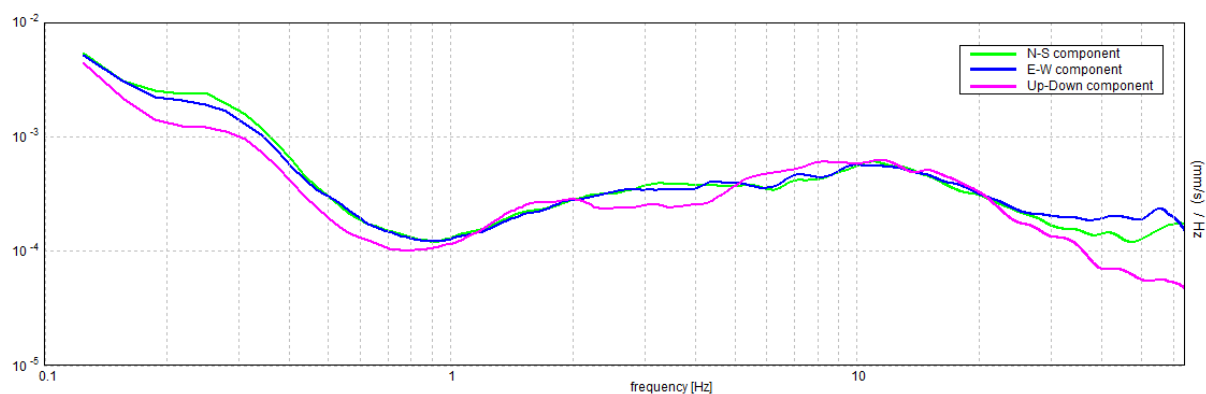
SERIE TEMPORALE H/V



DIREZIONALITA' H/V



SPETTRI DELLE SINGOLE COMPONENTI



[Secondo le linee guida SESAME, 2005. Si raccomanda di leggere attentamente il manuale di *Grilla* prima di interpretare la tabella seguente].

Picco H/V a 0.59 ± 1.83 Hz (nell'intervallo 0.6 - 30.0 Hz).

Criteri per una curva H/V affidabile

[Tutti 3 dovrebbero risultare soddisfatti]

$f_0 > 10 / L_w$	$0.59 > 0.56$	OK	
$n_c(f_0) > 200$	$705.4 > 200$	OK	
$\sigma_A(f) < 2$ per $0.5f_0 < f < 2f_0$ se $f_0 > 0.5\text{Hz}$ $\sigma_A(f) < 3$ per $0.5f_0 < f < 2f_0$ se $f_0 < 0.5\text{Hz}$	Superato 0 volte su 30	OK	

Criteri per un picco H/V chiaro

[Almeno 5 su 6 dovrebbero essere soddisfatti]

Esiste f^- in $[f_0/4, f_0]$ $A_{H/V}(f^-) < A_0 / 2$			NO
Esiste f^+ in $[f_0, 4f_0]$ $A_{H/V}(f^+) < A_0 / 2$			NO
$A_0 > 2$	$1.73 > 2$		NO
$f_{\text{picco}}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	$ 3.08208 < 0.05$		NO
$\sigma_f < \varepsilon(f_0)$	$1.82999 < 0.08906$		NO
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	$0.3053 < 2.0$	OK	

L_w	lunghezza della finestra
n_w	numero di finestre usate nell'analisi
$n_c = L_w n_w f_0$	numero di cicli significativi
f	frequenza attuale
f_0	frequenza del picco H/V
σ_f	deviazione standard della frequenza del picco H/V
$\varepsilon(f_0)$	valore di soglia per la condizione di stabilità $\sigma_f < \varepsilon(f_0)$
A_0	ampiezza della curva H/V alla frequenza f_0
$A_{H/V}(f)$	ampiezza della curva H/V alla frequenza f
f^-	frequenza tra $f_0/4$ e f_0 alla quale $A_{H/V}(f^-) < A_0/2$
f^+	frequenza tra f_0 e $4f_0$ alla quale $A_{H/V}(f^+) < A_0/2$
$\sigma_A(f)$	deviazione standard di $A_{H/V}(f)$, $\sigma_A(f)$ è il fattore per il quale la curva $A_{H/V}(f)$ media deve essere moltiplicata o divisa
$\sigma_{\log H/V}(f)$	deviazione standard della funzione $\log A_{H/V}(f)$
$\theta(f_0)$	valore di soglia per la condizione di stabilità $\sigma_A(f) < \theta(f_0)$

Valori di soglia per σ_f e $\sigma_A(f_0)$

Intervallo di freq. [Hz]	< 0.2	0.2 – 0.5	0.5 – 1.0	1.0 – 2.0	> 2.0
$\varepsilon(f_0)$ [Hz]	$0.25 f_0$	$0.2 f_0$	$0.15 f_0$	$0.10 f_0$	$0.05 f_0$
$\theta(f_0)$ per $\sigma_A(f_0)$	3.0	2.5	2.0	1.78	1.58
$\log \theta(f_0)$ per $\sigma_{\log H/V}(f_0)$	0.48	0.40	0.30	0.25	0.20

LODI, SCUOLA ELEMENTARE PEZZANI-HVSR2

Strumento: TEP-0122/01-10

Formato dati: 16 byte

Inizio registrazione: 14/11/00 23:14:08 Fine registrazione: 14/11/00 23:34:08

Nomi canali: NORTH SOUTH; EAST WEST ; UP DOWN

Dato GPS non disponibile

Durata registrazione: 0h20'00". Analizzato 94% tracciato (selezione manuale)

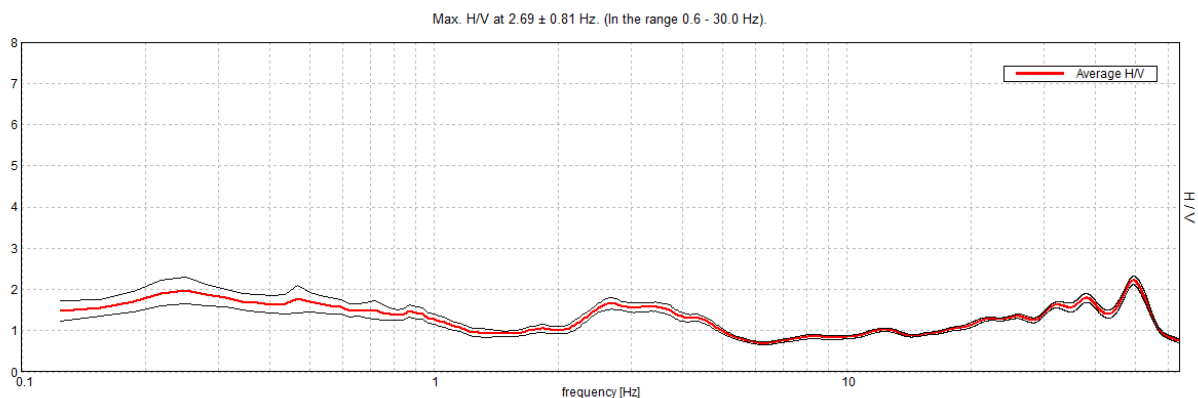
Freq. campionamento: 128 Hz

Lunghezza finestre: 18 s

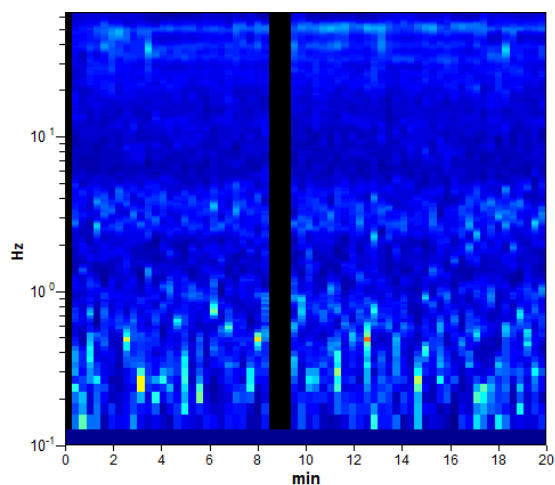
Tipo di lisciamento: Triangular window

Lisciamento: 10%

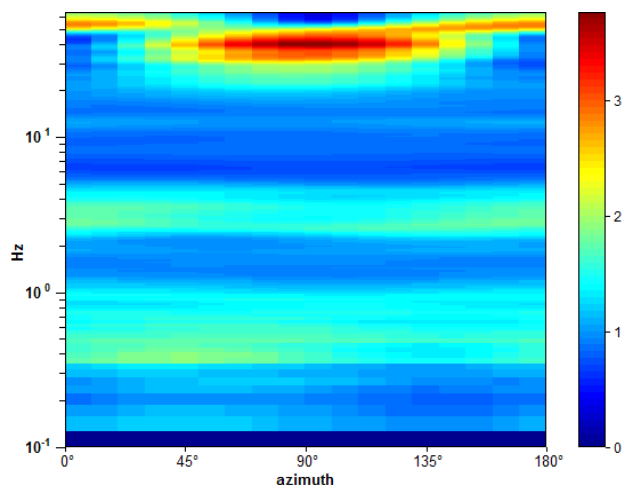
RAPPORTO SPETTRALE ORIZZONTALE SU VERTICALE



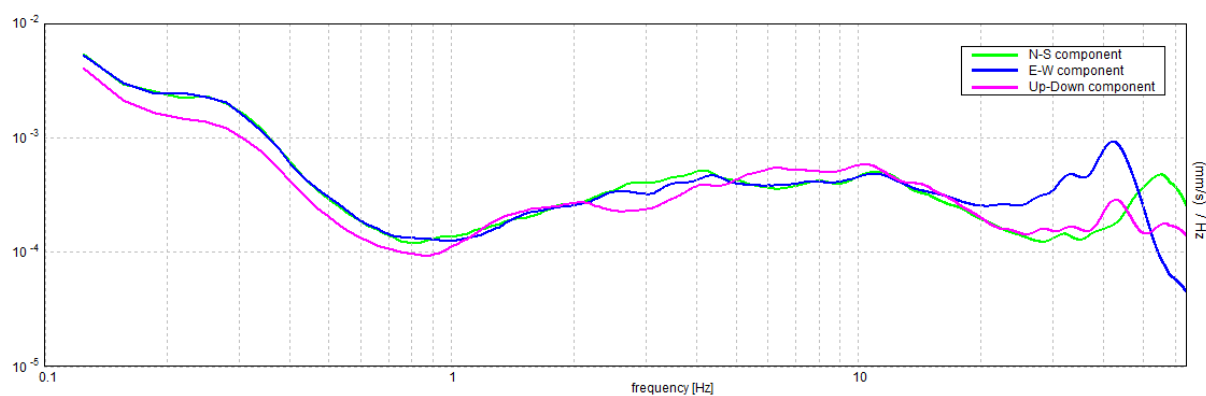
SERIE TEMPORALE H/V



DIREZIONALITA' H/V



SPETTRI DELLE SINGOLE COMPONENTI



[Secondo le linee guida SESAME, 2005. Si raccomanda di leggere attentamente il manuale di *Grilla* prima di interpretare la tabella seguente].

Picco H/V a 2.69 ± 0.81 Hz (nell'intervallo 0.6 - 30.0 Hz).

Criteri per una curva H/V affidabile

[Tutti 3 dovrebbero risultare soddisfatti]

$f_0 > 10 / L_w$	$2.69 > 0.56$	OK	
$n_c(f_0) > 200$	$2999.3 > 200$	OK	
$\sigma_A(f) < 2$ per $0.5f_0 < f < 2f_0$ se $f_0 > 0.5\text{Hz}$ $\sigma_A(f) < 3$ per $0.5f_0 < f < 2f_0$ se $f_0 < 0.5\text{Hz}$	Superato 0 volte su 130	OK	

Criteri per un picco H/V chiaro

[Almeno 5 su 6 dovrebbero essere soddisfatti]

Esiste f^- in $[f_0/4, f_0]$ $A_{H/V}(f^-) < A_0 / 2$			NO
Esiste f^+ in $[f_0, 4f_0]$ $A_{H/V}(f^+) < A_0 / 2$	5.375 Hz	OK	
$A_0 > 2$	$1.66 > 2$		NO
$f_{\text{picco}}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	$ 0.30072 < 0.05$		NO
$\sigma_f < \varepsilon(f_0)$	$0.80819 < 0.13438$		NO
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	$0.1393 < 1.58$	OK	

L_w	lunghezza della finestra
n_w	numero di finestre usate nell'analisi
$n_c = L_w n_w f_0$	numero di cicli significativi
f	frequenza attuale
f_0	frequenza del picco H/V
σ_f	deviazione standard della frequenza del picco H/V
$\varepsilon(f_0)$	valore di soglia per la condizione di stabilità $\sigma_f < \varepsilon(f_0)$
A_0	ampiezza della curva H/V alla frequenza f_0
$A_{H/V}(f)$	ampiezza della curva H/V alla frequenza f
f^-	frequenza tra $f_0/4$ e f_0 alla quale $A_{H/V}(f^-) < A_0/2$
f^+	frequenza tra f_0 e $4f_0$ alla quale $A_{H/V}(f^+) < A_0/2$
$\sigma_A(f)$	deviazione standard di $A_{H/V}(f)$, $\sigma_A(f)$ è il fattore per il quale la curva $A_{H/V}(f)$ media deve essere moltiplicata o divisa
$\sigma_{\log H/V}(f)$	deviazione standard della funzione $\log A_{H/V}(f)$
$\theta(f_0)$	valore di soglia per la condizione di stabilità $\sigma_A(f) < \theta(f_0)$

Valori di soglia per σ_f e $\sigma_A(f_0)$

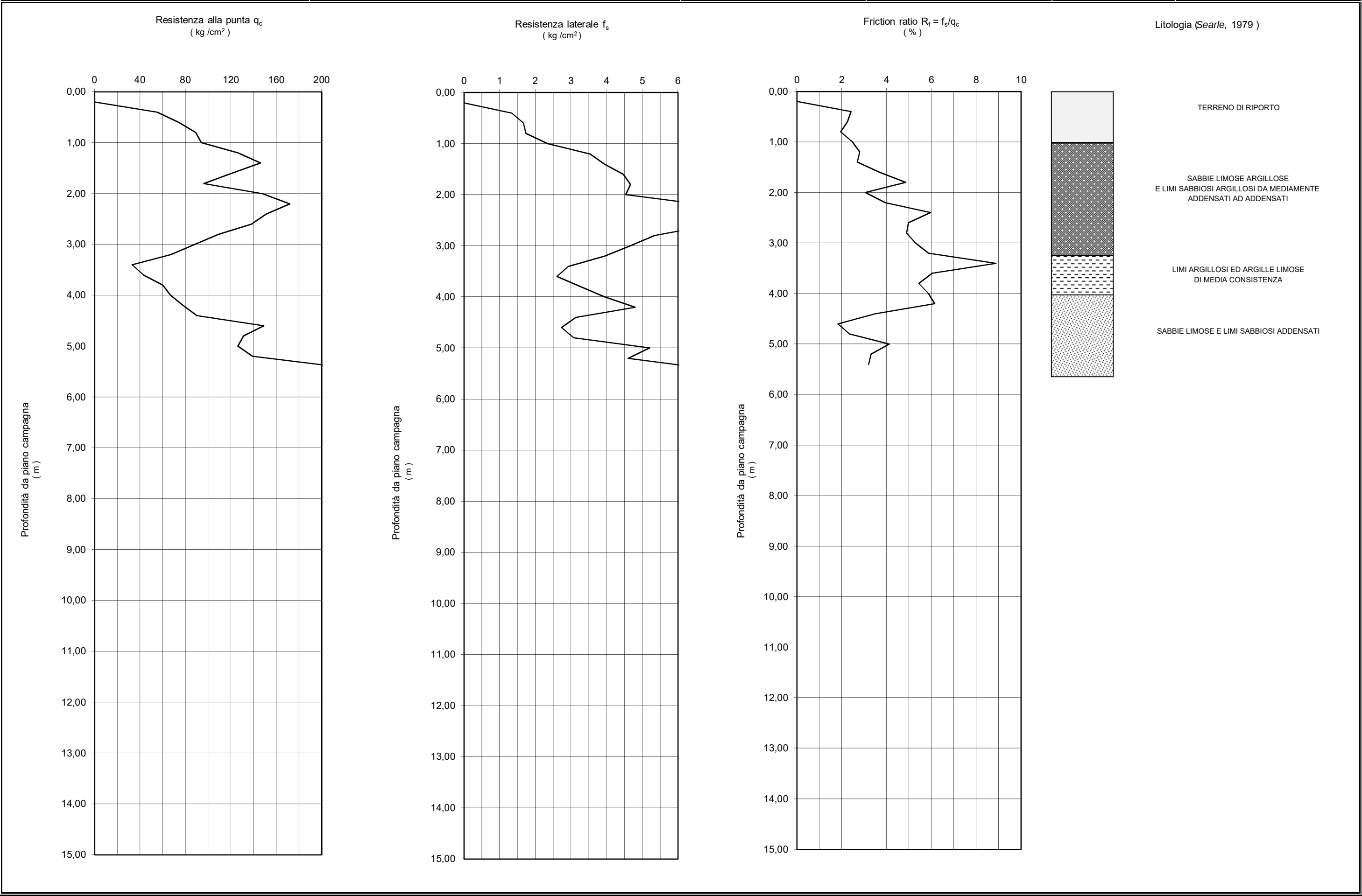
Intervallo di freq. [Hz]	< 0.2	0.2 – 0.5	0.5 – 1.0	1.0 – 2.0	> 2.0
$\varepsilon(f_0)$ [Hz]	$0.25 f_0$	$0.2 f_0$	$0.15 f_0$	$0.10 f_0$	$0.05 f_0$
$\theta(f_0)$ per $\sigma_A(f_0)$	3.0	2.5	2.0	1.78	1.58
$\log \theta(f_0)$ per $\sigma_{\log H/V}(f_0)$	0.48	0.40	0.30	0.25	0.20

Allegato 3

RISULTATI PROVE PENETROMETRICHE STATICHE CPT

GIOVANNI VIGANO' Via Gandini, 26/c- 26900 LODI e-mail: gio.vig@alice.it		CONE PENETRATION TEST		CPTI
Località: LODI-Via Papa Giovanni XXIII, 13		Prof. da p.c.: 5.60 m		
Commitente: CITTA' DI LODI Direzione Organizzativa 3-Servizi Tecnici		SCUOLA ELEMENTARE "PEZZANI" - REALIZZAZIONE EDIFICIO MENSA		
Profondità m	q _c Kg/cm ²	R _i Kg/cm ²	f _s Kg/cm ²	R _f %
0,00	0	0	0,00	0,00
0,20	0	0	0,00	0,00
0,40	55	60	1,33	2,42
0,60	74	94	1,67	2,25
0,80	89	114	1,73	1,95
1,00	94	120	2,33	2,48
1,20	126	161	3,53	2,80
1,40	146	199	3,93	2,69
1,60	121	180	4,47	3,69
1,80	96	163	4,67	4,86
2,00	148	218	4,53	3,06
2,20	172	240	6,80	3,95
2,40	151	253	9,00	5,96
2,60	138	273	6,87	4,98
2,80	109	212	5,33	4,89
3,00	88	168	4,67	5,30
3,20	67	137	3,93	5,87
3,40	33	92	2,93	8,89
3,60	43	87	2,60	6,05
3,80	60	99	3,27	5,44
4,00	67	116	3,93	5,87
4,20	78	137	4,80	6,15
4,40	90	162	3,13	3,48
4,60	149	196	2,73	1,83
4,80	131	172	3,07	2,34
5,00	126	172	5,20	4,13
5,20	139	217	4,60	3,31
5,40	212	281	6,80	3,21
5,60	220	322		
5,80				
6,00				
6,20				
6,40				
6,60				
6,80				
7,00				
7,20				
7,40				
7,60				
7,80				
8,00				
8,20				
8,40				
8,60				
8,80				
9,00				
9,20				
9,40				
9,60				
9,80				
10,00				
10,20				
10,40				
10,60				
10,80				
11,00				
11,20				
11,40				
11,60				
11,80				
12,00				
12,20				
12,40				
12,60				
12,80				
13,00				
13,20				
13,40				
13,60				
13,80				
14,00				
14,20				
14,40				
14,60				
14,80				
15,00				
15,20				
15,40				
15,60				
15,80				
16,00				
Tipo di penetrometro: DPSH PAGANI		Assistente alla prova: Geol. Giovanni Vigano		Data: 17 Novembre 2022

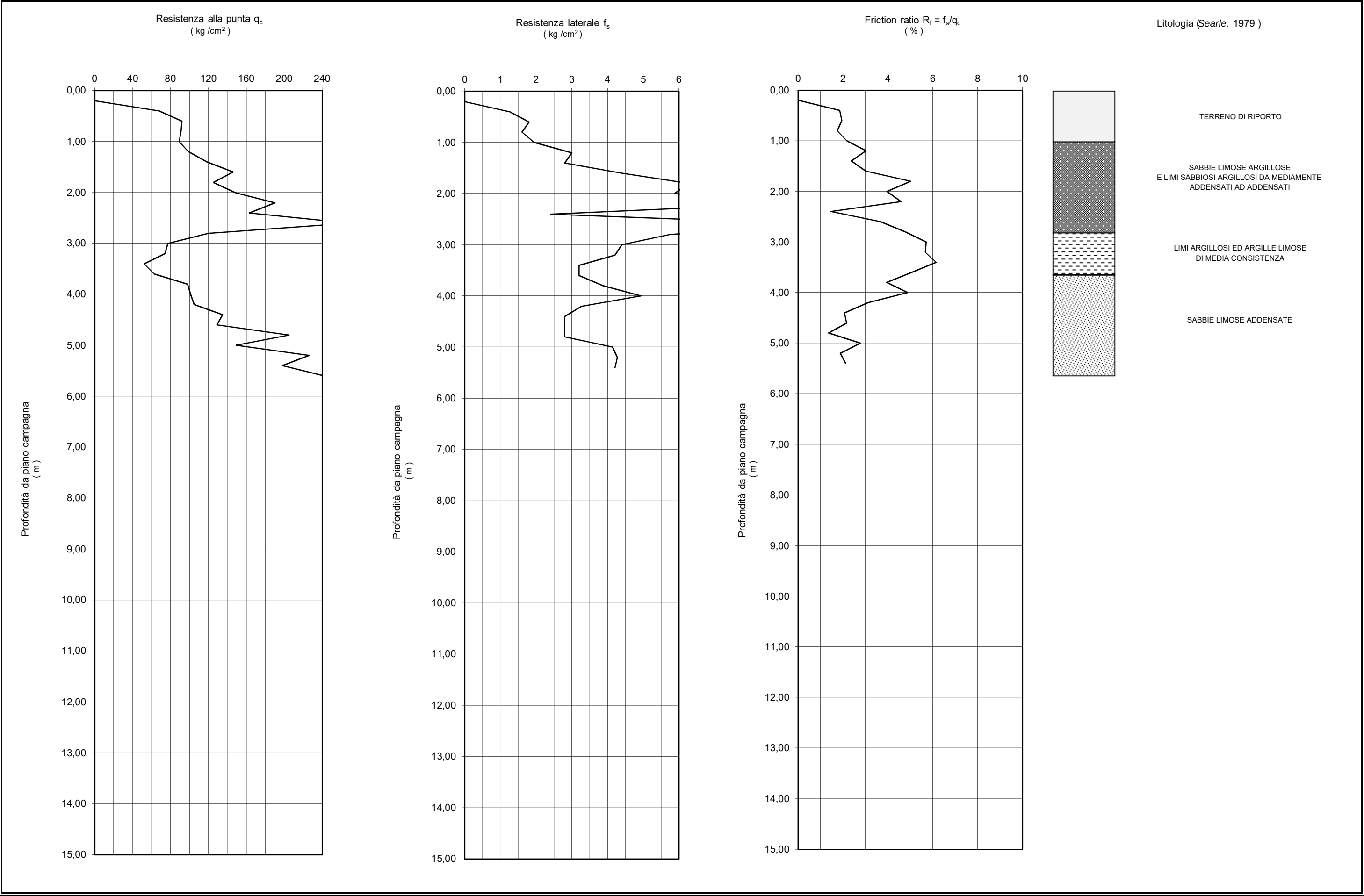
GIOVANNI VIGANO' Via Gandini, 26/c- 26900 LODI e-mail: gio.vig@alice.it	Committente CITTA' DI LODI Direzione Organizzativa 3-Servizi Tecnici Piazza Broletto 1-26900 LODI	PROVA PENETROMETRICA STATICA		CPT1	Tipo di penetrometro DPSH Pagani
	Progetto SCUOLA ELEMENTARE "PEZZANI"-REALIZZAZIONE EDIFICIO MENSA	Località LODI Via Papa Giovanni XXIII, 13	Profondità da p.c. 5.60 m	Data 17 Novembre 2022	Assistente alla prova Geol. Giovanni Viganò



GIOVANNI VIGANO' Via Gandini, 26/c- 26900 LODI e-mail: gio.vig@alice.it		CONE PENETRATION TEST		CPT2
Commitente:		Località: LODI -Via Papa Giovanni XXIII, 13		Prof. da p.c.: 11.80 m
CITTA' DI LODI Direzione Organizzativa 3-Servizi Tecnici		SCUOLA ELEMENTARE "PEZZANI" - REALIZZAZIONE EDIFICIO MENSA		
Profondità m	q _c Kg/cm ²	R _i Kg/cm ²	f _s Kg/cm ²	R _f %
0,00	0	0	0,00	0,00
0,20	0	0	0,00	0,00
0,40	78	96	2,27	2,91
0,60	105	139	2,67	2,54
0,80	125	165	3,07	2,45
1,00	104	150	2,33	2,24
1,20	73	108	0,93	1,28
1,40	72	86	1,67	2,31
1,60	68	93	1,87	2,75
1,80	52	80	2,40	4,62
2,00	58	94	1,87	3,22
2,20	72	100	2,47	3,43
2,40	58	95	4,07	7,01
2,60	63	124	2,87	4,55
2,80	81	124	3,33	4,12
3,00	73	123	3,20	4,38
3,20	67	115	3,00	4,48
3,40	32	77	2,07	6,46
3,60	20	51	0,87	4,33
3,80	14	27	0,73	5,24
4,00	19	30	1,27	6,67
4,20	62	81	1,67	2,69
4,40	99	124	2,67	2,69
4,60	92	132	3,53	3,84
4,80	141	194	3,27	2,32
5,00	143	192	1,73	1,21
5,20	178	204	3,27	1,84
5,40	178	227	3,40	1,91
5,60	157	208	3,67	2,34
5,80	137	192	2,80	2,04
6,00	165	207	3,53	2,14
6,20	113	166	2,13	1,89
6,40	158	190	2,73	1,73
6,60	162	203	2,87	1,77
6,80	110	153	2,33	2,12
7,00	125	160	2,47	1,97
7,20	55	92	1,53	2,79
7,40	81	104	3,13	3,87
7,60	86	133	3,47	4,03
7,80	95	147	3,53	3,72
8,00	97	150	4,00	4,12
8,20	93	153	2,40	2,58
8,40	101	137	3,20	3,17
8,60	121	169	3,80	3,14
8,80	105	162	3,60	3,43
9,00	138	192	3,20	2,32
9,20	162	210	2,67	1,65
9,40	115	155	2,67	2,32
9,60	44	84	2,80	6,36
9,80	45	87	1,47	3,26
10,00	77	99	2,73	3,55
10,20	84	125	1,40	1,67
10,40	75	96	2,60	3,47
10,60	41	80	2,80	6,83
10,80	61	103	0,60	0,98
11,00	78	87	2,27	2,91
11,20	98	132	2,87	2,93
11,40	113	156	2,20	1,95
11,60	131	164	2,93	2,24
11,80	98	142		
12,00				
12,20				
12,40				
12,60				
12,80				
13,00				
13,20				
13,40				
13,60				
13,80				
14,00				
14,20				
14,40				
14,60				
14,80				
15,00				
15,20				
15,40				
15,60				
15,80				
16,00				
Tipo di penetrometro: DPSH PAGANI		Assistente alla prova: Geol. Giovanni Viganò		Data: 17 Novembre 2022

GIOVANNI VIGANO' Via Gandini, 26/c- 26900 LODI e-mail: gio.vig@alice.it		CONE PENETRATION TEST		CPT3
Commitente:		Località: LODI -Via Papa Giovanni XXIII, 13		Prof. da p.c.: 5.60 m
CITTA' DI LODI Direzione Organizzativa 3-Servizi Tecnici		SCUOLA ELEMENTARE "PEZZANI" - REALIZZAZIONE EDIFICIO MENSA		
Profondità m	q _c Kg/cm ²	R _i Kg/cm ²	f _s Kg/cm ²	R _f %
0,00	0	0	0,00	0,00
0,20	0	0	0,00	0,00
0,40	68	77	1,27	1,86
0,60	92	111	1,80	1,96
0,80	91	118	1,60	1,76
1,00	89	113	1,93	2,17
1,20	99	128	3,00	3,03
1,40	118	163	2,80	2,37
1,60	146	188	4,40	3,01
1,80	125	191	6,27	5,01
2,00	148	242	5,87	3,96
2,20	190	278	8,73	4,60
2,40	163	294	2,40	1,47
2,60	269	305	9,87	3,67
2,80	120	268	5,73	4,78
3,00	77	163	4,40	5,71
3,20	74	140	4,20	5,68
3,40	52	115	3,20	6,15
3,60	63	111	3,20	5,08
3,80	98	146	3,87	3,95
4,00	101	159	4,93	4,88
4,20	105	179	3,27	3,11
4,40	135	184	2,80	2,07
4,60	129	171	2,80	2,17
4,80	205	247	2,80	1,37
5,00	149	191	4,13	2,77
5,20	226	288	4,27	1,89
5,40	198	262	4,20	2,12
5,60	243	306		
5,80				
6,00				
6,20				
6,40				
6,60				
6,80				
7,00				
7,20				
7,40				
7,60				
7,80				
8,00				
8,20				
8,40				
8,60				
8,80				
9,00				
9,20				
9,40				
9,60				
9,80				
10,00				
10,20				
10,40				
10,60				
10,80				
11,00				
11,20				
11,40				
11,60				
11,80				
12,00				
12,20				
12,40				
12,60				
12,80				
13,00				
13,20				
13,40				
13,60				
13,80				
14,00				
14,20				
14,40				
14,60				
14,80				
15,00				
15,20				
15,40				
15,60				
15,80				
16,00				
Tipo di penetrometro: DPSH PAGANI		Assistente alla prova: Geol. Giovanni Vigano		Data: 17 Novembre 2022

GIOVANNI VIGANO' Via Gandini, 26/c- 26900 LODI e-mail: gio.vig@alice.it	Committente CITTA' DI LODI Direzione Organizzativa 3-Servizi Tecnici Piazza Broletto 1 - 26900 LODI	PROVA PENETROMETRICA STATICA		CPT3	Tipo di penetrometro DPSH Pagani
	Progetto SCUOLA ELEMENTARE "PEZZANI"-REALIZZAZIONE EDIFICIO MENSA	Località LODI Via Papa Giovanni XXIII, 13	Profondità da p.c. 5.60 m	Data 17 Novembre 2022	Assistente alla prova Geol. Giovanni Viganò



Allegato 4

MODULO 9

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



**Regione
Lombardia**

MODULO 9

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

Il sottoscritto GEOL. GIOVANNI VIGANO' iscritto all'Ordine dei Geologi della Regione LOMBARDIA al n. AP1051 incaricato in data DICEMBRE 2022 da CITTA' DI LODI-Direzione Organizzativa 3-Servizi tecnici-Piazza Broletto 1-26900 LODI

di redigere la relazione geologica relativa al seguente intervento: SCUOLA ELEMENTARE "PEZZANI"-
REALIZZAZIONE EDIFICIO MENSA

da eseguire in Comune di LODI (LO)

VIA PAPA GIOVANNI XXIII, 13 CAP 26900

Comune Catastale LODI, Foglio n.54 Mappale 494

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

DICHIARA

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

- ☐ a) Instabilità dei versanti dal punto di vista statico
- ☐ b) Vulnerabilità idrogeologica
- ☐ c) Vulnerabilità idraulica
- ☐ d) Scadenti caratteristiche geotecniche
- ☒ nessuna particolare limitazione

DICHIARA INOLTRE

in fase di predisposizione dello studio geologico a supporto della progettazione

- C. di aver seguito tutte le prescrizioni previste dalle norme geologiche di piano vigenti riportate nel piano delle regole del PGT del Comune di LODI (LO)
- D. di aver eseguito ai sensi degli allegati alla DGR 2616/2011 conformemente alle linee guida disponibili:
 - ☐ Approfondimento relativo all'instabilità dei versanti dal punto di vista statico (App1)
 - ☐ Approfondimento relativo alla vulnerabilità idrogeologica (App2)
 - ☐ Approfondimento relativo alla vulnerabilità idraulica (App3)
 - ☐ Approfondimento relativo alle scadenti caratteristiche geotecniche (App4)
 - ☒ Approfondimento relativo agli aspetti sismici (App5), la cui tipologia e grado sono dettagliatamente descritte nelle successive schede
 - ☐ Nessun particolare approfondimento
- E. di aver redatto il modello geologico del sito sulla base di:
 - ☒ indagini appositamente eseguite nel sito d'interesse o nel suo immediato intorno, del tipo PROVE PENETROMETRICHE STATICHE CPT
 - ☐ indagini pregresse, la cui estendibilità al sito d'interesse è stata adeguatamente motivata in relazione, del tipo

- F. di aver valutato i fenomeni di amplificazione sismica di tipo stratigrafico attraverso:
- ☐ analisi di risposta sismica locale
 - ☒ procedura semplificata basata sulla definizione della seguente categoria di sottosuolo, di cui al paragrafo 3.2.2 NTC 2018, la cui applicabilità è stata adeguatamente motivata in relazione; pertanto è stata individuata la seguente categoria di sottosuolo:
☐ A ☐ B ☒ C ☐ D ☐ E
mediante la seguente tipologia d'indagine PROVA SISMICA TIPO MASW-RE.MI la cui idoneità al caso specifico è stata adeguatamente motivata in relazione.
- G. di aver valutato i fenomeni di amplificazione sismica di tipo topografico attraverso:
- ☐ analisi di risposta sismica locale
 - ☒ procedura semplificata basata sulla definizione della seguente categoria topografica, di cui al punto 3.2.2 delle NTC 2018, la cui applicabilità è stata adeguatamente motivata in relazione; pertanto è stata individuata la seguente categoria topografica:
☒ T1 ☐ T2 ☐ T3 ☐ T4
mediante analisi morfologica condotta su base topografica a scala 1:2000 la cui idoneità al caso specifico è stata adeguatamente motivata in relazione.
- H. di aver adeguatamente considerato la sicurezza nei confronti del fenomeno della liquefazione, mediante:
- ☐ esclusione della verifica (paragrafo 7.11.3.4.2 NTC 2018), opportunamente motivata in relazione;
 - ☒ verifica di stabilità (paragrafo 7.11.3.4.3 NTC 2018) mediante la seguente metodologia: calcolo FS.
- I. che l'intervento previsto risulta fattibile e compatibile con l'assetto geologico del sito:
- ☒ senza esecuzione di opere e/o interventi specifici per la mitigazione del rischio
 - ☐ previa esecuzione di opere e/o accorgimenti costruttivi da eseguirsi durante i lavori relativi all'intervento in oggetto
 - ☐ previa esecuzione di specifiche opere e/o interventi per la mitigazione del rischio da eseguirsi prima dei lavori relativi all'intervento in oggetto; in relazione a questo si specifica che tali lavori:
 - ☐ non sono stati eseguiti o sono stati eseguiti solo parzialmente
 - ☐ sono stati eseguiti nel rispetto delle prescrizioni contenute nello studio specifico e con il quale risultano compatibili

ASSEVERA

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

Dichiara infine di essere informato, ai sensi e per gli effetti del Regolamento UE2016/679 e del D.Lgs 101/2018 che i dati personali raccolti saranno trattati, anche con strumenti informatici, esclusivamente nell'ambito del procedimento per il quale la presente dichiarazione viene resa.

Lodi, 24 gennaio 2023

IL GEOLOGO



Allegato 5

MODULO 10

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



Regione
Lombardia

MODULO 10

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

Il sottoscritto GEOL. GIOVANNI VIGANO' iscritto all'Ordine dei Geologi della Regione LOMBARDIA al n.AP1051, incaricato in data DICEMBRE 2022 da CITTA' DI LODI-Direzione Organizzativa 3-Servizi tecnici-Piazza Broletto 1-26900 LODI

di redigere la relazione geotecnica relativa al seguente intervento SCUOLA ELEMENTARE "PEZZANI"-
REALIZZAZIONE EDIFICIO MENSA

eseguito in Comune di LODI (LO)

VIA PAPA GIOVANNI XXIII, 13 - CAP 26900

Comune Catastale LODI, Foglio n.54-Mappale n.494

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

DICHIARA

- A. di aver fatto riferimento al modello geologico desunto da specifica relazione a firma del Geologo GIOVANNI VIGANO'
- B. di aver redatto il modello geotecnico del sito considerando un volume significativo di terreno compatibile con le caratteristiche dell'intervento e la natura e caratteristiche del sottosuolo
- C. di aver considerato nei relativi calcoli geotecnici l'effetto delle azioni sismiche attese, tenendo adeguatamente in considerazione:
- 1 gli effetti di amplificazione stratigrafica, attraverso:
- ☐ analisi di risposta sismica locale
- ☒ procedura semplificata basata sulla definizione della seguente categoria di sottosuolo (paragrafo 3.2.2 NTC 2018):
- ☐ A ☐ B ☒ C ☐ D ☐ E

2. gli effetti di amplificazione topografica, attraverso:

☐ analisi di risposta sismica locale

☒ procedura semplificata basata sulla definizione della seguente categoria topografica (paragrafo 3.2.2 NTC 2018):

☒ T1

☐ T2

☐ T3

☐ T4

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

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

peso dell'unità di volume: 1.8 t/m³

angolo di resistenza al taglio: 26° (STRATO 2);

coesione efficace: 0 KPa

coesione non drenata: 0 KPa

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

ASSEVERA

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

Dichiara infine di essere informato, ai sensi e per gli effetti del Regolamento UE2016/679 che i dati personali raccolti saranno trattati, anche con strumenti informatici, esclusivamente nell'ambito del procedimento per il quale la presente dichiarazione viene resa.

Lodi, 24 Gennaio 2023

L'ESTENSORE DELLA RELAZIONE GEOTECNICA

(timbro e firma)

