

089-2020

COMUNE DI CREMA
Provincia di Cremona

**Piano Attuativo riguardante parte dell'ambito di
completamento produttivo nell'area in Via
Deledda / Via M. Buonarroti
P.E. / 2020 / 00047**
(foglio 18 - mp. 386, 387 e 388)

Relazione Geologica e Geotecnica R1 R2 R3

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



committente

AMA ESTATE S.r.l. - AGARDI s.r.l.

01 giugno 2020



INDICE

1	PREMESSA E QUADRO DI RIFERIMENTO NORMATIVO	3
2	INQUADRAMENTO GEOGRAFICO E ANALISI DEL PROGETTO.....	5
3	DEFINIZIONE DEL MODELLO GEOLOGICO DEL SITO: LA RELAZIONE GEOLOGICA	6
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	23
6	DETERMINAZIONE DELLA CATEGORIA DI SOTTOSUOLO, TOPOGRAFICA E DEI PARAMETRI SISMICI DI SITO E DI PROGETTO IN RELAZIONE ALLA PERICOLOSITA' SISMICA DELL'AREA.....	24
7	VALUTAZIONE DELLA CAPACITA' PORTANTE DEI TERRENI ATTRAVERSO IL METODO DELLE "TENSIONI AMMISSIBILI" E STIMA DEI CEDIMENTI - D.M. LL.PP. 11/03/1988.....	32
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>	38
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	44

ELENCO ALLEGATI

1. Inquadramento geografico (scala 1:10.000, stralcio C.T.R.)
2. Inquadramento geologico (scala 1:100.000)
3. Ubicazione indagini
4. Descrizione scavi
5. Prove penetrometriche dinamiche
6. Parametri sismici di sito e di progetto



1 PREMESSA E QUADRO DI RIFERIMENTO NORMATIVO

Su incarico della Committenza viene redatta la presente Relazione Geologica e Geotecnica, che espone le modalità e le risultanze dell'indagine geognostica eseguita in comune di Crema (CR) – frazione Ombriano, nel sito di via Deledda / Via Buonarroti, identificato catastalmente al Foglio 18, mappali 386, 387 e 388 destinato ad ospitare la realizzazione degli interventi di completamento dell'ambito produttivo ivi presente.

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
- ✓ **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 delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008. Circolare 2 febbraio 2009
- ✓ **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 recentissima versione 2018.

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 nuovo *Piano di Governo del Territorio*, prevede recenti e precise disposizioni e obblighi di carattere locale in merito alla preventiva caratterizzazione 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 2/2/1974 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, con particolare riferimento alle *Norme Geologiche di Piano*.

In particolare, l'area investigata è inserita in **Classe di Fattibilità 2**, definita con modeste limitazioni alla modifica delle destinazioni d'uso dei suoli per la presenza di terreni di fondazione principalmente sabbiosi e sabbioso limosi in superficie e sabbiosi e sabbioso ghiaiosi in profondità, compatibili con il campo di tensioni applicato dalle opere più comuni ai terreni e con cedimenti teorici poco significativi sulla stabilità delle opere in superficie (figura 1 nella pagina a seguire).

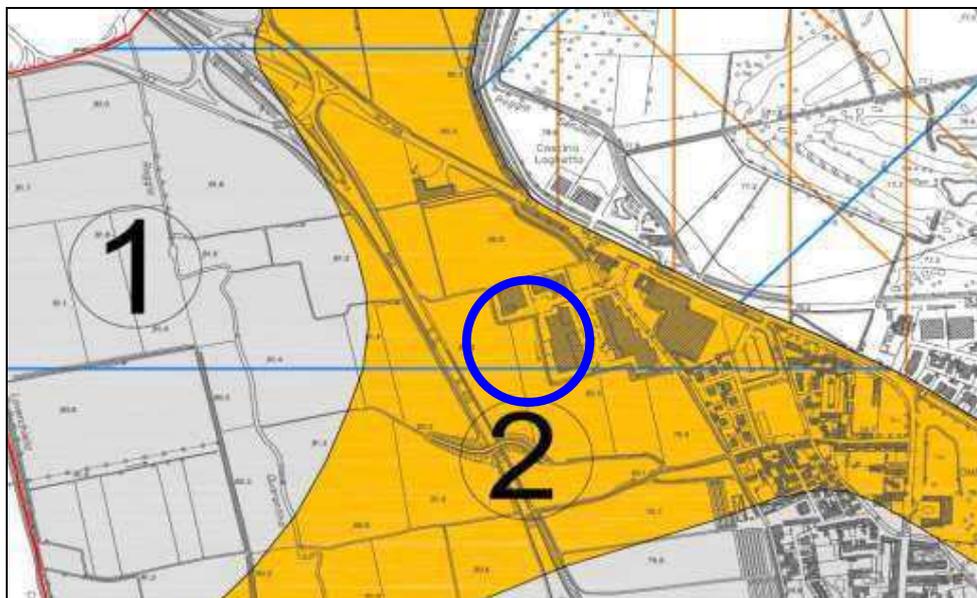


Figura 1: stralcio della Carta di Fattibilità Geologica del Comune di Crema (CR) – dott. Mariotti 2011; l'area di interesse (racchiusa nel circolo blu) appartiene alla classe di fattibilità 2

2 INQUADRAMENTO GEOGRAFICO E ANALISI DEL PROGETTO

L'area indagata si colloca nel territorio comunale di Crema (CR), lungo via Deledda / via Michelangelo Buonarroti, nella frazione di Ombriano al margine ovest dell'abitato e prossima al limite amministrativo comunale con il comune di Bagnolo Cremasco, ed è inquadrata nel foglio C6b5 della Carta Tecnica (scala 1:10.000) della Regione Lombardia (allegato 1). In particolare, l'ambito di intervento si colloca alla quota di circa 80,5 m s.l.m., in un contesto urbanizzato a destinazione prevalentemente produttiva, sebbene a contatto con le aree agricole.

Dal punto di vista catastale l'area di intervento occupa i mappali 386, 387 e 388 del Foglio 18 del c.c. di Crema



Figura 2: ripresa aerea e inquadramento geografico dell'area in esame (racchiusa nel circolo azzurro)

3 DEFINIZIONE DEL MODELLO GEOLOGICO DEL SITO: LA RELAZIONE GEOLOGICA

3.1 Lineamenti geomorfologici, geologici e d'uso del suolo

Il rilevamento geologico e geomorfologico effettuato nella campagna cremasca e in particolare sul territorio di Crema a sud-ovest del centro abitato ha evidenziato che l'elemento morfologico principale è costituito dalla pianura terrazzata, la cui formazione è dovuta ai fenomeni di erosione ed alluvionamento legati all'attività dei corsi d'acqua.

Il particolare assetto geomorfologico dell'area, riscontrabile con frequenza nella Pianura Padana, evidenzia una netta incisione del mantello alluvionale e vede quale protagonista il fiume Serio, che è responsabile dello sviluppo di tutti i terrazzamenti presenti nella zona, segnati dalla presenza di notevoli scarpate ben conservate, che comportano lo sviluppo di dislivelli di ordine plurimetrico, sebbene localmente l'originaria morfologia risulti spesso obliterata dall'intervento antropico occorso negli anni e finalizzato innanzitutto all'urbanizzazione, alla regolarizzazione dei confini degli appezzamenti di terreno o alla regimazione delle acque irrigue.

L'area investigata si inserisce all'interno di un panorama caratterizzato dalla presenza di depositi superficiali di origine fluviale-alluvionale e fluvio-glaciale, legati all'attività deposizionale del fiume Serio e del bacino del Moso. 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). Facendo un comodo riferimento al Foglio n. 46 "Treviglio" della Carta Geologica d'Italia (stralcio in allegato 2) è possibile osservare che i depositi costituenti il Livello Fondamentale della Pianura risultano incisi dai diversi affluenti del Po che, dopo una fase erosiva, sono passati in fase sedimentaria formando una serie di depositi organizzati in fasce grossomodo parallele ai corsi d'acqua. A seguito dell'alternarsi ripetuto di periodi di deposito e fasi di erosione si ha la formazione di una serie di terrazzi, come evidente nell'area esaminata.

Partendo dalle quote topografiche più elevate è possibile distinguere con facilità:

- Livello Fondamentale della Pianura, o Piano Generale Terrazzato: formato nell'area in esame da alluvioni di origine fluvioglaciale sabbioso-argillose con lenti di ghiaia a ciottoli minuti, ricoperte da suoli bruni o rossastri (allegato 2, sigla fg^{WR}). Su questa unità geomorfologica sorge e si è sviluppato l'abitato di Crema, e anche quello di Ombriano-Sabbioni nella parte, preponderante, esterna alla valle del Serio. La morfologia di questo esteso ambito è piuttosto uniforme, contraddistinta da una sostanziale e monotona regolarità plano-altimetrica priva di significative evidenze, a costituire un ampio tavolato ben delimitato dalla serie di orli di scarpata convergenti di origine fluviale che lo raccordano alle depressioni vallive del Serio, in questi tratti ben incise. In particolare, il più vicino orlo di terrazzo principale corre longitudinalmente alla città di Crema poco a est del centro storico (a oltre 3 km dal sito di indagine), a indicare il passaggio all'ampia depressione valliva. Su questa prima unità sorge il lotto sul quale si intende realizzare l'opera in progetto (fig. 3).
- Valle alluvionale del Serio (allegato 2, sigle a¹ e a²), formata da un duplice terrazzamento: terrazzo intermedio, a quote inferiori rispetto al Livello Fondamentale e costituente un areale sviluppato principalmente in sponda sinistra; si tratta di depositi più recenti di quelli del Livello Fondamentale e litologicamente costituiti da sabbie grigie, non alterate, con rara presenza di ciottoli e frequenti intercalazioni di argilla e torba. Segue un secondo terrazzamento formato dai depositi più prossimi all'alveo del fiume, litologicamente costituiti da sabbia mista a ghiaia e rari ciottoli, sede del deflusso ordinario della corrente.



Figura 3: stralcio della Carta Geologica e Geomorfologica allegata allo Studio Geologico del territorio comunale di Crema (D.G.R. 22/12/2005 n.8/1566 – P.G.T. dott. Malerba, 2010). In rosso la zona di intervento.

La litologia prevalente nel sottosuolo dell'area in esame è data quindi da depositi alluvionali fluviali e fluvio-glaciali prevalentemente sabbiosi e ghiaiosi non alterati, con lenti limose e argillose specialmente in superficie rinvenute anche nell'area in esame, contraddistinte da un'elevata discontinuità laterale e verticale. Nello specifico, secondo il già citato Studio Geologico Comunale nell'area sono presenti terreni prevalentemente sabbiosi, sabbioso-limosi e limoso-sabbiosi (figura 4).

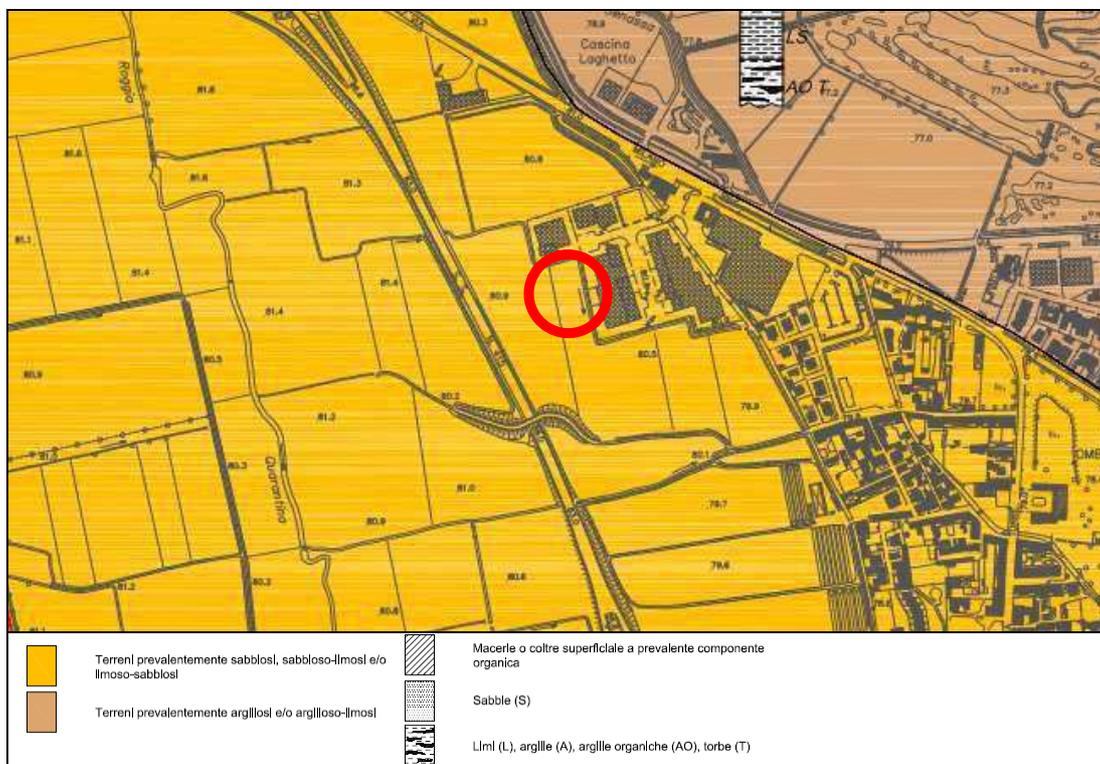


Figura 4: stralcio della Carta della Litologia di Superficie allegata allo Studio Geologico del territorio comunale di Crema (D.G.R. 22/12/2005 n.8/1566 – P.G.T. dott. Malerba, 2010). In rosso la zona di intervento.

3.2 Elementi idrografici e idrologici

L'andamento idrografico della zona è caratterizzato essenzialmente dalla presenza del fiume Serio, oltre che da una serie di canali, sia naturali che artificiali. Il fiume Serio scorre a est dell'area investigata a circa 3 km di distanza, all'interno della propria valle ben incisa. Per quanto concerne i canali e le rogge si può affermare che questi abbiano uno scopo prevalentemente irriguo e rappresentano un intreccio di vie d'acqua tendente spesso a ramificarsi in derivazioni più o meno importanti.

L'esistenza di questa rete idrica superficiale risulta strettamente legata alle derivazioni di rogge e canali irrigui dai fiumi Adda e Serio e dal canale Vacchelli, oltre che al fenomeno delle risorgive, diffuse in tutta la pianura lombarda a nord di Crema, concentrate lungo una fascia ad andamento ovest-est di ampiezza variabile e caratterizzate ovunque dalla venuta a giorno di acque dal sottosuolo a elevata limpidezza e temperatura costantemente sui 12°÷14°.

Come detto la rete idrografica presente, di impronta marcatamente antropica, è adibita alle attività di irrigazione dei campi e al successivo colto e smaltimento delle acque in eccesso derivanti dalla pratica irrigua per scorrimento; è costituita oltre che dalle rogge principali da una fitta serie di cavi e canaline adacquatiche private in grado di convogliare l'acqua necessaria in ogni appezzamento agricolo oltre che allo

scolo delle acque di risulta sia irrigue che piovane. A tale scopo sono asservite la rogge Alchina e Acquarossa, prossime all'area di prossimo intervento, senza che si ravveda tuttavia qualsivoglia possibilità di interferenza con il progetto in esame.

La consultazione della Carta dei Vincoli allegata allo Studio della Componente Geologica, Idrogeologica e Sismica del PGT di Crema (stralcio in figura 5) non ha evidenziato la presenza di alcun vincolo che possa porsi in contrasto con la realizzazione dell'intervento in progetto.

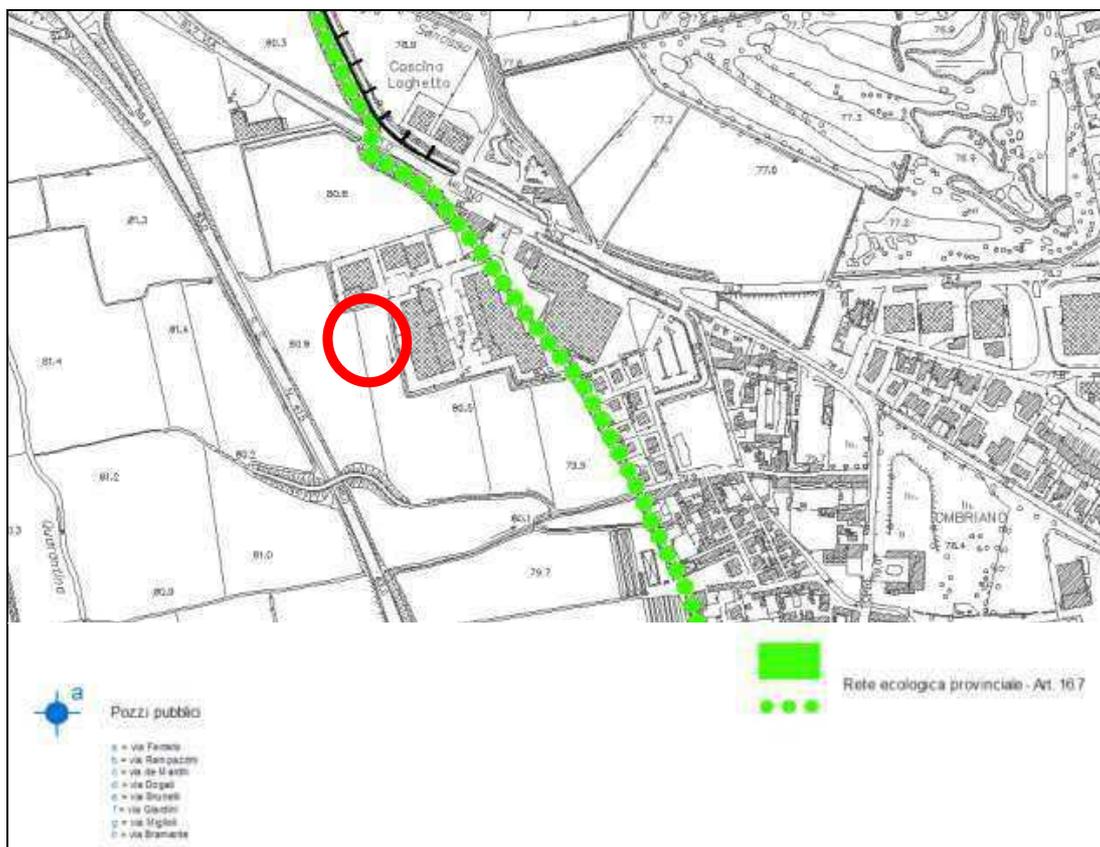


Figura 5: stralcio della Carta dei Vincoli allegata allo Studio Geologico del territorio comunale di Crema (D.G.R. 22/12/2005 n.8/1566 – P.G.T. dott. Malerba, 2010). In rosso la zona di intervento.

Anche la consultazione della cartografia allegata al recente Piano di Gestione del Rischio Alluvioni (stralcio in figura 6) evidenzia come l'area sia affrancata dal rischio di coinvolgimento in fenomeni esondativi di corpi idrici superficiali.



Figura 6: stralcio della cartografia allegata al PGRA. Nel circolo rosso l'area in esame, estranea ad ambiti ritenuti alluvionabili (indicati ad Est nei toni del blu)

3.3 Caratteristiche idrogeologiche e piezometria

Il territorio comunale di Crema, si trova nel settore settentrionale della provincia di Cremona tra i fiumi Adda e Oglio, è caratterizzato da depositi sabbioso-ghiaiosi con trasmissività da media a buona. Lo spessore dei depositi diminuisce verso est a causa della presenza di due dorsali. Le depressioni che separano le dorsali sono colmate dai sedimenti alluvionali del Fiume Serio. Le dorsali inoltre portano in prossimità della superficie terreni meno permeabili rappresentati da depositi limosi e argillosi con intercalazioni sabbiose.

Al di sotto del piano campagna si rileva la costante presenza di una prima litozona che si estende anche al di fuori del territorio comunale. Questa prima litozona risulta prevalentemente ghiaiosa con subordinata sabbia e intercalazioni argillose di spessore ed estensione laterale limitate; lo spessore decresce verso est, passando quindi da spessori massimi di circa 40 m verso ovest, fino a 20 m di spessore verso est. Nel territorio comunale lo spessore della litozona è pari a circa 20-25 m.

Tale litozona è sede dell'acquifero freatico, in diretto collegamento con le acque superficiali. Al di sotto di questo, separato per mezzo di livelli a scarsa permeabilità, sono presenti gli acquiferi profondi.

A causa della bassa permeabilità dei sedimenti superficiali, la zona è caratterizzata da una medio-elevata vulnerabilità della falda, legata sia alla natura dei terreni granulari medio fini (e solo localmente ghiaiosi), sia a valori di soggiacenza della falda compresi tra circa 5-6 metri da p.c. fino a profondità di circa 8 m.

Nella Carta Idrogeologica allegata al PGT del Comune di Crema (Tavola 4A della Componente Geologica comunale, dott. Malerba 1997 e 2010), sono riportati i dati piezometrici misurati nel Comune di Crema. Dall'analisi della Carta (stralcio in figura 7) si evince che la quota media annua della tavola d'acqua è indicata nell'area in esame a circa 75 m s.l.m., che raffrontati al piano campagna attestato a 80,5 m determinano una soggiacenza di circa 5,5 m da p.c. In occasione della campagna di investigazione geognostica, meglio descritta nei capitoli successivi, la falda è stata intercettata ad una quota di circa - 8,1 m da p.c. Si tratta di un dato passibile di oscillazioni anche di ordine metrico, ma che consente di escludere qualsiasi interferenza diretta o indiretta fra le opere in progetto e le dinamiche di deflusso idrico ipogeo.

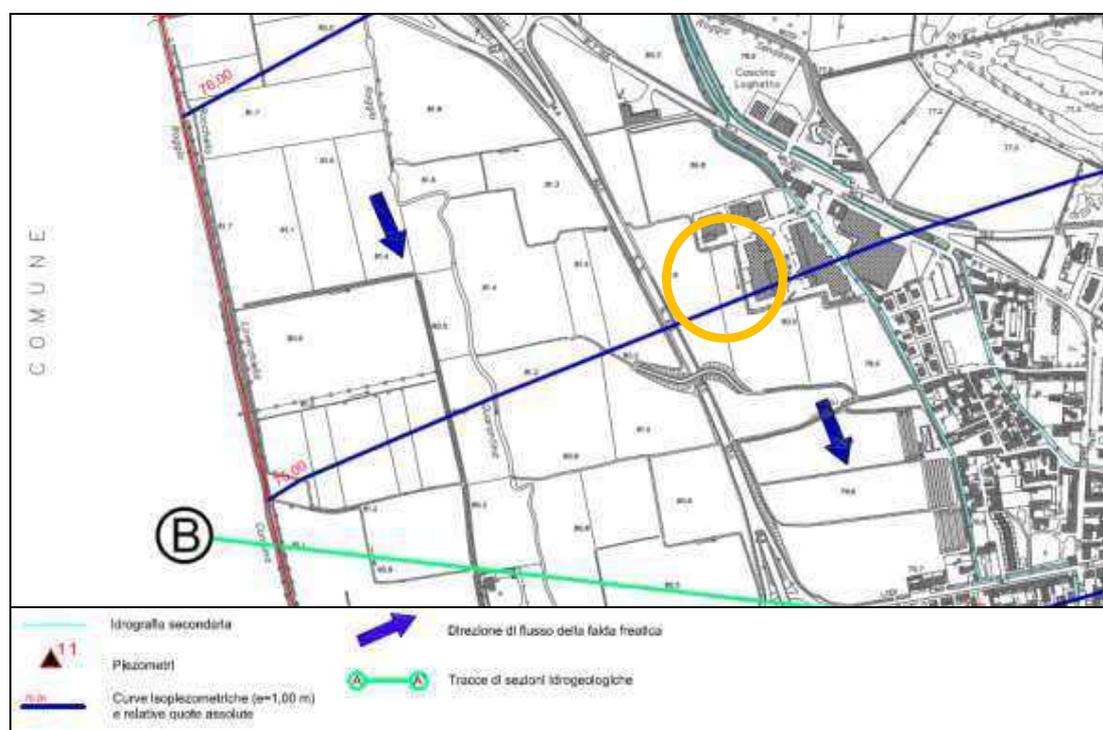


Figura 7: stralcio della Carta Idrogeologica allegata allo Studio Geologico del territorio comunale di Crema. In arancione la localizzazione della zona di intervento.

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 13/05/2020 e che ha visto l'esecuzione di n. 4 prove penetrometriche dinamiche, n. 2 trincee esplorative eseguite con



escavatore semovente a benna rovescia e n. 2 registrazioni di sismica passiva. 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.

4.1 Prove penetrometriche dinamiche

Le 4 prove penetrometriche dinamiche sono state realizzate con un penetrometro superpesante modello "Pagani TG 73-100" con maglio da 73,5 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 spingendo la profondità di investigazione sino a quote ritenute sufficienti a caratterizzare la porzione di terreno che sarà interessata dalla diffusione dei carichi indotti, per una quota massima raggiunta dalla prospezione pari a - 10,20 m da p.c., tale da contenere il cosiddetto "volume di terreno significativo" secondo le Raccomandazioni AGI del 1977, ovvero la porzione che, secondo la teoria di Boussinesq e in relazione al tipo di fondazione in progetto, vedrà il maggior incremento delle pressioni litostatiche indotte.

4.2 Trincee esplorative

La presenza in sito di un escavatore semovente ha consentito la realizzazione di due trincee esplorative (ubicazione in allegato 3), che hanno raggiunto la profondità massima di - 2,7 m circa da p.c. e che hanno consentito l'osservazione diretta dei terreni costituenti il primo sottosuolo.



Figura 8: esecuzione di trincea esplorativa presso il sito di Crema (CR)

Le due trincee hanno consentito l'osservazione di stratigrafie del tutto confrontabili tra di loro, e che possono essere schematicamente riassunte come segue: :

da 0,0 a - 0,8 / - 0,9 m da p.c.: terreno di coltivo vegetale, di natura sabbioso-limosa ricco di sostanza organica, di colore marrone, con presenza di radici

da -0,8 / - 0,9 m a - 1,6 / - 1,8 m da p.c.: limo sabbioso e argilloso, a tratti sabbia limosa , debolmente argillosa, sciolta e poco consistente, di colore bruno-marrone;

da -1,6 a - 1,8 a - 2,7 m da p.c.: sabbia fine o medio/fine, quasi monogranulare, grigio-nocciola, sciolta o poco addensata con tracce di limo in piccoli agglomerati e rari ciottoli di diametro pari a 4 / 5 cm.



A partire da quelle che sono le caratteristiche litologiche e granulometriche del sottosuolo nel sito in esame, basandosi sui dati bibliografici e le indagini dirette eseguite in sito è stato possibile stabilire un valore di permeabilità dei terreni in esame.

Il lotto di terreno investigato risulta costituito prevalentemente da sabbie fini con grado di permeabilità discreto di circa $1 \cdot 10^{-4}$ m/s, conformemente a quanto si evince nel PGT del Comune di Crema.

Di seguito è riportata una tabella in cui vengono messi in relazione i diversi valori di permeabilità in funzione dei diversi tipi di terreni.

k (cm/s)	10^2	10	1	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}	10^{-8}	10^{-9}
k (m/s)	1	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}	10^{-8}	10^{-9}	10^{-10}	10^{-11}
Classi di permeabilità	EE	Elevata	Buona	Discreta	Bassa	BB	Impermeabile					
Tipi di terreno	Ghiaie pulite		Sabbie grossolane pulite e miscele di sabbie e ghiaie		Sabbie fini	Miscele di sabbie e limi		Limi argillosi e argille limose, fanghi argillosi		Argille omogenee e compatte		
Determinazione diretta di K	Prove dirette in situ mediante pompaggio											
	Infiltrometri - Permeametri a carico costante											
Determinazione indiretta di K	Permeametri a carico variabile											
	Analisi granulometrica (applicabile a sabbie e ghiaie pulite)					Prove di consolidamento						

4.3 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 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 $V_{s,eq}$, come esplicitamente richiesto dalle NTC 2018.

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 molto addensata o cementata.

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.

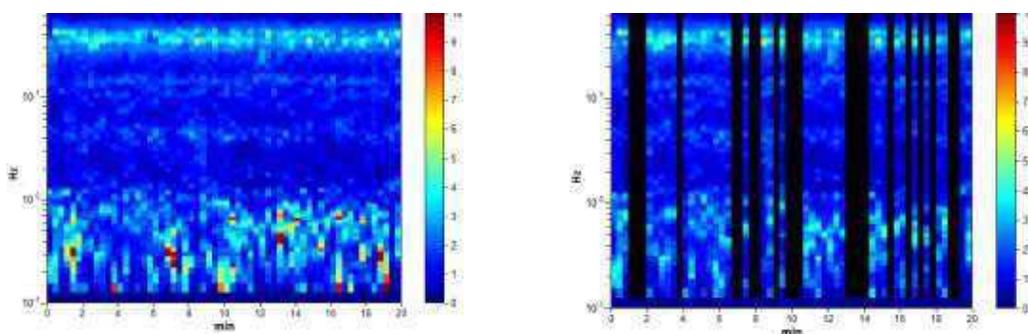
- **Analisi della traccia.** La pulizia della traccia è preliminare a qualsiasi tipo di modellazione. La rimozione dei disturbi è di fondamentale importanza anche per l'analisi delle curve H/V. Tali curve devono essere statisticamente significative, ossia essere caratterizzate da una deviazione in ampiezza 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.



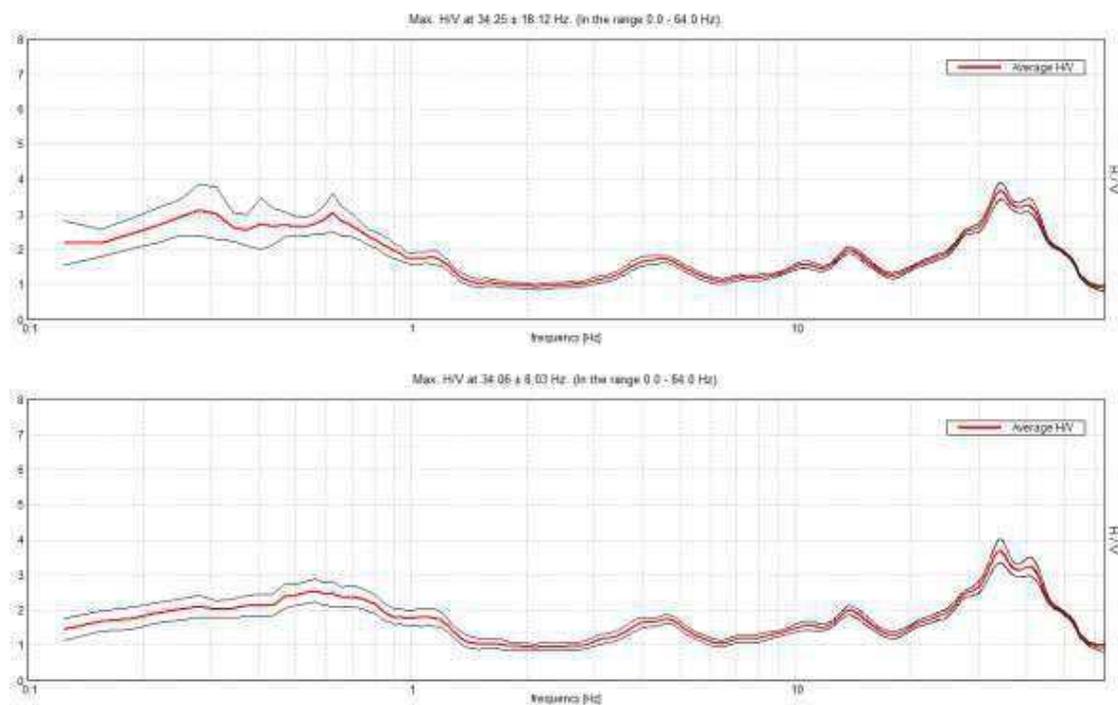
MISURA I

Frequenza di campionamento	128 Hz	Condizioni meteorologiche	Sereno
Data registrazione	13/05/2020	Lunghezza finestre	20 s
Terreno di misura	Naturale	Tipo di liscciamento	Triangular window
Accoppiamento suolo strumento	Piedini lunghi	Liscciamento	10 %
Orientamento dello strumento	Nord	Durata della registrazione	20' 00''
Vincolo stratigrafico	Prove penetrometrica		

Analisi della traccia



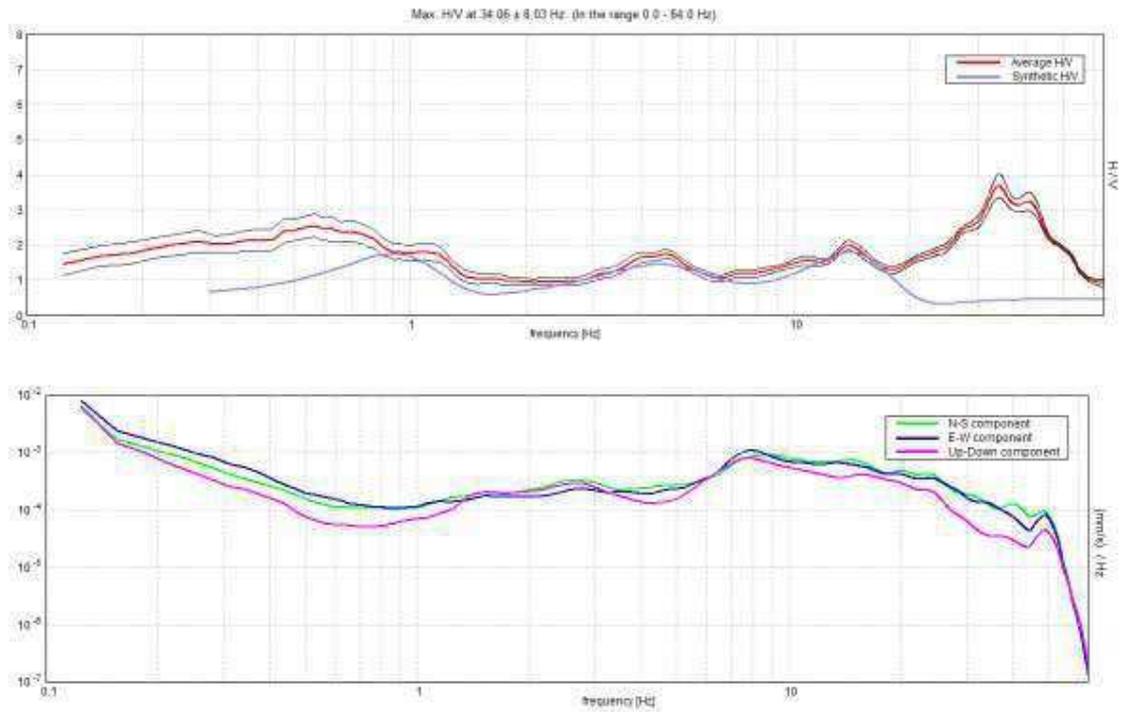
Serie temporale H/V durante la misura e in seguito alla rimozione dei disturbi



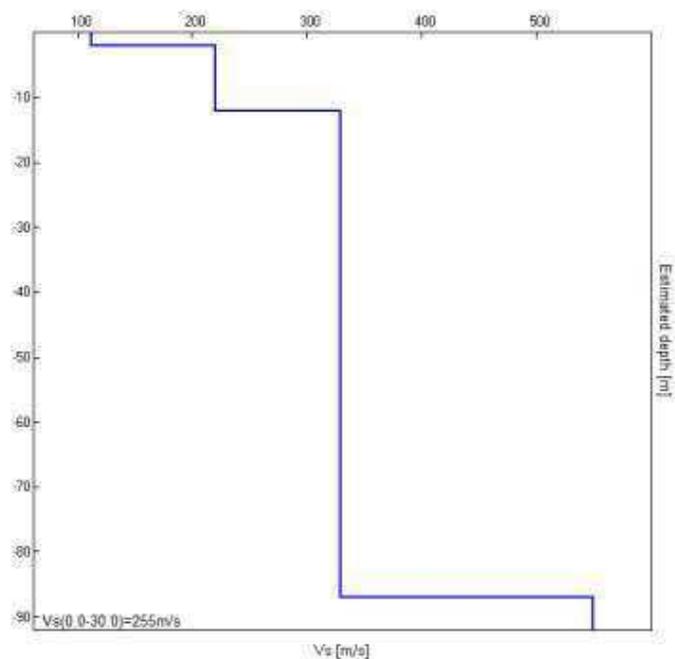
Curve H/V e deviazione standard prima e dopo la rimozione dei disturbi



Modellazione



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



Andamento della Vs con la profondità

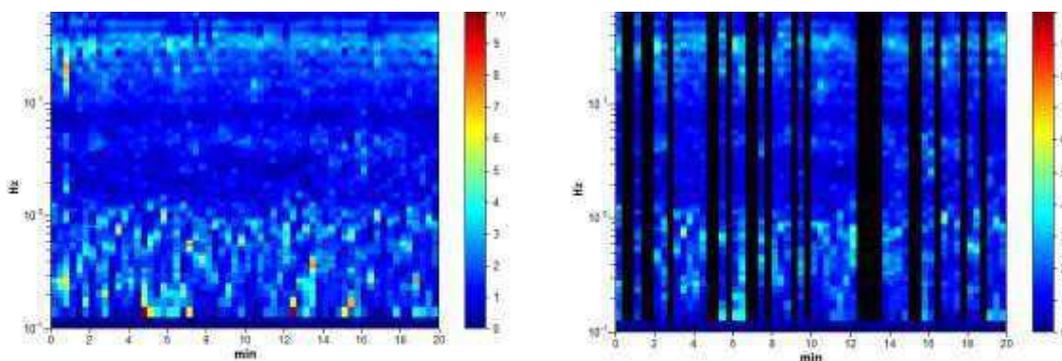


Profondità alla base dello strato [m]	Spessore [m]	Vs [m/s]	Frequenza [Hz]
2,00	2,00	112	14,00
12,00	10,00	220	5,5
87,00	75,00	330	1,10
∞	∞	550	-

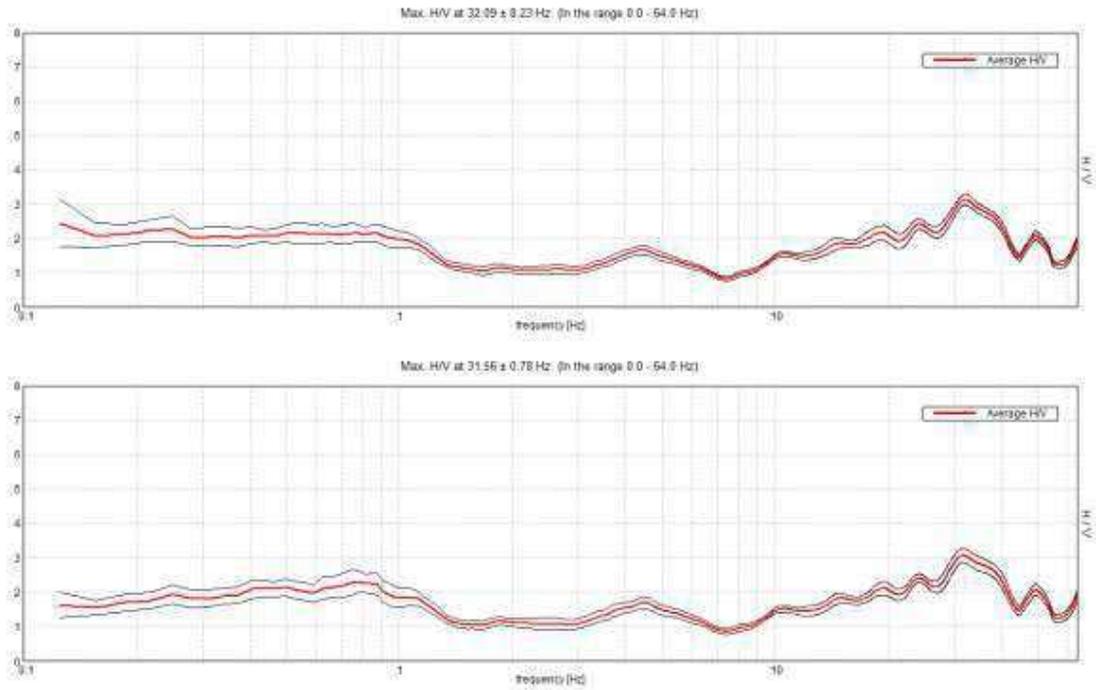
MISURA II

Frequenza di campionamento	128 Hz	Condizioni meteorologiche	Sereno
Data registrazione	13/05/2020	Lunghezza finestre	20 s
Terreno di misura	Naturale	Tipo di lisciamento	Triangular window
Accoppiamento suolo strumento	Piedini lunghi	Lisciamento	10 %
Orientamento dello strumento	Nord	Durata della registrazione	20' 00"
Vincolo stratigrafico	Prova penetrometrica		

Analisi della traccia

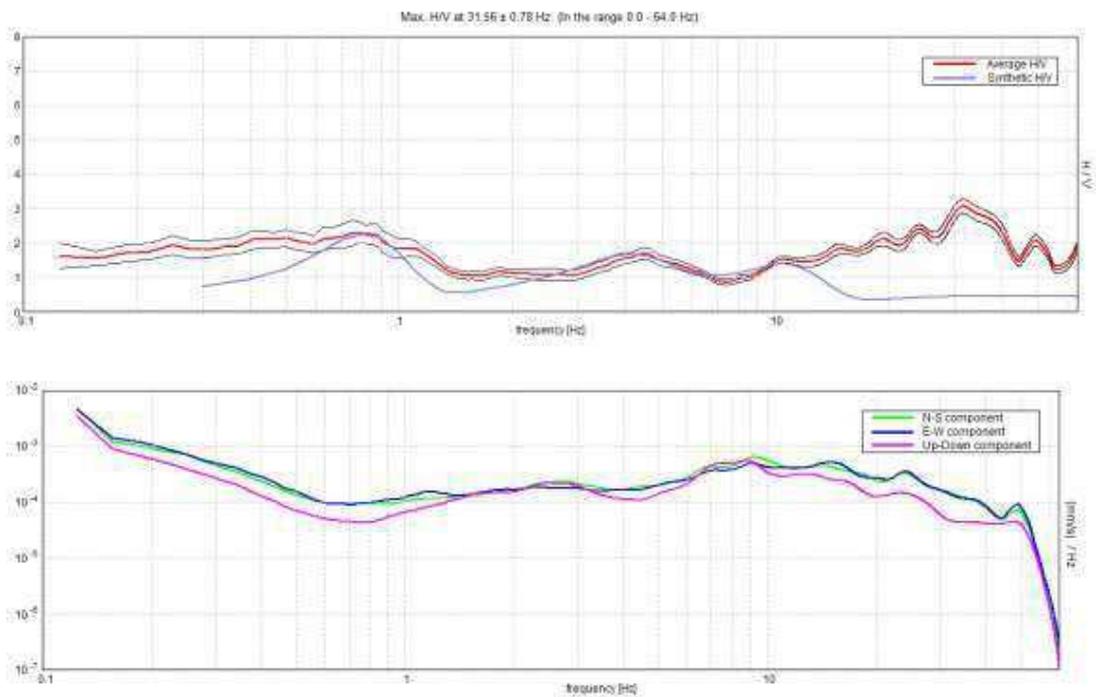


Serie temporale H/V durante la misura e in seguito alla rimozione dei disturbi

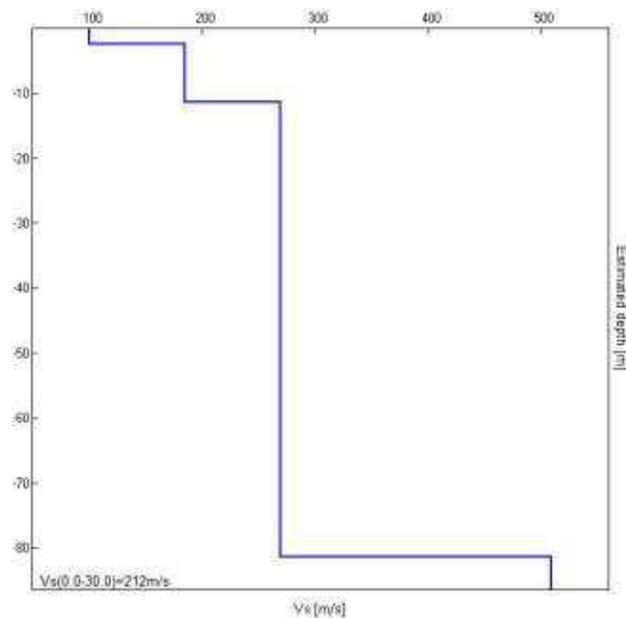


Curve H/V e deviazione standard prima e dopo la rimozione dei disturbi

Modellazione



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



Andamento della Vs con la profondità

Profondità alla base dello strato [m]	Spessore [m]	Vs [m/s]	Frequenza [Hz]
2,40	2,40	100	10,40
11,40	9,00	185	5,13
81,40	70,00	270	0,96
∞	∞	510	-

Interpretazione

Le due registrazioni effettuate presentano ognuna tre picchi di risonanza e risultano discretamente correlabili lateralmente.

Il primo picco (≈ 10 Hz) può essere interpretato come il passaggio dai terreni più superficiali, rimaneggiati e alterati ai sottostanti depositi alluvionali: le Vs passano dall'ordine di grandezza dei 100 m/s a circa 200 m/s.

Il secondo picco (≈ 5 Hz), invece, è associabile, verosimilmente, ad un miglioramento delle caratteristiche dei terreni, soprattutto in termini di addensamento.

Il terzo picco (≈ 1 Hz), infine, segnala la presenza del bedrock sismico, avente Vs dell'ordine dei 500 m/s.

Le misure effettuate hanno fornito, nell'ordine, i seguenti valori di Vs,eq (corrispondente nel caso specifico al valore di Vs,30, non essendosi rinvenuto il bedrock sismico entro la profondità di - 30 m da p.c.): 255 m/s e 212 m/s.

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



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

Le prospezioni di investigazione geognostica utilizzate consentono di ricostruire un assetto litostratigrafico caratterizzato dalla presenza, al di sotto della coltre superficiale di terreno vegetale ricco di sostanza organica, dello spessore di circa 70 / 90 cm, di un primo livello, spinto fino alla profondità di circa - 7,5 / - 8,4 m da p.c. costituito da alternanze più o meno fitte di sabbia fine o molto fine quasi monogranulare nocciola e ghiaia medio fine debolmente limose, da scolte in superficie fino a mediamente addensate. Oltre tale livello e fino alla massima profondità investigata, pari a - 10,2 m da p.c., il terreno si presenta costituito da sabbia debolmente limosa, con ghiaietto e ciottoli.

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 1.

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, φ è l'angolo di attrito, C_u la coesione (assente nel caso in esame), E_y è il modulo elastico, mentre γ_n e γ_s sono rispettivamente il peso di volume naturale e saturo. Viene fornito il modello geotecnico del sottosuolo (tabella 1).



Tab. 1: caratterizzazione geotecnica del sottosuolo presente nell'area investigata

Livello	da m	a m	Litologia	N ₃₀	φ (°)	E _y (kN/m ²)	γ _n (kN/m ³)	γ _s (kN/m ³)
--	0,0	0,7 ÷ 0,9	Terreno vegetale di copertura DA RIMUOVERE	--	--	--	--	--
1	0,7 ÷ 0,9	7,5 ÷ 8,4	Alternanze più o meno fitte di sabbia fine o molto fine quasi monogranulare nocciola e ghiaia medio fine debolmente limose, da scolte in superficie fino a mediamente addensate	7,9	30,2	8320	16,2	18,7
2	7,5 ÷ 8,4	>10,2	Sabbia debolmente limosa, con ghiaietto e ciottoli	13,4	31,7	13860	17,9	19,0

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** (Figura 9).

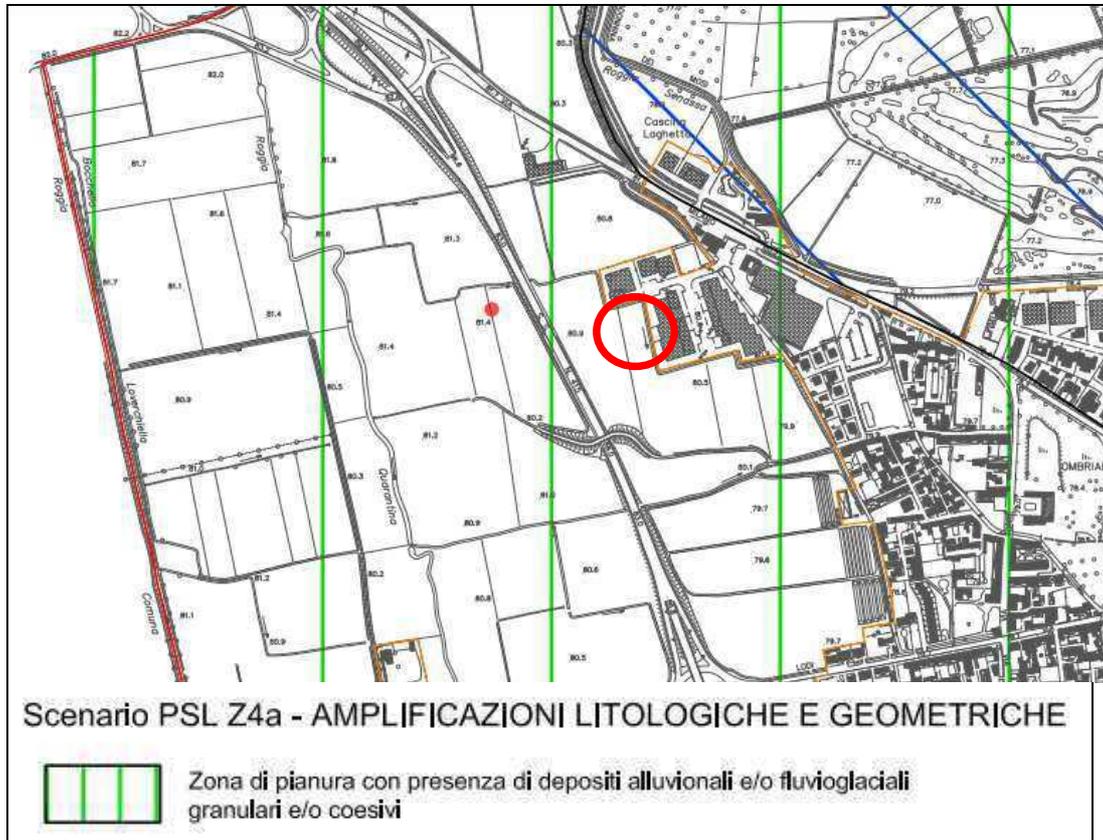


Figura 9: stralcio della Carta della Pericolosità Sismica Locale del Comune di Crema (CR); l'area di interesse (racchiusa nel circolo rosso) appartiene allo scenario Z4a

In considerazione del fatto che il Comune di Crema appartiene alla Classe sismica 3, si rende necessario eseguire un approfondimento sismico di c.d. secondo livello, secondo le procedure previste dalla DGR 2616/2011.

Tale approfondimento 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' F_a di sito risulti superiore a quello 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.

Lo Studio geologico di supporto al PGT di Crema è corredato anche della Carta di approfondimento di secondo livello (stralcio in figura 10), che, per l'area in esame, ha portato alla determinazione di un fattore di amplificazione inferiore al valore soglia comunale stabilito da Regione Lombardia per la categoria di suolo C, determinata attraverso l'indagine sismica condotta.

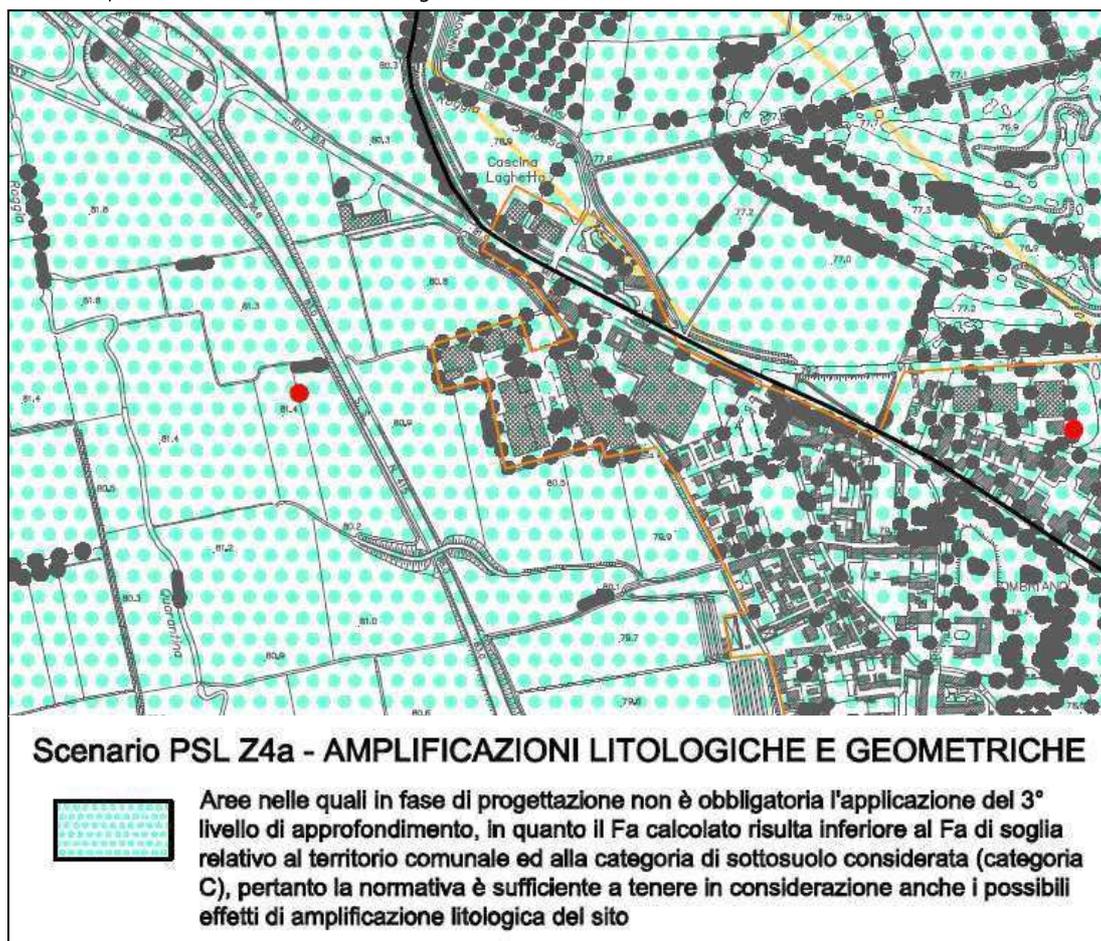


Figura 10: stralcio della Carta di approfondimento di secondo livello del Comune di Crema (CR); l'area di interesse (racchiusa nel circolo rosso) appartiene ad un ambito dove è riconosciuto un valore di Fa inferiore al valore soglia comunale per terreni di categoria C

La normativa nazionale risulta pertanto sufficiente a salvaguardare dagli effetti di amplificazione sismica locale 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 $i \leq 15^\circ$</i>
T2	<i>Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$</i>
T3	<i>Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$</i>
T4	<i>Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$</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).

Tab. 3.2.I – Probabilità di superamento P_{VR} in funzione dello stato limite considerato

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 $S_e(T)$, 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 C_U :

$$V_R = V_N \times C_U$$

Il valore del coefficiente d'uso C_U 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. 2.4.1 – 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:

- ag: accelerazione orizzontale massima al sito;
- Fo: 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 ag, Fo e T*C per nove distinti periodi di ritorno TR.

Il primo passo consiste nella determinazione di **ag** (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 5 e nel prospetto 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 1.218 m/s², a cui corrispondono valori di Kh e Kv rispettivamente pari a 0.025 e 0.012, mentre per le verifiche all'SLD si dovrà utilizzare un'accelerazione massima di 0.522 m/s², a cui corrispondono valori di Kh e Kv rispettivamente pari a 0.011 e 0.005.

Stati limite

Classificazione: Classe C3/30

Abolimento normale: Assenza di forze puntuali e azioni...

Vita formale: 50

Interpolazione: Media ponderata

CU = 1

Stato Limite	T (anni)	a_y [g]	a_z [g]	a_x [g]
Operatività (SLC)	30	0.028	2.499	0.167
Terzo (SLC)	50	0.035	2.536	0.218
Servizi vita (SLV)	475	0.063	2.531	0.268
Prevenzione rotture (SLC)	875	0.106	2.543	0.257
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	30			

Coefficienti sismici

Tip: Standard di primo e secondo

Classe di scostamento che non sono in grado di essere spaziali:

1, 0.1

Cat. Sismologica: I

Cat. Topografica: T1

	SLC	SLC	SLV	SLC
SS Amplificazione sismologica	1.50	1.50	1.30	1.50
CC Coeff. forza sismologica	1.79	1.74	1.59	1.57
ST Amplificazione sismologica	1.00	1.00	1.30	1.00

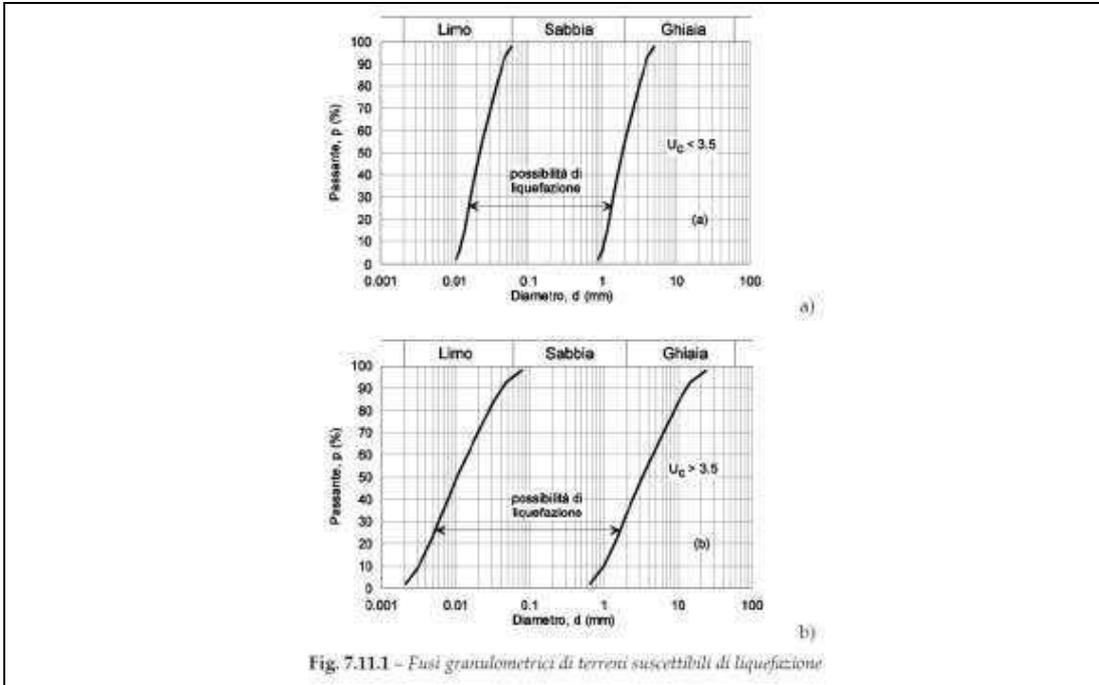
Acciaio massiccio classe S235JR

Coefficienti	SLC	SLC	SLV	SLC
k_h	0.028	0.035	0.025	0.038
k_v	0.004	0.005	0.012	0.018
Area [m ²]	0.418	0.522	1.218	1.504
Rate	0.005	0.005	0.005	0.043

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. Ai sensi del punto 7.11.3.4 delle NTC 2018 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 normalizzata $(N_1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$ dove $(N_1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
4. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura 7.11.1 (a) della 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 $U_c > 3.5$.



Sulla base delle caratteristiche sismiche di sito e del modello geologico descritto in precedenza che colloca la profondità media della falda freatica a profondità più superficiali rispetto a – 15 m da p.c. non è possibile omettere la verifica a liquefazione basandosi sui primi due requisiti previsti dalle NTC 2018.

In assenza di dati relativi alla granulometria dei terreni non è pertanto possibile omettere la verifica a liquefazione.

Tra i metodi semplificati di calcolo, il più noto è quello di Seed & Idriss (1982), basato su una procedura semi-empirica che richiede la conoscenza di pochi parametri geotecnici, quali granulometria, numero medio dei colpi della prova standard SPT, densità relativa e peso di volume, posizione della falda. Il metodo prevede un confronto fra le caratteristiche meccaniche dei terreni (valutate prevalentemente dai risultati di prove in 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 riassunto nella tabella 2 che segue:



Tab. 2: verifica alla suscettibilità alla liquefazione del terreno

Livello	da m	a m	Litologia	Fattore di sicurezza	Condizione
--	0,0	0,7 ÷ 0,9	Terreno vegetale di copertura DA RIMUOVERE	---	Terreno fuori falda NON LIQUEFACIBILE
1	0,7 ÷ 0,9	7,5 ÷ 8,4	Alternanze più o meno fitte di sabbia fine o molto fine quasi monogranulare nocciola e ghiaia medio fine debolmente limose, da scolte in superficie fino a mediamente addensate	1,475	Terreno non liquefacibile
2	7,5 ÷ 8,4	>10, 2	Sabbia debolmente limosa, con ghiaietto e ciottoli	1,478	Terreno non liquefacibile

L'applicazione del metodo descritto ha consentito di definire un valore di fattore di sicurezza nei confronti della suscettibilità alla liquefazione superiore a 1 per i livelli posti sotto falda. **Il sottosuolo dell'area in esame non risulta pertanto passibile di liquefazione in caso di sisma.**

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

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. 17/01/2018 "Norme Tecniche sulle Costruzioni"), 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

γ, γ' = Densità totale, sommersa

N_c, N_q, N_{γ} = Fattori di Capacità Portante (funzione di ϕ)

$s_c, s_q, s_{\gamma}, s_c', s_q', s_{\gamma}'$ = 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 (ϕ, γ , 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.

Sulla scorta delle informazioni fornite, i calcoli sono stati impostati prevedendo fondazioni dirette a plinti quadrati, di lato variabile e compreso fra 2,5 e 4,0 m, considerando un valore di incastro nel terreno di 50 cm, impostate sul litotipo superficiale (livello 1 di tabella 1), previa asportazione completa della coltre superficiale di terreno vegetale.

I risultati ottenuti sono riportati nella tabella che segue. Si precisa che il valore di Q_{amm} riportato è già depurato del fattore di sicurezza 3 previsto dal D.M. 11/03/1988.

Si specifica inoltre che:

- Nella definizione del valore di capacità portante si è fatto riferimento alla formulazione di Hansen, 1970;
- Nella stima del valore di cedimento atteso si è fatto riferimento alla formulazione di Burland e Burbidge (1985)



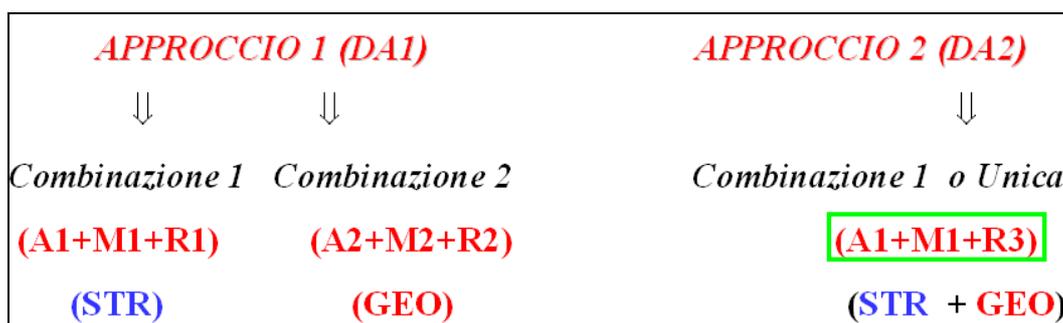
Tab. 3: determinazione della capacità portante ammissibile (Q_{amm})

tipo di fondazione e dimensioni	Q_{amm} (kN/m^2)	Stima dei cedimenti (mm) conseguenti all'applicazione di Q_{amm}
Plinto quadrato di lato pari a 2,5 m	157	24,4
Plinto quadrato di lato pari a 3,0 m	168	29,9
Plinto quadrato di lato pari a 3,5 m	179	35,7
Plinto quadrato di lato pari a 4,0 m	190	41,9

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 γ :

A = Azioni γ_F

M = resistenza dei materiali (terreno) γ_M

R = resistenza globale del sistema γ_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 γ 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 γ_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 γ_R di 1,1 quale valore di R3.

Il D.M. 17/01/2018 prevede le verifiche al carico limite con il solo Approccio 2, per il quale la combinazione dei parametri è A1 + M1 + R3, 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 γ_F (o γ_Q)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti G_2 ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G3}

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

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

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

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

In 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 e considerando le medesime tipologie fondazionali già descritte nel capitolo che precede.

Tab. 4: 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	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (GEO) kN/m ²	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (STR) kN/m ²
Plinto quadrato di lato pari a 2,5 m	472	472
Plinto quadrato di lato pari a 3,0 m	503	503
Plinto quadrato di lato pari a 3,5 m	536	536
Plinto quadrato di lato pari a 4,0 m	570	570

I risultati riportati nella tabella 4 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. 5: determinazione dei valori R_d/γ_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	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (GEO) kN/m ²	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (STR)* kN/m ²
Plinto quadrato di lato pari a 2,5 m	205	472
Plinto quadrato di lato pari a 3,0 m	219	503
Plinto quadrato di lato pari a 3,5 m	233	536
Plinto quadrato di lato pari a 4,0 m	248	570

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



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:

$$Ed \leq Cd \quad (3)$$

dove:

Ed: 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 11), 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;

ΔH_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:

α = coefficiente variabile fra 0.10 e 0.20

$\Delta\sigma'_{v0}$ = pressione geostatica verticale efficace

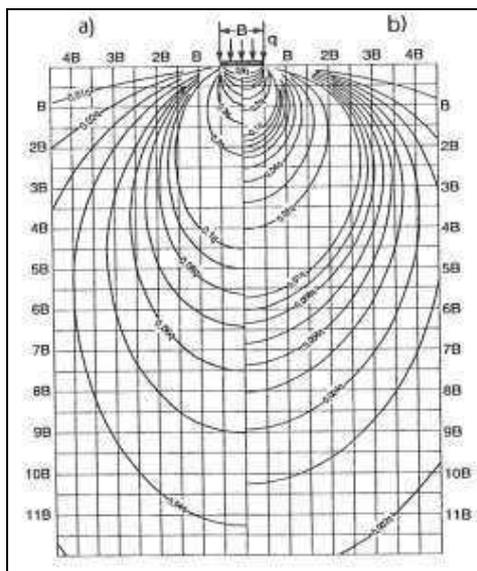


Figura 11: curve di uguale pressione verticale sotto una fondazione: a) nastriforme – b) quadrata

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); in assenza di tale dato non è stato possibile impostare i calcoli relativi allo sviluppo del cedimento teorico al di sotto delle fondazioni secondo il metodo agli S.L.E.

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. L'aspetto potrà essere oggetto di approfondimento o di ulteriore verifica/calcolo una volta noti i reali valori di azione o carico agenti sulle opere di fondazione e trasmessi al terreno di appoggio.

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 γ_R per le verifiche degli stati limite (SLV) delle fondazioni superficiali con azioni sismiche

Verifica	Coefficiente parziale γ_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 γ_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 γ_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 Khi 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 Ng in funzione del coefficiente sismico Khk ; il fattore Ng 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 Rd "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 esecutiva delle opere in previsione, sono stati ipotizzati dagli scriventi i dati strutturali di interesse antisismico relativi a una struttura con un periodo T del modo fondamentale di vibrare pari a 0,357 s 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 che segue.

Tab. 6: determinazione dei valori di ***Rd 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

tipo di fondazione e dimensioni	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (GEO) kN/m ²	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (STR) kN/m ²
Plinto quadrato di lato pari a 2,5 m	367	367
Plinto quadrato di lato pari a 3,0 m	376	376
Plinto quadrato di lato pari a 3,5 m	388	388
Plinto quadrato di lato pari a 4,0 m	401	401

I risultati riportati nella tabella 6 sono riferiti esclusivamente al valore di Rd (o capacità portante agli stati limite ultimi dinamici Q_{SLVdin}). In assenza dei valori di progetto dell'azione Ed , di competenza del Progettista Strutturista, si è ritenuto utile procedere al calcolo dei valori per i quali risulta verificata l'equazione:

$$Rd/\gamma_r \geq Ed \Rightarrow \text{verifica soddisfatta}$$

Nella tabella che segue sono riportati i suddetti valori di ***Rd/γr***.



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. 7: determinazione dei valori R_d/γ_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.

tipo di fondazione e dimensioni	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (GEO) kN/m ²	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (STR)* kN/m ²
Plinto quadrato di lato pari a 2,5 m	204	367
Plinto quadrato di lato pari a 3,0 m	209	376
Plinto quadrato di lato pari a 3,5 m	216	388
Plinto quadrato di lato pari a 4,0 m	223	401

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

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.

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 14/01/08 "Norme Tecniche sulle Costruzioni" e dalle D.G.R. Lombardia 2616/2011 e 5001/2016, in comune di Crema (CR) – frazione Ombriano, nel sito di via Deledda / Via Buonarroti, identificato catastalmente al Foglio 18, mappali 386, 387 e 388 destinato ad ospitare la realizzazione degli interventi di completamento dell'ambito produttivo ivi presente.

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 fluvio-glaciale, legati all'attività del bacino del fiume Serio, ascrivibili al c.d. Livello Fondamentale della Pianura;
- la stratigrafia dell'area si riassume nella presenza al di sotto della coltre superficiale di terreno vegetale ricco di sostanza organica, dello spessore di circa 70 / 90 cm, di un primo livello, spinto fino alla profondità di circa - 7,5 / - 8,4 m da p.c. costituito da alternanze più o meno fitte di sabbia fine o molto fine quasi monogranulare nocciola e ghiaia medio fine debolmente limose, da scolte in superficie



fino a mediamente addensate. Oltre tale livello e fino alla massima profondità investigata, pari a - 10,2 m da p.c., il terreno si presenta costituito da sabbia debolmente limosa, con ghiaietto e ciottoli;

- dal punto di vista geomorfologico non si riscontra l'evidenza di processi di dinamica attiva o quiescente che possano porsi in contrasto o anche solo costituire alcuna significativa limitazione alla realizzazione del progetto in studio;
- dal punto di vista dell'idrografia di superficie, l'area appare affrancata dal rischio di coinvolgimento in fenomeni esondativi di corpi idrici superficiali;
- dal punto di vista idrogeologico, il sottosuolo investigato si caratterizza per la presenza di una falda freatica che, secondo quanto riportato nella cartografia tematica consultata, dovrebbe attestarsi alla profondità di circa - 5,5 m da p.c. (in occasione della campagna di investigazione geognostica eseguita in data 13/05/2020 la falda è stata misurata a circa - 8,1 m da p.c.). Ai terreni costituenti il primo sottosuolo è possibile attribuire un valore di permeabilità pari a 1×10^{-4} m/s
- il calcolo relativo alla portanza del terreno è stato eseguito sia col metodo delle Tensioni Ammissibili (di cui al D.M.LL.PP. 11/03/88 - metodo non più ammesso) che attraverso il metodo degli Stati Limite (NTC di cui al D.M. 17/01/2018), prevedendo fondazioni dirette a plinti quadrati, di lato variabile e compreso fra 2,5 e 4,0 m, considerando un valore di incastro nel terreno di 50 cm, impostate sul litotipo superficiale (livello 1 di tabella 1), previa asportazione completa della coltre superficiale di terreno vegetale;
- Attraverso il metodo delle tensioni ammissibili l'elaborazione condotta ha portato alla determinazione dei seguenti valori di capacità portante (già depurati del fattore di sicurezza 3) e dei conseguenti cedimenti attesi:

tipo di fondazione e dimensioni	Q _{amm} (kN/m ²)	Stima dei cedimenti (mm) conseguenti all'applicazione di Q _{amm}
Plinto quadrato di lato pari a 2,5 m	157	24,4
Plinto quadrato di lato pari a 3,0 m	168	29,9
Plinto quadrato di lato pari a 3,5 m	179	35,7
Plinto quadrato di lato pari a 4,0 m	190	41,9

- la verifica agli Stati Limite Ultimi in **condizioni statiche** ha portato alla definizione dei valori di Ed massimi accettabili (R_d/γ_r) 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);



tipo di fondazione e dimensioni	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (GEO) kN/m ²	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (STR)* kN/m ²
Plinto quadrato di lato pari a 2,5 m	205	472
Plinto quadrato di lato pari a 3,0 m	219	503
Plinto quadrato di lato pari a 3,5 m	233	536
Plinto quadrato di lato pari a 4,0 m	248	570

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

- 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;
- 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/γ_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:

tipo di fondazione e dimensioni	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (GEO) kN/m ²	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (STR)* kN/m ²
Plinto quadrato di lato pari a 2,5 m	204	367
Plinto quadrato di lato pari a 3,0 m	209	376
Plinto quadrato di lato pari a 3,5 m	216	388
Plinto quadrato di lato pari a 4,0 m	223	401

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

- la verifica a liquefazione ha portato ad escludere che il sottosuolo dell'area esaminata possa risultare passibile di tale fenomeno in caso di sisma.



Sulla base dell'indagine svolta, premesso quanto sopra 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 nel rispetto delle prescrizioni indicate e degli accorgimenti e suggerimenti contenuti nelle pagine che precedono.

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 l'indagine svolta evade le prescrizioni vigenti a livello comunale in merito agli approfondimenti geologici necessari per la realizzazione di nuovi interventi edificatori ordinari all'interno della Classe di Fattibilità 2, oltre a quanto previsto dalla normativa nazionale e regionale del settore, anche in chiave sismica.

31/05/2020

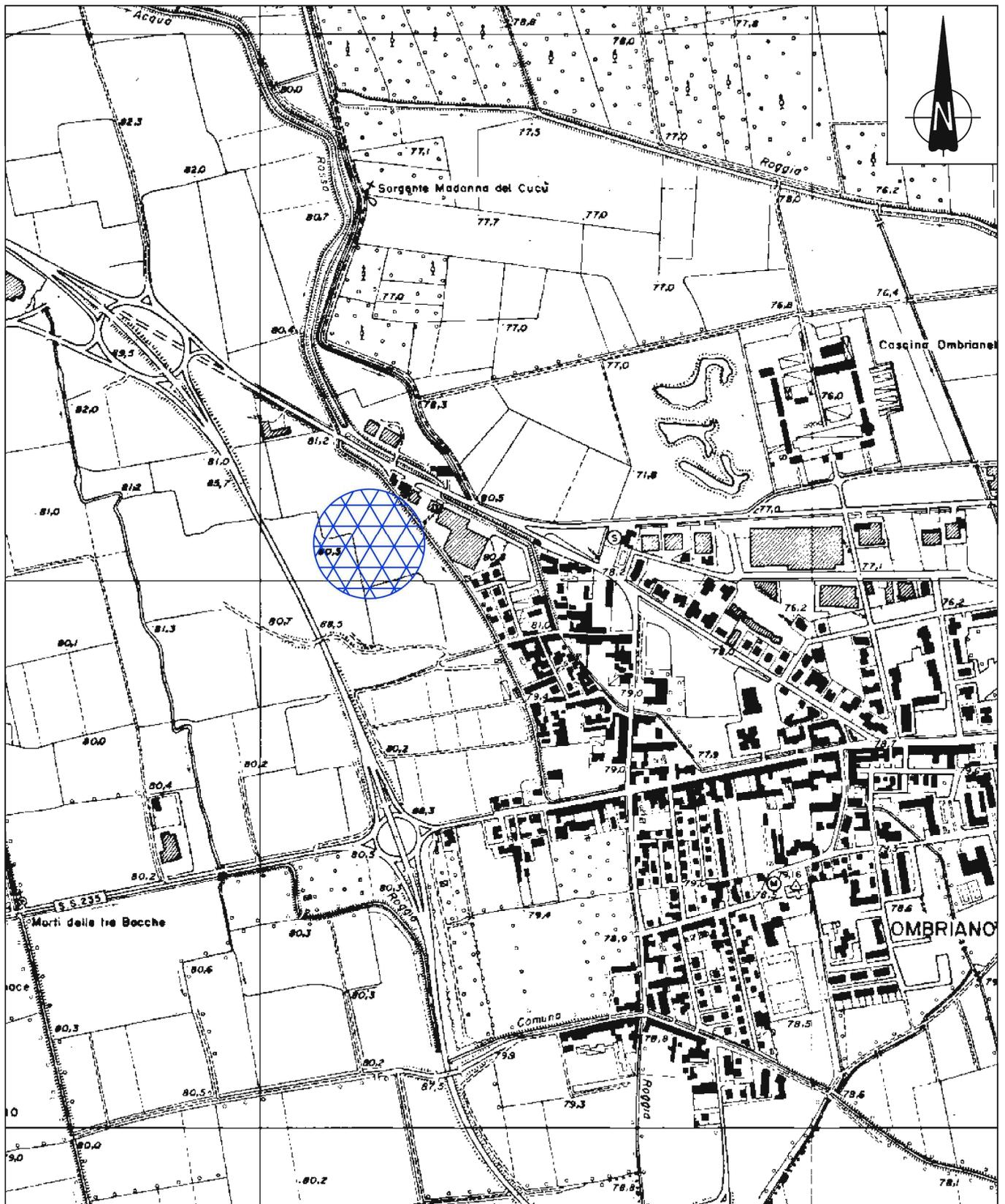
dott. Giulio Mazzoleni, geologo

dott. Davide Incerti, geologo

La proprietà intellettuale e il diritto d'autore del presente elaborato appartengono in maniera esclusiva ai firmatari. Ogni riproduzione, anche parziale, deve essere autorizzata. Ogni utilizzo diverso da quello previsto deve considerarsi illegittimo.

Allegato 1

INQUADRAMENTO GEOGRAFICO
scala 1:10.000



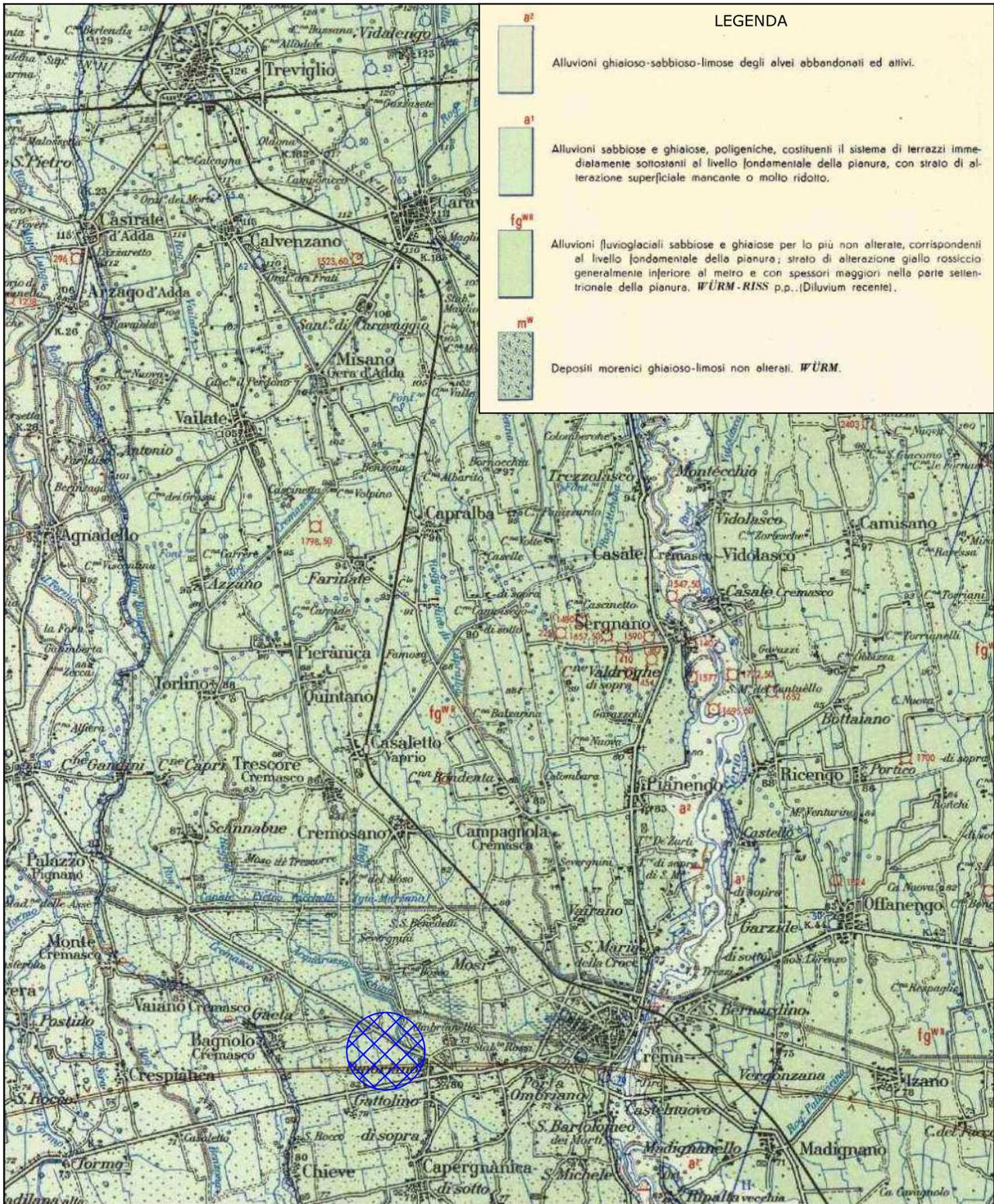
Scala 1:10.000 - estratto C.T.R. sez. C6b5

Allegato 2

INQUADRAMENTO GEOLOGICO

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

CARTA DELLA LITOLOGIA DI
SUPERFICIE
Comune di Crema
Studio geologico a supporto del P.G.T.



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



Ubicazione area investigata

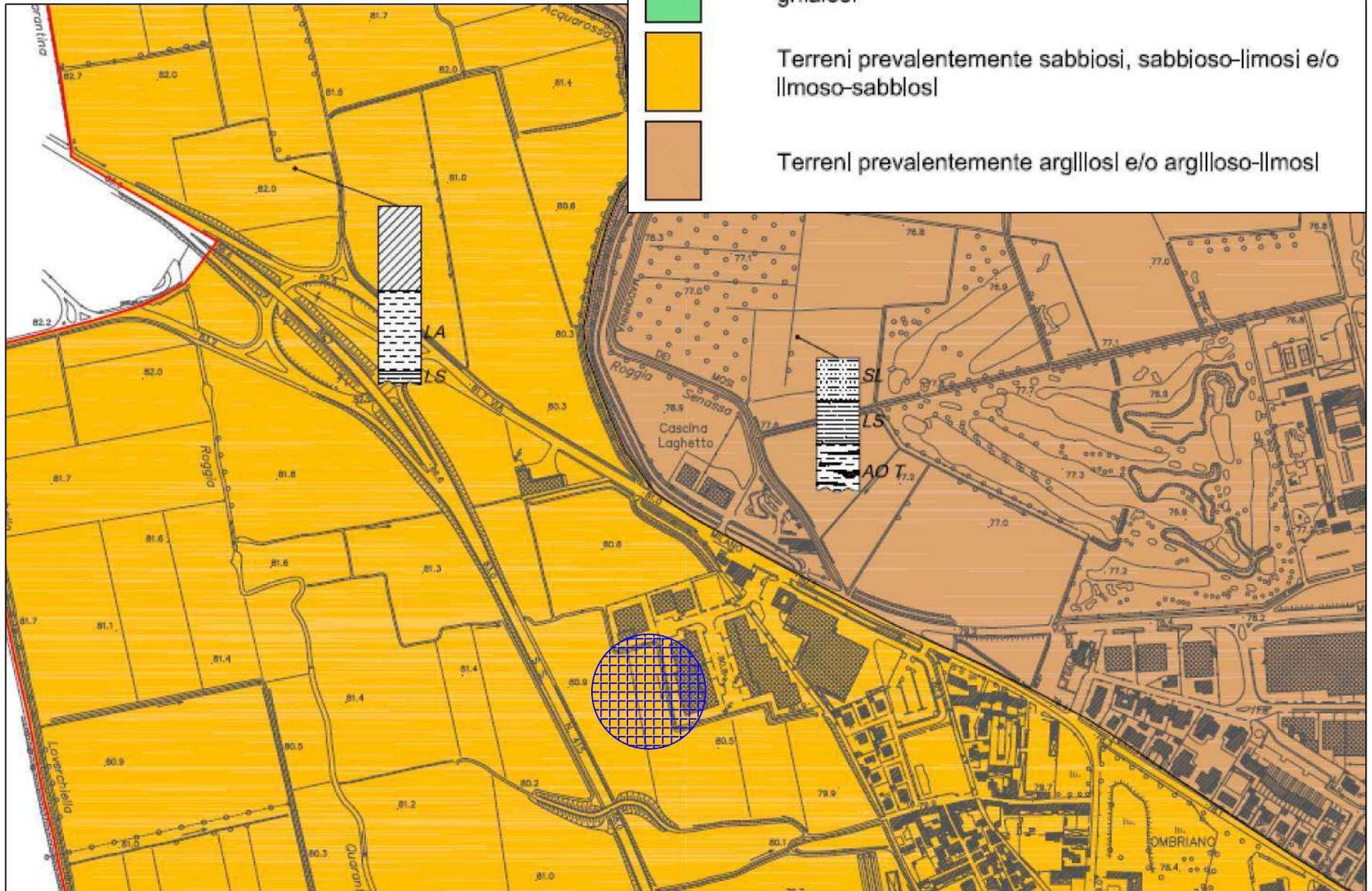




Comune di
Crema
Studio
Geologico di
supporto al
P.G.T.
tav. 2a,
stralcio
non in scala



UBICAZIONE
AREA
INDAGATA



Allegato 3

PLANIMETRIA CON
UBICAZIONE INDAGINI e
CARATTERISTICHE TECNICHE
DELL'ATTREZZATURA DI PROVA



- P1**  Ubicazione prove penetrometriche dinamiche
- S1**  Ubicazione trincea esplorativa
- T1**  Ubicazione registrazione di sismica passiva

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

<u>Classificazione ISSMFE (1988) dei penetrometri dinamici</u>		
<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 ²
ANGOLO APERTURA PUNTA	α =	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	δ =	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	β_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 = δ / N
M	=	peso massa battente (altezza caduta H)
P	=	peso totale aste e sistema battuta

Allegato 4

DESCRIZIONE SCAVI



DESCRIZIONE LITOLOGICA DEL SOTTOSUOLO

DESCRIZIONE LITOLOGICA DEL SOTTOSUOLO	
Luogo: CREMA - Via Deledda / Via Buonarroti	Data: 13/05/2020
Sigla: T1	Profondità di scavo: da 0 m a 2,7 m
<p>DESCRIZIONE:</p> <ul style="list-style-type: none">- 0-80 cm: terreno di coltivo vegetale, di natura sabbioso-limoso ricco di sostanza organica, di colore marrone, con presenza di radici;- 80-160 cm: limo sabbioso e argilloso, a tratti sabbia limosa , debolmente argillosa, sciolta e poco consistente, di colore grigio-marrone- 160-270 cm: sabbia fine o medio/fine, quasi monogranulare, nocciola-brunastra, sciolta o poco addensata con tracce di limo in piccoli agglomerati, con rari ciottoli di dimatro pari a 4/5 cm	
Sigla: T2	Profondità di scavo: da 0 m a 3,0 m
<p>DESCRIZIONE:</p> <ul style="list-style-type: none">- 0-90 cm: terreno di coltivo vegetale, di natura sabbioso-limoso ricco di sostanza organica, di colore marrone, con presenza di radici;- 90-180 cm: limo sabbioso e argilloso, a tratti sabbia limosa , debolmente argillosa, sciolta e poco consistente, di colore grigio-marrone- 140-300 cm: sabbia fine o medio/fine, quasi monogranulare, nocciola-brunastra, sciolta o poco addensata con tracce di limo in piccoli agglomerati con rari ciottoli di dimensioni pari a 4/5 cm	

Allegato 5

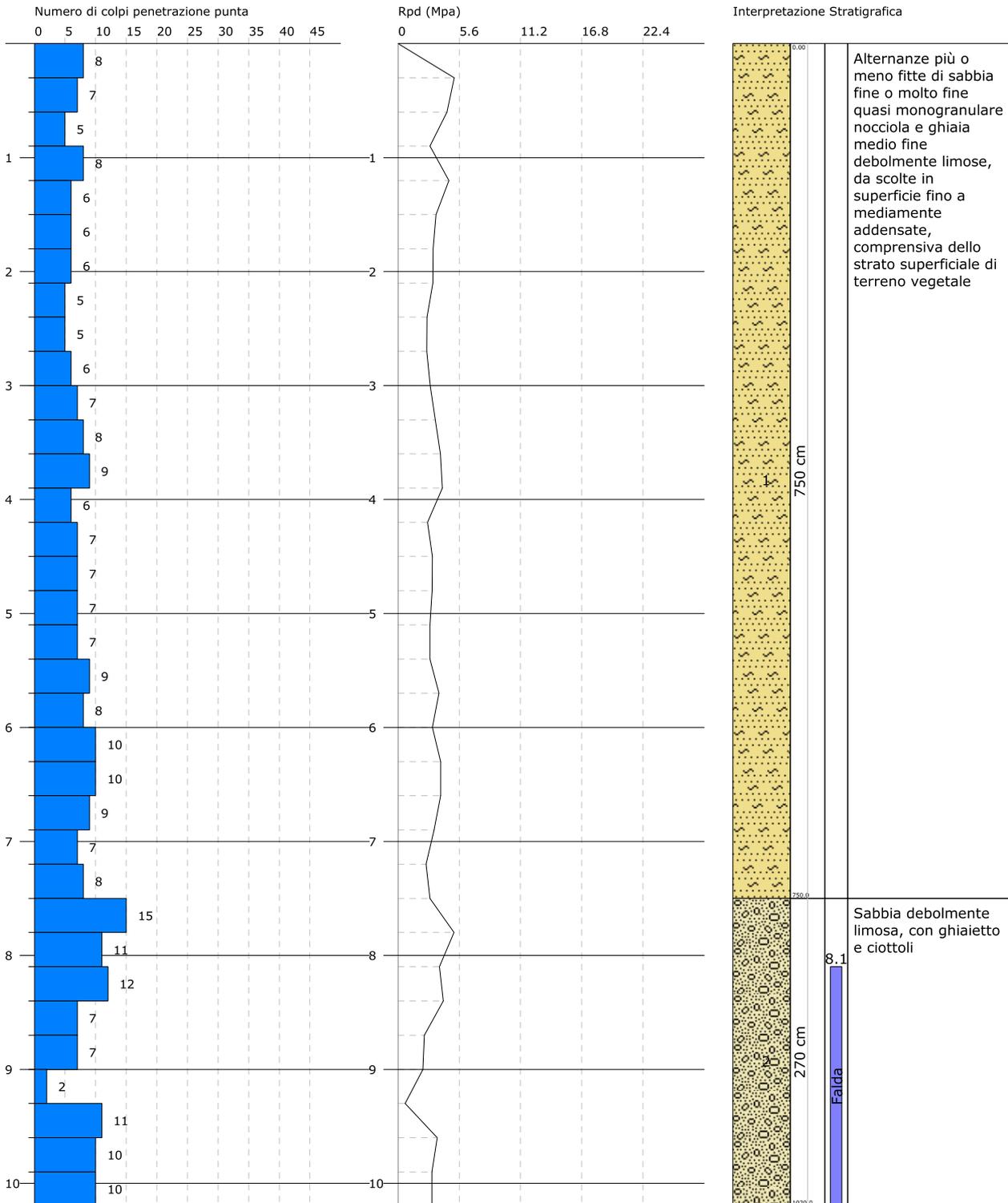
DIAGRAMMI PROVE
PENETROMETRICHE DINAMICHE

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

Committente: AMA Estate Srl - Agardi Srl
 Cantiere: Piano Attuativo Via Deledda / Via Buonarroti
 Località: Crema (CR) - Località Ombriano

Data: 13/05/2020

Scala 1:50

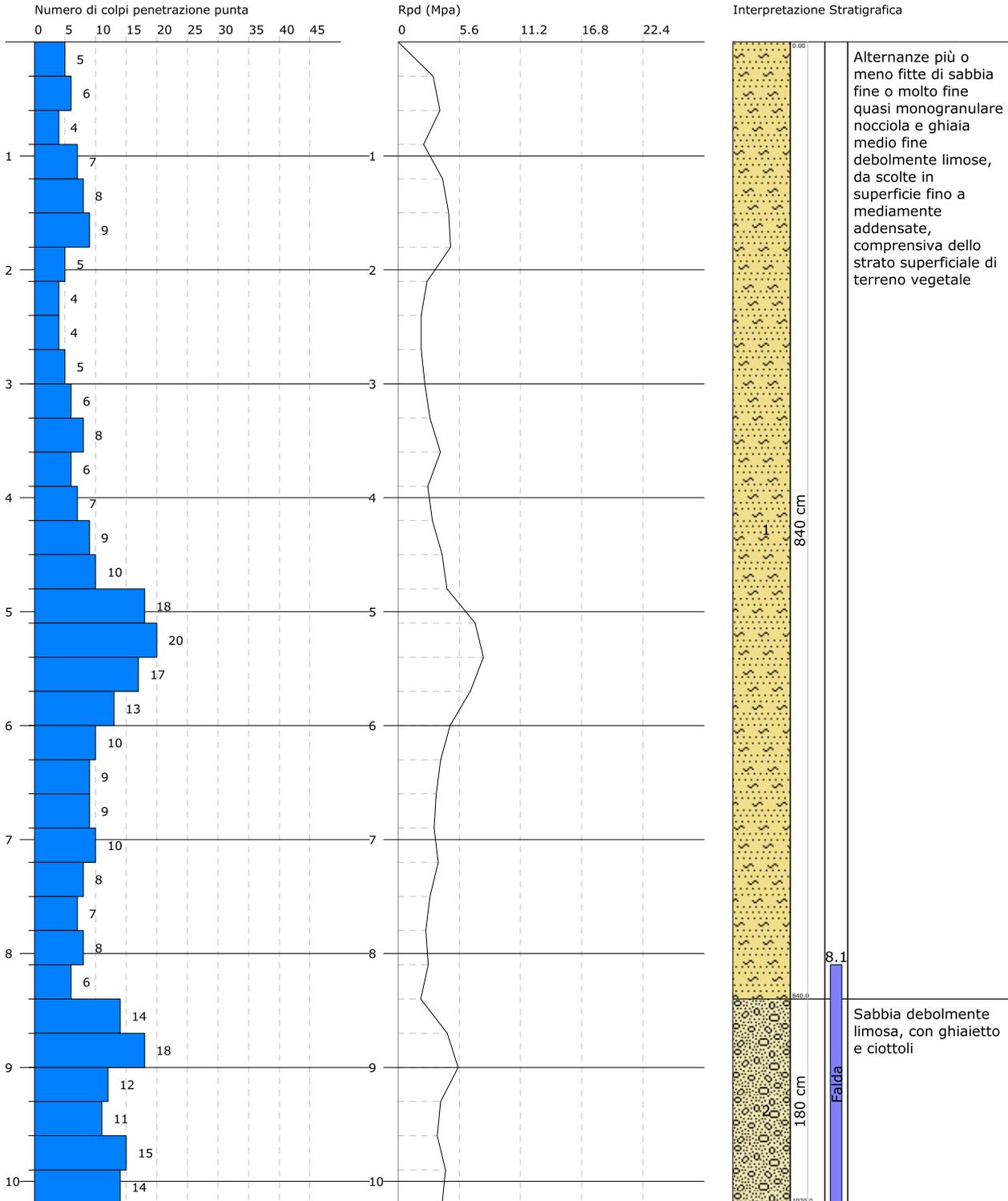


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.2
Strumento utilizzato... SCPT (Standard Cone Penetration Test)

Committente: AMA Estate Srl - Agardi Srl
 Cantiere: Piano Attuativo Via Deledda / Via Buonarroti
 Località: Crema (CR) - Località Ombriano

Data: 13/05/2020

Scala 1:50

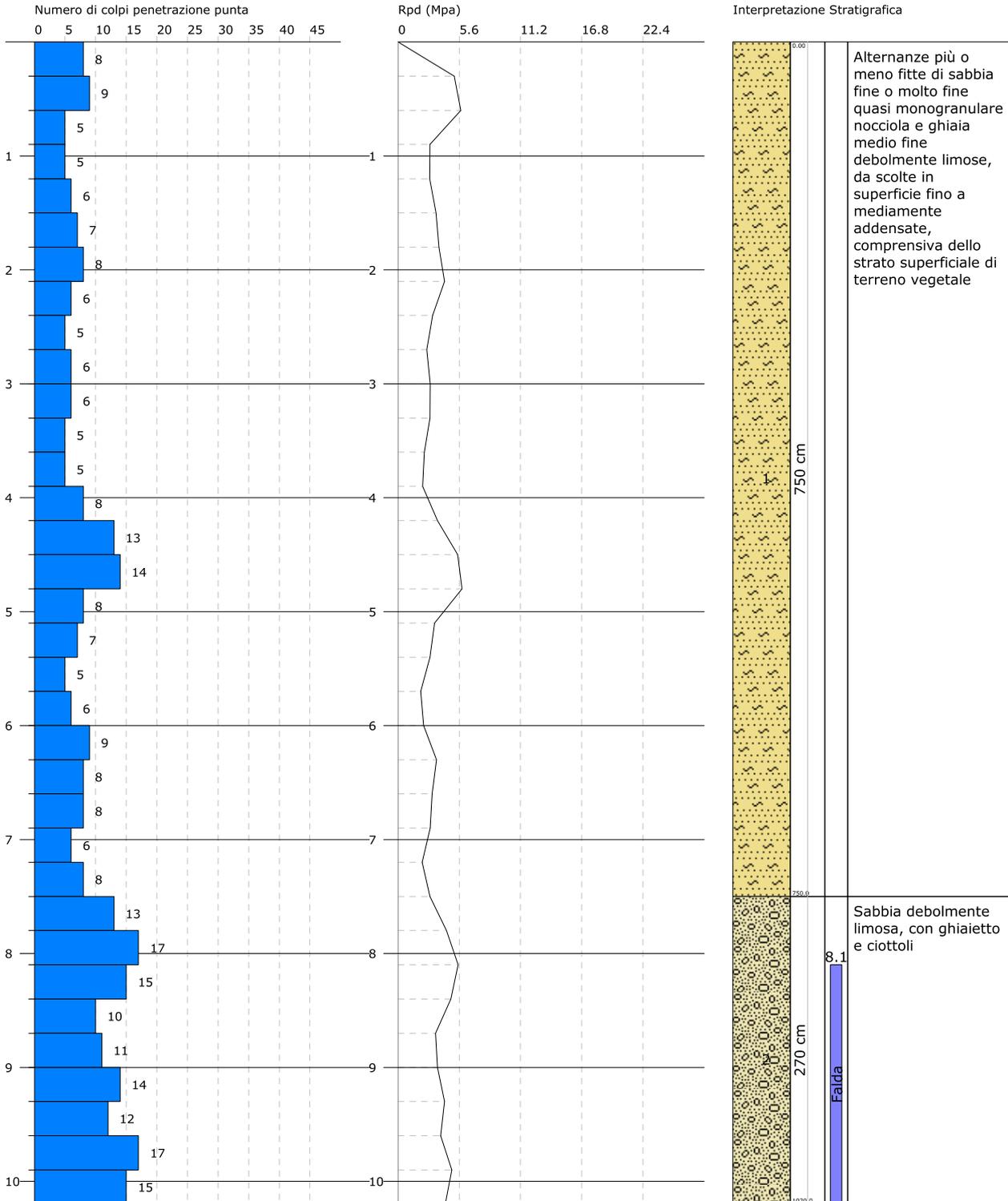


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.3
Strumento utilizzato... SCPT (Standard Cone Penetration Test)

Committente: AMA Estate Srl - Agardi Srl
 Cantiere: Piano Attuativo Via Deledda / Via Buonarroti
 Località: Crema (CR) - Località Ombriano

Data: 13/05/2020

Scala 1:50

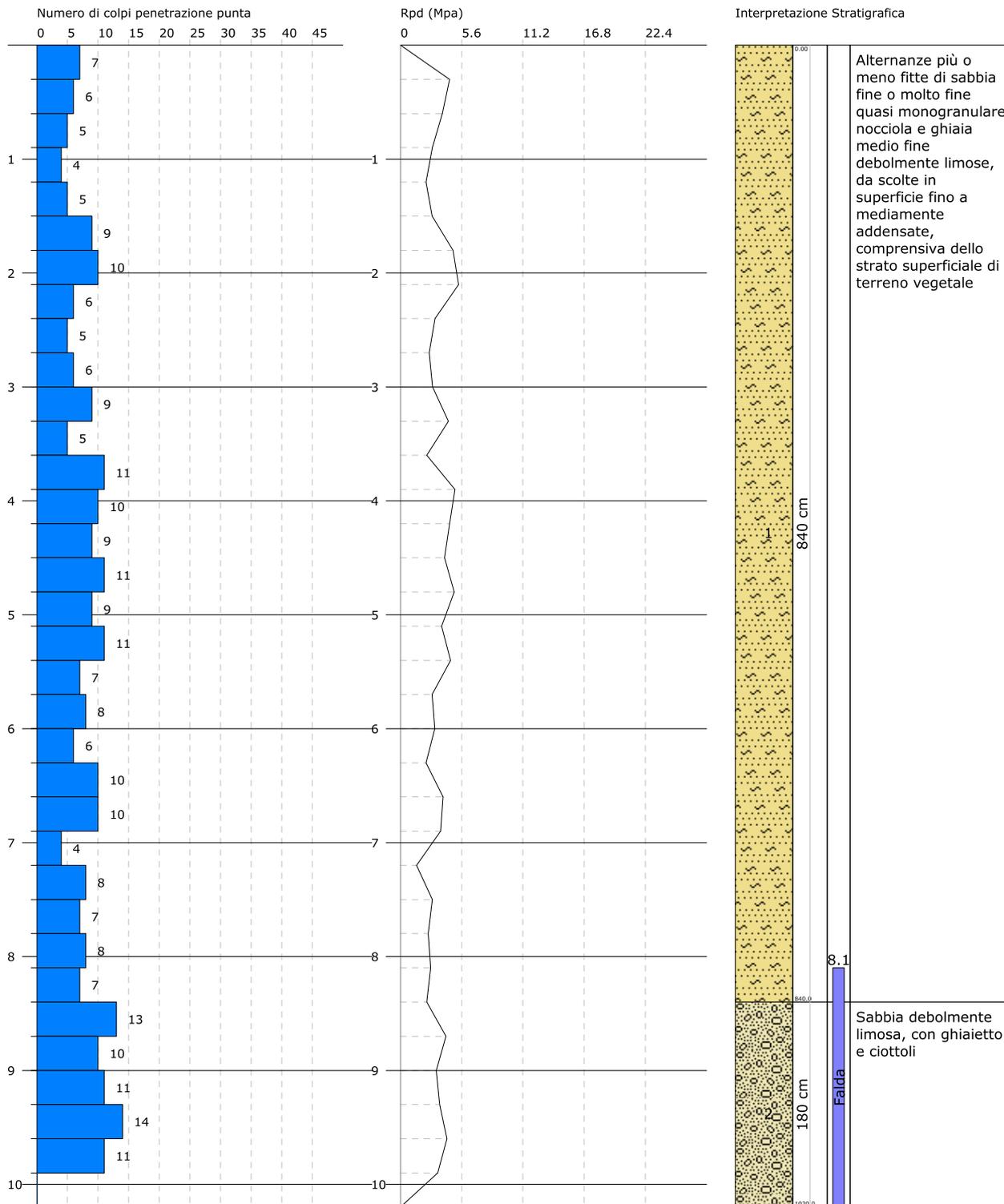


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.4
Strumento utilizzato... SCPT (Standard Cone Penetration Test)

Committente: AMA Estate Srl - Agardi Srl
 Cantiere: Piano Attuativo Via Deledda / Via Buonarroti
 Località: Crema (CR) - Località Ombriano

Data: 13/05/2020

Scala 1:50



Allegato 6

PARAMETRI SISMICI DI SITO E DI
PROGETTO

Parametri sismici

Tipo di elaborazione: Stabilità dei pendii
 Muro rigido: 0

Sito in esame.

latitudine: 45,359886868368
 longitudine: 9,64108505043594
 Classe: 2
 Vita nominale: 50

Siti di riferimento

4990,409	Sito 1	ID: 12710	Lat: 45,3715	Lon: 9,5794	Distanza:
1702,430	Sito 2	ID: 12711	Lat: 45,3737	Lon: 9,6504	Distanza:
4132,182	Sito 3	ID: 12933	Lat: 45,3238	Lon: 9,6536	Distanza:
6249,211	Sito 4	ID: 12932	Lat: 45,3215	Lon: 9,5827	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: 0,028 g
 Fo: 2,499
 Tc*: 0,197 [s]

Danno (SLD):

Probabilità di superamento: 63 %
 Tr: 50 [anni]
 ag: 0,035 g
 Fo: 2,536
 Tc*: 0,216 [s]

Salvaguardia della vita (SLV):

Probabilità di superamento: 10 %
 Tr: 475 [anni]
 ag: 0,083 g
 Fo: 2,551
 Tc*: 0,286 [s]

Prevenzione dal collasso (SLC):

Probabilità di superamento: 5 %
 Tr: 975 [anni]
 ag: 0,106 g
 Fo: 2,545
 Tc*: 0,297 [s]

Coefficienti sismici Stabilità dei pendii

SLO:
 Ss: 1,500
 Cc: 1,790
 St: 1,000
 Kh: 0,009
 Kv: 0,004
 Amax: 0,419
 Beta: 0,200

SLD:
 Ss: 1,500
 Cc: 1,740
 St: 1,000

Allegato_6

SLV: Kh: 0,011
Kv: 0,005
Amax: 0,522
Beta: 0,200
Ss: 1,500
Cc: 1,590
St: 1,000
Kh: 0,025
Kv: 0,012
Amax: 1,218
Beta: 0,200
SLC: Ss: 1,500
Cc: 1,570
St: 1,000
Kh: 0,038
Kv: 0,019
Amax: 1,559
Beta: 0,240

Le coordinate espresse in questo file sono in ED50
Geostru

Coordinate WGS84
latitudine: 45.358954
longitudine: 9.640038