

---

Comune di Crema  
**PROVINCIA DI CREMONA**

---

**Piano di recupero  
"La Cascinetta"  
in via Bergamo, n° 19  
(foglio 4 - mp. 17, 18)**

---

Relazione Geologica e di caratterizzazione Geotecnica

(ai sensi del D.M. II. e TT. 17/01/2018 N.T.C. e delle  
DGR 2616/2011 e 5001/2016 - R1 R2 R3)



---

Committenti:  
**PILENGA MARGHERITA  
FUSAR BASSINI ALESSIA  
MOSCHETTI MATTEO**

27 ottobre 2021



## INDICE

1	PREMESSA E QUADRO DI RIFERIMENTO NORMATIVO .....	3
2	INQUADRAMENTO GEOGRAFICO E ANALISI DEL PROGETTO.....	7
3	DEFINIZIONE DEL MODELLO GEOLOGICO DEL SITO: LA RELAZIONE GEOLOGICA .....	8
4	ATTIVITA' CONOSCITIVE DELLE CARATTERISTICHE GEOLOGICHE, GEOTECNICHE E GEOFISICHE DEL SITO DI INTERESSE .....	13
5	RICOSTRUZIONE DEL MODELLO GEOTECNICO: DEFINIZIONE DEI VALORI CARATTERISTICI "fk" DEI PARAMETRI DEL TERRENO DI FONDAZIONE .....	21
6	DETERMINAZIONE DELLA CATEGORIA DI SOTTOSUOLO, TOPOGRAFICA E DEI PARAMETRI SISMICI DI SITO E DI PROGETTO IN RELAZIONE ALLA PERICOLOSITA' SISMICA DELL'AREA.....	22
7	VALUTAZIONE DELLA CAPACITA' PORTANTE DEI TERRENI ATTRAVERSO IL METODO DELLE "TENSIONI AMMISSIBILI" E STIMA DEI CEDIMENTI - D.M. LL.PP. 11/03/1988.....	30
8	VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI "SLU" AL COLLASSO PER CARICO LIMITE DEI TERRENI DI FONDAZIONE (D.M. 17/01/2018) - <u>CONDIZIONI STATICHE</u> .....	34
9	VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO "SLE" (D.M. 17/01/2018) - <u>CONDIZIONI STATICHE</u> .....	37
10	VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI "SLU" E DI ESERCIZIO "SLE" DEI TERRENI DI FONDAZIONE (D.M. 17/01/2018) - CONDIZIONI DINAMICHE .....	39
11	CONCLUSIONI .....	43

## ELENCO ALLEGATI

1. Inquadramento geografico (scala 1:10.000, stralcio C.T.R.)
2. Inquadramento geologico (scala 1:100.000)
3. Ubicazione prove penetrometriche dinamiche e caratteristiche tecniche dell'attrezzatura di prova
4. Diagrammi prove penetrometriche dinamiche
5. Approfondimento sismico di II livello
6. Parametri sismici di sito e di progetto

**Immagine di copertina:** esecuzione delle indagini geognostiche nel sito di Crema (CR), via Bergamo n. 19, il giorno 23/09/2021; prova penetrometrica n. 4



## **1      PREMESSA E QUADRO DI RIFERIMENTO NORMATIVO**

La presente Relazione Geologica e di caratterizzazione Geotecnica espone le modalità e le risultanze dell'indagine geognostica eseguita in comune di Crema (CR) nel sito di via Bergamo n. 19, a supporto del Piano di Recupero "La Cascinetta", che prevede demolizione e ricostruzione di edifici residenziali da parte dei committenti sig. Pilenga Margherita, Fusar Bassini Alessia e Moschetti Matteo e con il coordinamento del progettista arch. Paolo Monaci.

Scopo dell'indagine è stato la caratterizzazione geologica del sito e geotecnica dei terreni presenti nell'area, come prescritto dal Testo Unico di recente aggiornato "Norme Tecniche per le Costruzioni" (**D.M. 17/01/2018**) e come già prima previsto dal **D.M. LL. PP. 11/03/88** "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione", emanato in attuazione della Legge 02/02/1974 n. 64, art. 1, che impone per tutte le opere presenti sul territorio nazionale la realizzazione di apposite indagini di approfondimento geologico e geotecnico a supporto della progettazione, oltre che in osservanza della **D.G.R. Lombardia n. 2616/2011** e delle Norme Geologiche di Piano del vigente P.G.T. comunale di Crema.

Dal punto di vista normativo si è fatto riferimento a:

- ✓ **Legge 2 febbraio 1974, n. 64:** Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche
- ✓ **Ministero dei Lavori Pubblici, Decreto Ministeriale 11 marzo 1988:** Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione e relativa **Circolare n. 30483 del 28 settembre 1988**
- ✓ **Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008:** Testo Unitario – Approvazione delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni
- ✓ **Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici:** Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008. Circolare 2 febbraio 2009
- ✓ **Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018:** Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni (Supplemento Ordinario alla G.U. n. 42 del 20/02/2018 – Serie Generale, n. 8)
- ✓ **Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici:** Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 17 gennaio 2018. Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 (Supplemento Ordinario alla G.U. n. 5 del 11/02/2019 – Serie Generale, n. 35)
- ✓ **Legge 24 giugno 2009, n. 77:** Interventi urgenti in favore delle popolazioni colpite dagli eventi sismici nella regione Abruzzo nel mese di aprile 2009 e ulteriori interventi urgenti di protezione civile
- ✓ **Regione Lombardia, Delibera di Giunta Regionale 30 novembre 2011 n. IX/2616:** Aggiornamento dei criteri ed indirizzi per la definizione della componente geologica, idrogeologica e sismica del PGT



- ✓ **Regione Lombardia, Delibera di Giunta Regionale 11 luglio 2014 n. X/2129:** Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia (L.R. 1/2000, art. 3, comma 108, lett. d)
- ✓ **Regione Lombardia, Legge Regionale 12 ottobre 2015 n. 33:** Disposizioni in materia di opere o di costruzioni e relativa vigilanza in zone sismiche; come modificata dall'art. 16 della L.R. 29 dicembre 2015 n. 42
- ✓ **Regione Lombardia, Delibera di Giunta Regionale 30 marzo 2016 n. X/5001:** approvazione delle linee di indirizzo e coordinamento per l'esercizio delle funzioni trasferite ai comuni in materia sismica (L.R. 33/2015, art. 23 comma 1 e art. 13 comma 1)

Come si evince dall'elenco riportato, le normative citate comprendono il D.M. 17-01-2018 "*Norme Tecniche per le Costruzioni*", in attuazione dal 22 marzo 2018, che prevede che le verifiche strutturali vengano sempre effettuate con il metodo agli stati limite, in condizioni statiche ed in condizioni dinamiche.

Ai sensi dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003, recante "*Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica*" (G.U. n. 105 del 8.5.2003), allegato 1, il territorio comunale di Crema era classificato in zona 4, definita come un'area con accelerazione orizzontale  $a_g/g$ , con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni, inferiore a 0.05.

Con DGR 2129-2014 la Regione Lombardia ha tuttavia provveduto a riclassificare, dal punto di vista sismico, il territorio di propria competenza, e ha inserito il comune di **Crema in Zona Sismica 3**, definita come un'area con accelerazione orizzontale  $a_g/g$ , con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni, compresa tra 0,05 e 0,15: si tratta pertanto di una classificazione maggiormente cautelativa.

Tale ri-classificazione sismica è stata confermata da Regione Lombardia con **D.G.R. 30 marzo 2016 n. X/5001** "*Approvazione delle linee di indirizzo e coordinamento per l'esercizio delle funzioni trasferite ai comuni in materia sismica (L.R. 33/2015, art. 23 comma 1 e art. 13 comma 1)*", entrata definitivamente in vigore il 10 aprile 2016. Pertanto, il presente elaborato tecnico tiene conto, a norma di legge, della nuova classificazione sismica di Crema, ovvero della Zona Sismica 3.

Per quanto riguarda la categoria di tipo di costruzione, si può fare utilmente riferimento alla tabella che segue, cui si riferisce il testo del D.M. 14/01/2008 e modificata dalla tabella 2.4.1 delle NTC2018, dalla quale si evince come l'opera in futura edificazione sul lotto in esame appartenga alla seconda categoria.

*Classificazione di costruzioni e opere secondo il D.M. 17/01/2018 NTC*

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di $V_N$ (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100



Infine, per quanto attiene la classe d'uso, la tipologia di costruzione in progetto rientra nella **classe II**, nella quale sono comprese "Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti. Ambienti ad uso residenziale. Sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi (ad esclusione delle aree suscettibili di affollamento), gli uffici, i negozi".

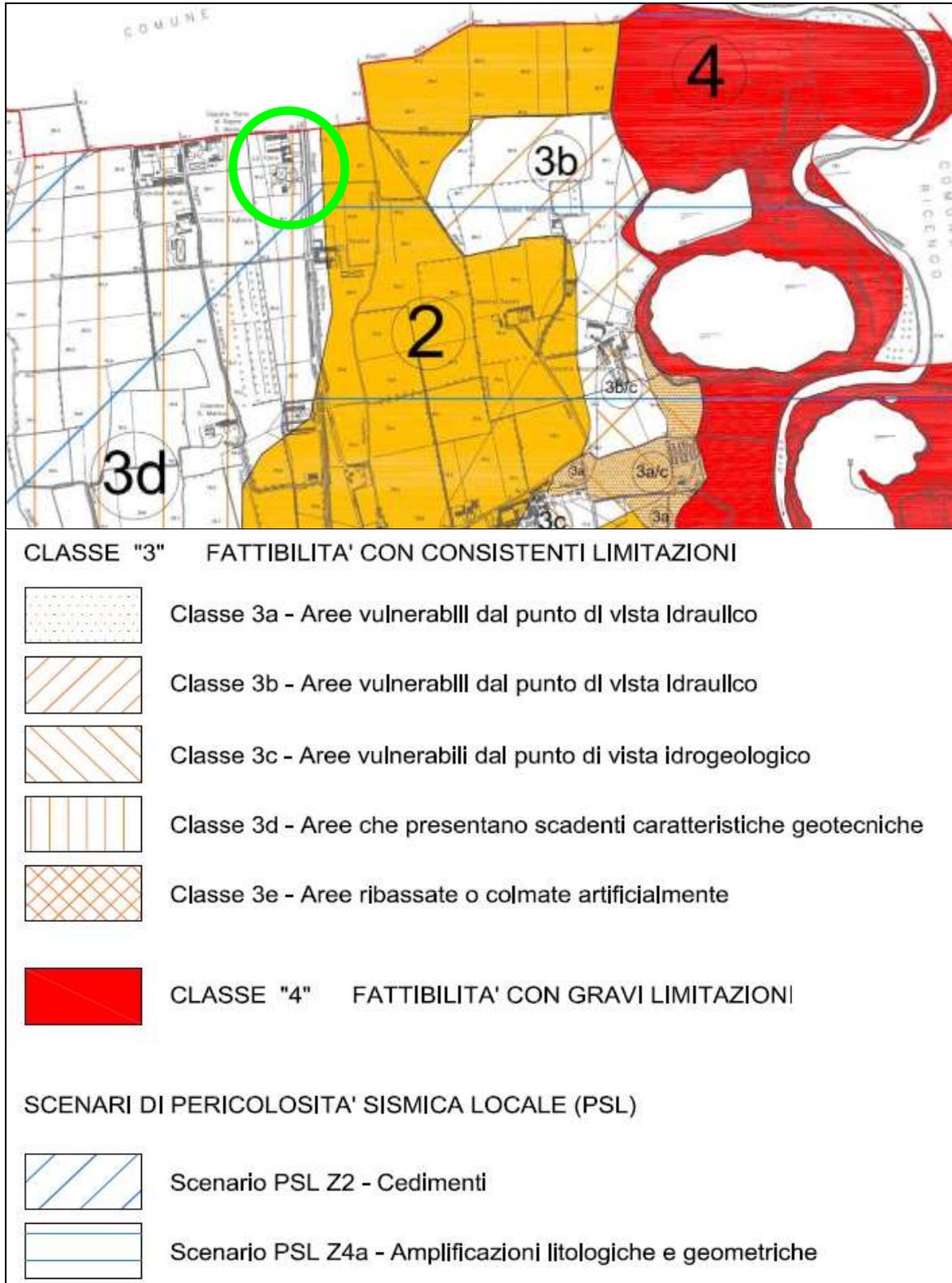
Non risulta pertanto possibile applicare la verifica alle Tensioni Ammissibili, secondo il D.M. LL. PP. 11.03.1988, non più ammessa. Nonostante ciò, al fine di consentire un confronto che si ritiene utile e costruttivo tra i diversi metodi e risultati cui gli stessi pervengono, e sui quali è naturalmente consolidata una diversa esperienza da parte degli operatori, l'elaborazione dei dati viene fornita secondo il metodo sopra indicato di vecchio utilizzo sul quale è consolidata una grande e storica esperienza diretta da parte degli operatori, oltre che anche secondo il metodo agli stati limite, sia secondo le N.T.C. 2008 che la versione aggiornata del 2018 e corrispondente Circolare Applicativa del 2019 n. 7.

### **1.1 Verifica della fattibilità geologica dell'intervento (D.G.R. 2616/2011)**

Il Comune di Crema con l'approvazione dello Studio Geologico del Territorio Comunale realizzato ai sensi dell'art. 57 della L.R. 12/2005 nell'ambito del *Piano di Governo del Territorio*, prevede recenti e precise disposizioni e obblighi di carattere locale in merito alla preventiva caratterizzazione geologica dei siti e geotecnica dei terreni da compiere per ogni singolo intervento edificatorio, peraltro da tempo ugualmente prevista e resa obbligatoria in sede di progettazione preliminare dalle regolamentazioni nazionali e comunitarie già vigenti e citate e la cui inosservanza è punita a norma dell'art. 20 della Legge 2 febbraio 1974 n. 64.

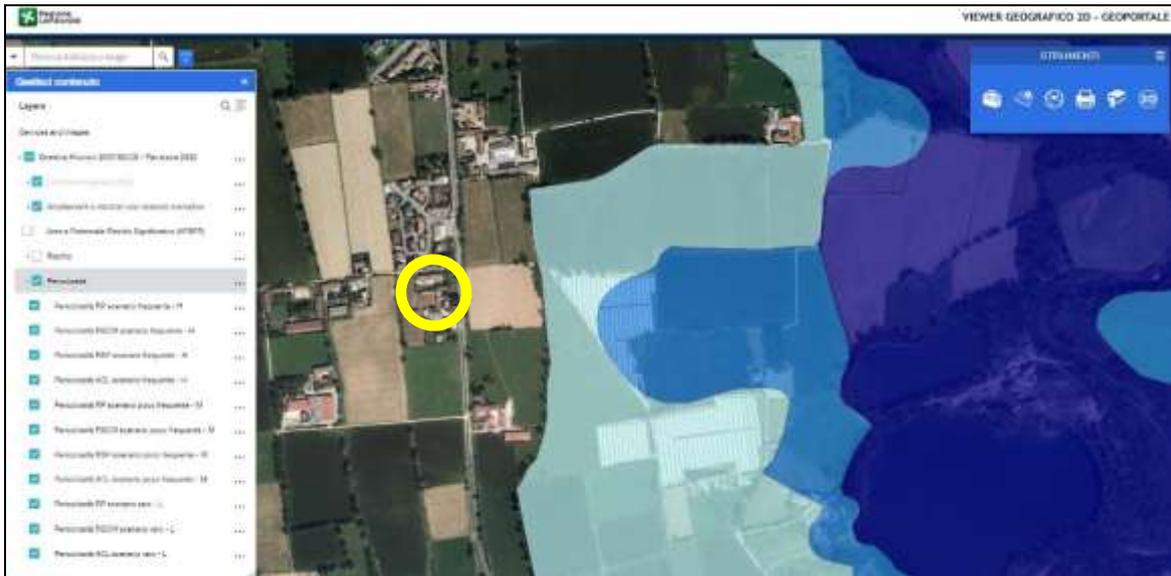
In conseguenza di ciò il presente elaborato oltre ad evadere le prescrizioni derivanti dalle normative in vigore di carattere sovracomunale, soddisfa anche i requisiti base previsti dalle norme di fattibilità geologica contenute nello strumento urbanistico comunale vigente.

In particolare, l'area investigata è inserita in **Classe di Fattibilità 3d**, definita con consistenti limitazioni (figura 1) a causa delle caratteristiche geotecniche scadenti, oltre che nello scenario di amplificazione sismica locale contrassegnato dalla sigla Z4a/Z2. L'opera risulta quindi assentibile e realizzabile nel rispetto, oltre che della normativa tecnica e sismica nazionale e regionale prima citata, anche delle Norme Geologiche di Piano Comunali.



**Figura 1:** stralcio della carta di fattibilità geologica comunale di Crema (CR) (dott. Malerba, marzo 2010). Nel circolo verde è racchiusa l'area in esame, appartenente alla classe 3d e allo scenario di amplificazione sismica locale di tipo litologico Z2/Z4a

Il Piano Gestione Rischio Alluvioni approvato con Delibera di Giunta Regionale della Lombardia n. X/6738 del 19 giugno 2017 non individua nel sito in esame alcuno scenario di pericolosità per alluvione dal Reticolo Principale (RP Fiume Serio) né Secondario di Pianura (RSP), nonostante l'estrema vicinanza alla Roggia Molinara in lato est al sito, e pertanto non sussiste alcuna altra limitazione alla realizzazione del progetto in esame (figura 2).



**Figura 2:** stralcio della cartografia del Piano Gestione Rischio Alluvioni – aggiornamento 2020 - relativa al territorio di Crema, tratta dal Geoportale della Regione Lombardia. Le aree allagabili sono contrassegnate dalle campiture azzurro/blu lungo il Serio, verso est rispetto al sito in esame (circolo giallo)

## 2 INQUADRAMENTO GEOGRAFICO E ANALISI DEL PROGETTO

L'area interessata dall'indagine si trova in comune di Crema (CR), in destra idrografica del Fiume Serio, all'estrema porzione nord del territorio comunale, a ridosso del limite amministrativo con il comune di Pianengo (figura 3), posta al civico 19 di via Bergamo e in sponda idrografica destra della Roggia Molinara, ed è inquadrata nel foglio C6b4 della Carta Tecnica (scala 1:10.000) della Regione Lombardia (allegato 1).

In particolare, il lotto di terreno investigato, completamente pianeggiante anche se abbastanza prossimo a una debole e ravvicinata serie di scarpate secondarie morfologiche che segnano il passaggio alla valle del Serio, si trova ad una quota di circa 80,5 m s.l.m. Il presente elaborato tecnico fa esclusivo riferimento alle particelle catastali n. 17 e 18 del foglio 4 del comune censuario di Crema.

Dalle informazioni raccolte e fornite agli scriventi oltre che dall'analisi degli elaborati di progetto riguardanti il Piano di Recupero chiamato "La Cascinetta" si intende procedere alla demolizione delle esistenti strutture, in parte residenziali e in parte agricole e alla ricostruzione di due nuovi edifici con

destinazione d'uso residenziale per entrambi, a due piani e privi di locali o spazi interrati. Per la realizzazione dell'opera dovranno essere realizzate nuove fondazioni dirette. Sulla scorta delle indicazioni di carattere strutturale solo preliminari da parte del progettista, verranno prese in esame tipologie fondali, quali platee di impronta e perimetro pari a quella della nuova struttura in elevazione, per le porzioni di edificio vero e proprio, o in alternativa elementi lineari nastriformi continui o a trave rovescia, in particolare per le pertinenze e i porticati esterni.



**Figura 3:** *visione area dell'area in studio (circolo arancione) in fregio alla Roggia Molinara; a est il fiume Serio e i laghi artificiali di cava*

### **3 DEFINIZIONE DEL MODELLO GEOLOGICO DEL SITO: LA RELAZIONE GEOLOGICA**

Dal **punto di vista geologico e geomorfologico** l'area investigata, nel suo complesso, si inserisce all'interno di un panorama caratterizzato dalla presenza di depositi superficiali di origine fluviale-alluvionale e fluvioglaciale, legati all'attività deposizionale del Fiume Serio. Tali depositi risultano organizzati in strutture terrazzate costituite da alluvioni antiche e medie (Olocene antico) delimitate da scarpate di erosione e formate da depositi da molto fini (argille e limi) a medio grossolani (sabbie e ghiaie).

In particolare il lotto in esame si colloca molto prossimo ma esternamente alla valle alluvionale del Fiume Serio, a ovest delle scarpate morfologiche che ne delimitano il margine e il graduale passaggio verso il cosiddetto Livello Fondamentale della Pianura (sigla fg<sup>wf</sup> – allegato 2), testimoniato in primis dal marcato dislivello individuabile nella campagna a est di Crema verso San Bernardino e Offanengo, mentre verso ovest i dislivelli, all'interno del centro di Crema, sono stati spesso completamente obliterati dalle passate urbanizzazioni, anche se a tratti risultano ancora abbastanza bene riconoscibili. In particolare, una di

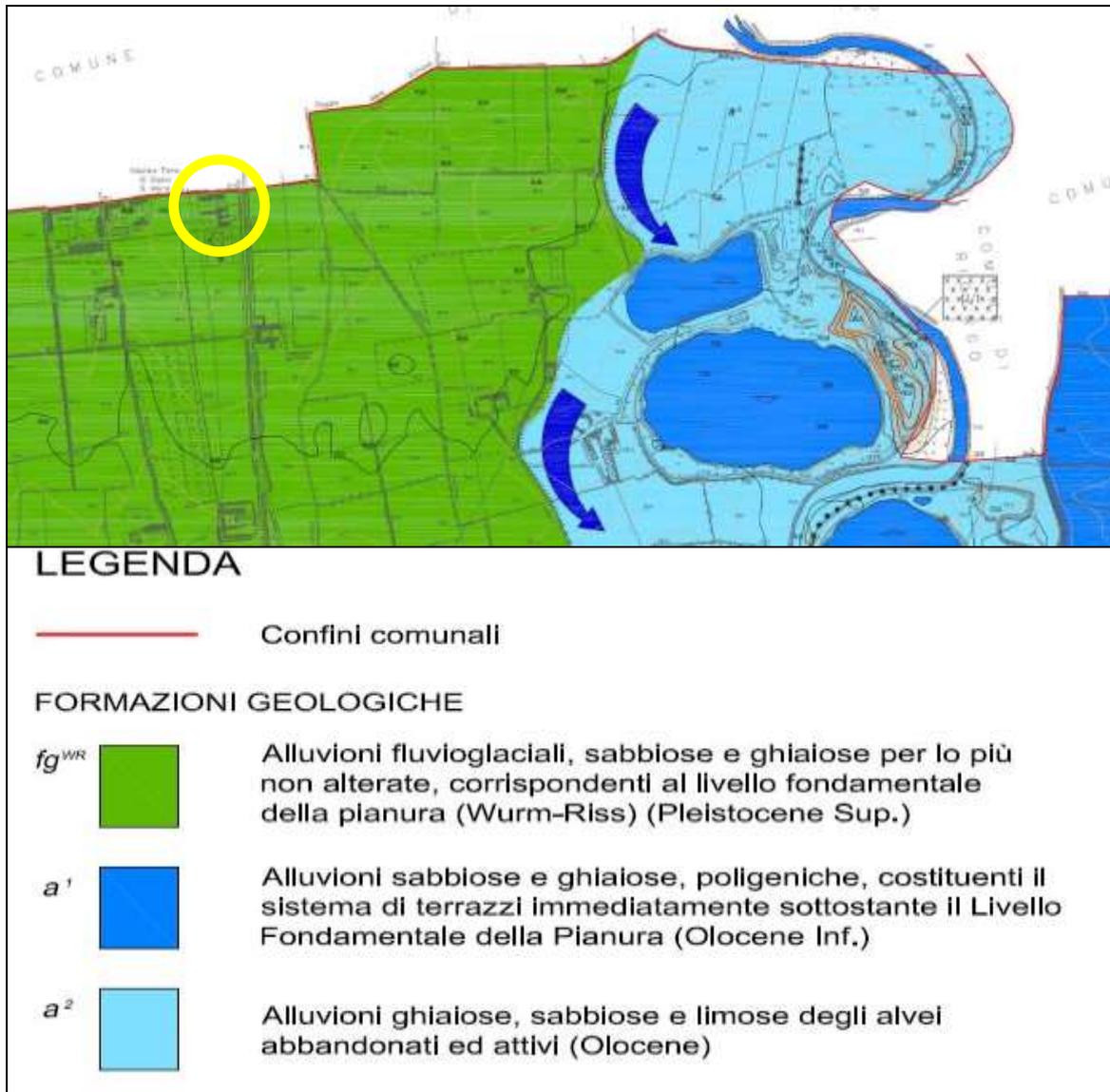


queste scarpate morfologiche decorre parallelamente a viale Santa Maria, rispetto al quale, verso est (cioè verso l'alveo del fiume) la superficie topografica risulta depressa di circa 4-5 m rispetto alle aree poste a ovest (cioè oltre il tracciato del viale stesso e nelle aree in esame).

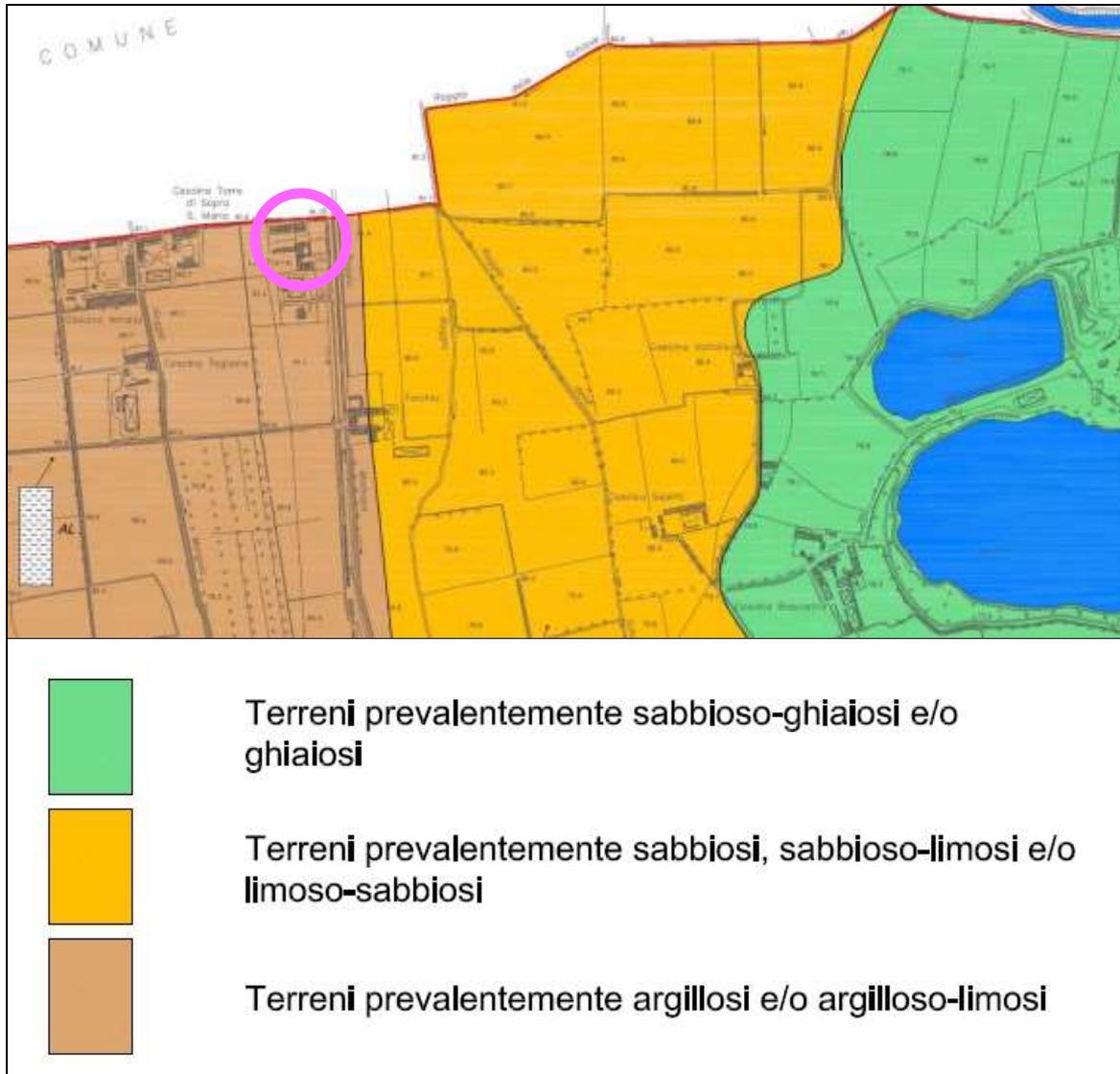
La geomorfologia dell'area comunale cremasca è governata dalle dinamiche fluviali innescate dalla presenza del Fiume Serio (l'area in studio si colloca in sponda idrografica destra), responsabile della modellazione passata del territorio. Se da un lato le aree più rilevate, come la maggior parte di quelle urbanizzate e abitate, possono ritenersi affrancate da fenomeni esondativi e di alluvionamento, se non in occasione di eventi eccezionali e di carattere catastrofico, grazie alla presenza di opere di difesa di recente realizzazione e di buona efficacia, oltre che di una quota del piano campagna ben superiore al potenziale livello di piena ordinaria con tempo di ritorno compreso in 15-20 anni, altrettanto non si può dire delle vicine aree più depresse e più prossime al corso d'acqua, che possono essere ancora ripetutamente interessate dalla tracimazione del Fiume, come avvenuto anche di recente. Questa descrizione delle aree più depresse e vicine al corso d'acqua, basata sulle sole evidenze geomorfologiche, trova conferma nel fatto che esse sono interamente comprese nelle perimetrazioni delle Fasce Fluviali A e B del Fiume Serio, previste dal Piano di Assetto Idrogeologico. La valle del Serio, prendendo come riferimento il tratto di attraversamento della città di Crema, presenta un corso d'acqua con andamento a meandri liberi, dove gli interventi antropici succedutisi nel tempo hanno prodotto, attraverso la realizzazione di difese di sponda, una semplice regolarizzazione del tracciato naturale, mantenendone sostanzialmente le originarie caratteristiche. Nel tratto posto a sud della città l'alveo fluviale ha subito anche in tempi recenti più massicce modificazioni che hanno comportato, oltre a una più completa realizzazione di difese di sponda, una complessiva ricalibratura con aumento delle sezioni utili e una parziale rettifica del tracciato originario. Nel tratto meridionale della valle, all'interno dell'abitato di Crema, l'intensa urbanizzazione delle zone prospicienti il corso d'acqua ha in parte occupato le aree che rappresentano gli spazi di naturale divagazione del corso d'acqua.

La litologia prevalente del sottosuolo dell'area investigata, appartenente al Livello Fondamentale della Pianura all'esterno della valle seriana, è data, secondo le indicazioni della Carta Geologica d'Italia (allegato 2), da alluvioni fluvioglaciali sabbiose e ghiaiose per lo più non alterate (sigla **fg<sup>wr</sup>**).

Secondo lo Studio Geologico Comunale nell'area sono presenti terreni prevalentemente sabbiosi e ghiaiosi per lo più non alterati (figura 4), sebbene come litologia di superficie siano indicati terreni prevalentemente argilloso e/o argilloso limosi (tav. 2B della Componente Geologica comunale – figura 5), a formare una sottile coltre di alterazione sommitale rinvenuta anche nel sito in esame.



**Figura 4:** stralcio della Carta Geologica e Geomorfologica allegata allo Studio Geologico del territorio comunale di Crema (ex L.R. 12/2005 – PGT, dott. Malerba, 2010), che riprende la classificazione della Carta Geologica d'Italia. In giallo la zona di intervento.

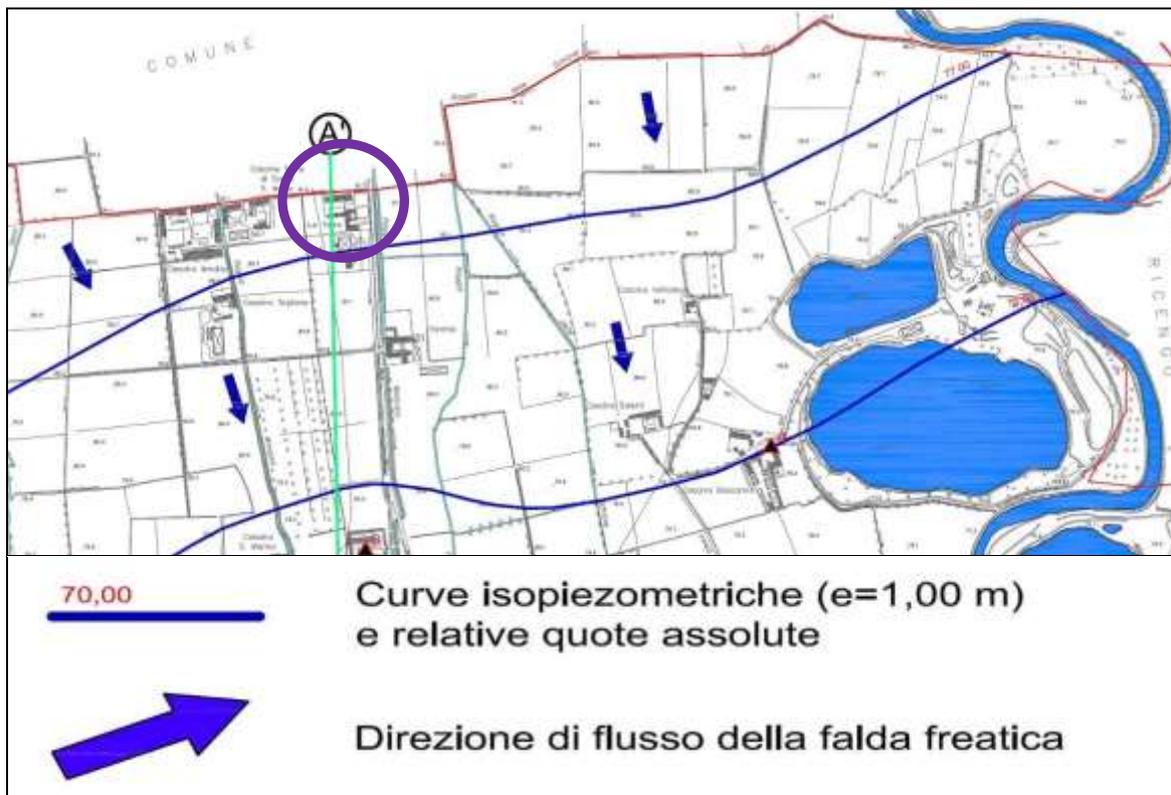


**Figura 5:** stralcio della Carta della litologia di superficie allegata allo Studio Geologico del territorio comunale di Crema (ex L.R. 12/2005 – PGT, dott. Malerba, 2010). In rosa la zona di intervento.

**Dal punto di vista idrogeologico** l'area è caratterizzata da una elevata vulnerabilità della falda, legata sia alla natura dei terreni granulari e grossolani (e solo localmente e in superficie più sabbioso-limosi), sia a valori di soggiacenza della falda minimi, compresi tra circa 5 e 3 metri da p.c., stante anche la morfologia irregolare delle aree verso est con il passaggio della Roggia Molinara e la vicinanza del Fiume Serio, che rappresenta il livello idrogeologico di base per una vasta porzione di territorio latitante la sua valle, interessato dall'oscillazione del livello di falda legato al variare delle portate del fiume. Le operazioni di cantiere svolte per la prospezione geognostica condotta, meglio descritte nei capitoli successivi, non hanno evidenziato la presenza di acqua di falda nei primi 5 metri di profondità da p.c., consentendo in

prima istanza di escludere interferenza tra le strutture in edificazione e le acque sotterranee. L'oscillazione annua massima del livello piezometrico si ritiene possa essere contenuta entro 2 metri, legata all'estrema vicinanza della Roggia Molinara, che con alveo non del tutto impermeabilizzato si trova poco oltre il limite est dell'area di proprietà Pilenga-Fusar Bassini-Moschetti. La cartografia tematica sotto riportata in stralcio, allegata allo Studio Geologico del Comune di Crema, conferma tali rilevazioni, individuando nell'area una soggiacenza pari a circa 3-4 m (figura 6), derivante dalla differenza tra la quota del p.c. di 80,5 m s.l.m. e quella della tavola d'acqua di 77 m. Il documento non risulta sufficientemente dettagliato da poter individuare le anomalie strettamente locali legate all'infiltrazione in subalveo dalla Roggia Molinara.

La consultazione dell'Atlante Ambientale on-line al sito istituzionale della Provincia di Cremona, il giorno 27/10/2021 riporta un valore di soggiacenza in corrispondenza dell'area in esame di - 3,08 m da p.c., a fronte di una quota piezometrica di 78,03 m slm, tali da generare una soggiacenza di 2,5 m da p.c. (i dati risultano abbastanza coerenti).



**Figura 6:** stralcio della Carta Idrogeologica Tavola 4B allegata allo Studio Geologico del territorio comunale di Crema (ex L.R. 12/2005). In viola la zona di intervento, posta sull'isopiezia di 77 m s.l.m., che riferite al p.c. posto a 80,5 m determinano una soggiacenza massima di 3,5 m, salvo locali anomalie legate all'estrema vicinanza con la Roggia Molinara

Dal punto di vista **idrografico**, detto del Fiume Serio e della vincolistica ad esso collegata che non interessa il sito in esame (capitolo 1.1 e figura 2), il sito è interessato dalla vicinanza con la Roggia



Molinara, posta oltre la sede stradale della S.P. 591 Cremasca. La circostanza innesca locali anomalie nei livelli di falda legati all'infiltrazione in subalveo, con possibili oscillazioni e innalzamenti della quota della tavola d'acqua nell'ordine di almeno un paio di metri in occasione dei picchi di portata (estivi) della Roggia. Il progetto in esame e il Piano di Recupero collegato si trova al di fuori di eventuali fasce di rispetto ex R.D. 368 e 523/1904, sia della Roggia Molinara che di altri canali limitrofi. L'intervento è pertanto pienamente ammissibile dal punto di vista idraulico.

#### **4 ATTIVITA' CONOSCITIVE DELLE CARATTERISTICHE GEOLOGICHE, GEOTECNICHE E GEOFISICHE DEL SITO DI INTERESSE**

Alla ricerca bibliografica preliminare prima esposta, che ha visto la consultazione della cartografia tematica disponibile, e al rilievo idrogeologico e geomorfologico di dettaglio, esteso ad un intorno ritenuto significativo rispetto all'area di futuro intervento, sono state affiancate indagini dirette, finalizzate alla verifica delle caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione, realizzate ad hoc il giorno 23/09/2021 dagli scriventi in corrispondenza dell'ubicazione dell'opera in progetto, dislocando le verticali di prova nei punti ritenuti più significativi tra quelli accessibili, limitati dalla presenza dell'intero edificio ancora da demolire (sagoma inaccessibile, vedi allegato 3), di pavimentazioni rigide perimetrali, piccole strutture accessorie, piante, recinzioni, dislivelli, stoccaggio di materiali vari.

La campagna di indagine geognostica nel suo complesso risulta quindi articolata in complessive 7 prove penetrometriche dinamiche, che possono essere ritenute sufficienti per la caratterizzazione dell'area considerata, seppure con le limitazioni dovute alla loro dislocazione in alcuni casi fuori, ma molto vicino, all'impronta delle strutture future, a causa della presenza delle limitazioni sopra indicate. L'ubicazione delle prove eseguite è riportata in allegato 3.

La natura dei terreni non ha consentito il prelievo di campioni di qualità tale da poter essere sottoposti a test di laboratorio per la determinazione di parametri geotecnici significativi per le finalità di cui al presente elaborato tecnico. La caratterizzazione è pertanto demandata alle sole indagini in sito, ritenute rappresentative per numero, tipologia e distribuzione areale.

La campagna di indagine geognostica è stata integrata da n. 2 registrazioni di simica passiva a stazione singola mediante tromografo digitale (TR), per la corretta definizione della categoria del suolo di fondazione, svolte nel medesimo sito in analisi e contestualmente alle prove penetrometriche, oltre all'apertura di n. 2 trincee esplorative che hanno consentito la visione diretta e l'analisi della granulometria, tessitura e stratigrafia del primissimo sottosuolo.

##### **4.1 Prove penetrometriche dinamiche**

Le 7 prove penetrometriche dinamiche sono state realizzate con un penetrometro superpesante modello "Pagani TG 73-100" con maglio da 73 kg (allegato 3 e immagine di copertina), seguendo la



metodologia AGI (*Associazione Geotecnica Italiana*) con rilevazione del numero di colpi per avanzamenti unitari delle aste di 30 cm; le caratteristiche tecniche del penetrometro utilizzato sono riportate in all. 3.

Questo tipo di indagine strumentale diretta, che rappresenta uno dei sistemi maggiormente diffusi e testati a livello internazionale, consente di rilevare la resistenza alla penetrazione nel terreno di una punta metallica, di dimensioni e peso standardizzate, energizzata dalla caduta di una massa, anch'essa di peso e altezza di caduta standard; tutta la strumentazione e le modalità operative rispettano standard definiti a livello internazionale dall'ASTM (*American Standard Testing Materials*) circa le indagini nel sottosuolo con scopi geotecnici.

In tale modo è possibile costruire un diagramma (allegato 4) nel quale per ogni verticale di indagine sono correlati il numero di colpi rilevati per avanzamenti unitari con la profondità raggiunta a ogni intervallo di misura (cioè in questo caso 30 cm), che costituisce l'elaborato base da cui estrapolare le proprietà fisiche del terreno attraversato e interpretarne, in maniera indiretta, la composizione granulometrica.

L'indagine risulta condotta avendo dovuto limitare la profondità di investigazione all'ottenimento del rifiuto strumentale o per l'intercettazione di depositi ad elevato grado di addensamento, tali da impedire l'avanzamento della prova.

## **4.2 Indagine geofisica**

Nell'area in esame sono state eseguite n. 2 misure di sismica passiva a stazione singola mediante tromografo digitale Tromino®. L'indagine geofisica (ubicazione delle misure in allegato 3) proposta si avvale della metodologia basata sulla tecnica H/V, che consente una caratterizzazione sismica del sottosuolo mediante l'individuazione delle discontinuità sismiche e la stima della Vs30 (o Vs,eq), come esplicitamente richiesto dalle NTC 2018. Le interpretazioni sono state supportate dalla consultazione della bibliografia locale e di tutte le indagini geognostiche eseguite nel sito in esame e nelle sue vicinanze.

La sismica passiva è il ramo della sismologia che studia il rumore sismico ambientale, definito come l'insieme delle piccole vibrazioni sismiche presenti ovunque sulla superficie terrestre e generate da sorgenti naturali o antropiche. Le onde sismiche che ne derivano sono tipicamente a bassa energia, con ampiezze dell'ordine di  $10^{-4}/10^{-2}$  mm (Okada; 2003). Inoltre, in base al contenuto in frequenza, inferiore o superiore a 0,5 Hz, si parla rispettivamente di microsismica (primariamente di origine naturale) o microtremore (di origine generalmente antropica).

Il rumore sismico ambientale è una sorgente di eccitazione per la risonanza del sottosuolo e degli edifici, da cui la possibilità di estrarre da esso, mediante opportune tecniche di analisi, informazioni sui sistemi risonanti studiati. Il metodo dei rapporti spettrali H/V è basato sul calcolo del rapporto degli spettri di Fourier del rumore nel piano orizzontale H e della componente verticale V (Nakamura; 1989). Il



significato teorico del rapporto spettrale H/V è abbastanza immediato nel caso in cui si consideri un mezzo semplice formato da due soli strati: il bedrock ed uno strato superficiale più soffice.

Si precisa che per bedrock si intende qualunque strato con velocità nettamente maggiore di quello sovrastante, in grado di determinare un picco di risonanza; tale strato non deve necessariamente essere una roccia ma, soprattutto in ambiti di pianura, può essere una sabbia o una ghiaia.

Le frequenze di risonanza, in questo sistema, sono pertanto date da:

$$f_r = \frac{V_s}{4H}$$

dove  $V_s$  indica la velocità delle onde di taglio nel mezzo e  $H$  lo spessore dello strato che risuona alla frequenza  $f_r$ .

Tali frequenze, associabili ai picchi del rapporto H/V, possono essere quindi eccitate dal rumore di fondo e diventare visibili nello spettro del rumore sismico misurato in superficie.

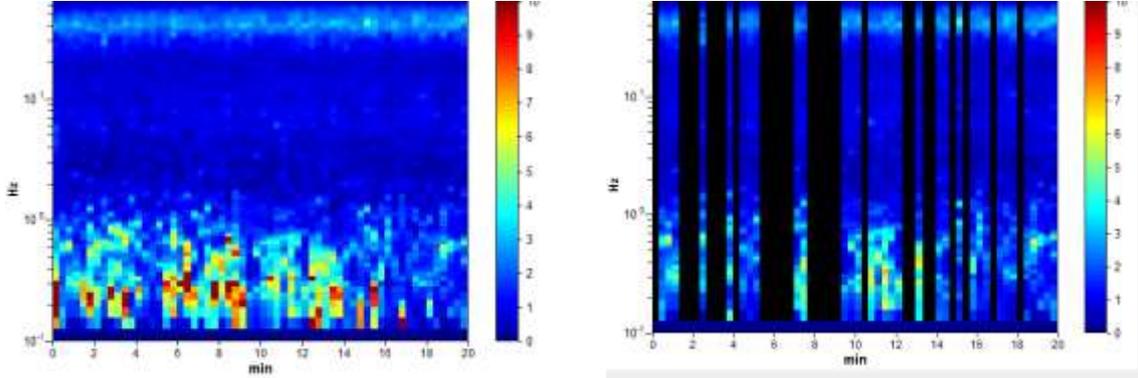
Per quanto riguarda, infine, l'elaborazione delle misure, su ciascuna tomografia sono state eseguite le seguenti operazioni.

- **Analisi della traccia.** La pulizia della traccia è preliminare a qualsiasi tipo di modellazione. La rimozione dei disturbi è di fondamentale importanza anche per l'analisi delle curve H/V. Tali curve devono essere statisticamente significative, ossia essere caratterizzate da una deviazione in ampiezza e in frequenza ridotta. Quando questa caratteristica non sia presente sin dall'inizio, essa va ricercata tramite una pulizia del tracciato.
- **Modellazione.** L'osservazione simultanea delle curve H/V e degli spettri delle singole componenti permette di distinguere i picchi di origine stratigrafica da quelli di natura antropica. Un picco di origine naturale individuato sulla curva H/V coincide, sugli spettri delle singole componenti, ad un minimo locale della componente spettrale verticale.

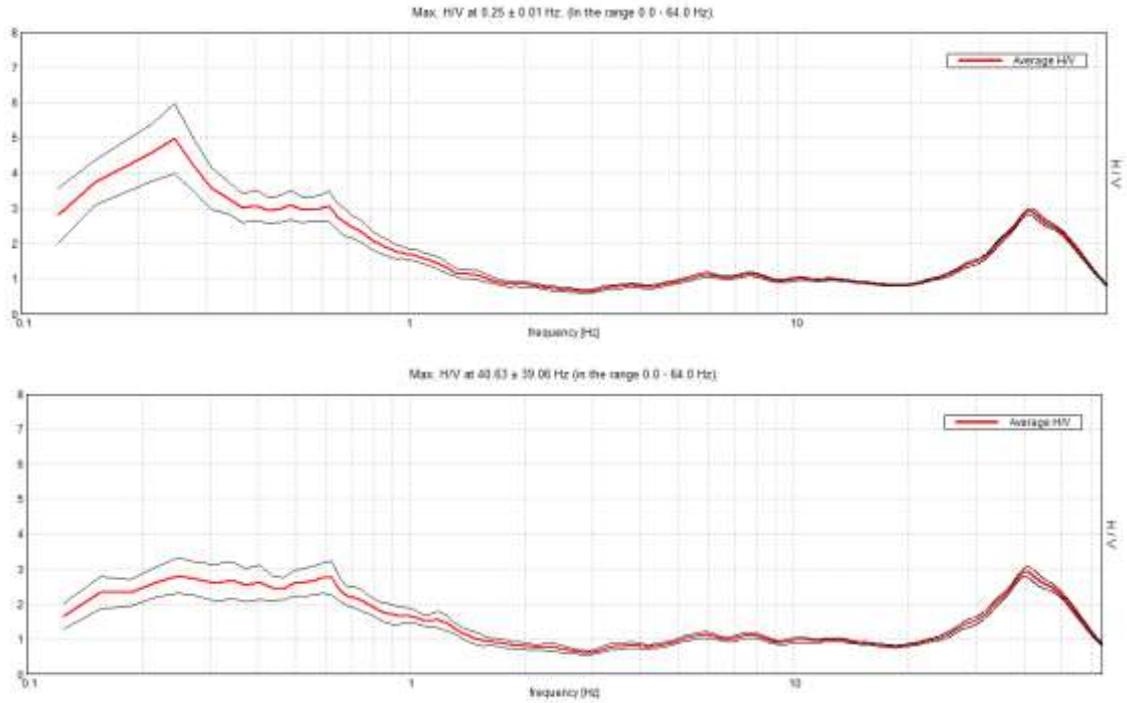
### MISURA I

<i>Frequenza di campionamento</i>	128 Hz	<i>Condizioni meteorologiche</i>	Sereno
<i>Data registrazione</i>	23/09/2021	<i>Lunghezza finestre</i>	20 s
<i>Terreno di misura</i>	Suolo; sciolto	<i>Tipo di lisciamiento</i>	Triangular window
<i>Accoppiamento suolo strumento</i>	Piedini lunghi	<i>Lisciamiento</i>	10 %
<i>Orientamento dello strumento</i>	Nord	<i>Durata della registrazione</i>	20' 00"
<i>Vincolo stratigrafico</i>	Prova penetrometrica 3		

### Analisi della traccia



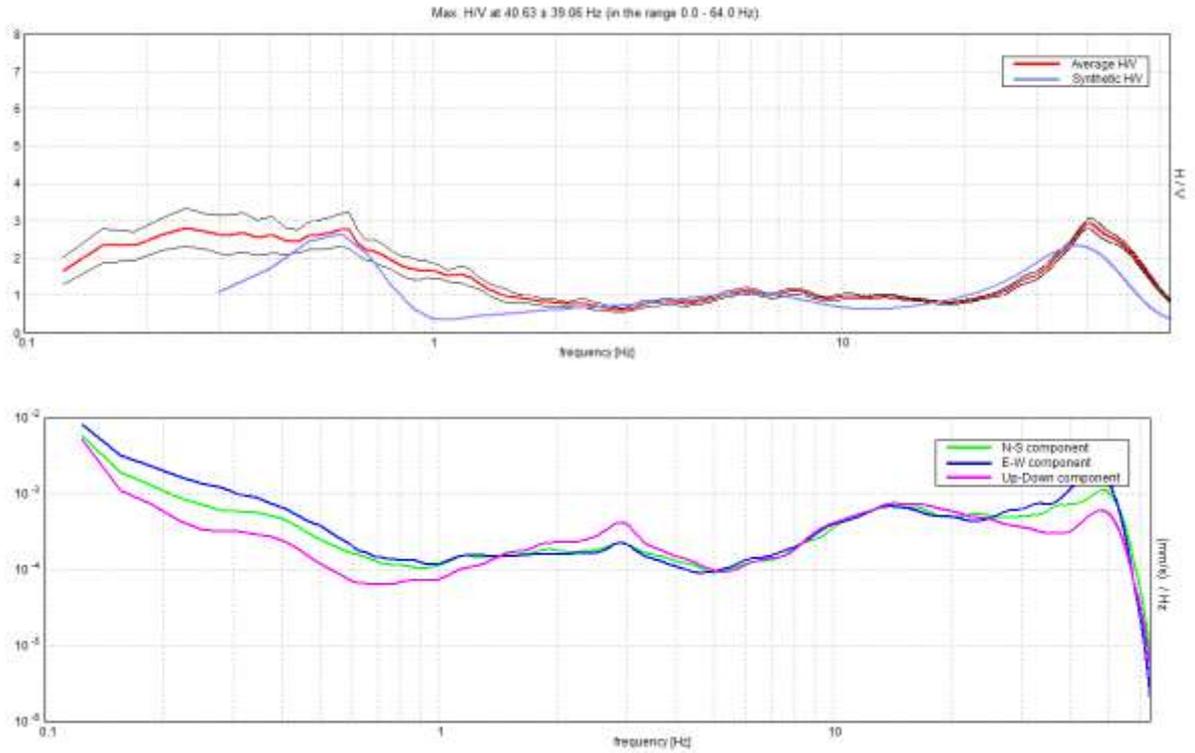
Serie temporale H/V durante la misura e in seguito alla rimozione dei disturbi



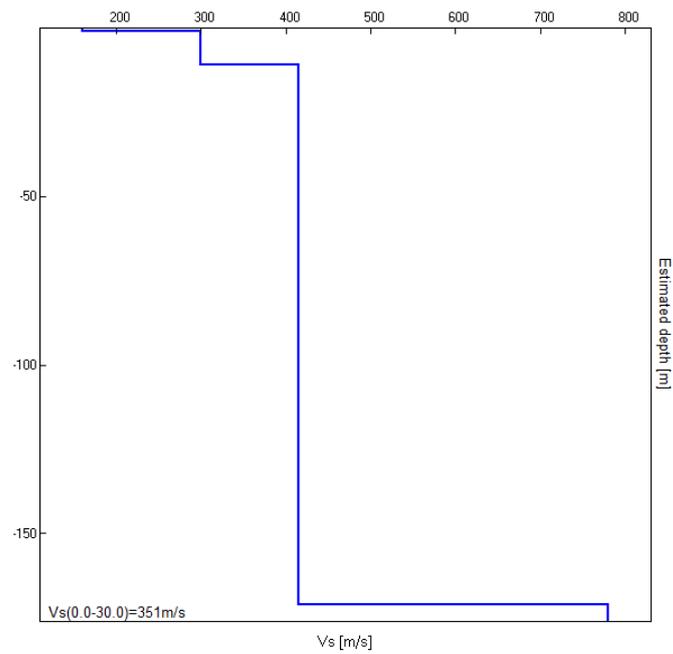
Curve H/V e deviazione standard prima e dopo la rimozione dei disturbi



## Modellazione



Dall'alto in basso: curva H/V nella prima immagine; spettri delle singole componenti nella seconda immagine



Andamento della  $V_s$  con la profondità



<b>Frequenza (Hz)</b>	<b>Vs (m/s)</b>	<b>Spessore (m)</b>
40,00	160	1,00
7,50	300	10,00
0,65	415	160
-	780	$\infty$

## MISURA II

A causa della presenza di eccessivi disturbi dovuti a presenza di dislivelli, pavimentazioni, volumi aperti posti sotto il p.c. (alveo roggia), terreno rimaneggiato da scavi e traffico automobilistico molto ravvicinato (il metodo di esame delle tracce rilevate prevede che all'intorno del punto di misura ci siano condizioni omogenee di terreno libero e privo di coperture, oltre che assenza di disturbi esterni), la misura n. II non è stata ritenuta valida e pertanto la caratterizzazione sismica di sito è stata basata sulla sola misura n. I posta in relazione ad altri rilievi di tipo geofisico disponibili per l'area in esame e un suo significativo intorno.

### *Interpretazione*

La misura eseguita (n. I) presenta tre picchi di risonanza, posti alle frequenze di circa 40 Hz, 7,5 Hz e 0,65 Hz. Il primo picco può essere interpretato come il passaggio dai terreni più superficiali rimaneggiati e alterati ai sottostanti depositi, costituiti da materiali fini ma ben addensati. Il secondo picco, invece, può essere interpretato come un miglioramento delle caratteristiche dei terreni, soprattutto in termini di addensamento, materializzate da un significativo incremento della Vs. Il terzo picco, infine, segnala la presenza del bedrock sismico, estremamente profondo.

Nel complesso le misure possono essere interpretate con un modello che prevede un repentino aumento della Vs nei primi 10 m di sottosuolo, seguito da un lungo tratto uniforme con un bedrock sismico verosimilmente costituito da materiale quasi cementato posto a notevole profondità.

La misura effettuata ha fornito un valore di Vs30 pari a 351 m/s, che permette di **attribuire il suolo alla categoria sismica C**. La Vs30 può essere ritenuta pari alla Vseq in quanto il c.d. bedrock sismico è collocato a oltre 30 m di profondità.

**Tali valori permettono di attribuire il suolo alla categoria sismica C.**

### **4.3 Trincee esplorative**

La campagna di indagine geognostica è stata integrata dall'apertura di n. 4 trincee esplorative eseguite con escavatore semovente a benna rovescia ed estese sino a - 2,50 m di profondità (figura 7). L'ubicazione degli scavi è riportata in allegato 3 unitamente alle altre rilevazioni compiute o acquisite.



L'apertura di questi scavi ha consentito di conoscere nel dettaglio la stratigrafia e la composizione granulometrica del primo sottosuolo, oltre che di individuare la collocazione migliore del piano di posa delle future nuove opere di fondazione.

Si riporta di seguito la descrizione stratigrafica dei profili verticali di scavo rilevati (spicca la generalizzata dominante sabbioso-ghiaiosa del primo sottosuolo oltre circa 1,5 m di profondità in media, uniforme e individuata in tutti i punti di verifica):

**SCAVO S 1:**

- Da - 0 cm a - 160/180 cm da p.c.: resti e frammenti di murature in laterizi rossicci, disconnessi e annegati in matrice sabbioso-argillosa
- Da - 160/180 a - 220 cm da p.c.: sabbia medio-grossolana grigio scura, ghiaiosa o con ghiaia, ghiaia media a clasti arrotondati, a tratti debolmente limosa, umida

**SCAVO S 2:**

- Da 0 a - 15 cm da p.c.: terreno di coltivo organico vegetale, formato da argilla e limo con sabbia, plastico, marrone, con radici e resti vegetali
- Da - 15 cm a - 120/140 cm da p.c.: sabbia e limo argillosi o debolmente argillosi, inglobanti ghiaia media a clasti arrotondati, a supporto di matrice, misto a riposto nella parte sommitale (frammenti di laterizi rossastri)
- Da - 120/140 cm a - 200 cm da p.c.: sabbia e ghiaia, a tratti molto grossolana, a clasti arrotondati, sparsi ciottoli diam. max 10 cm, asciutta

**SCAVO S 3:**

- Da 0 a - 35/40 cm da p.c.: terreno di coltivo organico vegetale, formato da argilla e limo con sabbia, plastico, marrone, con radici e resti vegetali
- Da - 35/40 cm a - 75/80 cm da p.c.: sabbia limosa o debolmente limosa, di colore ocra
- Da - 75/80 cm a - 180 cm da p.c.: sabbia e ghiaia medio-grossolana, a clasti arrotondati, sciolta o mediamente addensata, grigio chiaro nocciola, asciutta

**SCAVO S 4:**

- Da 0 a - 20 cm da p.c.: riporto in ghiaia a sottofondo del cortile
- Da - 20 cm a - 180/200 cm da p.c.: riporto e riempimento di limo e argilla con sabbia, colore marrone scuro, inglobanti rara ghiaia e abbondanti frammenti di laterizi rossicci e giallastri, da schegge fino a frammenti di 10-15 cm
- Da - 180/200 cm a - 250 cm da p.c.: sabbia medio-grossolana grigio scura, con ghiaia media, debolmente limosa, umida



**Figura 7:** esecuzione e visione dell'esecuzione dei fronti di scavo delle trincee esplorative da s1 (in alto) a s4 (in basso) visionate nel sito di Crema (CR) il giorno 23/09/2021. Risulta molto ben riconoscibile lo strato di riporto e la coltre di copertura sommitale limo-sabbiosa e argillosa di spessore tra 1 e 2 m, seguita dalle sabbie e ghiaie più profonde



## 5 RICOSTRUZIONE DEL MODELLO GEOTECNICO: DEFINIZIONE DEI VALORI CARATTERISTICI "fk" DEI PARAMETRI DEL TERRENO DI FONDAZIONE

La prospezione ha evidenziato la presenza di un assetto stratigrafico abbastanza omogeneo e di relativamente semplice correlazione laterale tra una prova e l'altra e con la serie di indagini svolte, oltre che ben identificabile con il modello geologico precedentemente descritto.

In estrema sintesi, anche dalla sola osservazione visiva dei profili penetrometrici in allegato 4, si evince che al di sotto della pavimentazione e del terreno di riporto o sottofondo del cortile o degli edifici esistenti (30-40 cm massimi) dove presente o vegetale organico delle aree verdi limitrofe e circostanti, si osserva un passaggio graduale a un primo sottile banco superficiale soffice e semi-coesivo di natura sabbiosa-argilloso-limosa, esteso fino a quote variabili e comprese tra 120 e 180 cm dal p.c., per passare nettamente a una serie indistinta con caratteristiche di resistenza meccanica medio alte, poiché compare infatti una successione di orizzonti formati principalmente da alternanze più o meno fitte di sabbie e sabbie debolmente limose con ghiaia, anche grossolana, intervallate da strati o lenti di ghiaia e sabbia pulite, anche medio grossolana e con ciottoli sparsi, tali da offrire medio-elevata resistenza (a tratti molto elevata, fino al rifiuto strumentale) all'avanzamento della punta del penetrometro già entro i primi 2-3 metri. Il grado di addensamento/consistenza cresce proporzionalmente e in maniera costante con la profondità, seppure con oscillazioni.

Ai sensi del punto 6.2.2 "Indagini, caratterizzazione e modellazione geotecnica" del D.M. 17/01/2018, per valore caratteristico di un parametro geotecnico deve intendersi una stima ragionata e cautelativa del valore del parametro per ogni stato limite considerato. I valori caratteristici delle proprietà fisiche e meccaniche da attribuire ai terreni devono essere dedotti dall'interpretazione dei risultati di specifiche prove di laboratorio su campioni rappresentativi di terreno e di prove e misure in sito.

Ciò premesso, l'interpretazione dei risultati delle prove penetrometriche, ottenuta mediante la correlazione del n° di colpi misurato con opportuni grafici e tabelle ha consentito di attribuire i parametri fisici necessari per i successivi calcoli geotecnici, riassunti in tabella 2.

In particolare, con  $N_{30}$  è indicato il numero medio di colpi nell'intervallo considerato per avanzamenti unitari di 30 cm normalizzati alla prova penetrometrica standard internazionale SPT,  $\varphi$  è l'angolo di attrito,  $C_u$  la coesione (non considerata nel caso in esame),  $E_y$  è il modulo elastico, mentre  $\gamma_n$  e  $\gamma_s$  sono rispettivamente il peso di volume naturale e saturo.

Viene fornito il modello geotecnico del sottosuolo (tabella 1).

**N.B:** il livello di falda è localizzato a - 3,5 m di profondità da p.c. (si sottolinea che il livello indicato è passibile di oscillazioni anche di notevole entità data la presenza della Roggia Molinara a breve distanza, non quantificabili con precisione, non essendo, si reso possibile il monitoraggio temporale prolungato della falda per incompatibilità con i tempi indicati per la stesura della presente relazione)



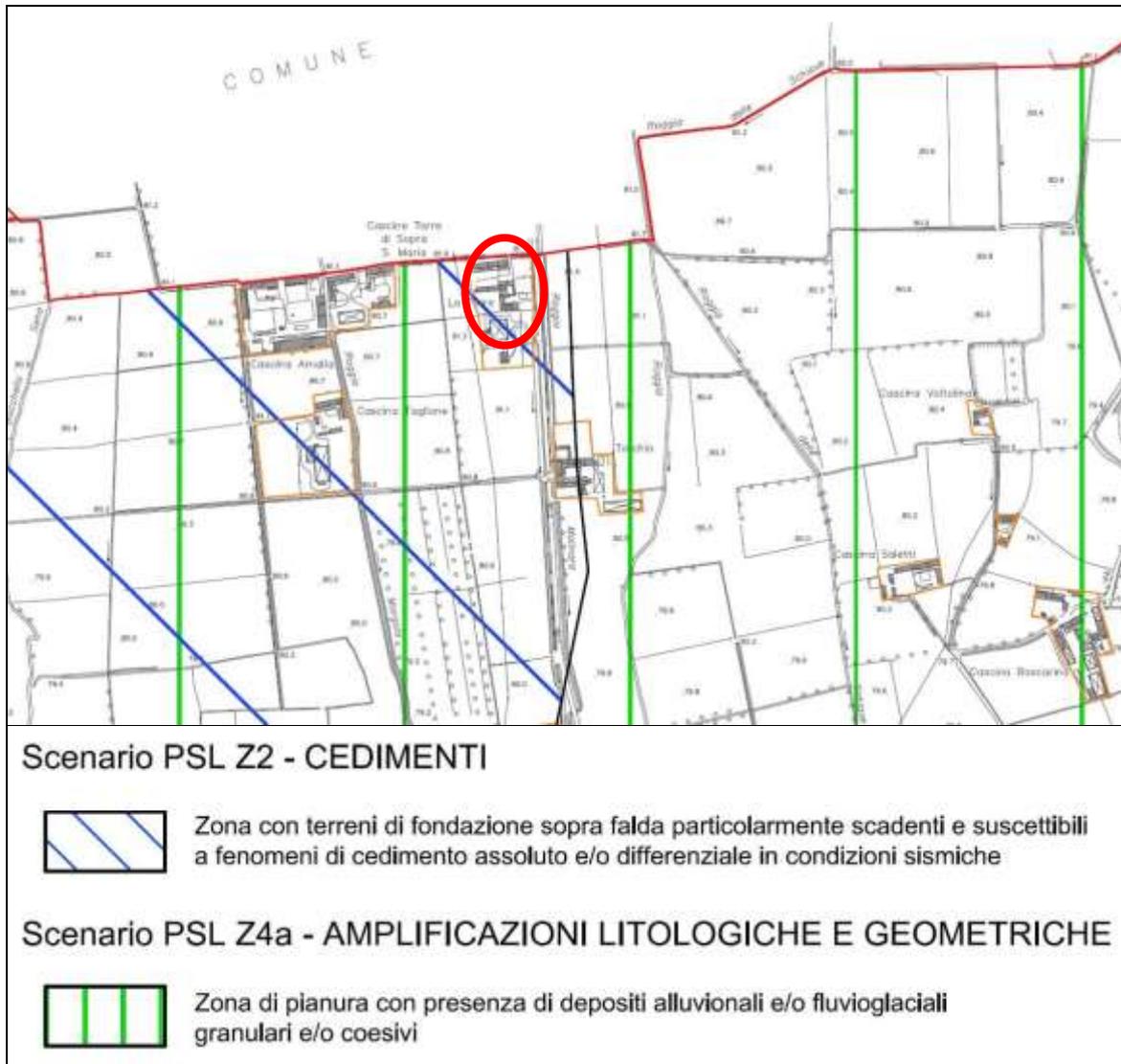
**Tab. 1:** caratterizzazione fisica della successione stratigrafica presente nell'area investigata

Livello	da m	a m	Ricostruzione litologica	N <sub>30</sub>	φ (°)	E <sub>y</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	γ <sub>n</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	γ <sub>s</sub> (kN/m <sup>3</sup> )
1	0,00	0,50 ÷ 0,60	Materiali di riporto o sottofondo del cortile e degli edifici esistenti (in alcuni tratti presenti fino a - 1,8 m) o terreno vegetale organico	--	--	--	--	--
2	0,50 ÷ 0,60	0,80 ÷ 1,80	Limo sabbioso e sabbia limoso-argillosa, inglobante rara ghiaia e ciottoli, a supporto di matrice	7	30	5750	15,90	18,65
3	0,80 ÷ 1,80	4,50	Alternanze di sabbia e sabbia con ghiaia, con inframmezzate lenti più limoso-sabbiose o strati di ghiaia grossolana anche con ciottoli	30	37	23848	21,08	20,22

## 6 DETERMINAZIONE DELLA CATEGORIA DI SOTTOSUOLO, TOPOGRAFICA E DEI PARAMETRI SISMICI DI SITO E DI PROGETTO IN RELAZIONE ALLA PERICOLOSITA' SISMICA DELL'AREA

All'interno del vigente Piano di Governo del Territorio di Crema è contenuto l'apposito adempimento tecnico che indica la pericolosità sismica locale: nell'area in esame è stato riconosciuto sussistere lo scenario di **pericolosità sismica locale Z4a** (vedi Piano di Governo del Territorio – Studio Geologico del Territorio Comunale – Tavola «Carta di Pericolosità Sismica Locale» - dott. geol. G. Malerba, 2010 – Figura 8).

Il progetto in esame deve quindi essere preceduto dall'approfondimento sismico di II° livello, da eseguirsi ai sensi della L.R. 11 marzo 2005, n. 12 e delle successive norme tecniche di attuazione, in particolare di quanto previsto dalla D.G.R. 30 novembre 2011, n. IX/2616, art. 1.4 e allegato 5. Tale approfondimento è presente nello strumento urbanistico comunale vigente, all'epoca però (correttamente) redatto sulla base della Zona Sismica 4 vigente e oggi cambiata, oltre che non basato su indagini geofisiche ad hoc.



**Figura 8:** stralcio della Carta della Pericolosità Sismica Locale del Comune di Crema (CR) – dott. G. Malerba 2010; l'area di interesse (racchiusa nel circolo rosso) appartiene allo scenario Z4a per amplificazioni di tipo litologico oltre che Z2 per il rischio cedimenti

Tale approfondimento, eseguito quindi ad hoc, consiste nella definizione del fattore di amplificazione sismica ( $F_a$ ) locale del sito in esame che viene posto in relazione con il corrispondente  $F_a$  soglia comunale predefinito da Regione Lombardia per due diverse categorie di edifici (quelli con periodo di oscillazione compreso tra 0.1 e 0.5 secondi, cioè edifici bassi, regolari e rigidi, e quelli con periodo compreso tra 0.5 e 1.5 secondi, cioè edifici alti e flessibili). Nel caso in cui l' $F_a$  di sito risulti pari o inferiore a quello soglia comunale significa che la normativa nazionale è sufficiente a salvaguardare dagli effetti di amplificazione sismica locale, ovvero può essere utilizzata la categoria di suolo di fondazione determinata sperimentalmente.



Diversamente, nel caso in cui l'Fa di sito risulti superiore a quella soglia comunale significa che la normativa nazionale risulta insufficiente a salvaguardare dagli effetti di amplificazione sismica locale, e pertanto o si procede con approfondimenti sismici di III° livello oppure si utilizza la categoria di sottosuolo inferiore.

Nel caso in esame l'Fa locale per edifici bassi e rigidi (periodo tra 0.1 e 0.5 sec) è risultato pari a 1, quindi più basso di quello soglia comunale (vedasi allegato 5) e nei calcoli geotecnici si dovrà far riferimento alla **categoria di sottosuolo C, così come definita nella tabella 3.2.II delle NTC 2018.**

**Tab. 3.2.II –** *Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.</i>
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

Per quanto riguarda la categoria topografica, il sito in esame appartiene ad un contesto pressoché pianeggiante.

**Nei calcoli geotecnici si potrà pertanto far riferimento alla Categoria Topografica T1,** così come definita nella tabella 3.2.III ricavata dalle NTC 2018

**Tab. 3.2.III –** *Categorie topografiche*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	<i>Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media <math>i \leq 15^\circ</math></i>
T2	<i>Pendii con inclinazione media <math>i &gt; 15^\circ</math></i>
T3	<i>Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media <math>15^\circ \leq i \leq 30^\circ</math></i>
T4	<i>Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media <math>i &gt; 30^\circ</math></i>

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia ultimi che di esercizio, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.



Gli stati limite ultimi (SLU) dinamici sono:

- Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)
- Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC)

Gli stati limite di esercizio (SLE) dinamici sono:

- Stato Limite di Operatività (SLO)
- Stato Limite di Danno (SLD)

Le probabilità di superamento **PVR** nel periodo di riferimento **VR**, cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella tabella seguente (tratta dalle NTC 2018).

Stati Limite	$P_{VR}$ : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V_R$	
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

I quattro stati limite sono ordinati per azione sismica crescente e per probabilità di superamento decrescente.

Le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione, che è descritta dalla probabilità che, in un fissato lasso di tempo ("periodo di riferimento"  $V_R$  espresso in anni), in detto sito si verifichi un evento sismico di entità almeno pari ad un valore prefissato; la probabilità è denominata "Probabilità di eccedenza o di superamento nel periodo di riferimento"  $PVR$ .

La pericolosità sismica è definita in termini di:

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

Il periodo di riferimento  $V_R$  si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale  $V_N$  per il coefficiente d'uso  $CU$ :  **$V_R = V_N \times CU$**

Il valore del coefficiente d'uso  $CU$  è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato nella sottostante tabella tratta dalle NTC 2018.



**Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso  $C_U$**

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE $C_U$	0,7	1,0	1,5	2,0

Per quanto attiene la classe d'uso, la tipologia di costruzione in progetto rientra nella **classe II**.

La vita nominale di un'opera strutturale  **$V_N$**  è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella tabella sottostante (tratta dalle NTC 2018).

**Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale  $V_N$  di progetto per i diversi tipi di costruzioni**

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di $V_N$ (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Nel caso specifico per le tipologie di costruzione in progetto si assume un valore di vita nominale pari ad almeno 50 anni.

Ne deriva che il periodo di riferimento **VR** è pari a 50 anni.

Ai fini delle NTC le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- $a_g$ : accelerazione orizzontale massima al sito;
- $F_0$ : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $T^*C$ : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Una delle novità delle NTC è appunto la stima della pericolosità sismica basata su una griglia di 10751 punti, ove viene fornita la terna di valori  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T^*C$  per nove distinti periodi di ritorno TR.

Il primo passo consiste nella determinazione di  **$a_g$**  (accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido), a partire dalle coordinate geografiche dell'opera da verificare, che vengono di seguito forniti.

Il dettaglio di tutti i parametri sismici riferiti al sito e al progetto in esame è riportato in allegato 6 e nel prospetto grafico che segue. In particolare, la definizione dei parametri sismici medesimi, funzione



della classe d'uso e della vita nominale dell'opera in progetto, risulta differente a seconda dei diversi stati limite a cui è riferita.

**Si ricorda che, ai sensi della vigente normativa, il rispetto dei vari stati limite dinamici viene considerato conseguito nei confronti di tutti gli stati limite ultimi SLU quando siano soddisfatte le verifiche al solo SLV, mentre nei confronti di tutti gli stati limite di esercizio SLE quando siano rispettate le verifiche relative al solo SLD.**

Pertanto, nel caso in esame, per le verifiche all'SLV si dovrà utilizzare un'accelerazione massima di 1.419 m/s<sup>2</sup>, a cui corrispondono valori di Kh e Kv rispettivamente pari a 0.029 e 0.014, mentre per le verifiche all'SLD si dovrà utilizzare un'accelerazione massima di 0.558 m/s<sup>2</sup>, a cui corrispondono valori di Kh e Kv rispettivamente pari a 0.011 e 0.006.

Viene inoltre svolta la verifica a liquefazione del suolo di fondazione, che viene di seguito esposta in apposito capitolo, dovuta anche in ragione della presenza dello scenario z2.

**Indirizzo**

**Map** **Satellite**

Visualizza veicoli nella maglia di appartenenza.

**Stati limite**

Classe Edilizia: **Il Affollamento normale** Assenza di funz. pubbliche e sociali.

Vita Normale **Media ponderata**

Interpolazione **CU = 1**

Stato Limite	Tr [mm]	As [d]	Fe	Te [N]
Operatività (SLO)	30	0.030	2.475	0.200
Clonno (SLO)	50	0.038	2.519	0.217
Salvaguardia via (SLV)	475	0.096	2.686	0.281
Penetrazione collaudi (BLC)	875	0.125	2.691	0.289
Periodo di riferimento per l'azione sismica	50			

**Coefficienti sismici**

Stabilità dei pendii e fondazioni

Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti.

Tipi: **C**

Cat. Sottosuolo: **T1**

Cat. Topografica:

	SLO	SLO	SLV	SLC
BS Amplificazione sismografica	1.00	1.00	1.50	1.00
CC Coeff. funz. categoria	1.79	1.74	1.60	1.58
ST Amplificazione topografica	1.00	1.00	1.00	1.00

Act. su massima altezza al sito [mm²]

Coefficienti	SLO	SLO	SLV	SLC
Mt	0.029	0.011	0.029	0.045
Iv	0.005	0.006	0.014	0.023
Almax [m/s²]	0.445	0.558	1.415	1.842
Beta	0.200	0.200	0.200	0.240



## 6.1 Analisi della suscettibilità alla liquefazione del terreno

La liquefazione è un fenomeno di riduzione della resistenza al taglio causata dall'incremento della pressione neutra in un terreno saturo non coesivo durante uno scuotimento sismico. La verifica alla 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 a 0.1 g;
2. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m da p.c., per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
3. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica dinamica normalizzata maggiore di 30 colpi oppure resistenza penetrometrica statica normalizzata maggiore di 180;
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  $U_c > 3.5$ .

In assenza di dati in merito al quarto punto, ricavabili solo attraverso analisi granulometrica di campioni di terreno di fondazione, in base alle informazioni a disposizione, il sottosuolo e la sismicità dell'area d'intervento possiedono caratteristiche geotecniche e idrogeologiche che non consentono l'esclusione dalla possibilità di liquefazione dei terreni, secondo quanto riportato nei punti da 1 a 3 sopra citati.

Tra i metodi semplificati di calcolo, il più noto è quello di Seed e Idriss (1982), basato su una procedura semi-empirica che richiede la conoscenza di pochi parametri geotecnici, quali granulometria, numero dei colpi della prova standard SPT, densità relativa e peso di volume, posizione della falda. Il metodo prevede un confronto tra le caratteristiche meccaniche dei terreni (valutata prevalentemente sui risultati di prove di sito) con l'eventuale occorrenza nel medesimo sito del fenomeno della liquefazione, a seguito di una sollecitazione sismica.

L'applicazione del metodo descritto ha consentito di definire un valore di fattore di sicurezza nei confronti della suscettibilità a liquefazione per ciascuno strato riassunti nella tabella 1bis che segue, e in particolare  $> 1$  per lo strato immerso in falda oltre 5 m da p.c., ritenendolo sulla base del modello geologico e geotecnico ricostruito, di pari consistenza, se non maggiore, fino a 15 metri.

**L'area in esame non risulta pertanto soggetta al fenomeno della liquefazione in caso di sisma.**



**Tab. 1bis:** verifica della suscettibilità a liquefazione del terreno

Liv.	da m	a m	Litologia	fattore di sicurezza	Condizione
1	0,00	0,50 ÷ 0,60	Materiali di riporto o sottofondo del cortile e degli edifici esistenti (in alcuni tratti presenti fino a - 1,8 m) o terreno vegetale organico	--	Terreno fuori falda NON liquefacibile
2	0,50 ÷ 0,60	0,80 ÷ 1,80	Limo sabbioso e sabbia limoso-argillosa, inglobante rara ghiaia e ciottoli, a supporto di matrice	--	Terreno fuori falda NON liquefacibile
3	0,80 ÷ 1,80	4,50 (15)	Alternanze di sabbia e sabbia con ghiaia, con inframmezzate lenti più limoso-sabbiose o strati di ghiaia grossolana anche con ciottoli	8	Terreno NON liquefacibile

## 7 VALUTAZIONE DELLA CAPACITA' PORTANTE DEI TERRENI ATTRAVERSO IL METODO DELLE "TENSIONI AMMISSIBILI" E STIMA DEI CEDIMENTI – D.M. LL.PP. 11/03/1988

N.B.: METODO NON PIU' AMMESSO DAL 14/10/2014

Sebbene la più recente normativa settoriale abbia completamente sostituito l'approccio nel calcolo geotecnico, da una modalità alle cosiddette Tensioni Ammissibili (D.M.LL.PP. 11/03/1988, non più applicabile ad alcun caso) a quella agli Stati Limite (D.M. II. e TT. 14/08/2008 "Norme Tecniche sulle Costruzioni", abrogato, sostituito e **ora AGGIORNATO DAL D.M. 17/01/2018**), si ritiene possa risultare utile per un confronto tra i risultati cui i diversi metodi perverranno, e sui quali è naturalmente maturata una diversa sensibilità ed esperienza da parte degli operatori, l'esecuzione delle elaborazioni con entrambi i metodi.

Ogni calcolo e verifica, sia di tipo geotecnico che strutturale, dovrà quindi essere basata **esclusivamente** sul metodo agli stati limite e non su quanto contenuto nel paragrafo che segue, che vuole avere esclusivamente carattere orientativo e di collegamento con il metodo maggiormente utilizzato in passato nel territorio in esame e sul quale è ormai consolidata una maggiore esperienza e sensibilità da parte degli operatori.

Ciò premesso, il terreno di fondazione deve essere in grado di sopportare il carico trasmesso dalla costruzione su di esso gravante, senza che si verifichi una rottura per taglio. Inoltre, i cedimenti provocati dal carico trasmesso devono essere tali da non compromettere l'integrità della struttura.



Il calcolo della resistenza limite al taglio, o capacità portante ultima,  $q_{ult}$ , è stato effettuato tenendo conto che le prescrizioni sulla capacità portante ammissibile ( $q_{amm}$ ) per le fondazioni superficiali impongono un **fattore di sicurezza minimo** pari a **3** (D.M. LL. PP. 11/03/1988, art. C.4.2).

La capacità portante del terreno è stata ricavata inserendo il modello stratigrafico del terreno in un apposito codice di calcolo che utilizza la seguente espressione generale (1):

$$Q_{ult} = c' * N_c * D_c * s_c * i_c * G_c * B_c + \gamma' * N_q * D_q * s_q * i_q * G_q * B_q + 0.5 * \gamma' * B * N_{\gamma} * D_{\gamma} * s_{\gamma} * i_{\gamma} * G_{\gamma} * B_{\gamma} \quad (1)$$

dove:

$Q_{ult}$  = Pressione ultima a rottura

$B, D$  = Larghezza (lato minore o diametro per fondazioni circolari) e profondità di incastro

$c', c_u$  = Coesione drenata, non drenata

$\gamma, \gamma'$  = Densità totale, sommersa

$N_c, N_q, N_{\gamma}$  = Fattori di Capacità Portante (funzione di  $\phi$ )

$s_c, s_q, s_{\gamma}, s_c', s_q', s_{\gamma}'$  = Fattore di forma (drenato/non drenato)

$d_c, d_q, d_{\gamma}, d_c', d_q', d_{\gamma}'$  = Fattore di profondità (drenato/non drenato)

$i_c, i_q, i_{\gamma}, i_c', i_q', i_{\gamma}'$  = Fattore di inclinazione del carico (drenato/non drenato)

$g_c, g_q, g_{\gamma}, g_c', g_q', g_{\gamma}'$  = Fattore di inclinazione del terreno - fondazione su pendio (drenato/non drenato)

$b_c, b_q, b_{\gamma}, b_c', b_q', b_{\gamma}'$  = Fattore inclinazione del piano di fondazione - base inclinata (drenato/non drenato).

La scelta delle condizioni di calcolo a lungo e/o breve termine è condotta inserendo i parametri geotecnici dei terreni attraversati ( $\phi, \gamma$ , etc...), passaggio che può comportare l'annullamento di alcuni dei termini dell'equazione sopra esposta (come nel caso di terreni coesivi con  $\phi = 0$ , o di terreni granulari con  $c_u = 0$ ). Ogni relazione di portanza di cui sopra utilizza fattori di capacità portante e fattori di correzione (fattori di forma, di profondità ...) nella formulazione matematica sviluppata dal relativo autore. Nel caso specifico viene utilizzata l'elaborazione di Hansen, proposta in quanto risulta essere la più cautelativa.

Dalle informazioni raccolte e fornite agli scriventi oltre che dall'analisi degli elaborati di progetto riguardanti il Piano di Recupero chiamato "La Cascinetta" si intende procedere alla demolizione delle esistenti strutture, in parte residenziali e in parte agricole e alla ricostruzione di due nuovi edifici con destinazione d'uso residenziale per entrambi, a due piani e privi di locali o spazi interrati. Per la realizzazione dell'opera dovranno essere realizzate nuove fondazioni dirette. Sulla scorta delle indicazioni di carattere strutturale solo preliminari da parte del progettista, verranno prese in esame tipologie fondali, quali platee di impronta e perimetro pari a quella della nuova struttura in elevazione, per le porzioni di edificio vero e proprio, o in alternativa elementi lineari nastriformi continui o a trave rovescia, in particolare per le pertinenze e i porticati esterni.

Il piano di posa deve sempre raggiungere TASSATIVAMENTE almeno la quota di - 60 cm dal p.c. (meglio se si spingesse fino a - 80 cm da p.c.), ovvero della quota media alla quale compaiono i terreni naturali e non risulta essere più presente né la coltre di riporto/riempimento e nemmeno il coltivo vegetale organico, e il sottostante orizzonte limoso-sabbioso-argilloso residuo e di medio-bassa consistenza risulta quindi assottigliato (si ricorda che tale orizzonte superficiale dalle caratteristiche geotecniche più scadenti degli strati sottostanti è stato rilevato in tutti i punti di indagine a quote variabili tra - 80 cm e - 180 cm da



p.c.; la fondazione a platea sarà in grado di omogeneizzare eventuali discontinuità nello strato di appoggio).

**N.B.:** La forma della platea è stata approssimata a poligoni regolari (rettangoli) aventi le dimensioni indicate, ovvero considerando i lati massimi e minimi (ipotesi differenti) dei rettangoli che circoscrivono l'edificio inglobandolo interamente, mancando nei codici di calcolo della capacità portante modulati sulla formulazione di Karl Terzaghi, fondazioni di forma irregolare o spezzettata quale quella di progetto. Le platee stesse sono state limitate al perimetro degli edifici in progetto veri e propri, nell'ipotesi che i porticati esterni potranno trovare appoggio su elementi lineari nastriformi e continui.

Si sottolinea come il valore di  $Q_{amm}$  riportato è già depurato del fattore di sicurezza 3 previsto dal D.M. 11/03/1988.

**Tab. 2:** determinazione della capacità portante ammissibile ( $Q_{amm}$ )

Edificio	tipo di fondazione e dimensioni (profondità di posa > 0,60 m da p.c.)	$Q_{amm}$ (kN/m <sup>2</sup> )	Stima dei cedimenti (mm) conseguenti all'applicazione di $Q_{amm}$ *
A	Platea rettangolare Lati 7,60 x 15 m	250	>50
	Platea rettangolare Lati 12,50 x 19,50 m	325	>>50
B	Platea rettangolare Lati 19,30 x 11,40 m	312	>>50
qualsiasi	Lineare nastriforme continua Larghezza 80 cm	80	5
	Lineare nastriforme continua Larghezza 100 cm	86	6
	Lineare nastriforme continua Larghezza 120 cm	93	8

\* cedimento calcolato sulla  $Q_{amm}$

Per quanto riguarda i **cedimenti** attesi, in bibliografia vengono ritenuti ammissibili per opere come quella in progetto cedimenti massimi di 50 mm. Ne deriva che l'applicazione del carico massimo ammissibile per la tipologia fondazionale genererà lo sviluppo di cedimenti, che tuttavia dovranno essere considerati accettabili o meno e tenuti in adeguata considerazione da parte del Progettista Strutturista.

**Nel caso della platea** (fondazione di grande superficie di appoggio) è da notare come i valori di capacità portante ammissibile siano risultati piuttosto elevati anche su terreni soffici e di scarsa resistenza come quelli in esame, circostanza che non deve fuorviare e deve essere attentamente considerata e opportunamente pesata in relazione ad altri aspetti.



Il fatto viene spiegato considerando che nei codici di calcolo della capacità portante, tra le variabili da inserire, figura la dimensione della struttura fondazionale quale fattore moltiplicativo di un polinomio. Trattandosi nel caso specifico di fondazioni molto grandi e di ampia superficie, ne deriva che il dato di capacità portante aumenta considerevolmente fino ad assumere i valori sopra riportati.

**Tuttavia, è da specificare che, in questi specifici casi, l'aspetto di maggiore criticità non è rappresentato dalla capacità portante del terreno (che, come si è visto, può risultare alta), ma dai cedimenti che il terreno soffice presente in sito subisce in conseguenza dell'applicazione dei carichi (complessivi e totali) e che possono risultare tali da compromettere la sicurezza e la fruibilità dell'opera realizzata.**

**In particolare, per la fondazione a platea, il calcolo del cedimento ha fornito dati non ritenuti compatibili con la sicurezza e la fruibilità delle opere in progetto (cedimento atteso > 50 mm).**

Per tale motivo è stato scelto un approccio che attraverso un procedimento contrario fissa un valore massimo di cedimento ritenuto accettabile (in letteratura viene fissato il limite a 50 mm per opere come quella in progetto), risalendo successivamente a ritroso al valore di spinta (indicato con  $q_{50}$ , per  $q_{50} < q_{amm}$ ) che determina lo sviluppo di tali cedimenti. È evidente come, qualora il valore di azione reale fosse inferiore a quello riportato, il cedimento conseguente risulterebbe inferiore al valore soglia di 50 mm fissato.

L'approccio descritto ha portato al seguente risultato:

**Tab. 2bis:** *determinazione della tensione indotta al terreno (inferiore alla  $Q_{amm}$  di cui alla tabella 2) che genera un cedimento massimo ammissibile di 50 mm per la fondazione a platea*

<b>tipo di fondazione e dimensioni (profondità di posa &gt; 0,60 m da p.c.)</b>	<b><math>Q_{50} &lt; Q_{amm}</math> (kPa)</b>	<b>Cedimenti (mm)</b>
Platea rettangolare Lati 7,60 x 15 m	198	50
Platea rettangolare Lati 12,50 x 19,50 m	151	50
Platea rettangolare Lati 19,30 x 11,40 m	157	50

Si raccomanda di conferire al telaio fondazionale adeguata ed elevata rigidità e robustezza alla torsione e contro i cedimenti differenziali, possibili in ragione della forte discontinuità laterale e verticale dei terreni di posa.

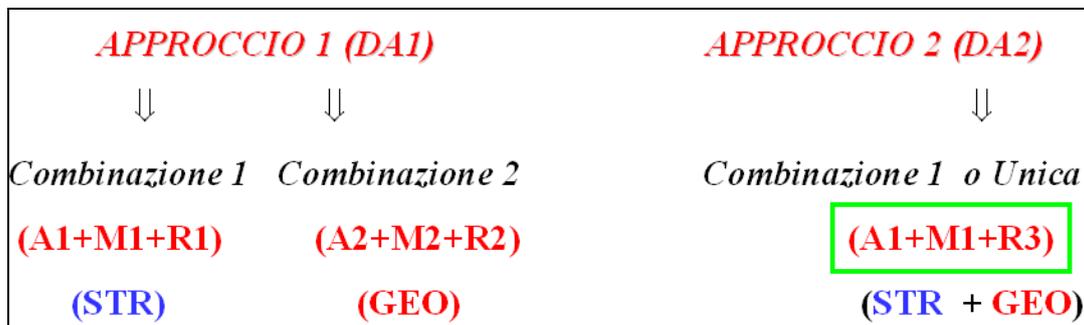
Carichi inferiori alle Q indicate innescheranno logicamente cedimenti proporzionalmente inferiori.



## 8 VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI "SLU" AL COLLASSO PER CARICO LIMITE DEI TERRENI DI FONDAZIONE (D.M. 17/01/2018) – CONDIZIONI STATICHE

N.B.: UNICO METODO UTILIZZABILE

Gli Stati Limite Ultimi "SLU" determinati dal raggiungimento della resistenza del terreno interagente con le fondazioni riguardano il collasso per carico limite nei terreni di fondazione e per scorrimento sul piano di posa. L'azione di progetto è la componente della risultante delle forze in direzione normale al piano di posa. La resistenza di progetto è il valore della forza normale al piano di posa cui corrisponde il raggiungimento del carico limite nei terreni di fondazione. Per quanto riguarda l'analisi al carico limite, nelle verifiche SLU nei confronti degli Stati Limite Ultimi strutturali (STR) e geotecnici (GEO) si adotta un solo (evidenziato in verde) approccio/combinazione tra i quattro diversi previsti dalle NTC:



Le diverse combinazioni sono formate da gruppi di coefficienti parziali  $\gamma$ :

A = Azioni  $\gamma_F$

M = resistenza dei materiali (terreno)  $\gamma_M$

R = resistenza globale del sistema  $\gamma_R$

Quindi, nell'approccio 1 si impiegano due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni A, per la resistenza dei materiali M ed eventualmente per la resistenza globale del sistema R. Per entrambe le combinazioni si impiegano i coefficienti parziali  $\gamma$  riportati nelle tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I contenute nelle NTC di cui al D.M. 17/01/2018, che seguono. Diversamente, nell'approccio 2 si impiega un'unica combinazione sia per il dimensionamento strutturale STR che per quello geotecnico GEO, impiegando i medesimi coefficienti ma con diversa associazione.

Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine. Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite, accertando che la condizione  $E_d \leq R_d$  sia soddisfatta per ogni stato limite considerato (**evidenziato** quello oggetto del presente elaborato tecnico):



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

A meno della verifica di stabilità globale, le rimanenti verifiche devono essere effettuate applicando la combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali prevista dall'Approccio 2, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I. Nelle verifiche nei confronti di SLU di tipo strutturale (STR), il coefficiente  $\gamma_r$  non deve essere portato in conto. La verifica di stabilità globale invece deve essere effettuata secondo la combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'approccio 1, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e con un  $\gamma_R$  di 1,1 quale valore di R3.

Il D.M. 17/01/2018 prevede quindi, riepilogando, le verifiche al carico limite con il solo Approccio 2, per il quale la combinazione dei parametri è A1 + M1 + R3 con  $\gamma_R=2,3$ , e la limitazione delle verifiche di stabilità globale alla combinazione A2 + M2 + R2 con  $\gamma_R=1,1$ .

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

	Effetto	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2$ <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	$\gamma_Q$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Per i carichi permanenti  $G_2$  si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti  $\gamma_{s1}$

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

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



**Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali**

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

In sintesi, l'approccio in uso e previsto dalla normativa non prevede l'applicazione di un fattore di sicurezza unico (come previsto dal vecchio D.M. 11/03/1988 pari a 3 nel caso di fondazioni superficiali) applicato al valore di portanza ottenuto attraverso i tradizionali codici di calcolo, ma consiste nell'utilizzo di coefficienti di sicurezza parziali applicati ai vari fattori che determinano il risultato dell'equazione

$$R_d / \gamma_R \geq E_d \quad (2)$$

che verifica la sicurezza nei confronti dello stato limite ultimo SLU, ove  $R_d$  è la resistenza di progetto mentre  $E_d$  è il valore di progetto dell'effetto delle azioni.

Nel caso in esame viene determinato esclusivamente il valore della resistenza di progetto del terreno  $R_d$ .

La determinazione dei valori di  $R_d$  è stata effettuata inserendo all'interno del codice di calcolo di cui all'equazione 1) i parametri geotecnici attribuiti ai terreni di fondazione (livello 2, tabella 1) e considerando le medesime tipologie fondazionali e quota del piano di posa delle fondazioni già descritte nel capitolo che precede.

**Tab. 3:** determinazione dei valori di  **$R_d$  in condizioni statiche** per le differenti combinazioni e approcci previsti dalle NTC del D.M. 17/01/2018 e per le tipologie fondazionali considerate

tipo di fondazione e dimensioni (profondità di posa > 0,60 m da p.c.)	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (GEO) kN/m <sup>2</sup>	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (STR) kN/m <sup>2</sup>
Platea rettangolare Lati 7,60 x 15 m	750	750
Platea rettangolare Lati 12,50 x 19,50 m	976	976
Platea rettangolare Lati 19,30 x 11,40 m	937	937
Lineare nastriforme continua Larghezza 80 cm	240	240
Lineare nastriforme continua Larghezza 100 cm	258	258
Lineare nastriforme continua Larghezza 120 cm	278	278



I risultati riportati nella tabella 3 sono riferiti esclusivamente al valore di  $R_d$  (o capacità portante). In assenza dei valori di progetto dell'azione  $E_d$ , di competenza del Progettista Strutturista, si è ritenuto utile procedere al calcolo dei valori per i quali risulta verificata l'equazione:

$$R_d/\gamma_r \geq E_d \Rightarrow \text{verifica soddisfatta}$$

Nella tabella che segue sono riportati i suddetti valori di  $E_d$  (valori di progetto dell'azione uguali o inferiori a quelli sotto elencati soddisfano i requisiti previsti dalle NTC). Si specifica che il valore riportato dovrà essere confrontato con il valore di azione  $E_d$  già comprensivo dei coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni di cui alla tabella 6.2.I, colonne A1 e/o A2.

**Tab. 4:** determinazione dei valori  $R_d/\gamma_r$  corrispondenti agli **Ed massimi** (comprensivi dei coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni di cui alla tabella 6.2.I) **in condizioni statiche** per le differenti combinazioni e approcci previsti dalle NTC del D.M. 17/01/2018 e per le tipologie fondazionali considerate.

tipo di fondazione e dimensioni (profondità di posa > 0,60 m da p.c.)	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (GEO) kN/m <sup>2</sup>	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (STR)* kN/m <sup>2</sup>
Platea rettangolare Lati 7,60 x 15 m	326	750
Platea rettangolare Lati 12,50 x 19,50 m	424	976
Platea rettangolare Lati 19,30 x 11,40 m	407	937
Lineare nastriforme continua Larghezza 80 cm	104	240
Lineare nastriforme continua Larghezza 100 cm	112	258
Lineare nastriforme continua Larghezza 120 cm	121	278

\* Nelle verifiche effettuate con l'approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale STR il coefficiente  $\gamma_r$  non deve essere portato in conto, ossia  $R_3=R_1=1$

## 9 VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO "SLE" (D.M. 17/01/2018) - CONDIZIONI STATICHE

Le opere e le varie tipologie strutturali devono garantire la sicurezza anche nei confronti degli stati limite di esercizio SLE, intesi come la capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio. Deve quindi essere verificata l'equazione:

$$E_d \leq C_d \quad (3)$$

dove:

$E_d$ : valore di progetto degli effetti dell'azione (cedimento)



Cd: valore limite dell'effetto delle azioni (spostamenti e deformazioni che possono compromettere la funzionalità di una struttura)

Uno SLE ha carattere reversibile nel caso in cui si esamini una situazione in cui la deformazione o il danno cessino con l'estinguersi della causa che ha determinato il superamento dello stato limite. Se, pur non avendosi il collasso (determinato dal superamento dello Stato Limite Ultimo), l'opera subisce lesioni tali da renderla inutilizzabile, si è in presenza di danni irreversibili o di deformazioni permanenti inaccettabili.

Ad esempio, nel caso di una fondazione superficiale, ciò può verificarsi quando i cedimenti del terreno superano una soglia critica, provocando delle distorsioni angolari non accettabili negli elementi della sovrastruttura.

L'applicazione di un carico ad un terreno naturale comporta lo sviluppo di un cedimento, che consiste nello spostamento verticale del terreno di appoggio della fondazione, funzione principalmente delle proprietà degli strati compressibili e dell'intensità e distribuzione della pressione verticale su questi strati. L'esperienza ha dimostrato che la pressione verticale può essere calcolata con sufficiente cura, assumendo che il terreno sotto la costruzione sia perfettamente elastico ed omogeneo.

Basandosi su queste ipotesi e applicando il metodo di Boussinesq è possibile ricostruire la distribuzione degli sforzi applicati al terreno dalle fondazioni in progetto alle diverse profondità (figura 9), consentendo una stima dei cedimenti totali previsti ottenuta per sommatoria dei cedimenti valutati per porzioni omogenee di terreno di spessore sufficientemente piccolo.

Per il calcolo dei cedimenti viene applicata la seguente equazione:

$$w = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta H_i \cdot \Delta \sigma_{zi}}{E_i}$$

dove:

- n: numero degli strati di terreno;
- $\Delta H_i$ : altezza dello strato i-esimo
- $\Delta \sigma_{zi}$ : incremento medio della pressione verticale indotto dall'area di carico nello strato i-esimo
- $E_i$ : modulo elastico dello strato i-esimo

Il calcolo è esteso fino alla profondità Z per la quale è soddisfatta la seguente equazione:

$$\Delta \sigma_z < \alpha * \Delta \sigma'_{v0}$$

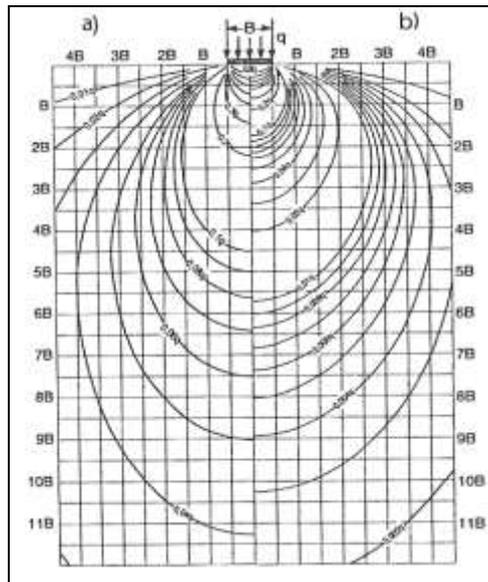
dove:

- $\alpha$  = coefficiente variabile fra 0.10 e 0.20
- $\Delta \sigma'_{v0}$  = pressione geostatica verticale efficace

Ai sensi del D.M. 17/01/2018, nella verifica agli SLE, devono essere considerati i valori di azione esercitati dalla/e struttura/e in progetto (di competenza del Progettista Strutturista); i dati forniti per la/le

platee in esame sono pari a 0,55 kg/cm<sup>2</sup> quale carico di punta o massimo e 0,30 kg/cm<sup>2</sup> quale carico medio rappresentativo della platea nel suo assieme e comportamento in esercizio: ne conseguono rispettivamente cedimenti stimati in 15 mm e 6 mm per entrambe le misure considerate.

Per ogni altra valutazione in proposito si rinvia pertanto alle considerazioni esposte nel capitolo relativo alla stima dei cedimenti secondo il metodo alle tensioni ammissibili.



**Figura 9:** curve di uguale pressione verticale sotto una fondazione: a) nastriforme – b) quadrata

## 10 VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI “SLU” E DI ESERCIZIO “SLE” DEI TERRENI DI FONDAZIONE (D.M. 17/01/2018) – CONDIZIONI DINAMICHE

Sulla scorta della sismicità propria dell’area, della pericolosità sismica locale e dei parametri sismici di sito e di progetto, descritti ed esposti nel capitolo n. 6, vengono quindi determinati i valori di resistenza dinamica allo SLU (SLV) per i terreni interessati dalla posa delle fondazioni. Ai sensi delle NTC 2018, - punto 7.11.5.3.1, la capacità del complesso fondazione-terreno deve essere verificata con riferimento allo stato limite ultimo (SLV) nei confronti del raggiungimento della resistenza per carico limite e per scorrimento, nel rispetto della condizione  $E_d \leq R_d$  e adottando i coefficienti parziali della Tabella 7.11.II.



**Tab. 7.11.II** - Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche degli stati limite (SLV) delle fondazioni superficiali con azioni sismiche

Verifica	Coefficiente parziale $\gamma_R$
Carico limite	2.3
Scorrimento	1.1
Resistenza sulle superfici laterali	1.3

In tutte le verifiche, la procedura adottata per il calcolo della resistenza deve essere congruente con quella adottata per il calcolo delle azioni. Più precisamente, la resistenza può essere valutata con approcci di tipo pseudo-statico se la determinazione delle azioni discende da un'analisi pseudo-statica o di dinamica modale.

Sulla scorta delle indicazioni contenute nella Circolare n. 7 del 21/01/2019 emanata dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, viene fatto riferimento al paragrafo C7.11.5.3.1, che riporta per le fondazioni superficiali:

“L'analisi pseudo statica delle fondazioni si esegue utilizzando valori unitari per i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici [...]. L'azione del sisma si traduce in accelerazioni nella parte di sottosuolo che interagisce con l'opera e in variazioni delle sollecitazioni normali, di taglio e nei momenti flettenti sulla fondazione [...] (effetto inerziale). Nelle verifiche a carico limite, le NTC consentono di trascurare le azioni inerziali agenti nel volume di terreno sottostante la fondazione. In tal caso l'effetto dell'azione sismica si traduce nella sola variazione delle azioni di progetto in fondazione rispetto a quelle valutate nelle combinazioni statiche. La verifica viene condotta con le usuali formule del carico limite tenendo conto dell'eccentricità e dell'inclinazione, rispetto alla verticale, del carico agente sul piano di posa. In tal caso di adotta un coefficiente  $\gamma_r$  a carico limite pari a 2,3. Nel caso in cui si considerino esplicitamente le azioni inerziali nel volume di terreno al di sotto della fondazione, le NTC consentono di utilizzare un coefficiente  $\gamma_r$  a carico limite più basso e pari a **1,8**. In tal caso, le accelerazioni nel volume di sottosuolo interessato dai cinematismi di rottura modificano i coefficienti di capacità portante in funzione del coefficiente sismico pseudo-statico  $k_h$ , che simula l'azione sismica in tale volume di terreno”.

Sulla base di quanto premesso, l'azione del sisma si traduce in accelerazioni nel sottosuolo (effetto cinematico) e nella fondazione, per l'azione delle forze di inerzia generate nella struttura in elevazione (effetto inerziale). Nell'analisi pseudo - statica, modellando l'azione sismica attraverso la sola componente orizzontale, tali effetti possono essere portati in conto mediante l'introduzione di coefficienti sismici rispettivamente denominati  $K_{hi}$  e  $K_{hk}$ , il primo definito dal rapporto tra le componenti orizzontale e verticale dei carichi trasmessi in fondazione ed il secondo funzione dell'accelerazione massima attesa al sito. L'effetto inerziale produce variazioni di tutti i coefficienti di capacità portante del carico limite in funzione del coefficiente sismico  $K_{hi}$  e viene portato in conto impiegando le formule comunemente adottate per calcolare i coefficienti correttivi del carico limite in funzione dell'inclinazione, rispetto alla verticale, del carico agente sul piano di posa. L'effetto cinematico modifica il solo coefficiente  $N\gamma$  in funzione del



coefficiente sismico  $K_{hk}$ ; il fattore  $N_{\gamma}$  viene quindi moltiplicato sia per il coefficiente correttivo dell'effetto inerziale, sia per il coefficiente correttivo per l'effetto cinematico."

Il metodo descritto consente quindi di giungere alla definizione di nuovi valori di  $R_d$  "dinamici", che tengano conto della sismicità dell'area considerata, della tipologia di opera in costruzione e delle caratteristiche litologiche e topografiche del sito investigato. Sulla base della progettazione delle opere in previsione, sono stati ipotizzati dagli scriventi i dati strutturali di interesse antisismico relativi a una struttura di altezza massima dal piano fondale o fuori terra pari a 7,80 m (ricavati dal progetto architettonico delle opere) con un periodo  $T$  del modo fondamentale di vibrare pari a 0,35 secondi e fattore di struttura  $q$  pari a 1,5. L'aspetto, su richiesta del progettista strutturista, potrà essere approfondito e rivisto sulla scorta dei reali e definitivi parametri propri delle strutture, al momento non noti. I valori dedotti dall'elaborazione descritta sono riportati nella tabella n. 5 che segue.

**Tab. 5:** determinazione dei valori di ***R<sub>d</sub> in condizioni dinamiche (all'SLV)*** per le differenti combinazioni e approcci previsti dalle NTC del D.M. 17/01/2018 e per le tipologie fondazionali considerate

<b>tipo di fondazione e dimensioni (profondità di posa &gt; 0,60 m da p.c.)</b>	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (GEO) kN/m <sup>2</sup>	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (STR) kN/m <sup>2</sup>
Platea rettangolare Lati 7,60 x 15 m	388	388
Platea rettangolare Lati 12,50 x 19,50 m	481	481
Platea rettangolare Lati 19,30 x 11,40 m	464	464
Lineare nastriforme continua Larghezza 80 cm	182	182
Lineare nastriforme continua Larghezza 100 cm	187	187
Lineare nastriforme continua Larghezza 120 cm	193	193

I risultati riportati nella tabella 5 sono riferiti esclusivamente al valore di  $R_d$  (o capacità portante agli stati limite ultimi dinamici  $Q_{SLVdin}$ ). In assenza dei valori di progetto dell'azione  $E_d$ , di competenza del Progettista Strutturista, si è ritenuto utile procedere al calcolo dei valori per i quali risulta verificata l'equazione:

$$R_d/\gamma_r \geq E_d \Rightarrow \text{verifica soddisfatta}$$

Nella tabella che segue sono riportati i suddetti valori di  $R_d/\gamma_r$ . Si specifica che il valore riportato dovrà essere confrontato con il valore di azione  $E_d$  già comprensivo dei coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni di cui alla tabella 6.2.I, colonne A1 e/o A2.



Come già descritto per il calcolo in condizioni statiche, anche in condizioni dinamiche, in assenza del dato di azione di progetto, non è possibile procedere con il calcolo dello stato limite di esercizio (cedimento) in condizioni dinamiche calcolato all'SLD. Si rimanda pertanto a quanto già esposto relativamente alla stima dei cedimenti secondo il metodo alle "tensioni ammissibili" in condizioni statiche.

**Tab. 6:** *determinazione dei valori  $Rd/\gamma_r$  corrispondenti agli **Ed massimi accettabili** (comprensivi dei coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni di cui alla tabella 6.2.I) **in condizioni dinamiche (all'SLV)** per le differenti combinazioni e approcci previsti dalle NTC del D.M. 17/01/2018 e per le tipologie fondazionali considerate.*

<b>tipo di fondazione e dimensioni (profondità di posa &gt; 0,60 m da p.c.)</b>	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (GEO) kN/m <sup>2</sup>	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (STR)* kN/m <sup>2</sup>
Platea rettangolare Lati 7,60 x 15 m	216	388
Platea rettangolare Lati 12,50 x 19,50 m	267	481
Platea rettangolare Lati 19,30 x 11,40 m	258	464
Lineare nastriforme continua Larghezza 80 cm	101	182
Lineare nastriforme continua Larghezza 100 cm	104	187
Lineare nastriforme continua Larghezza 120 cm	107	193

\* Nelle verifiche effettuate con l'approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale STR il coefficiente  $\gamma_r$  non deve essere portato in conto, ossia  $R3=R1=1$



## 11 CONCLUSIONI

Riepilogando, agli scriventi è stata affidata la realizzazione di una indagine geologica e geognostica, come previsto dal D.M. II. e TT. del 17/01/18 *Aggiornamento delle "Norme Tecniche per le Costruzioni"* e relativi Allegati e dalle D.G.R. Lombardia 2616/2011 e 5001/2016, in comune di Crema (CR), nelle aree identificate dai mappali 17 e 18 del foglio 4, in via Bergamo n. 19, oggetto di Piano di Recupero e destinate ad ospitare un intervento edilizio di demolizione e ricostruzione di edifici residenziali.

Il lavoro è stato articolato in una fase d'indagine bibliografica preliminare, che ha consentito la ricostruzione dell'assetto geologico dell'ambito di intervento considerato nel suo insieme.

Tale assetto è stato successivamente verificato mediante rilievi morfologici in sito e l'esecuzione di 7 prove penetrometriche dinamiche, n. 2 rilievi di sismica passiva e n. 4 trincee esplorative (scavi), che hanno consentito di ricostruire l'assetto stratigrafico e idrogeologico locale e di acquisire i parametri geotecnici e sismici dei terreni di fondazione.

Le indagini condotte consentono di esprimere le seguenti considerazioni conclusive:

- dal punto di vista geologico l'area si inserisce all'interno di un panorama caratterizzato dalla presenza di depositi di origine fluvioglaciale prevalentemente sabbioso-limoso-argillosi e debolmente ghiaiosi in superficie, sabbioso-ghiaiosi in profondità, legati all'attività e all'evoluzione del bacino del Fiume Serio; è presente una diffusa e generalizzata coltre di terreni di riporto, riempimento o sottofondo, da non considerare quale piano di posa di eventuali nuove opere di fondazione;
- dal punto di vista geomorfologico l'area investigata risulta pianeggiante; il sito risulta privo di evidenze di dinamica attiva o quiescente che possano porsi in contrasto o anche solo costituire alcuna significativa limitazione alla realizzazione degli interventi in progetto;
- dal punto di vista dell'idrografia di superficie, la consultazione della nuova cartografia allegata al Piano di Gestione del Rischio Alluvioni evidenzia come le aree di prossimo intervento risultino affrancate dal possibile coinvolgimento in fenomeni esondativi di corsi d'acqua superficiali, anche in relazione alla vicinanza del Fiume Serio (le aree allagabili più prossime sono poste in lato est al lotto in esame) ma non lo coinvolgono direttamente; la vicinanza alla Roggia Molinara non determina il rispetto della fascia di rispetto di m 10 dalla sommità della sponda incisa, ma la possibile presenza intermittente di acqua nel primo sottosuolo;
- dal punto di vista idrogeologico, il sottosuolo dell'area in esame è caratterizzato dalla presenza di un acquifero freatico con valori di soggiacenza medi pari a 3,5 m dal p.c. e oltre e con possibili oscillazioni decimetriche legate al regime di portata della roggia; si demanda ai progettisti la scelta dei presidi che si vorranno adottare, a salvaguardia di eventuali volumi interrati al momento non previsti contro umidità, acque di infiltrazione piovane e risalite di falda;



- la prospezione ha evidenziato la presenza di un assetto stratigrafico abbastanza omogeneo e di relativamente semplice correlazione laterale tra una prova e l'altra, oltre che ben identificabile con il modello geologico e geotecnico descritto (tabella 1 nel testo);
- il calcolo relativo alla capacità portante del terreno, per le verifiche di resistenza al carico limite, è stato eseguito sia col metodo delle Tensioni Ammissibili (di cui al D.M.LL.PP. 11/03/88, ora abrogato) che attraverso il metodo degli Stati Limite (NTC di cui al D.M. 17/01/2018);
- attraverso il metodo alle Tensioni Ammissibili ha fornito i valori di capacità portante ammissibile (già depurati del fattore di sicurezza 3) e dei relativi cedimenti riportati nella tabella che segue.

Edificio	tipo di fondazione e dimensioni (profondità di posa > 0,60 m da p.c.)	Qamm (kN/m <sup>2</sup> )	Stima dei cedimenti (mm) conseguenti all'applicazione di Qamm *
A	Platea rettangolare Lati 7,60 x 15 m	198	50
	Platea rettangolare Lati 12,50 x 19,50 m	151	0
B	Platea rettangolare Lati 19,30 x 11,40 m	157	50
qualsiasi	Lineare nastriforme continua Larghezza 80 cm	80	5
	Lineare nastriforme continua Larghezza 100 cm	86	6
	Lineare nastriforme continua Larghezza 120 cm	93	8

- la verifica agli Stati Limite Ultimi in **condizioni statiche** ha portato alla definizione dei valori di Ed massimi accettabili (Rd/γr) riportati nella tabella che segue. Si ricorda che tali valori di azione massima sono comprensivi dei coefficienti parziali A1 e A2 sulle azioni (tab. 6.2.I);
- la verifica agli Stati Limite di Esercizio in **condizioni statiche**, in assenza dei valori di azione di progetto, in applicazione del dettame delle vigenti NTC, non è risultata possibile. Analogamente non è risultata possibile la verifica degli SLE in condizioni dinamiche all'SLD;



<b>tipo di fondazione e dimensioni (profondità di posa &gt; 0,60 m da p.c.)</b>	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (GEO) kN/m <sup>2</sup>	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (STR)* kN/m <sup>2</sup>
Platea rettangolare Lati 7,60 x 15 m	326	750
Platea rettangolare Lati 12,50 x 19,50 m	424	976
Platea rettangolare Lati 19,30 x 11,40 m	407	937
Lineare nastriforme continua Larghezza 80 cm	104	240
Lineare nastriforme continua Larghezza 100 cm	112	258
Lineare nastriforme continua Larghezza 120 cm	121	278

- in condizioni dinamiche la verifica agli stati limite ultimi è stata condotta considerando una **categoria di suolo C, categoria topografica T1, classe d'uso II e vita nominale = 50 anni**. La combinazione di queste condizioni applicata al sito di interesse ha fornito i parametri sismici riportati nel capitolo 6. L'approccio all'elaborazione in condizioni sismiche previsto dalle NTC ha portato alla definizione dei valori di  $R_d/\gamma_r$  (corrispondenti agli  $E_d$  massimi applicabili, comprensivi dei coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni di cui alla tabella 6.2.I) **in condizioni dinamiche (all'SLV)** che seguono;
- la verifica a liquefazione ha portato ad escludere la possibilità che il terreno risulti passibile a tale fenomeno in caso di sisma.

<b>tipo di fondazione e dimensioni (profondità di posa &gt; 0,60 m da p.c.)</b>	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (GEO) kN/m <sup>2</sup>	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (STR)* kN/m <sup>2</sup>
Platea rettangolare Lati 7,60 x 15 m	216	388
Platea rettangolare Lati 12,50 x 19,50 m	267	481
Platea rettangolare Lati 19,30 x 11,40 m	258	464
Lineare nastriforme continua Larghezza 80 cm	101	182
Lineare nastriforme continua Larghezza 100 cm	104	187
Lineare nastriforme continua Larghezza 120 cm	107	193

\* Nelle verifiche effettuate con l'approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale STR il coefficiente  $\gamma_r$  non deve essere portato in conto, ossia  $R_3=R_1=1$



Sulla base dei dati e delle informazioni disponibili, premesso quanto precede e fatte salve le indicazioni tecniche riportate, è possibile ritenere l'intervento in progetto compatibile con l'assetto geologico dell'ambito in cui esso ricade e con le caratteristiche geotecniche del sottosuolo, in relazione al quale dovrà essere attentamente concepito e realizzato.

Inoltre, è possibile reputare quanto in progetto conciliabile con gli strumenti di pianificazione territoriale di natura geologica e idrogeologica di cui Crema è dotata; pertanto, oltre ad ottemperare agli obblighi di legge previsti a livello nazionale e comunitario, l'indagine svolta evade le prescrizioni vigenti a livello comunale in merito agli approfondimenti geologici necessari per la realizzazione di nuovi interventi edificatori all'interno della Classe di Fattibilità 3 e zona PSL Z4a/Z2.

27/10/2021

dott. Giulio Mazzoleni, geologo

dott. Davide Incerti, geologo

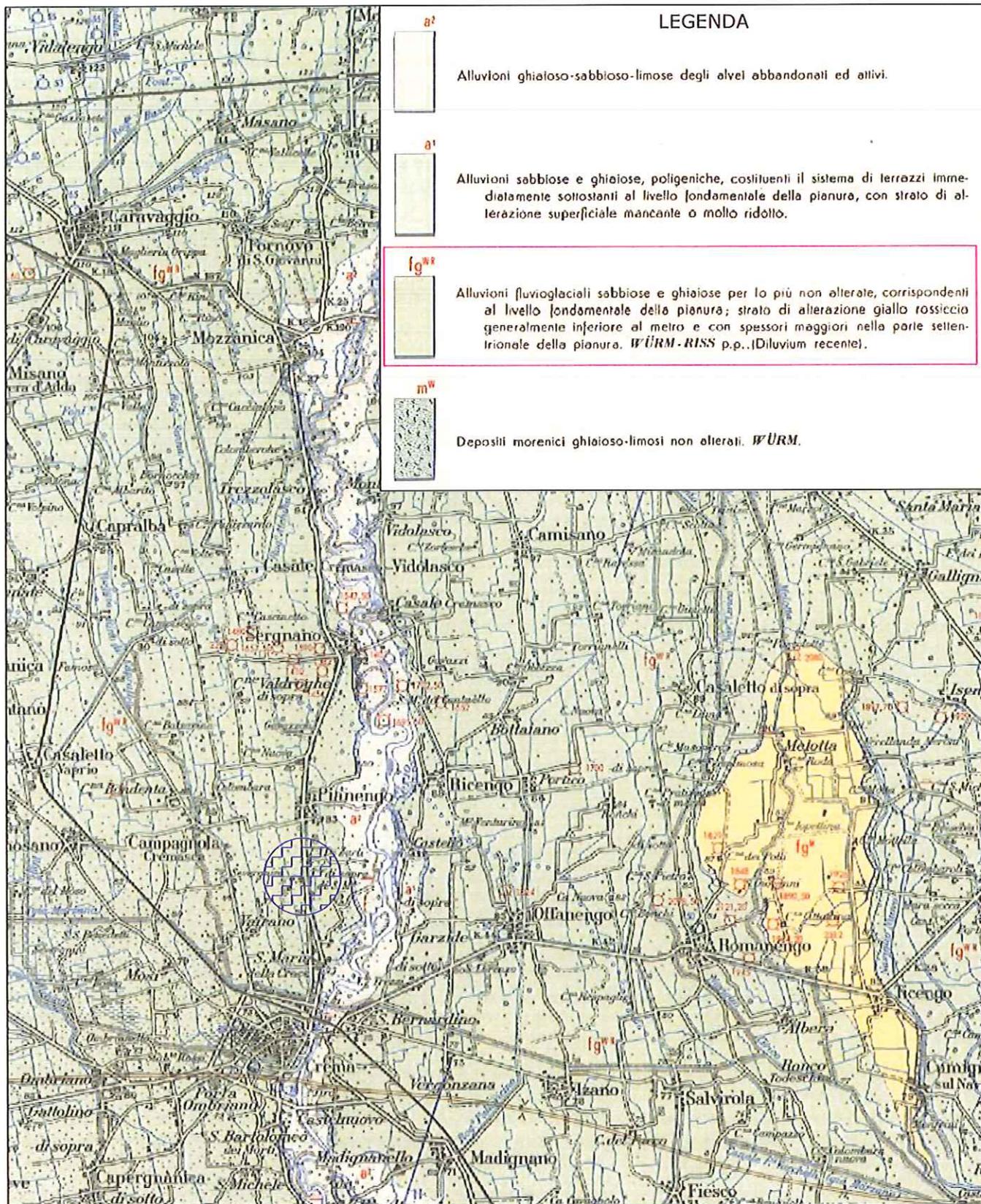
Allegato 1

INQUADRAMENTO GEOGRAFICO  
SCALA 1:10.000  
(C.T.R. sez. C6b4, stralcio)



Allegato 2

INQUADRAMENTO GEOLOGICO  
SCALA 1:100.000



LEGENDA



Alluvioni ghiaioso-sabbioso-limose degli alvei abbandonati ed allivi.



Alluvioni sabbiose e ghiaiose, poligeniche, costituenti il sistema di terrazze immediatamente sottostanti al livello fondamentale della pianura, con strato di alterazione superficiale mancante o molto ridotto.



Alluvioni fluvioglaciali sabbiose e ghiaiose per lo più non alterate, corrispondenti al livello fondamentale della pianura; strato di alterazione giallo rossiccio generalmente inferiore al metro e con spessori maggiori nella parte settentrionale della pianura. *WÜRМ-RISS* p.p. (Diluvium recente).



Depositi morenici ghiaioso-limosi non alterati. *WÜRМ*.

CARTA GEOLOGICA D'ITALIA, FOGLIO 46 "TREVIGLIO", scala 1:100.000 - stralcio



Ubicazione area indagata



Unità geologica d'interesse



Allegato 3

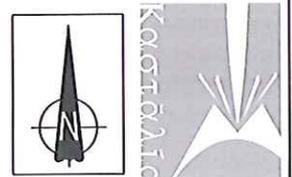
UBICAZIONE INDAGINI  
GEOGNOSTICHE

E

CARATTERISTICHE  
TECNICHE  
DELL'ATTREZZATURA DI  
PROVA PER LE PROVE  
PENETROMETRICHE  
DINAMICHE



- |                                                                                                  |                                                                                 |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------|
| <b>P1</b><br> | Ubicazione prova penetrometrica dinamica e relativa numerazione (Castalia 2021) |
| <b>t1</b><br> | Ubicazione registrazione di sismica passiva (Castalia 2021)                     |
| <b>s1</b><br> | Ubicazione scavo / trincea esplorativa (2021)                                   |



Disegno non in scala

## PENETROMETRO DINAMICO IN USO: TG 73-100 M-A.C

<b>Classificazione ISSMFE (1988) dei penetrometri dinamici</b>		
<i>TIPO</i>	<i>Sigla riferimento</i>	<i>Peso Massa Battente M (kg)</i>
Leggero	DPL (Light)	$M \leq 10$
Medio	DPM (Medium)	$10 < M < 40$
Pesante	DPH (Heavy)	$40 < M < 60$
Super pesante	DPSH (Super Heavy)	$M \geq 60$

### CARATTERISTICHE TECNICHE: TG 73-100 M-A.C

PESO MASSA BATTENTE	M =	73.00 Kg	
ALTEZZA CADUTA LIBERA	H =	0.75 m	
DIAMETRO PUNTA CONICA	D =	51.00 mm	
AREA BASE PUNTA CONICA	A =	20.43 cm <sup>2</sup>	
ANGOLO APERTURA PUNTA	$\alpha$ =	60°	
LUNGHEZZA DELLE ASTE	La =	0.90 cm	
PESO ASTE PER METRO	Ma =	6.31 Kg	
PROF. GIUNZIONE 1° ASTA	P1 =	0.30 m	
AVANZAMENTO PUNTA	$\delta$ =	0.30 m	
NUMERO DI COLPI PUNTA	N =	N(30) →	Relativo ad un avanzamento di 30 cm
RIVESTIMENTO/FANGHI		NO	
ENERGIA SPECIFICA X COLPO	Q =	$(Mh)/(A\delta) = 8.93 \text{ Kg/cm}^2$	(prova SPT: $Q_{spt} = 7.83 \text{ kg/cm}^2$ )
COEFF. TEORICO DI ENERGIA	$\beta_t$ =	$Q/Q_{spt} = 1.141$	(teoricamente: $N_{spt} = \beta_t N$ )

Valutazione resistenza dinamica alla punta Rpd [funzione del numero di colpi N]  
(FORMULA OLANDESE):

$$R_{pd} = M^2 H / [A e (M+P)] = M^2 H N / [A \delta (M+P)]$$

Rpd =	resistenza dinamica punta [area A]
e =	infissione per colpo = $\delta / N$
M =	peso massa battente (altezza caduta H)
P =	peso totale aste e sistema battuta

Allegato 4

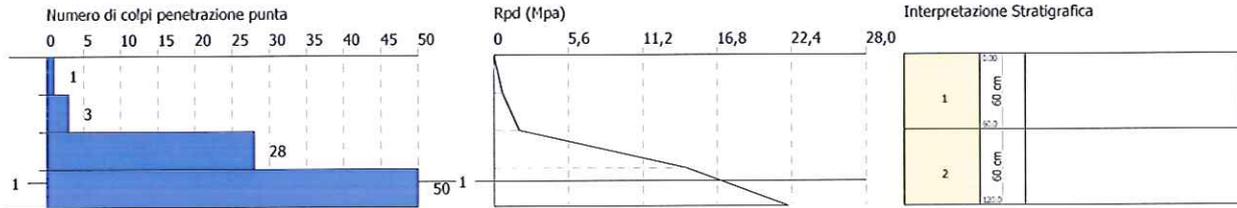
DIAGRAMMI PROVE  
PENETROMETRICHE  
DINAMICHE

**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.1**  
**Strumento utilizzato... SCPT (Standard Cone Penetration Test)**

Committente: Pilenga Margherita; Fusar Bassini Alessia; Moschetti Matteo  
Cantiere: via Bergamo, 19  
Località: 26013 Crema (Cremona)

Data: 23/09/2021

Scala 1:60

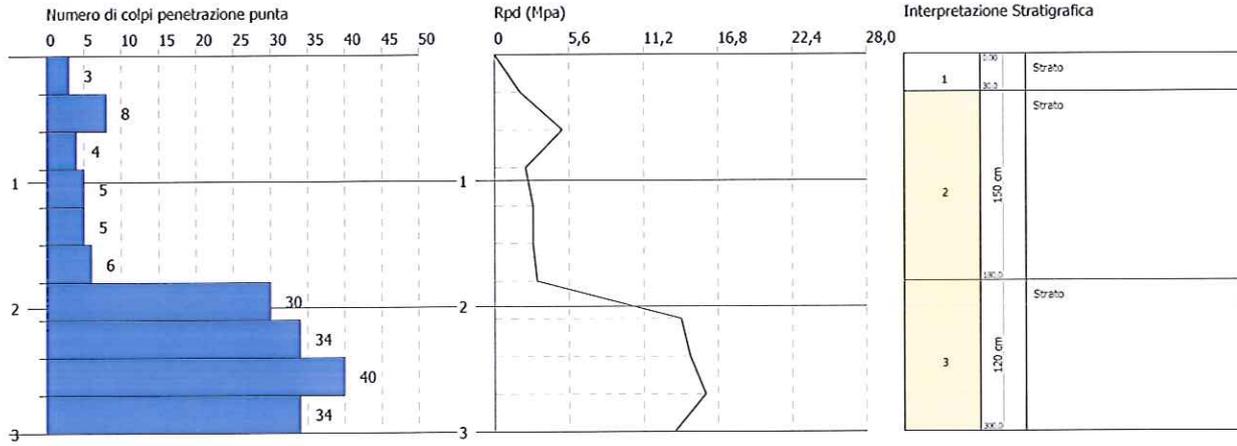


**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.2**  
**Strumento utilizzato... SCPT (Standard Cone Penetration Test)**

Committente: Pilenga Margherita; Fusar Bassini Alessia; Moschetti Matteo  
 Cantiere: via Bergamo, 19  
 Località: 26013 Crema (Cremona)

Data: 23/09/2021

Scala 1:60

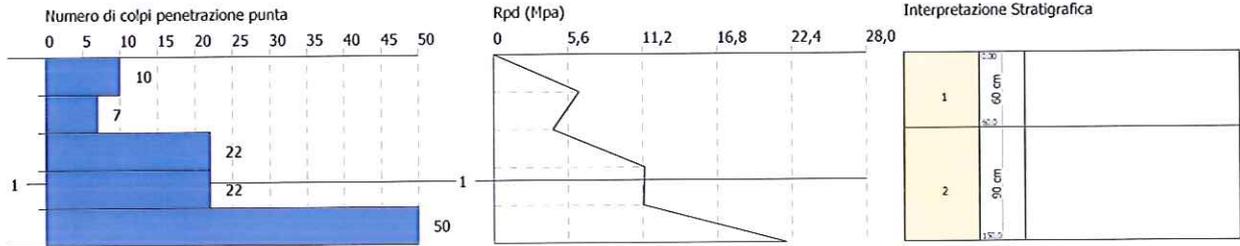


**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.3**  
**Strumento utilizzato... SCPT (Standard Cone Penetration Test)**

Committente: Pilenga Margherita; Fusar Bassini Alessia; Moschetti Matteo  
Cantiere: via Bergamo, 19  
Località: 26013 Crema (Cremona)

Data: 23/09/2021

Scala 1:60

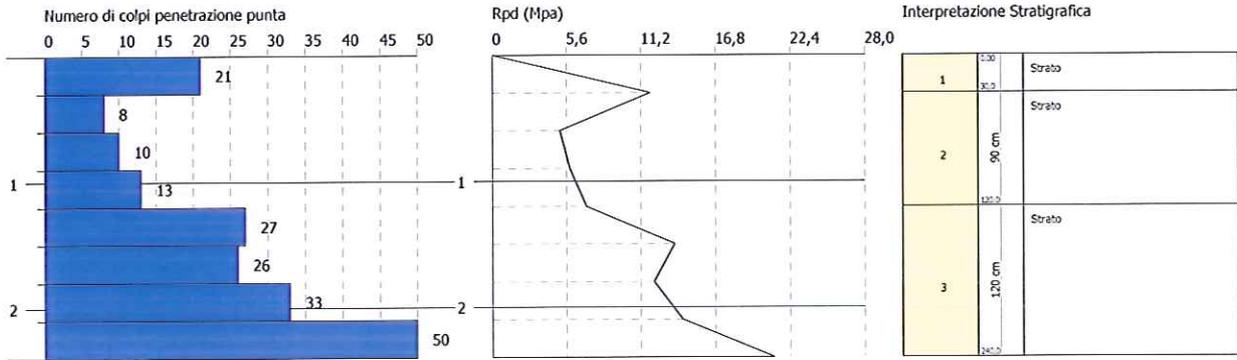


**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.4**  
**Strumento utilizzato... SCPT (Standard Cone Penetration Test)**

Committente: Pilenga Margherita; Fusar Bassini Alessia; Moschetti Matteo  
 Cantiere: via Bergamo, 19  
 Località: 26013 Crema (Cremona)

Data: 23/09/2021

Scala 1:60

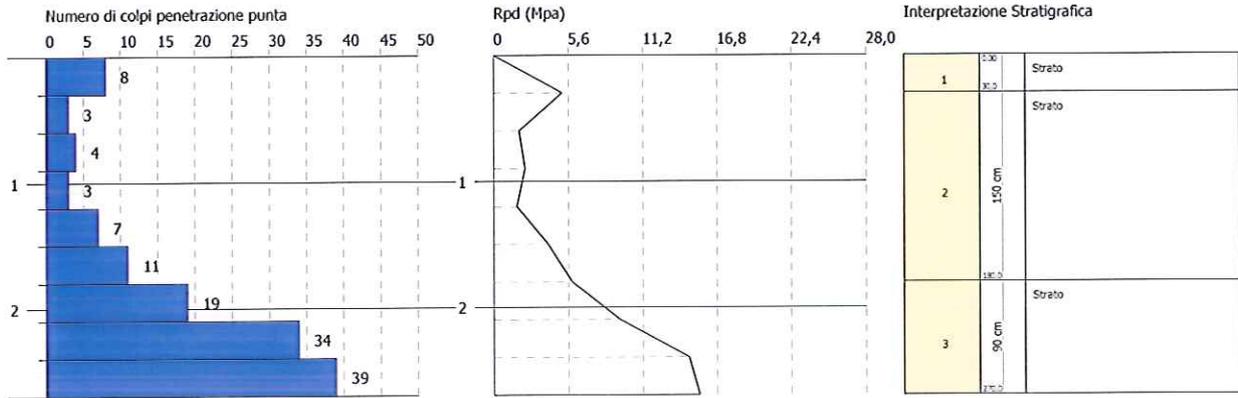


**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.5**  
**Strumento utilizzato... SCPT (Standard Cone Penetration Test)**

Committente: Pilenga Margherita; Fusar Bassini Alessia; Moschetti Matteo  
 Cantiere: via Bergamo, 19  
 Località: 26013 Crema (Cremona)

Data: 23/09/2021

Scala 1:60

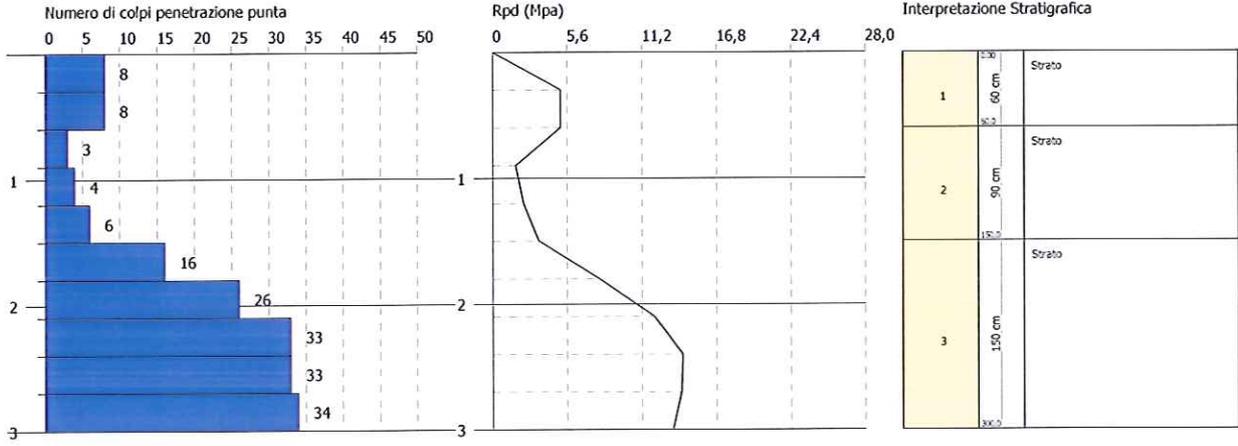


**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.6**  
**Strumento utilizzato... SCPT (Standard Cone Penetration Test)**

Committente: Pilenga Margherita; Fusar Bassini Alessia; Moschetti Matteo  
 Cantiere: via Bergamo, 19  
 Località: 26013 Crema (Cremona)

Data: 23/09/2021

Scala 1:60

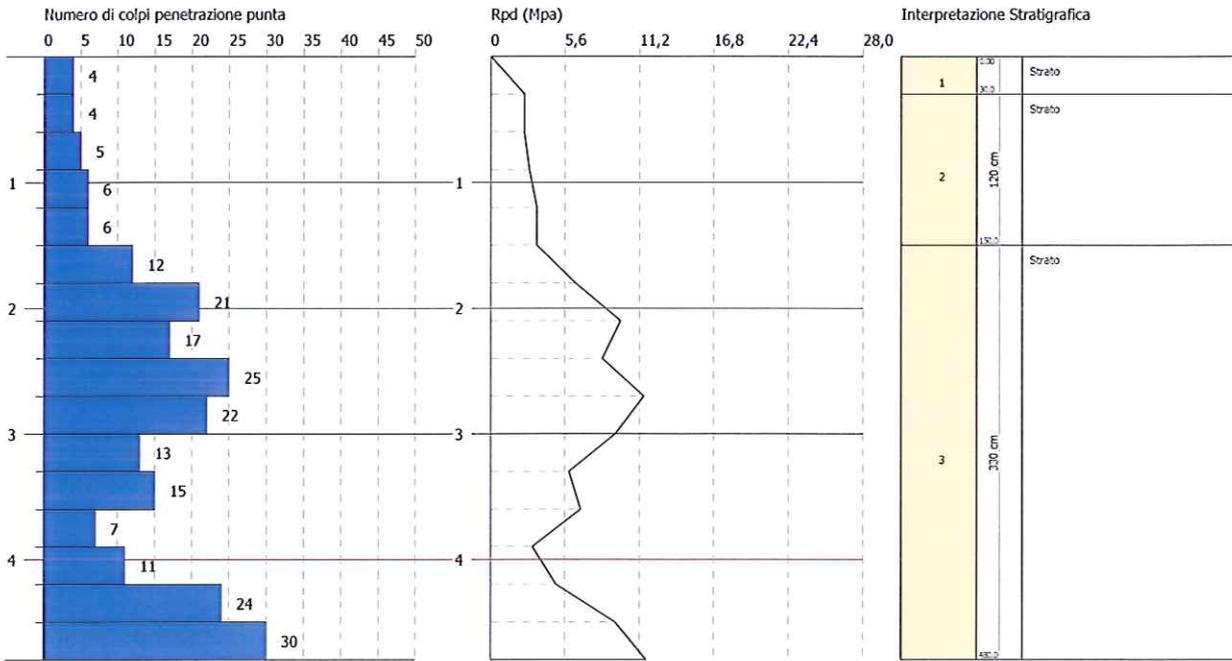


**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.7**  
**Strumento utilizzato... SCPT (Standard Cone Penetration Test)**

Committente: Pilega Margherita; Fusar Bassini Alessia; Moschetti Matteo  
 Cantiere: via Bergamo, 19  
 Località: 26013 Crema (Cremona)

Data: 23/09/2021

Scala 1:60



Allegato 5

APPROFONDIMENTO  
SISMICO DI II° LIVELLO

## Approfondimento 5 relativo agli aspetti sismici (App5) – AMPLIFICAZIONE

### APPROFONDIMENTO DI II° LIVELLO – SCENARIO Z4a

Tenuto conto di tutti i dati illustrati in relazione e quindi del modello stratigrafico-geofisico-geotecnico evidenziato, possono essere applicate le procedure finali dell'All. 5 della D.G.R. Lombardia n. IX/2616/2011 per la Stima degli Effetti Litologici e del relativo Fattore di amplificazione (Fa) di sito.

Sono stati esaminati gli scenari di Pericolosità Sismica Locale, funzione della litologia, individuati per l'area del territorio comunale oggetto di approfondimento di 2° livello, per la quale sono stati acquisiti i dati di sismica passiva.

Si è proceduto a definire in primo luogo la Categoria di Sottosuolo attribuibile al sito, tenendo conto della normativa vigente (D.M. 17/01/2018) ed a partire dal piano di campagna.

Tab. 3.2.II – *Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.</i>
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

Per l'ambito esaminato i terreni possono essere classificati come appartenenti alla **categoria C**.

Nel caso in esame il parametro Vs30 secondo le NTC2008, ovvero la velocità media di trasmissione delle onde sismiche di taglio di tipo S nei primi 30 m di sottosuolo, coincide con il parametro Vs,eq secondo le NTC2018, in quanto il substrato o bedrock sismico, ovvero lo strato oltre il quale la velocità di trasmissione delle onde sismiche di taglio di tipo S è maggiore di 800 m/sec, si colloca a oltre 30 m di profondità.



In accordo con la procedura, la successione stratigrafica di riferimento e lo spessore e la velocità di ciascuno strato, come definiti mediante la sismica passiva (n. 2 misurazioni), sono stati **riportati nelle "Schede di Stima degli Effetti Litologici" (figura nella pagina successiva).**

Il primo passo della procedura prevede la definizione della scheda di valutazione (All. 5 D.G.R. 9/2616/2011) più idonea alla stima degli effetti litologici.

Sulla base delle informazioni acquisite durante la fase di indagine geognostica condotta sull'area in esame, nonché delle informazioni già in possesso degli scriventi derivate da altre analisi geologiche realizzate sul territorio di Capergnanica, nell'impossibilità di applicare la scheda riferita ai terreni limoso-sabbiosi tipo 1 (in quanto il profilo ricostruito esce dal campo di validità) o ghiaiosa, è stata utilizzata la scheda per la litologia **sabbiosa**, tenuto conto dei campi di validità riportati nei diagrammi Z-Vs (correlazione profondità- velocità onde sismiche), secondo quanto indicato in proposito dagli Enti Competenti. Nell'applicazione della scheda (unica alla quale è possibile fare riferimento), non si è tenuto conto dell'indicazione fornita nella DGR 2616/2011 che, al paragrafo 2.2.2 dell'Allegato 15, specifica che: *"In presenza di alternanze litologiche con inversioni di velocità con la profondità, si potrà utilizzare la scheda di valutazione che presenta l'andamento delle Vs con la profondità più simile a quella riscontrata nell'indagine e si accetteranno anche i casi in cui i valori di Vs escano dal campo di validità solo a causa dell'inversione"*. Nel caso specifico, come ben visibile nella figura che segue, il profilo Z-Vs esce dal campo di validità alla profondità compresa fra - 60 e - 80, ma non a causa dell'inversione di velocità che si registra in corrispondenza di questo strato. La scheda per la litologia sabbiosa utilizzata si può pertanto ugualmente ritenere ottimamente rappresentativa della stratigrafia presente in sito.

Il passo successivo permette, per la scheda litologica scelta, la definizione della curva caratteristica da utilizzare per la stima del valore di Fa di sito. La profondità del primo strato o del primo strato equivalente (spessore > 4 m) e la relativa velocità Vs, definiscono la curva caratteristica da utilizzare ai fini dei calcoli. Qualora lo strato superficiale abbia una profondità inferiore a 4 m (come nel caso in esame, dove tale strato è profondo solo 2.4 m) si deve utilizzare, per la scelta della curva, lo strato superficiale equivalente, a cui si assegna una velocità Vs calcolata come media pesata del valore di Vs degli strati superficiali la cui somma supera i 4 m di spessore. Nel caso specifico, ne è risultato uno strato superficiale equivalente di spessore pari a 81.4 m e con una velocità Vs di 256 m/s.

E' stato quindi calcolato il valore del periodo del sito (T), riportato nella scheda in allegato (pari a 1,232 s), ottenuto considerando tutta la stratigrafia fino alla profondità in cui il valore è uguale o superiore a 800 m/sec ed utilizzando la formula riportata nell'All.5 della DGR 2616/11.

Si è quindi proceduto alla stima del fattore di amplificazione di sito (Fa di sito). Nel calcolo di tale fattore non è stata utilizzata alcuna curva (indicazione NA) riferita all'intervallo di periodo compreso fra 0.1 e 0.5 s (valido per edifici bassi, regolari e piuttosto rigidi, a cui può essere associato il capannone in progetto), in accordo alla metodologia prevista dalla normativa citata, ove la sigla NA indica  $Fa = 1$ .

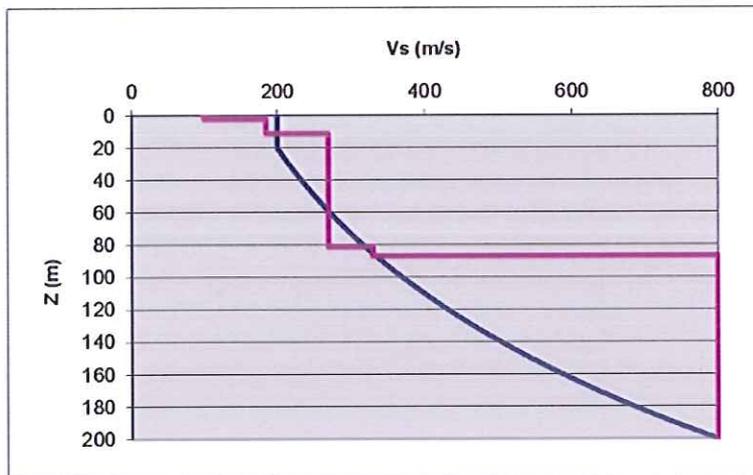
**Ne è risultato un fattore di amplificazione Fa pari a 1.**

## STIMA DEGLI EFFETTI LITOLOGICI - ANALISI DI 2° LIVELLO

secondo le procedure dell'All.5 - d.g.r. 9-2616 del 30/11/2011

### TERRENO SABBIOSO

Prof base	Nspt	Vs
0		
2,4		100
11,4		185
81,4		270
87		330
150		800
200		800
250		800
300		800
350		800
400		800
Oltre 30 m		> 800



Primo strato	
Prof base:	81,4
Vs	256

Periodo del sito	
T (s)	1,232

Curva caratteristica	
n°	NA

Velocità primo strato (m/s)	Profondità primo strato (m)																				
	1-3	4	6-12	13	14	16	18	20	25	30	40	50	60	70	80	110	130	140	160	180	
250	2	2	2																		
250	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
300	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
350	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
400																					
450																					
500																					
600																					
700																					

### VERIFICA

Valori Fa di sito

0,1 s < T < 0,5 s **1,0**

0,5 s < T < 1,5 s **1,0**

COMUNE DI Crema (Prov. di Cremona)

Valori di Fa di soglia

Terreni di tipo:

B	C	D	E
1,4	1,8	2,2	1,9

1,7	2,4	4,1	3,0
-----	-----	-----	-----

Il Fattore di Amplificazione (Fa) calcolato (1,0) risulta inferiore a quello soglia (1,8) fornito da Regione Lombardia per i terreni di categoria C (come ricavato dall'indagine geofisica condotta) e per edifici con periodo di oscillazione compreso fra 0,1 e 0,5 s (edifici bassi, regolari e piuttosto rigidi), cui appartiene l'edificio in progetto



## 2.4 Considerazioni conclusive

Una volta calcolato il Fattore di Amplificazione  $F_a$  di sito, la valutazione del grado di protezione viene effettuata in termini di contenuti energetici confrontando tale valore con un parametro di analogo significato calcolato dal Politecnico di Milano per ciascun comune della Regione Lombardia, e per le diverse categorie di suolo (Norme Tecniche per le Costruzioni) soggette ad amplificazioni litologiche (B, C, D ed E).

Tale valore di riferimento rappresenta il valore soglia oltre il quale lo spettro proposto dalla normativa risulta insufficiente a tenere in considerazione la reale amplificazione presente nel sito.

Nel caso specifico, il valore fornito da Regione Lombardia per il Comune di Crema, riferito all'intervallo di periodo compreso fra 0.1 e 0.5 s, è pari a 1.8 per terreni di categoria C (la categoria di suolo di fondazione è stata stabilita sulla base dell'esito della prospezione geofisica condotta).

Ne risulta che il Fattore di Amplificazione  $F_a$  calcolato (1) è inferiore al valore soglia proposto da Regione Lombardia (1.8, quindi la normativa nazionale è sufficiente a tenere in considerazione i possibili effetti di amplificazione litologica). Identica determinazione si raggiunge per edifici con periodo di oscillazione  $> 1,5$  sec, per i quali parimenti può essere utilizzata la categoria C.

Come conseguenza dell'analisi condotta, si ritiene possibile terminare l'approfondimento 5 (c.d. approfondimento di II° livello) relativo agli aspetti sismici utilizzando la categoria di Sottosuolo pari a quella corrispondente al  $V_{s,eq}$  misurato.

**Nei calcoli geotecnici si dovrà pertanto far riferimento alla categoria di Sottosuolo C**

Ottobre 2021

dott. geol. Giulio Mazzoleni

dott. geol. Davide Incerti

Allegato 6

PARAMETRI SISMICI DI  
SITO E DI PROGETTO

Parametri sismici

Tipo di elaborazione: Stabilità dei pendii  
Muro rigido: 0

Sito in esame.

latitudine: 45,390688  
longitudine: 9,694409  
Classe: 2  
Vita nominale: 50

Siti di riferimento

3920,801	Sito 1 ID: 12711	Lat: 45,3737	Lon: 9,6504	Distanza:
2667,204	Sito 2 ID: 12712	Lat: 45,3760	Lon: 9,7214	Distanza:
4335,589	Sito 3 ID: 12490	Lat: 45,4259	Lon: 9,7182	Distanza:
5202,537	Sito 4 ID: 12489	Lat: 45,4237	Lon: 9,6472	Distanza:

Parametri sismici

Categoria sottosuolo: C  
Categoria topografica: T1  
Periodo di riferimento: 50anni  
Coefficiente cu: 1

Operatività (SLO):

Probabilità di superamento: 81 %  
Tr: 30 [anni]  
ag: 0,030 g  
Fo: 2,475  
Tc\*: 0,200 [s]

Danno (SLD):

Probabilità di superamento: 63 %  
Tr: 50 [anni]  
ag: 0,038 g  
Fo: 2,519  
Tc\*: 0,217 [s]

Salvaguardia della vita (SLV):

Probabilità di superamento: 10 %  
Tr: 475 [anni]  
ag: 0,096 g  
Fo: 2,486  
Tc\*: 0,281 [s]

Prevenzione dal collasso (SLC):

Probabilità di superamento: 5 %  
Tr: 975 [anni]  
ag: 0,125 g  
Fo: 2,491  
Tc\*: 0,289 [s]

Coefficienti sismici stabilità dei pendii

SLO:  
Ss: 1,500  
Cc: 1,790  
St: 1,000  
Kh: 0,009  
Kv: 0,005  
Amax: 0,445  
Beta: 0,200

SLD:  
Ss: 1,500  
Cc: 1,740  
St: 1,000  
Kh: 0,011  
Kv: 0,006

SLV: Amax: 0,558  
Beta: 0,200

Ss: 1,500  
Cc: 1,600  
St: 1,000  
Kh: 0,029  
Kv: 0,014  
Amax: 1,419  
Beta: 0,200

SLC:

Ss: 1,500  
Cc: 1,580  
St: 1,000  
Kh: 0,045  
Kv: 0,023  
Amax: 1,842  
Beta: 0,240

Le coordinate espresse in questo file sono in ED50  
latitudine: 45.389756  
longitudine: 9.693363