

Comune di  
**CREMA**

Provincia di CREMONA

**Piano Attuativo  
Cascina Costi (89)**

**Via Turbade, 5 – Loc. Vergonzana**

OGGETTO

**Relazione Geologica**

elaborato N.  
**14**

data  
**06.05.2020**

agg.

2

3

1

4

PROPRIETA'

**Ivonne COSTI**

Via San Rocco 30 MUGGIO' (MB)

USUFRUTTUARIA

**Teresina BORIANI**

Via Turbade 5 CREMA (CR)

PROGETTISTA

**Arch. Alessandro Carlo Maria GUFFI**

Via Roma 74 SAN BASSANO (CR)

COLLABORATORI

**Geom. Luca GIAMBELLI  
Geom. Alessandro MOSTOSI**

Via Roma 30 IZANO (CR)

FIRMA

LA PROPRIETA' DEL PRESENTE DISEGNO E' RISERVATA A TERMINI DI LEGGE

---

Comune di Crema  
**PROVINCIA DI CREMONA**

---

**Caratterizzazione del sito distinto al  
foglio 17 - particella 17  
(*Cascina Canale*)**

---

Relazione Geologica

e di Caratterizzazione Geotecnica

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



21 febbraio 2020



## INDICE

1	PREMESSA E QUADRO DI RIFERIMENTO NORMATIVO .....	3
2	INQUADRAMENTO GEOGRAFICO E ANALISI DEL PROGETTO.....	6
3	DEFINIZIONE DEL MODELLO GEOLOGICO DEL SITO: LA RELAZIONE GEOLOGICA .....	7
4	ATTIVITA' CONOSCITIVE DELLE CARATTERISTICHE GEOLOGICHE, GEOTECNICHE E GEOFISICHE DEL SITO DI INTERESSE .....	12
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.....	31
8	VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI "SLU" AL COLLASSO PER CARICO LIMITE DEI TERRENI DI FONDAZIONE (D.M. 17/01/2018) - <u>CONDIZIONI STATICHE</u> .....	34
9	VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO "SLE" (D.M. 17/01/2018) - <u>CONDIZIONI STATICHE</u> .....	37
10	VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI "SLU" E DI ESERCIZIO "SLE" DEI TERRENI DI FONDAZIONE (D.M. 17/01/2018) - CONDIZIONI DINAMICHE .....	39
11	CONCLUSIONI .....	41

## ELENCO ALLEGATI

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

**Immagine di copertina:** esecuzione delle indagini geognostiche nel sito di Crema (CR) – fg. 17 mp. 17 -  
il giorno 08/01/2020; prova penetrometrica n. 3



## 1 PREMESSA E QUADRO DI RIFERIMENTO NORMATIVO

La presente Relazione Geologica e Geotecnica espone le modalità e le risultanze dell'indagine geognostica eseguita in comune di Crema (CR) nel sito distinto catastalmente al foglio 17, particella 17 – toponimo Cascina Canale, realizzata per la caratterizzazione del sito medesimo sottoposto a Piano di Recupero e supporto del progetto dei futuri lavori previsti di ristrutturazione.

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

Dal punto di vista normativo si è fatto riferimento a:

- ✓ **Legge 2 febbraio 1974, n. 64:** Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche
- ✓ **Ministero dei Lavori Pubblici, Decreto Ministeriale 11 marzo 1988:** Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione e relativa **Circolare n. 30483 del 28 settembre 1988**
- ✓ **Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008:** Testo Unitario – Approvazione delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni
- ✓ **Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici:** Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008. Circolare 2 febbraio 2009
- ✓ **Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018:** Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni (Supplemento Ordinario alla G.U. n. 42 del 20/02/2018 – Serie Generale, n. 8)
- ✓ **Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici:** Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 17 gennaio 2018. Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 (Supplemento Ordinario alla G.U. n. 5 del 11/02/2019 – Serie Generale, n. 35)
- ✓ **Legge 24 giugno 2009, n. 77:** Interventi urgenti in favore delle popolazioni colpite dagli eventi sismici nella regione Abruzzo nel mese di aprile 2009 e ulteriori interventi urgenti di protezione civile
- ✓ **Regione Lombardia, Delibera di Giunta Regionale 30 novembre 2011 n. IX/2616:** Aggiornamento dei criteri ed indirizzi per la definizione della componente geologica, idrogeologica e sismica del PGT
- ✓ **Regione Lombardia, Delibera di Giunta Regionale 11 luglio 2014 n. X/2129:** Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia (L.R. 1/2000, art. 3, comma 108, lett. d)



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

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

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

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

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

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

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

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



Infine, per quanto attiene la classe d'uso, l'opera in progetto appartiene alla **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, secondo le N.T.C. 2018 e corrispondente Circolare Applicativa del 2019 n. 7.

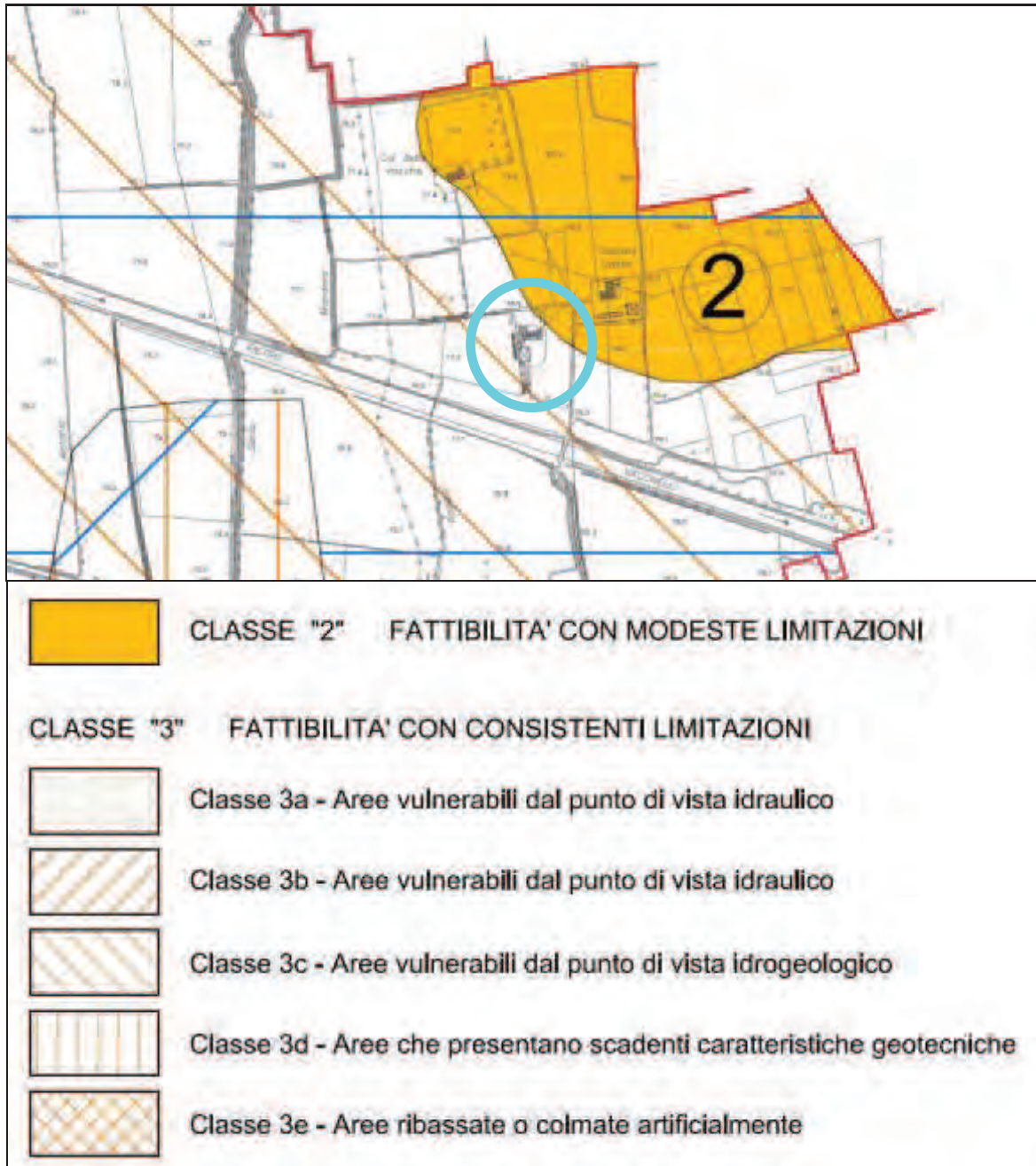
### **1.1 Verifica della fattibilità geologica dell'intervento (D.G.R. 2616/2011)**

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

In conseguenza di ciò il presente elaborato oltre ad evadere le prescrizioni derivanti dalle normative in vigore di carattere sovracomunale, soddisfa anche i requisiti base previsti dalle norme di fattibilità geologica contenute nello strumento urbanistico comunale vigente. In particolare, l'area investigata è inserita in **Classe di Fattibilità 3, sottoclasse 3c**, definita con consistenti limitazioni (figura 1) per la vulnerabilità idrogeologica. Il sito è inoltre molto prossimo, anche se esterno, alle aree di Classe 2, per cui si ritiene doveroso un riferimento anche alle prescrizioni previste per questa Classe.

L'opera risulta quindi assentibile e realizzabile nel rispetto, oltre che della normativa tecnica e sismica nazionale e regionale prima citata, anche delle Norme Geologiche di Piano Comunali.





**Fig. 1:** stralcio della carta di fattibilità geologica comunale di Crema (CR) (dott. Malerba, marzo 2010). Nel circolo azzurro è racchiusa l'area in esame, appartenente alla classe 3c e allo scenario di amplificazione sismica locale di tipo litologico Z4a (righe azzurre orizzontali)

## 2 INQUADRAMENTO GEOGRAFICO E ANALISI DEL PROGETTO

L'area su cui si sviluppa il Piano di Recupero si trova in comune di Crema (CR), in zona agricola posta a nord del Canale Vacchelli e prossima al confine comunale con il comune di Offanengo, nella porzione più orientale del territorio di Crema, ed è inquadrata nel foglio C6c5 della Carta Tecnica (scala

1:10.000) della Regione Lombardia (allegato 1). L'individuazione catastale del sito in esame è foglio 17 particella 17.

In particolare, l'area investigata, completamente pianeggiante, è inserita in un contesto agricolo (figura 2) e si trova ad una quota di circa 78 m s.l.m. (quote rilevate dalla C.T.R.). L'area di intervento, in alcune cartografie contraddistinta dal toponimo Cascina Canale, è formata dall'edificio residenziale esistente e dalle pertinenze agricole connesse (portico, fienile, depositi, etc...), oggetti di sistemazione con demolizioni e parziali ricostruzioni. Pertanto, le indagini geognostiche sono state svolte in prossimità del sedime dei manufatti esistenti, lungo il perimetro esterno dell'edificio.



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

Il progetto, sottoposto a Piano di Recupero, prevede l'intervento, con parziali demolizioni e ricostruzioni, su parte dell'edificio esistente a creare nuovi locali abitativi, su due piani fuori terra e privi di interrato.

In assenza del progetto strutturale delle nuove opere, la sezione geotecnica del presente elaborato, di seguito esposta, prenderà preventivamente in considerazione fondazioni lineari nastriformi continue, considerate quelle maggiormente diffuse e usualmente poste in essere a sostegno di strutture quali quelle in progetto in contesti ordinari.

### **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 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 fluvioglaciale, 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<sup>WR</sup>). Su questa unità geomorfologica sorge e si è sviluppato l'abitato di Crema, nella parte esterna alla valle del Serio e anche quello di Vergonzana. 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 principale 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 3,5 km dal sito di indagine), a indicare il passaggio all'ampia depressione valliva. Su questa prima unità sorge il sito in esame.
- Valle alluvionale del Serio (allegato 2, sigle a<sup>1</sup> e a<sup>2</sup>), 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 terrazzamento secondario 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.

La litologia prevalente nel sottosuolo di queste aree è data da depositi alluvionali fluviali e fluvioglaciali prevalentemente ghiaiosi e sabbiosi, con lenti limose e argillose specialmente in superficie, contraddistinte da un'elevata discontinuità laterale e verticale ma comunque presenti su ampie superfici. Le stesse sono segnalate nella zona in esame, circostanza che trova conferma nell'antica presenza di una fornace per laterizi poche centinaia di metri a sud-ovest del sito in esame, anticamente alimentata proprio dai depositi argillosi presenti nella regione entro i primi 2 -3 m di spessore del sottosuolo.

Secondo il già citato Studio Geologico Comunale nell'area sono presenti terreni prevalentemente sabbiosi, sabbioso-limosi e limoso-sabbiosi (colore giallo nello stralcio cartografico di figura 3).



**Fig. 3:** stralcio della Carta della Litologia di Superficie allegata allo Studio Geologico del territorio comunale di Crema (ex L.R. 12/2005 – P.G.T. dott. Malerba, 2010). In rosso la zona di intervento

A livello di maggiore dettaglio, a oriente della regione di interesse ai fini del presente elaborato, l'assetto geologico e geomorfologico del territorio compreso tra Crema, Offanengo, Izano, Fiesco e Castelleone può apparire su vasta scala relativamente semplice, in quanto si sviluppa interamente sulla coltre alluvionale padana (Livello Fondamentale) che assume notevoli spessori e assetto giaciturale



piuttosto uniforme: in tale area infatti affiorano principalmente depositi sciolti sabbioso-ghiaiosi di origine fluviale o fluvioglaciale, articolati secondo l'aspetto tipico dei terrazzi fluviali.

Su tale ampio tavolato piuttosto omogeneo e monotono nelle sue peculiarità morfologiche, privo di zone rilevate o depresse degne di nota, marcato da una sostanziale regolarità planoaltimetrica, il primo sottosuolo presenta una composizione prevalentemente sabbiosa e ghiaiosa piuttosto uniforme, sebbene non siano rare lenti a granulometria più fine (limi e limi argilloso-sabbiosi, più frequenti in prossimità della superficie topografica al passaggio con i suoli veri e propri) o di ghiaie anche grossolane. In linea generale la morfologia dell'ambito territoriale in esame è fondamentalmente caratterizzata dall'assenza di rilievi e depressioni di notevole rilevanza, dato che, come detto, la monotonia del citato Livello Fondamentale della Pianura viene interrotta da forme morfologiche secondarie che costituiscono gli unici blandi movimenti del paesaggio.

Dette forme sono rappresentate, seppur con debole risalto, dalle emergenze geomorfologiche della valle di scorrimento del Lisso: l'evidente ed esteso dosso fluviale su cui sorge l'abitato di Izano, che costituisce un aperto elemento spartiacque per un buon tratto di territorio latistante, materializza anche la sponda occidentale di una valletta di palese origine fluviale, che trova nell'opposto dosso di Fiesco - Valseresino - Pradazzo un altrettanto evidente, sebbene modesto, alto morfologico che ne testimonia, verosimilmente, la sponda orientale. Quest'ultima lieve prominente del terreno, di natura sabbiosa, si protende poi verso sud con andamento meridiano in una lunga lingua di "terre alte" che finisce per innestarsi nell'articolato sistema dei terrazzi morfologici di Castelleone (località Vaprio, villa Emilia, Valseresino e Pradazzo). L'area di indagine si colloca invece sul fianco ovest del primo di questi tale dossi, laddove lo stesso si raccorda attraverso una serie di piccole irregolarità morfologiche allungate in senso nord-sud nel sistema terrazzato della valle del Serio.

### **3.2 Elementi idrografici e idrologici**

L'andamento idrografico naturale della zona è caratterizzato essenzialmente dalla presenza del fiume Serio, oltre che da una serie di canali irrigui, sia naturali che artificiali. Il fiume Serio scorre a est dell'area investigata a oltre 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, così come dal Serio Morto che scorre a ovest a poche decine di metri di distanza, oltre che al fenomeno delle risorgive, diffuse in tutta la pianura lombarda a nord e a est 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.

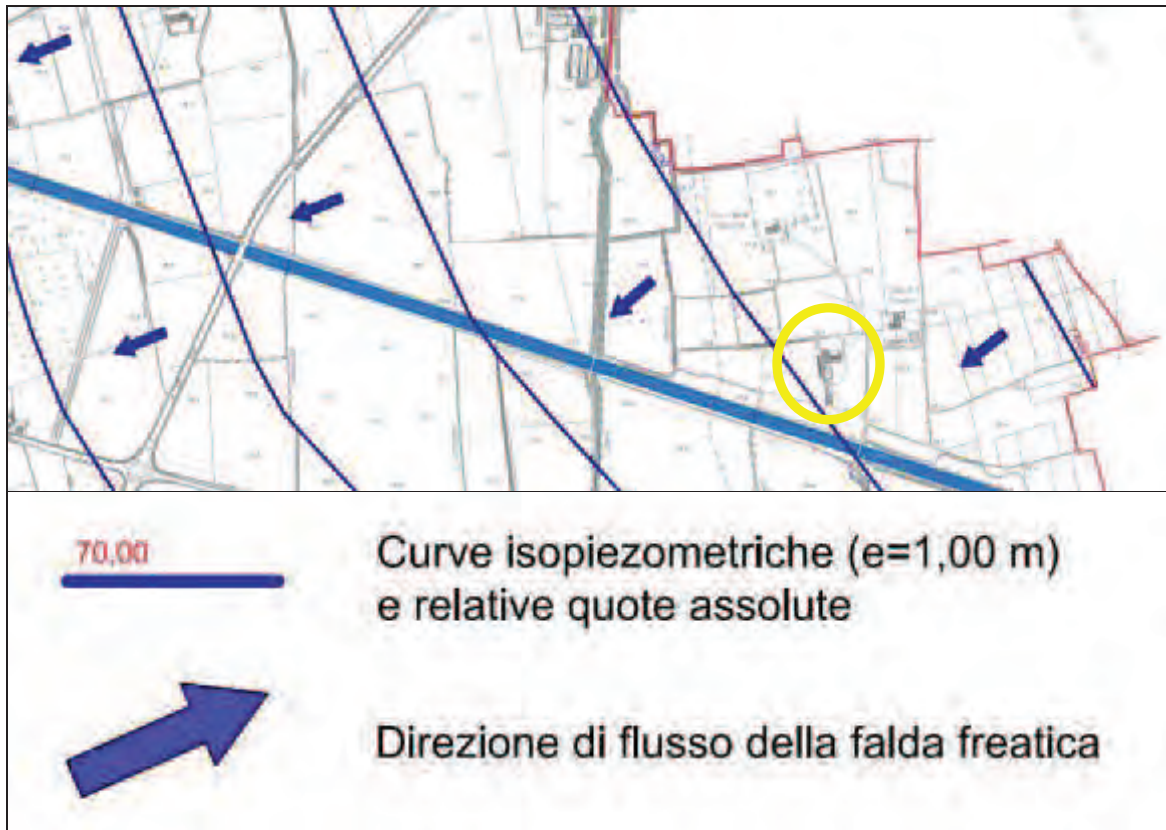
L'intervento si colloca esternamente alle fasce di rispetto idraulico istituite lungo i canali pubblici e le rogge principali consortili, ai sensi dei R.D. 523/1904 e 368/1904, pertanto il progetto è pienamente ammissibile. Sempre per quanto riguarda l'idrografia di superficie, la consultazione della cartografia allegata al recente Piano di Gestione del Rischio Alluvioni (PGRA, in vigore in Lombardia dal 2017) evidenzia come l'area di prossimo intervento sia affrancata dal rischio di coinvolgimento in fenomeni esondativi di corsi idrici superficiali (le aree allagabili sono quelle indicate dalle varie gradazioni di blu/azzurro, verso ovest lungo il Serio).

### **3.3 Caratteristiche idrogeologiche e piezometria**

Dal punto di vista idrogeologico l'area è caratterizzata da una medio-bassa vulnerabilità della falda, legata alla natura dei terreni granulari medio fini (e solo localmente ghiaiosi) nel primo sottosuolo, con estese coltri fini argilloso-limose in superficie, poco permeabili, accoppiate a valori di soggiacenza della falda compresi tra circa 3 e 5 metri da p.c.

Le operazioni di cantiere svolte per la prospezione geognostica condotta, meglio descritte nei capitoli successivi, hanno evidenziato la presenza di acqua di falda nei primi 3-4 m di profondità da p.c., consentendo di escludere interferenze tra le strutture in edificazione (che non prevedono spazi interrati) e le acque sotterranee.

A conferma di ciò si portano i dati piezometrici contenuti nella Tavola 4A della Componente Geologica comunale (dott. Malerba 1997 e 2010), dove la quota media annua della tavola d'acqua è indicata nell'area in esame di via Cappuccini pari a 76-77 m s.l.m., che raffrontati al piano campagna attestato a 78-79 m determinano una soggiacenza dell'ordine dei 2-4 m (figura 4).



**Fig. 4:** stralcio della Carta Idrogeologica allegata allo Studio Geologico del territorio comunale di Crema (ex L.R. 41/1997 e L.R. 12/2005 - P.R.G./P.G.T. dott. Malerba, 1997 - 2010). In giallo 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 08/01/2020 dagli scriventi lungo il perimetro esterno dell'edificio esistente (lungo le facciate sud, est e nord), cercando comunque di dislocare le verticali di prova in punti significativi e strutturalmente rilevanti.

La campagna di indagine geognostica nel suo complesso risulta quindi articolata in complessive 3 prove penetrometriche dinamiche, che possono ritenute sufficienti per la caratterizzazione dell'area considerata, abbinate alla consultazione di altre prospezioni identiche e di una trincea esplorativa di profondità m 2, che ha consentito la diretta visione della composizione del primo sottosuolo, queste ultime realizzate nel vicinissimo sito di Cascina Le Tecchie, sempre in comune di Crema, poche centinaia di metri verso nord-ovest. 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.

Per la caratterizzazione sismostratigrafica del sottosuolo ci si è avvalsi delle evidenze ottenute dall'esecuzione di rilevazioni di sismica attiva eseguite dagli scriventi per un precedente progetto in comune di Offanengo, a soli 800 m di distanza verso nord, nel medesimo contesto geografico e geologico-morfologico (allegato 3a). La validità dei dati acquisiti dalla prospezione geofisica realizzata è dettata dal fatto che le indagini sismiche hanno validità areale molto più estesa rispetto, ad esempio, alle prove penetrometriche con valenza puntiforme.

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

Le 3 prove penetrometriche dinamiche sono state realizzate con un penetrometro superpesante modello "Pagani TG 73-100" con maglio da 73 kg (allegato 3 e immagine di copertina), seguendo la metodologia AGI (*Associazione Geotecnica Italiana*) con rilevazione del numero di colpi per avanzamenti unitari delle aste di 30 cm; le caratteristiche tecniche del penetrometro utilizzato sono riportate in all. 3.

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

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

L'indagine risulta condotta 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 - 9,90 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 Trincea esplorativa (sito Cascina Le Tecchie)

Con lo scopo principale di verificare anche visivamente la natura e lo spessore dell'orizzonte più superficiale, del quale sono note le caratteristiche di resistenza dalle rilevazioni, confrontabili e molto simili, svolte sia alla Cascina Le Tecchie che nel sito in esame, onde meglio localizzare e caratterizzare il piano di posa delle fondazioni, è stata aperta una trincea esplorativa con escavatore a benna rovescia messo a disposizione dalla Committenza. Lo scavo ha raggiunto 2,00 m di profondità, consentendo la descrizione stratigrafica del primo sottosuolo, da porre in diretta correlazione con i risultati delle prove penetrometriche svolte nelle immediate vicinanze (allegato 4) e di quelle più recenti nel sito ora in esame.

Lo spaccato verticale (figura 5) consente di apprezzare uno strato di spessore 50-80 cm di terreno limoso-argilloso e sabbioso marrone, sciolto e ricco di sostanza organica, del coltivo organico formante il cosiddetto arativo, e il passaggio graduale alla sottostante coltre di argille limose e debolmente sabbiose, plastiche, di colore marrone-rossiccio, mediamente consistenti, formanti lo strato o orizzonte superficiale che anticamente ha alimentato e favorito l'insediamento e lo sviluppo delle fornaci per laterizi presenti nella zona. Segue un secondo passaggio abbastanza netto alle sottostanti ghiaie medio grossolane a clasti arrotondati, sabbiose e limose da 150-180 cm da p.c. in poi.



**Fig. 5:** trincea esplorativa (scavo) nel sito di Le Tecchie, comune di Crema (profondità massima m 2)



### 4.3 Indagine geofisica

Nell'area in esame non sono state eseguite misure di sismica o stendimenti geofisici ad hoc per il progetto in esame, potendo facilmente ricorrere a risultati di indagini geofisiche svolte in territorio di Offanengo, in un sito posto a brevissima distanza e di identico assetto geologico.

Per la caratterizzazione sismostratigrafica dei terreni di un sito posto al margine sud-ovest del paese di Offanengo e a nord del sito ora in analisi, era stato eseguito, in data 12/10/2015, n° 1 stendimento di sismica multicanale con acquisizione delle onde superficiali, comprese quelle a bassa frequenza, ed elaborazione dei dati secondo la procedura tipo MASW. L'ubicazione della prova risulta a 800 m di distanza: la sua affidabilità è suffragata dal fatto che le indagini geofisiche non hanno validità puntuale come le prove penetrometriche, ma possono essere estese a regioni più ampie di identico assetto geologico, come nelle situazioni in esame. Inoltre, il sito in esame si sarebbe prestato solo parzialmente all'esecuzione di indagini di tipo geofisico per la particolare logistica degli spazi non favorevole.

Mediante tale metodologia è possibile eseguire la valutazione delle velocità di propagazione delle onde sismiche di taglio di tipo S nei primi 30 m di sottosuolo ( $V_{s30}$ ;  $V_{seq}$  nel caso di applicazione delle NTC2018: i due parametri risultano equivalenti in quanto il substrato o bedrock sismico si colloca a oltre 30 m di distanza) nel sito al fine di classificare il terreno di fondazione secondo le tabelle allegate al D.M. 14/01/08 e al D.M. 17/01/2018.

#### 4.3.1 Cenni sulla metodologia MASW

**MASW** è l'acronimo di *Multi-channel Analysis of Surface Waves (Analisi Multi-canale delle Onde di Superficie)*

Con una prospezione MASW si analizza il fenomeno della dispersione che le onde di superficie subiscono in un mezzo stratificato. La velocità di propagazione per una certa lunghezza d'onda ( $\lambda$ ), quindi frequenza, è, infatti, influenzata dalle proprietà che il sottosuolo attraversato possiede ed è detta *velocità di fase*.

Le MASW attive sono realizzate di solito tramite analisi delle onde di Rayleigh e cioè delle componenti principali delle onde di superficie che si producono dall'iterazione delle onde di corpo (P e S) con una superficie di discontinuità fisica. Queste vengono registrate tramite i comuni geofoni a componente verticale a bassa frequenza e generate da una comunissima sorgente ad impatto verticale, la classica martellata.

In sintesi, poiché la dispersione delle onde di superficie dipende dalle caratteristiche del sottosuolo e dalle sue variazioni verticali, dalla determinazione delle curve di dispersione del segnale è possibile ricavare le caratteristiche fondamentali del mezzo quali ad esempio la velocità delle onde di taglio  $V_s$  e lo



spessore degli strati. La velocità delle onde di Rayleigh ( $V_R$ ) infatti è correlabile alla  $V_s$ , essendo pari a circa il 90% della velocità delle onde di taglio.

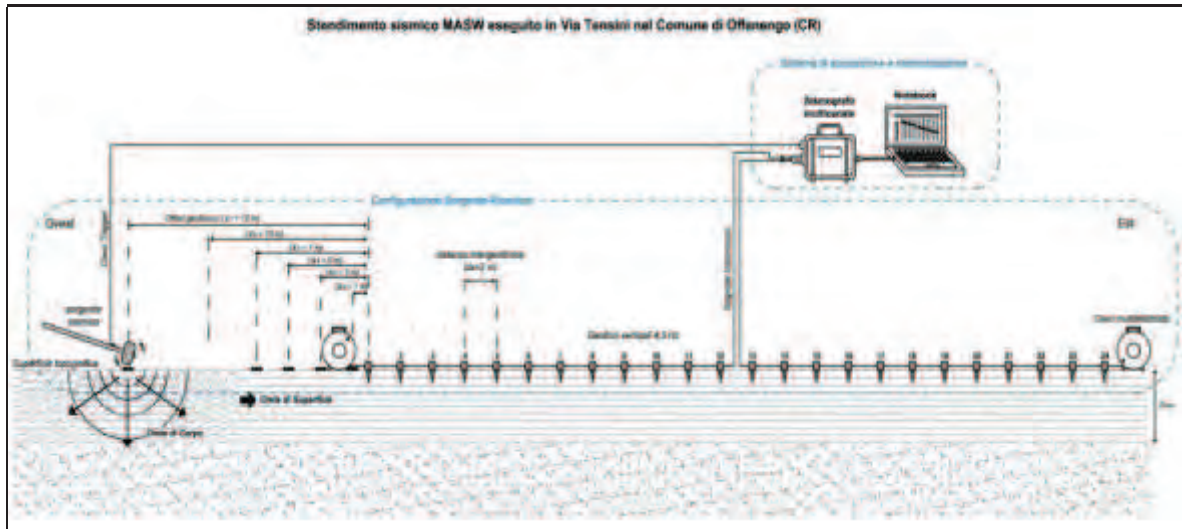
L'analisi del fenomeno della dispersione, che avviene attraverso la *curva di dispersione*, permette quindi di determinare le caratteristiche del sottosuolo. La curva di dispersione del *dataset* è ottenuta mediante il passaggio dal dominio *spazio-tempo* (sismogramma) al dominio *velocità di fase/frequenza* (spettro di velocità) effettuato mediante specifica operazione con software dedicato.

Tenuto conto di quanto richiesto per l'applicazione della normativa relativa alla progettazione geotecnica, si ritiene che la metodologia di analisi MASW, risulti idonea alla definizione dei dati richiesti. Tale scelta risulta avvalorata dalle seguenti considerazioni:

1. La percentuale di energia convertita in onde Rayleigh è di gran lunga predominante (67%) rispetto a quella coinvolta nella generazione e propagazione delle onde P (7%) ed S (26%).
2. L'ampiezza delle *Surface Waves* dipende da  $\sqrt{r}$  e non da  $r$  come per le *Body Waves*.
3. La propagazione e dispersione delle onde di Rayleigh è analizzabile anche in caso di inversioni di velocità, quindi, rispetto alla sismica a rifrazione il metodo MASW presenta i vantaggi di superare i problemi legati alla presenza di strati soffici compresi tra strati più rigidi e alla presenza della falda superficiale, che nasconde gli strati di terreno con velocità delle onde P inferiore alla velocità delle onde nell'acqua.
4. La propagazione delle onde di Rayleigh, anche se influenzata dalla  $V_p$  e dalla densità, è funzione innanzitutto della  $V_s$ , parametro di fondamentale importanza nella caratterizzazione geotecnica di un sito (categoria di suolo in base al Testo Unico).

#### **4.3.2 Acquisizione dati**

L'acquisizione dei dati è avvenuta mediante registrazione della propagazione delle onde di Rayleigh generate da una sorgente ad impatto (martellata), tramite uno stendimento sismico di 24 geofoni a componente verticale ed un sismografo multicanale (figura 6).



**Fig. 6:** Schema di acquisizione adottato presso il sito in esame

L'ubicazione e la lunghezza dello stendimento sono state scelte in funzione della logistica dei luoghi e dei fabbricati di progetto. L'allineamento sismico ha previsto una distanza tra i geofoni pari a 2,0 m ed una serie di scoppi esterni all'ultimo geofono con offset variabili (1-3-5-7-10-15 m) e diversa intensità di energizzazione, per una lunghezza complessiva dello stendimento di 61 m.

La strumentazione utilizzata si compone nello specifico di:

- una sorgente meccanica in grado di generare onde elastiche direzionali e ricche di energia realizzata mediante la battuta verticale di una mazza battente di 6 kg su piastra;
- un sistema di ricezione costituito da uno stendimento di 24 geofoni (*Geospace GS11D*) a frequenza di 4,5 Hz e tripodi in alluminio collegati mediante un cavo multielettrodo;
- un sistema di acquisizione e memorizzazione costituito da un sismografo modulare in grado di registrare in modo digitale le forme d'onda generate (*Geode Geometrics Mod. 3-1000*); il sismografo A/D è in grado di campionare segnali tra 0.025 ms e 16 ms. Il sistema di acquisizione è completato da dispositivo di *trigger*, computer per l'analisi e la memorizzazione del segnale e appositi cavi di collegamento.

#### **4.3.3 Analisi ed elaborazione dei segnali acquisiti**

##### **Fase 1 - Determinazione dello spettro di velocità ed individuazione della curva di dispersione**

La stima dell'andamento in profondità delle velocità  $V_s$ , mediante acquisizione sismica multicanale è ottenuta tramite l'**analisi del segnale nel dominio *frequenza/velocità***.

Dopo aver scelto quindi il sismogramma più idoneo, quello solitamente con il miglior rapporto *segnale/rumore* si esegue una trasformata dal dominio *spazio/tempo* al dominio *frequenza/velocità*. Nella





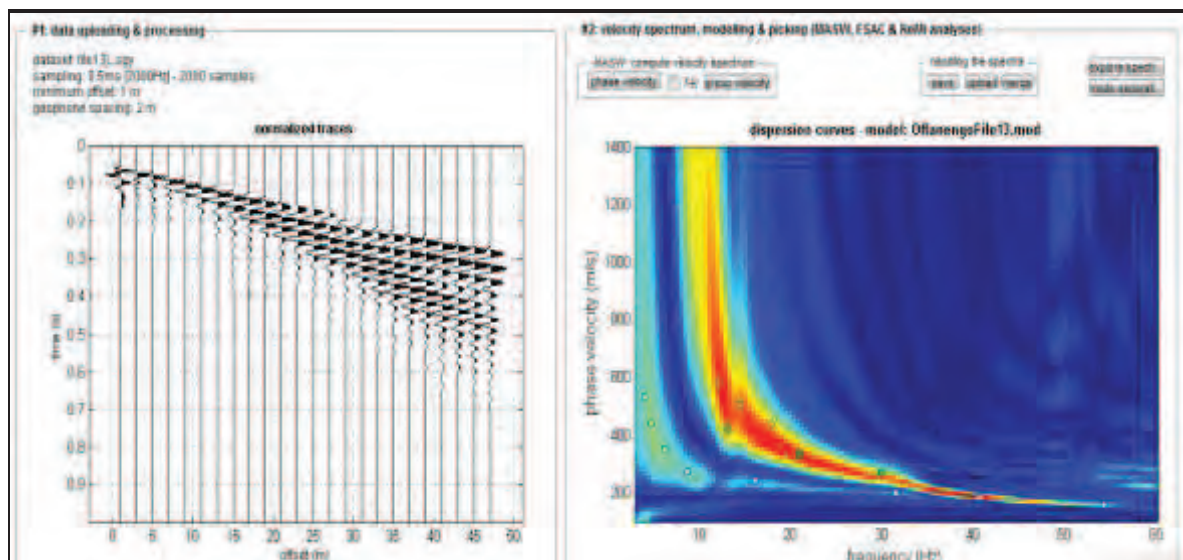
trasformazione viene indicato come unico vincolo le massime e minime velocità e frequenze (in altri termini i limiti dello spettro di velocità).

Viene utilizzato lo spettro di velocità in quanto è il dominio dove è chiaramente più immediato e naturale comprendere le proprietà dispersive del segnale registrato, determinando con precisione la velocità di ciascuna componente del segnale stesso.

Particolare attenzione nell'interpretazione della curva di dispersione è posta in considerazione del fatto che gli spostamenti indotti dalle onde di superficie sono correlabili a diversi *modi* (frequenze diverse), che possono sovrapporsi all'interno dello spettro di velocità.

Se avviene tale sovrapposizione, può generarsi una curva di dispersione apparente, che può risultare fuorviante in fase di interpretazione. Al fine di individuare i *modi* correlabili alla reale successione stratigrafica è stato scelto di eseguire ed analizzare più scoppi sismici ad *Offset* variabili. Tutte le curve di dispersione vengono quindi visionate prima di procedere al processing del *dataset* prescelto (*file13.dat*). I modi superiori, come in questo caso, se correttamente riconosciuti, concorrono ad elaborare un modello maggiormente vincolato e non costituiscono un "disturbo".

L'interpretazione dello spettro di velocità avviene mediante ***l'individuazione della curva di dispersione*** eseguendo un picking lungo gli allineamenti di massima energia del segnale.

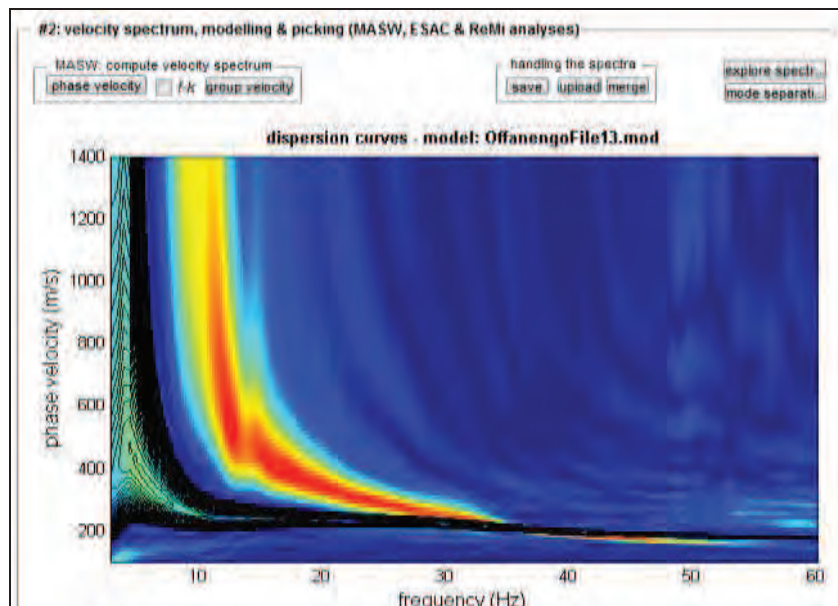


Nel caso in esame, sono stati individuati, mediante modellazione diretta, il modo fondamentale, il primo e il secondo modo superiore, utilizzati per la successiva inversione della curva di dispersione.

Il *modelling* diretto è stato quindi in ogni caso utilizzato, mediante il programma di elaborazione, per una verifica finale e di partenza del modello di velocità ottenuto mediante inversione con algoritmi.



La modellazione diretta è stata eseguita attraverso approccio *FVS* (*Full Velocity Spectrum*) mediante il quale viene considerato l'intero spettro di velocità e non le curve di dispersione scelte dall'operatore. Il metodo si basa su generazione di sismogrammi sintetici e rappresenta un elemento di verifica del *picking* effettuato, in questo caso sul modo fondamentale, in funzione del modello di  $V_s$  atteso. In questo caso è stato verificato il modo fondamentale, poco energetico rispetto ai modi superiori e per questo di più difficile interpretazione.



**Modellazione diretta dello spettro di velocità mediante approccio *FVS* (verifica del *picking* eseguito sul modo fondamentale)**

## **Fase 2 - Determinazione dell'andamento della velocità delle onde di taglio ( $V_s$ ) lungo la verticale mediante Inversione e/o *modelling* diretto della curva di dispersione**

La **ricostruzione della distribuzione verticale delle  $V_s$**  rappresenta quindi il passo successivo. Dalla curva di dispersione delle onde di Rayleigh si vuole ricostruire il modello che è responsabile di quella curva effettuando quindi un'inversione, vale a dire che si ricava il modello di sottosuolo che ha determinato il dato in campagna (*dataset*).

La curva di dispersione dipende, oltre che dalla velocità delle onde di taglio ( $V_s$ ), anche dallo spessore degli strati, e in minima parte dalla velocità delle onde di compressione ( $V_p$ ) e dalla densità del terreno.

Ciò implica che la determinazione delle  $V_s$  a partire dalla curva di dispersione e quindi dalla Velocità di fase  $V(f)$ , costituisce un problema non lineare. Per la sua risoluzione, mediante software *WinMASW* (*Eliosoft*) versione *Academy 7.0*, si procede all'utilizzo di algoritmi basati su un approccio non lineare, che vanno a valutare il "*misfit*" e quindi a minimizzare i valori di differenza tra curva piccata e la curva del modello considerato. Gli algoritmi utilizzati offrono una ricerca molto ampia delle possibili



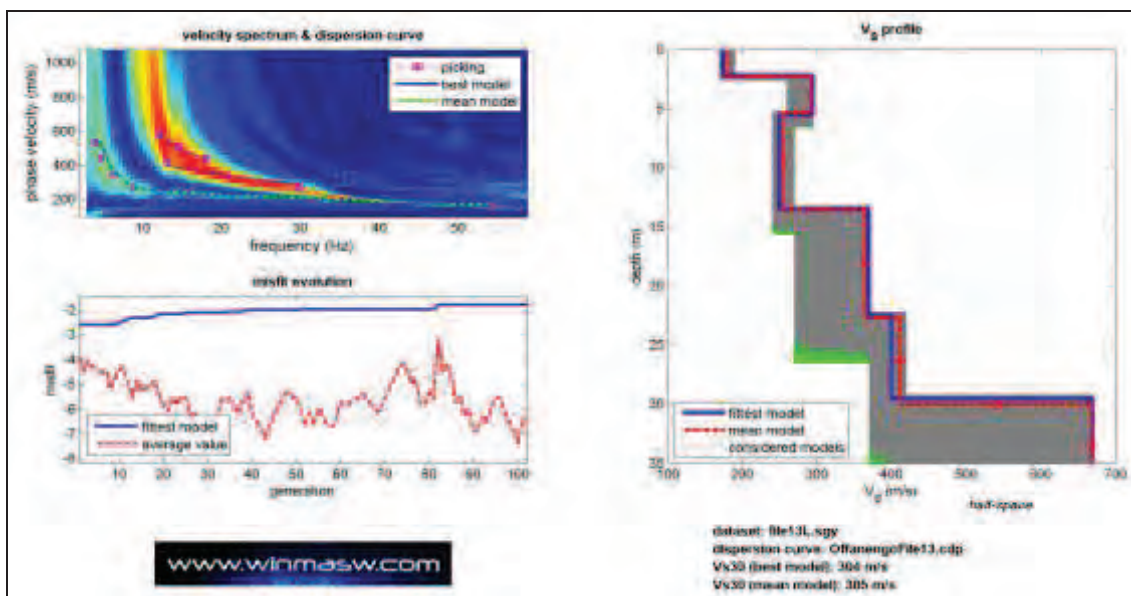
soluzioni. A differenza dei metodi lineari non è necessario fornire alcun modello di partenza. È invece necessario definire uno "spazio di ricerca" (*search space*) all'interno del quale vengono valutate diverse possibili soluzioni.

Si riassumono di seguito alcuni dati relativi ai parametri di acquisizione e di elaborazione utilizzati:

Dati relativi allo shot 3 – dataset: file13L.sgy
offset minimo del dataset utilizzato: 1 m
distanza intergeofonica: 2.0 m
Frequenza di campionamento: 0.50 ms
Tempo di acquisizione: 1 s
Curva di dispersione: OffanengoFile13.cdp
Numero di soluzioni utilizzate per il calcolo del modello medio: 130

Per l'elaborazione dei modelli di velocità è stato impostato l'utilizzo di 6 strati, compatibile con l'assetto stratigrafico del sito d'interesse e con le finalità del presente studio.

I risultati del *picking*, del relativo processo di inversione e del profilo verticale di Vs ricavato, sono riassunti nella seguente figura:





#### 4.3.4 Profilo sismostratigrafico

Nella seguente tabella sono stati riportati i valori delle velocità medie e gli spessori di ciascun sismostrato, ottenuti mediante analisi con metodologia MASW, in modo da definire un modello geofisico medio schematico.

Si riportano anche, in maniera indicativa, la stima dei valori di Vp, densità e moduli elastici eseguita dal software di elaborazione. Poiché la dispersione delle onde di Rayleigh dipende essenzialmente dalla Vs e degli spessori degli strati (cioè dalla geometria), tali valori di densità e Vp (e i conseguenti moduli elastici) devono essere considerati solamente come stime largamente approssimative. Tuttavia, non dipende dalla Vp, ma solamente dalla Vs e densità, il valore del modulo di taglio che rappresenta una miglior stima.

<b>MODELLO GEOFISICO – Offanengo (CR) / Crema (CR)</b>								
<b>Sismostrato</b>	<b>Vs (m/s)</b>	<b>Spessore (m)</b>	<b>Profondità da p.c. (m)</b>	<b>Stima della Vp (m/s)</b>	<b>Vp/Vs</b>	<b>Stima densità (g/cm<sup>3</sup>)</b>	<b>Modulo di Poisson</b>	<b>Modulo di Taglio (MPa)</b>
<b>1</b>	178	2.3	- 2.3	331	1.86	1.79	0.30	57
<b>2</b>	292	3.1	- 5.4	671	2.30	1.96	0.38	167
<b>3</b>	254	8.2	- 13.6	774	3.05	1.99	0.44	129
<b>4</b>	365	9.1	- 22.7	766	2.10	1.99	0.35	265
<b>5</b>	411	7.4	- 30.1	1105	2.69	2.08	0.42	351
<b>6</b>	669	4.9	- 35.0	1521	2.27	2.16	0.38	965

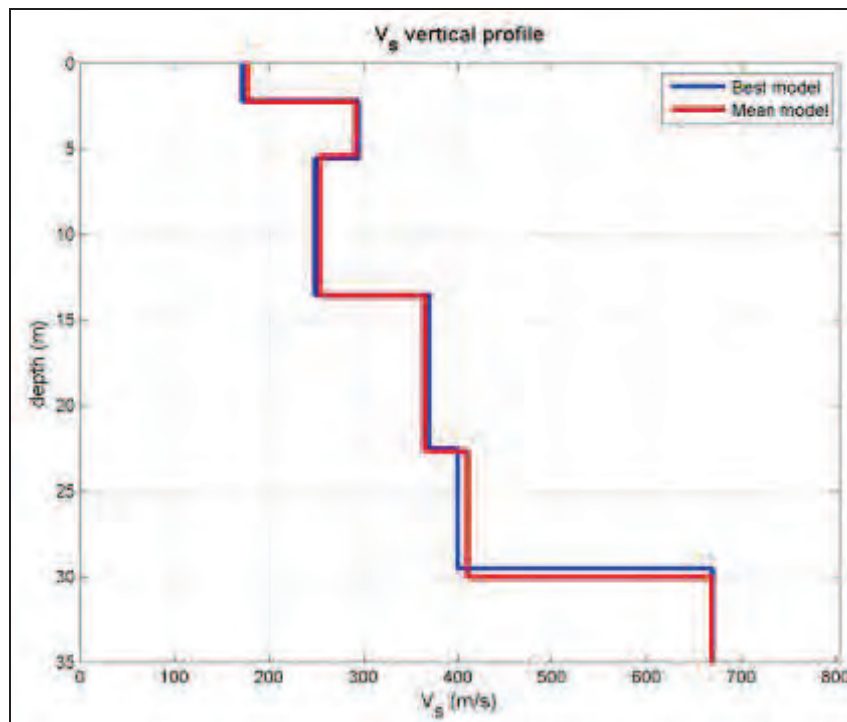
Si sottolinea che i parametri sopra riportati sono riferiti a moduli dinamici e quindi a condizioni di bassa deformazione. I valori ottenuti sono stati infatti stimati in base alle deformazioni indotte nel terreno dalla propagazione delle onde sismiche. L'entità ridotta di tali deformazioni comporta alti valori dei moduli dinamici calcolati. Per deformazioni significativamente superiori, come di norma nei calcoli geotecnici, i valori stimati dovranno quindi essere idoneamente corretti tenendo conto della funzione matematica che ne regola la diminuzione in funzione dello sforzo applicato. Il Progettista dovrà quindi utilizzarli solo nei modi e nei casi appropriati.

	<b>Vs5</b>	<b>Vs20</b>	<b>Vs30</b>	<b>Categoria di sottosuolo: C</b>
<b>Modello medio</b>	226 m/s	273 m/s	<b>305 m/s</b>	Stimata sulla base del valore di Vs30 calcolato mediante l'espressione 3.2.1 del D.M. 17/01/2018 $v_{s30} = \frac{30}{\sum_{i=1, N} \frac{h_i}{v_{s,i}}} \text{ (m/s)}$



Si riporta la stratigrafia schematica del modello medio fino a 30 m dal p.c. utilizzata per il calcolo del parametro Vs30.

#### Sezione sismostratigrafica schematica



Dal profilo sismostratigrafico ottenuto presso l'area oggetto di studio in Offanengo, si rileva, fino a -2,3 m dal p.c., un primo spessore di terreno caratterizzato da bassa velocità di propagazione delle onde s pari a circa 180 m/s, assimilabile alla coltre di terreni alterati o soffici indicati nel modello geologico e rinvenuti anche nel sito in esame in territorio di Crema, su analogo e paragonabile spessore.

Oltre si rilevano velocità di propagazione delle *onde sismiche di taglio*, proprie delle sequenze deposizionali alluvionali/fluvioglaciali. Fino a -30,0 m di profondità dal p.c., infatti, sono state riscontrate velocità delle onde S rapportabili a terreni sabbioso-ghiaioso-limosi da mediamente addensati ad addensati, comprese tra 250 e 410 m/s. La sequenza è caratterizzata probabilmente da un sismostrato iniziale maggiormente addensato ( $V_s=300$  m/s), fino alla profondità di 5,5 m dal p.c., riconoscibile anche dai profili delle prove penetrometriche.

A partire da -30,0 m e fino a circa -35 m dal p.c. (profondità massima di indagine) si rinvengono depositi fluvioglaciali molto addensati, con valori di Vs pari 670 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

La prospezione ha evidenziato la presenza di un assetto stratigrafico abbastanza omogeneo e di relativamente semplice correlazione laterale tra una prova e l'altra, oltre che ben identificabile con il modello geologico precedentemente descritto. In estrema sintesi, anche dalla sola osservazione visiva dei profili penetrometrici in allegato 4, si evince come, al di sotto di una consistente coltre di terreni in parte di coltivo ricchi in sostanza organica (sottile pellicola di 50-80 cm) o rimaneggiati o di riporto, compare un primo orizzonte naturale sedimentario, corrispondente alla coltre fine coesiva descritta dal modello geologico, esteso in profondità fino a mediamente - 2,90 m (ma con massimi fino a - 3,60 m), formato da argille limose e debolmente sabbiose, plastiche, mediamente consistenti.

A seguire e fino a profondità indefinita (per gli scopi prefissi dal presente elaborato almeno fino a 15 m di profondità) compare la tipica sequenza alluvionale del sottosuolo cremasco, fortemente dominata da sabbie e ghiaie, con significative anche se sottili intercalazioni o lenti di sabbia limosa e tratti con ghiaie grossolane. L'insieme presenta un grado di addensamento medio o medio alto con caratteristiche geotecniche discrete, fino a buone.

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

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

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

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

**N.B:** il livello di falda è localizzato a - 3,60 m di profondità da p.c. (si sottolinea che il livello indicato è passibile di oscillazioni anche di notevole entità data la presenza del Canale Vacchelli e delle rogge irrigue a breve distanza, non quantificabili con precisione, non essendosi reso possibile il monitoraggio temporale prolungato della falda per incompatibilità con i tempi indicati dalla Committenza per la realizzazione delle indagini geognostiche in sito preliminari al progetto)



**Tab. 1:** caratterizzazione fisica della successione stratigrafica presente nell'area investigata (esclusa la coltre di coltivo superficiale o di riporto/sottofondo)

Livello	da m	a m	Ricostruzione litologica	N <sub>30</sub>	φ (°)	E <sub>y</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	Cu (kN/m <sup>2</sup> )	Ed (kN/m <sup>2</sup> )	γ <sub>n</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	γ <sub>s</sub> (kN/m <sup>3</sup> )
1	0,50 0,70	2,40 ÷ 3,60	Argille e argille limose e debolmente sabbiose, plastiche, mediamente consistenti, di colore marrone-rossiccio	4	--	3390	38	3640	16,31	18,27
2	2,40 ÷ 3,60	5,10 ÷ 6,60	Ghiaia e sabbia a tratti con ciottoli sparsi, in subordinata matrice limosa a volte assente, con discontinue e sottili intercalazioni di livelli più francamente sabbiosi o sabbioso-limosi. Caratteristiche geotecniche buone	16	32,5	15346	--	5973	18,73	19,19

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

All'interno del vigente Piano di Governo del Territorio di Crema è contenuto l'apposito adempimento tecnico che indica la pericolosità sismica locale: nell'area in esame è stato riconosciuto sussistere lo scenario di **pericolosità sismica locale Z4a** (vedi Piano di Governo del Territorio – Studio Geologico del Territorio Comunale). Il progetto in esame deve quindi essere preceduto dall'approfondimento sismico di II° livello, da eseguirsi ai sensi della L.R. 11 marzo 2005, n. 12 e delle successive norme tecniche di attuazione, in particolare di quanto previsto dalla D.G.R. 30 novembre 2011, n. IX/2616, art. 1.4 e allegato 5. Tale approfondimento è presente nello strumento urbanistico comunale vigente, all'epoca però correttamente redatto sulla base della Zona Sismica 4 e non è basato su rilevazioni strumentali. Tale Studio di approfondimento sismico (redatto dagli scriventi sulla scorta di indagini geofisiche dirette svolte in un sito limitrofo e di identico assetto geologico e stratigrafico, ed esteso all'area in esame mediante comparazione con i risultati di prove penetrometriche dinamiche e stratigrafie di pozzi) si prefigge lo scopo di valutare se i fattori di amplificazione sismica locale attesi siano maggiori o minori di quelli previsti dalla normativa sismica nazionale, ovvero individuare le aree nelle quali la normativa nazionale risulta insufficiente a salvaguardare dagli effetti di amplificazione sismica locale.



L'indagine geognostica e geofisica utilizzata deve consentire in primis l'attribuzione della categoria di sottosuolo ai sensi del D.M. 17/01/2018 – Aggiornamento delle Norme Tecniche sulle Costruzioni: quanto svolto ed esposto nelle pagine che precedono ha portato a definire quale categoria di suolo di fondazione la C.

Come già esposto l'area di intervento ricade all'interno di un ambito dove viene riconosciuto lo scenario di Pericolosità Sismica Locale (PSL) Z4a, dove oggi la DGR 2616/2011 prevede la realizzazione di un Secondo Livello di approfondimento per i comuni classificati in Zona Sismica 3.

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 oppure si utilizza la categoria di sottosuolo inferiore.

Nel caso in esame l' $F_a$  locale per edifici bassi e rigidi (periodo tra 0.1 e 0.5 sec) è risultato pari a 1, quindi più basso di quello soglia comunale calcolato in 1,8 per i terreni di categoria C.

**La categoria di suolo di fondazione secondo le tabelle allegate all'O.P.C.M. 3274/03 e al D.M. 14/09/05 e successive revisioni (D.M. 14/01/08), deve quindi essere "C",** come ricavabile per quanto concerne le caratteristiche dalla tabella 3.2.II ricavata dalle NTC2018 (a identica determinazione si perviene per edifici con periodo di oscillazione  $> 1.5$  s).



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 totalmente pianeggiante o comunque con inclinazione inferiore a 15°.

**Nei calcoli geotecnici si potrà pertanto far riferimento alla Categoria Topografica T1**

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  $Se(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR nel periodo di riferimento  $V_R$ .

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

$$VR = VN \times CU$$

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

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

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

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

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



**Tab. 2.4.1 – 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 6 e nel prospetto grafico che segue. In particolare, la definizione dei parametri sismici medesimi, funzione della classe d'uso e della vita nominale dell'opera in progetto, risulta differente a seconda dei diversi stati limite a cui è riferita.

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

Pertanto, nel caso in esame, per le verifiche all'SLV si dovrà utilizzare un'accelerazione massima di 1.421 m/s<sup>2</sup>, a cui corrispondono valori di Kh e Kv rispettivamente pari a 0.029 e 0.014, mentre per le verifiche all'SLD si dovrà utilizzare un'accelerazione massima di 0.567 m/s<sup>2</sup>, a cui corrispondono valori di Kh e Kv rispettivamente pari a 0.012 e 0.006.







Viene inoltre svolta la verifica a liquefazione del suolo di fondazione, che viene di seguito esposta in apposito capitolo.

## **6.1 Analisi della suscettibilità alla liquefazione del terreno**

La liquefazione è un fenomeno di riduzione della resistenza al taglio causata dall'incremento della pressione neutra in un terreno saturo non coesivo durante uno scuotimento sismico. La verifica alla liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

1. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori a 0.1 g;
2. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m da p.c., per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
3. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica dinamica normalizzata maggiore di 30 colpi oppure resistenza penetrometrica statica normalizzata maggiore di 180;
4. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura 7.11.1 (a) delle NTC 2018 nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c < 3.5$ , ed in figura 7.11.1 (b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c > 3.5$ .

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

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

L'applicazione del metodo descritto ha consentito di definire un valore di fattore di sicurezza nei confronti della suscettibilità a liquefazione per ciascuno strato riassunti nella tabella 1bis che segue:



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

Liv.	da m	a m	Litologia	fattore di sicurezza	Condizione
1	0,50 0,70	2,40 ÷ 3,60	Argille e argille limose e debolmente sabbiose, plastiche, mediamente consistenti, di colore marrone-rossiccio	--	Terreno coesivo e fuori falda NON liquefacibile
2	2,40 ÷ 3,60	5,10 ÷ 6,60	Ghiaia e sabbia a tratti con ciottoli sparsi, in subordinata matrice limosa a volte assente, con discontinue e sottili intercalazioni di livelli più francamente sabbiosi o sabbioso-limosi. Caratteristiche geotecniche buone	1,88	Terreno NON liquefacibile

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

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

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

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

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

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



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

$$Q_{ult} = c' * N_c * D_c * S_c * I_c * G_c * B_c + \gamma' * N_q * D_q * S_q * I_q * G_q * B_q + 0.5 * \gamma' * B * N_{\gamma} * D_{\gamma} * S_{\gamma} * I_{\gamma} * G_{\gamma} * B_{\gamma} \quad (1)$$

dove:

$Q_{ult}$  = Pressione ultima a rottura

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Il progetto, sottoposto a Piano di Recupero, prevede l'intervento, con parziali demolizioni e ricostruzioni, su parte dell'edificio esistente a creare nuovi locali abitativi, su due piani fuori terra e privi di interrato. In assenza del progetto strutturale delle nuove opere, la sezione geotecnica del presente elaborato, di seguito esposta, prenderà preventivamente in considerazione fondazioni lineari nastriformi continue, considerate quelle maggiormente diffuse e usualmente poste in essere a sostegno di strutture quali quelle in progetto in contesti ordinari.

In ragione della particolare stratigrafia del sito, che vede la comparsa dei terreni dalle buone caratteristiche geotecniche solo oltre 2,40-3,50 m dal p.c. (circostanza che comporterebbe l'apertura di scavi fondazionali di notevole impatto) le verifiche geotecniche che seguono vengono condotte per un piano di posa posto a - 80 cm dal p.c. (con appoggio cioè sulla coltre fine argillosa, previa asportazione del coltivo sommitale o del riporto/sottofondo sotto l'edificio esistente) ritenendo che scavi fondazionali più profondi non siano percorribili.

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



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

tipo di fondazione e dimensioni (profondità di posa)	$Q_{amm}$ (kN/m <sup>2</sup> )	Stima dei cedimenti (mm) conseguenti all'applicazione di $Q_{amm}$ *
Lineare nastriforme continua, larghezza 0,70 m (- 0,80 m da p.c.)	91	24
Lineare nastriforme continua, larghezza 1,00 m (- 0,80 m da p.c.)	91	33
Lineare nastriforme continua, larghezza 1,30 m (- 0,80 m da p.c.)	91	42

\* cedimento calcolato sulla  $Q_{amm}$

Deve essere evidenziato che nel caso di appoggio su terreni coesivi a - 0.80 m da p.c., il valore di capacità portante è indipendente dalla larghezza della fondazione e pertanto rimane costante per tutte le tipologie considerate. Diversamente, a parità di carico per unità di superficie, cambia la stima del cedimento al cambiare del peso totale agente (stesso carico unitario su superficie maggiore).

Si segnala inoltre che la posa di carichi o azioni verticali su terreni coesivi fini in condizioni non drenate innesca un comportamento di tipo plastico e l'effetto dell'azione si manifesta molto tempo dopo l'applicazione del carico stesso, con la componente dei cedimenti di tipo secondario o edometrico che si può manifestare anche in un periodo di 10-15 anni, dovuta alla lenta compressione per espulsione dell'acqua interstiziale.

In ogni caso dovrà sempre essere posta elevata attenzione al possibile sviluppo di cedimenti differenziali, circostanza di particolare rilevanza vista la presenza di terreni disuniformi e dalle mediocri/discrete caratteristiche di resistenza nei primi 3 metri di sottosuolo, e pertanto si raccomanda di dotare il telaio fondazionale di opportuni elementi trasversali di raccordo, **a formare un insieme molto rigido e di elevata resistenza alla torsione e flessione**, specialmente in condizioni dinamiche (presenza di sisma). La presenza dell'edificio esistente può aver favorito un certo grado di sovraconsolidamento del terreno di appoggio, non quantificabile numericamente per l'impossibilità ad eseguire rilevazioni in corrispondenza dell'immobile, ma che può portare a una minimizzazione del fenomeno.

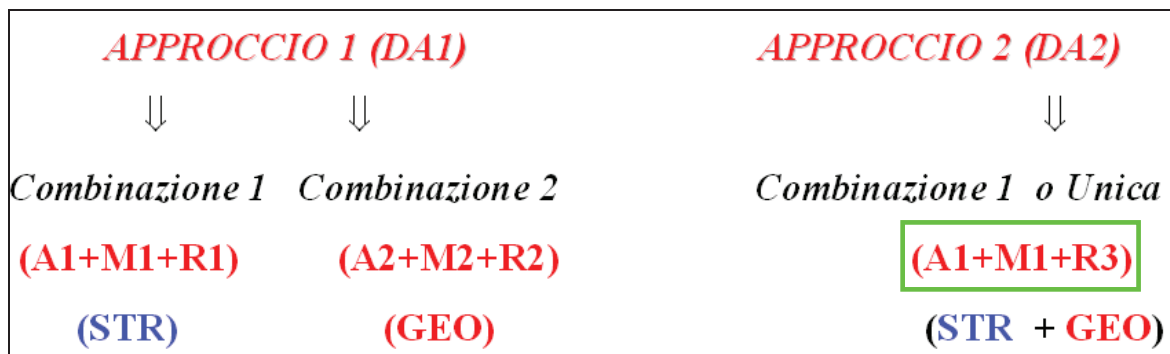
Carichi inferiori alle  $Q$  indicate innescheranno logicamente cedimenti proporzionalmente inferiori.



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

N.B.: UNICO METODO UTILIZZABILE

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



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

A = Azioni  $\gamma_F$

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

R = resistenza globale del sistema  $\gamma_R$

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

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





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

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

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

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

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

	Effetto	Coefficiente Parziale $\gamma_i$ to $\gamma_{i1}$	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	$\gamma_{Q1}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Per i carichi permanenti  $G_2$  si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti  $\gamma_{G2}$ .



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

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

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

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

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

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

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

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

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

E' opportuno ricordare che nel caso di appoggio su terreni coesivi a - 0.80 m da p.c., il valore di capacità portante è indipendente dalla larghezza della fondazione e pertanto rimane costante per tutte le tipologie considerate di fondazioni lineari continue di qualsiasi larghezza.



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

tipo di fondazione e dimensioni (profondità di posa)	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (GEO) kN/m <sup>2</sup>	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (STR) kN/m <sup>2</sup>
Lineare nastriforme continua DI QUALSIASI LARGHEZZA (- 0,80 m da p.c.)	273	273

I risultati riportati nella tabella 3 sono riferiti esclusivamente al valore di Rd (o capacità portante). 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:  **$Rd/\gamma_r \geq Ed \Rightarrow$  verifica soddisfatta**

Nella tabella che segue sono riportati i suddetti valori di Ed (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 Ed già comprensivo dei coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni di cui alla tabella 6.2.I, colonne A1 e/o A2.

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

tipo di fondazione e dimensioni (profondità di posa)	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (GEO) kN/m <sup>2</sup>	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (STR)* kN/m <sup>2</sup>
Lineare nastriforme continua DI QUALSIASI LARGHEZZA (- 0,80 m da p.c.)	118	273

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

## 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 7), consentendo una stima dei cedimenti totali previsti ottenuta per sommatoria dei cedimenti valutati per porzioni omogenee di terreno di spessore sufficientemente piccolo.

Per il calcolo dei cedimenti viene applicata la seguente equazione:

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

dove:

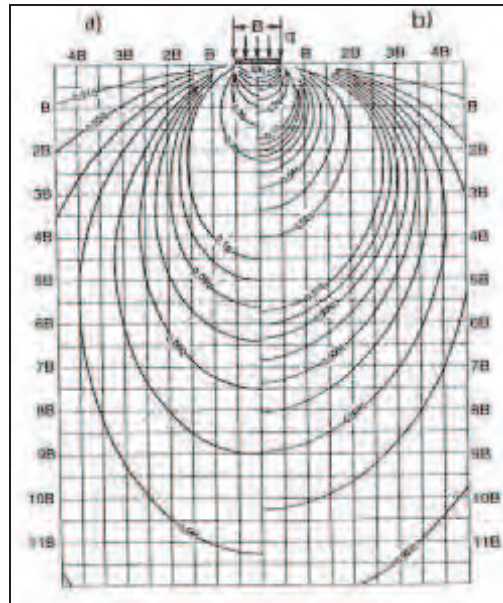
- n: numero degli strati di terreno;
- $\Delta H_i$ : altezza dello strato i-esimo
- $\Delta \sigma_{zi}$ : incremento medio della pressione verticale indotto dall'area di carico nello strato i-esimo
- $E_i$ : modulo elastico dello strato i-esimo

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

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

dove:

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



**Fig. 7:** 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.

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

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

Tab. 7.11.II - Coefficienti parziali $\gamma_R$ per le verifiche degli stati limite (SLV) delle fondazioni superficiali con azioni sismiche	
Verifica	Coefficiente parziale $\gamma_R$
Carico limite	2.3
Scorrimento	1.1
Resistenza sulle superfici laterali	1.3



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

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

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

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

Il metodo descritto consente quindi di giungere alla definizione di nuovi valori di  $R_d$  “dinamici”, che tengano conto della sismicità dell'area considerata, della tipologia di opera in costruzione e delle





caratteristiche litologiche e topografiche del sito investigato. Sulla base della progettazione delle opere in previsione, sono stati ipotizzati dagli scriventi i dati strutturali di interesse antisismico relativi a una struttura in calcestruzzo armato di altezza massima dal piano fondale o fuori terra pari a 7 m (ricavati dal progetto architettonico delle opere) con un periodo T del modo fondamentale di vibrare pari a 0,323 secondi e fattore di struttura q pari a 1,5. L'aspetto, su richiesta del progettista strutturista, potrà essere approfondito e rivisto sulla scorta dei reali e definitivi parametri propri delle strutture, al momento non noti.

Si evidenzia che, nel caso di terreni coesivi fini quali quelli dell'orizzonte 1) del modello geotecnico fornito, per quanto riguarda la riduzione del valore di resistenza del terreno in condizioni dinamiche, la capacità portante di un terreno incoerente si riduce, mentre non esistono studi e dati relativi che mettano in evidenza una riduzione della capacità portante in terreni coesivi. Le verifiche sismiche effettuate con l'EC8 evidenziano per terre coesive riduzioni non significative.

**La verifica agli Stati Limite in condizioni dinamiche può pertanto essere eseguita considerando i medesimi valori di resistenza del terreno forniti nelle tabelle 3 e 4 e riferiti alle condizioni statiche.**

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 un'indagine geologica e geognostica, come previsto dal D.M. II. e TT. del 17/01/18 *Aggiornamento delle "Norme Tecniche sulle Costruzioni"* e relativi Allegati e dalle D.G.R. Lombardia 2616/2011 e 5001/2016, in comune di Crema (CR), nelle aree identificate dal mappale 17 del foglio 17, per la redazione della presente relazione geologica e geotecnica.

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

Tale assetto è stato successivamente verificato mediante rilievi morfologici in sito e l'esecuzione di 3 prove penetrometriche dinamiche, che hanno consentito di ricostruire l'assetto stratigrafico locale e di acquisire i parametri geotecnici dei terreni di fondazione, posti a confronto con quelli acquisiti in un vicino sito, anch'esso oggetto di indagini geognostiche.

Le indagini condotte consentono di esprimere le seguenti considerazioni conclusive:



- dal punto di vista geologico l'area si inserisce all'interno di un panorama caratterizzato dalla presenza di depositi di origine fluvioglaciale prevalentemente sabbiosi e ghiaiosi, legati all'attività e all'evoluzione del bacino del Fiume Serio, caratterizzati da una sottile coltre superficiale (spessore medio nel sito di analisi di 2,9 m, con massimi fino a 3,60 m nella porzione sud) di terreni fini coesivi limoso-argillosi, molto compressibili;
- dal punto di vista geomorfologico l'area investigata risulta pressoché pianeggiante e priva di evidenze di dinamica attiva o quiescente che possano porsi in contrasto o anche solo costituire alcuna significativa limitazione alla realizzazione degli interventi in progetto;
- dal punto di vista dell'idrografia di superficie, la consultazione della nuova cartografia allegata al Piano di Gestione del Rischio Alluvioni evidenzia come le aree di prossimo intervento risultino affrancate dal possibile coinvolgimento in fenomeni esondativi di corsi d'acqua superficiali;
- dal punto di vista idrogeologico, il sottosuolo dell'area in esame è caratterizzato dalla presenza di un acquifero freatico con valori di soggiacenza pari a 3 – 4 m dal p.c. (si sottolinea che tale dato è tratto da letteratura, non essendosi reso possibile il monitoraggio della falda per incompatibilità con i tempi indicati dalla Committenza per la realizzazione degli interventi in progetto);
- la prospezione ha evidenziato la presenza di un assetto stratigrafico abbastanza omogeneo e di relativamente semplice correlazione laterale tra una prova e l'altra, oltre che ben identificabile con il modello geologico del sito e di un intorno significativo;
- il calcolo relativo alla capacità portante del terreno, per le verifiche di resistenza al carico limite, è stato eseguito sia col metodo delle Tensioni Ammissibili (di cui al D.M.LL.PP. 11/03/88, ora abrogato) che attraverso il metodo degli Stati Limite (NTC di cui al D.M. 17/01/2018). In entrambi i casi sono stati elaborati i valori di resistenza al carico limite per il terreno di fondazione presente a - 0,80 m da p.c. (ovvero sullo strato 1, che richiede scavi fondazionali di minor profondità) anche se scadente e compressibile;
- attraverso il metodo alle Tensioni Ammissibili ha fornito i valori di capacità portante ammissibile (già depurati del fattore di sicurezza 3) e dei relativi cedimenti riportati nella tabella che segue.

<b>tipo di fondazione e dimensioni (profondità di posa)</b>	<b>Qamm (kN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Stima dei cedimenti (mm) conseguenti all'applicazione di Qamm *</b>
Lineare nastriforme continua, larghezza 0,70 m (- 0,80 m da p.c.)	91	24
Lineare nastriforme continua, larghezza 1,00 m (- 0,80 m da p.c.)	91	33
Lineare nastriforme continua, larghezza 1,30 m (- 0,80 m da p.c.)	91	42



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

<b>tipo di fondazione e dimensioni (profondità di posa)</b>	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (GEO) kN/m <sup>2</sup>	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (STR)* kN/m <sup>2</sup>
Lineare nastriforme continua DI QUALSIASI LARGHEZZA (- 0,80 m da p.c.)	118	273

- 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 non è stata condotta stante la presenza di terreni coesivi, ma il progetto dovrà considerare una **categoria di suolo C** ai sensi dell'Allegato 2 dell'OPCM 3274/03, **classe d'uso II e vita nominale  $\geq 50$  anni**. La combinazione di queste condizioni applicata al sito di interesse ha fornito i parametri sismici riportati nel capitolo 6 e in all. 5;
- la verifica a liquefazione ha portato ad escludere la possibilità che il terreno risulti passibile a tale fenomeno in caso di sisma.

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

Si raccomanda al momento dell'apertura degli scavi un'attenta visione e analisi dei terreni presenti, per la quale gli scriventi manifestano piena disponibilità, non direttamente investigati per la presenza dell'edificio esistente.

In assenza dei dati di azione di progetto, non comunicati, non sono risultate possibili le verifiche riguardanti gli stati limite di esercizio; allo stesso modo sono demandate al progettista strutturista, nella propria relazione sulle fondazioni, le verifiche finali di soddisfacimento della relazione  $R_d/\gamma_r \geq E_d$  per quanto riguarda la resistenza al carico limite.



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

21/02/2020

dott. Giulio Mazzoleni, geologo

dott. Davide Incerti, geologo

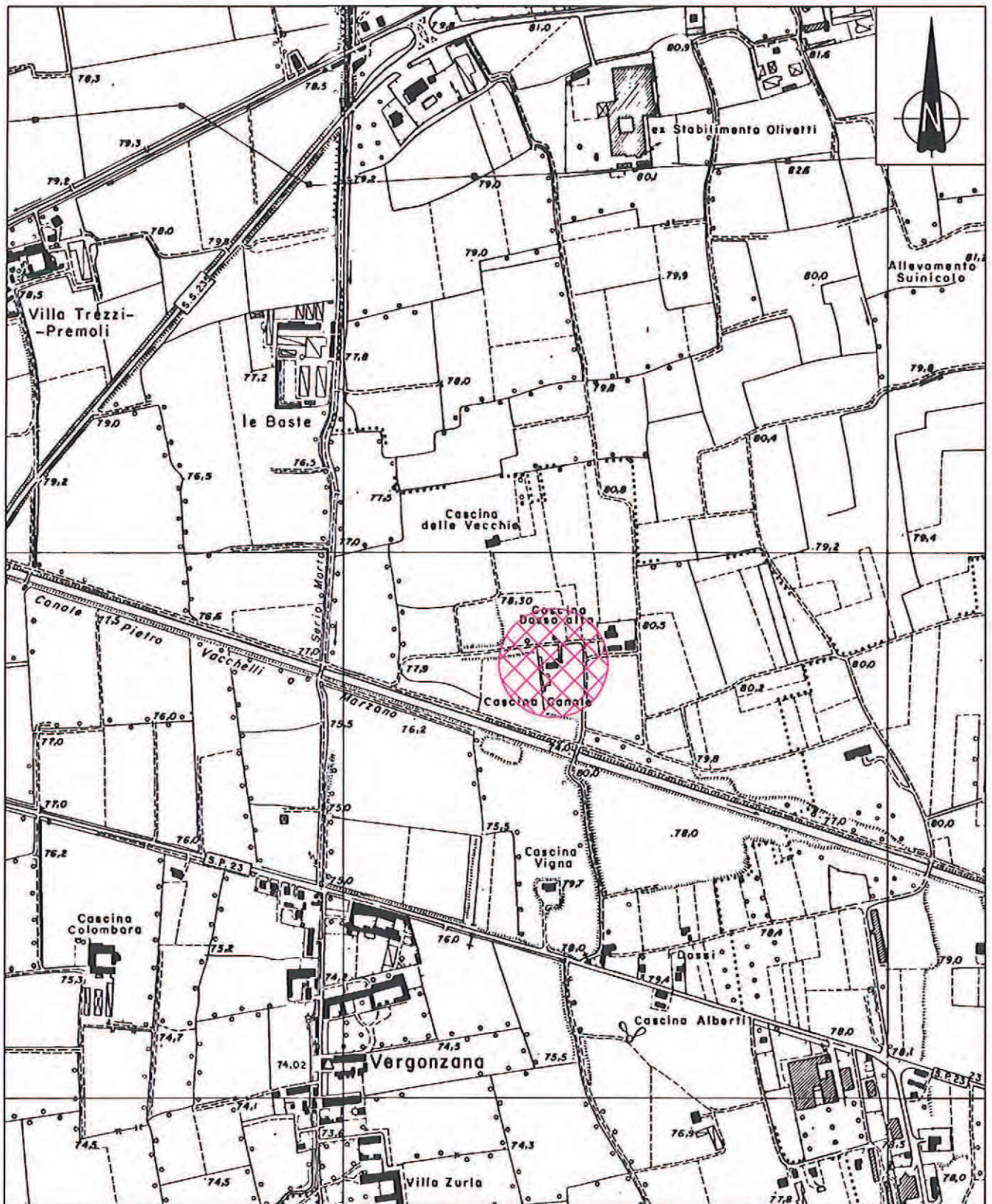
*La proprietà intellettuale e il diritto d'autore del presente elaborato appartengono in maniera esclusiva ai firmatari. Ogni riproduzione, anche parziale, deve essere autorizzata. Ogni utilizzo diverso da quello previsto deve considerarsi illegittimo.*

Allegato 1

INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

SCALA 1:10.000  
(C.T.R. stralcio)





Carta C.T.R. sez. C6c5 - scala 1:10.000

Allegato 1



Area di futuro intervento

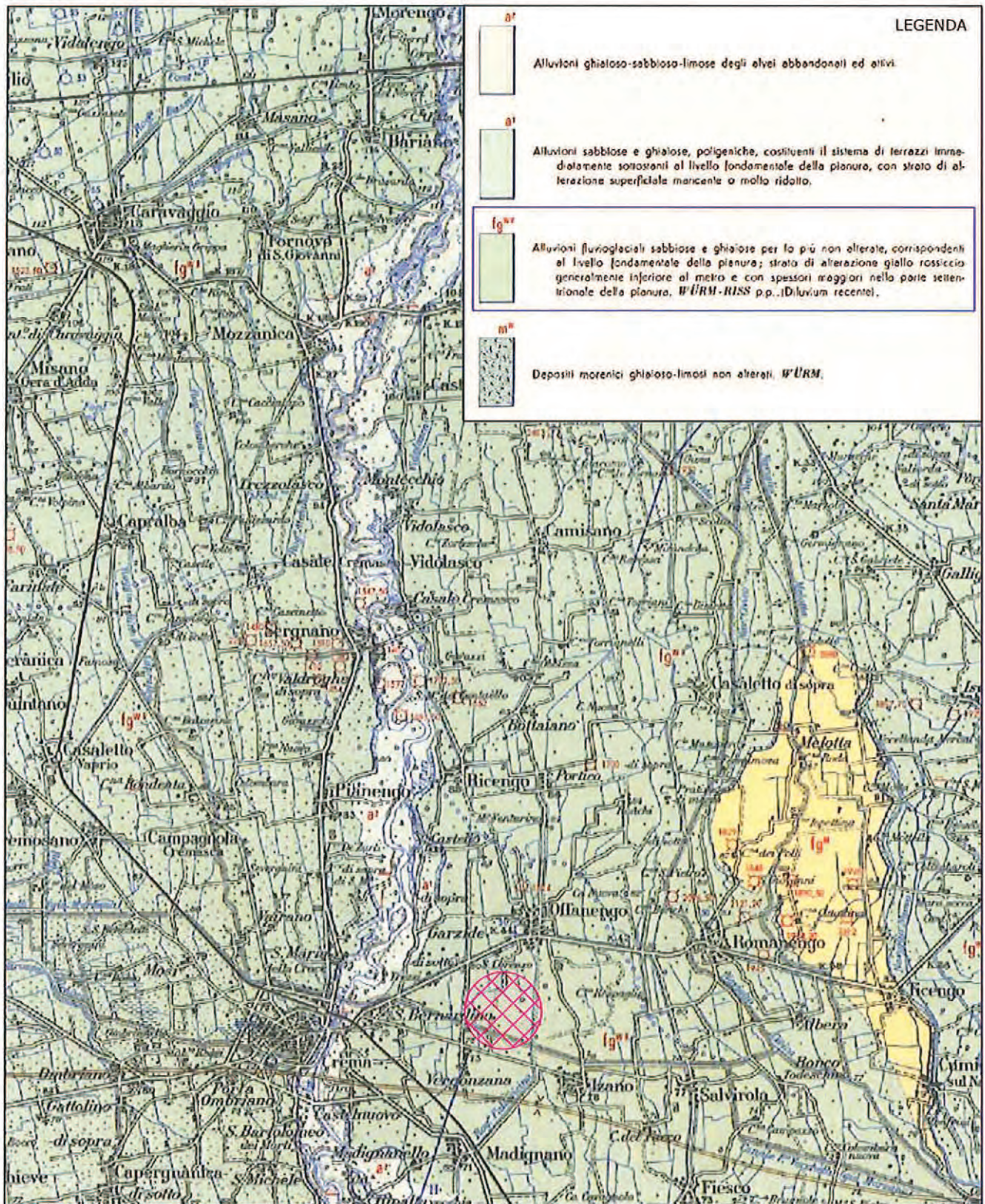


Allegato 2





INQUADRAMENTO GEOLOGICO

SCALA 1:100.000





LEGENDA

-  a<sup>1</sup>  
Alluvioni ghiaioso-sabbioso-limose degli elvei abbandonati ed allivi.
-  a<sup>1</sup>'  
Alluvioni sabbiose e ghiaiose, poligeniche, costituenti il sistema di terrazzi immediatamente sottostanti al livello fondamentale della pianura; strato di alterazione superficiale marcante o molto ridotto.
-  Ig<sup>W</sup>  
Alluvioni fluvio-glaciali sabbiose e ghiaiose per lo più non alterate, corrispondenti al livello fondamentale della pianura; strato di alterazione giallo rossiccio generalmente inferiore al metro e con spessori maggiori nella parte settentrionale della pianura. WÜRМ-RISS p.p. (Diluvium recente).
-  m<sup>W</sup>  
Depositi morenici ghiaioso-limosi non alterati, WÜRМ.

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

-  Ubicazione area indagata
-  Unità geologica d'interesse





Allegato 3

UBICAZIONE INDAGINI  
GEOGNOSTICHE E  
CARATTERISTICHE  
TECNICHE  
DELL'ATTREZZATURA DI  
PROVA PER LE PROVE  
PENETROMETRICHE



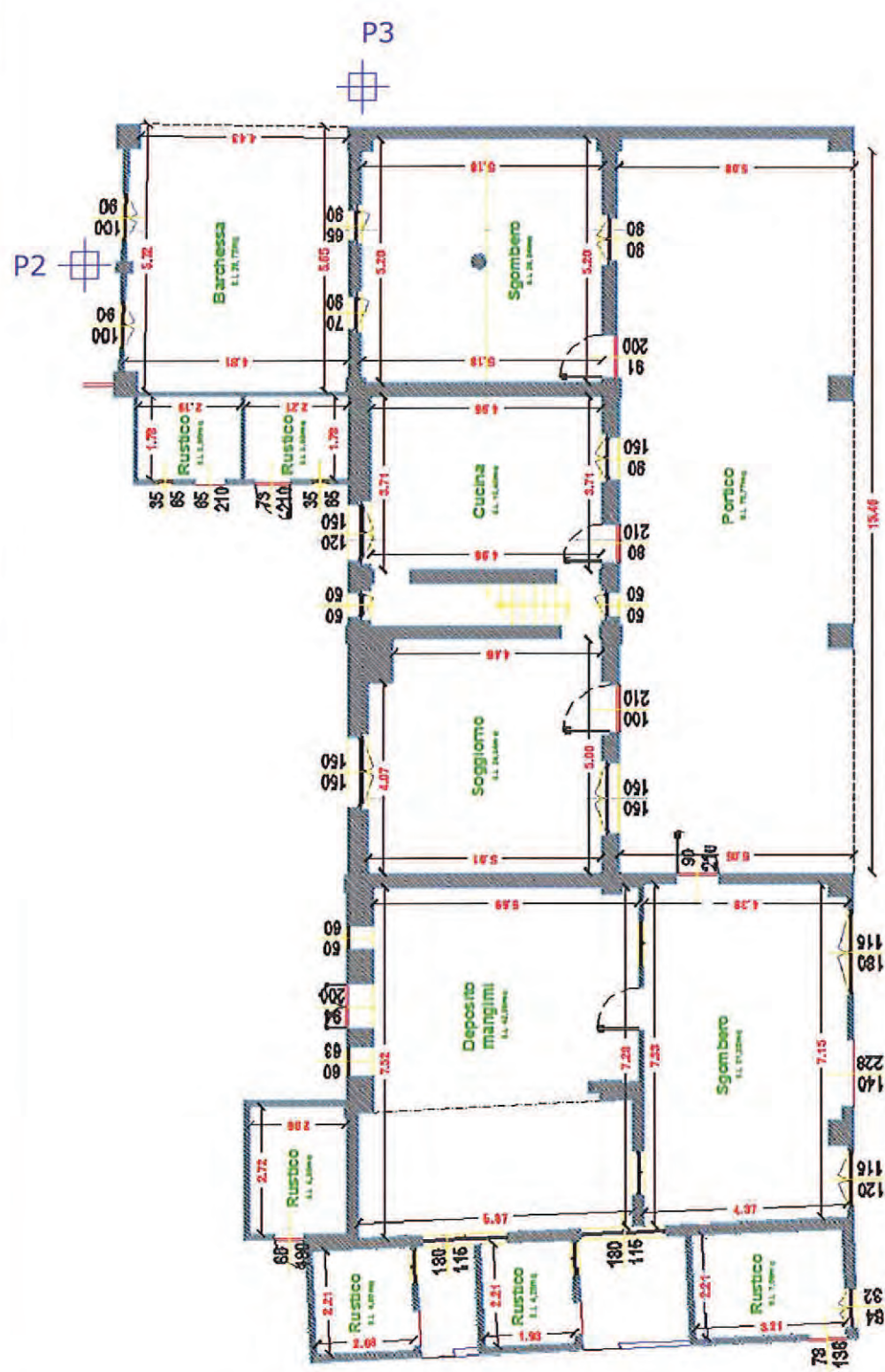
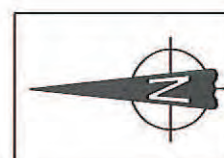
Area di indagine  
Cascina Canale



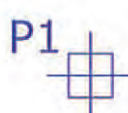
Area di esecuzione  
stendimento geofisico di  
sismica multicanale







- Piano Terra -



Ubicazione prove penetrometriche dinamiche e relativa numerazione

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

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

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

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

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

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

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



Allegato 4

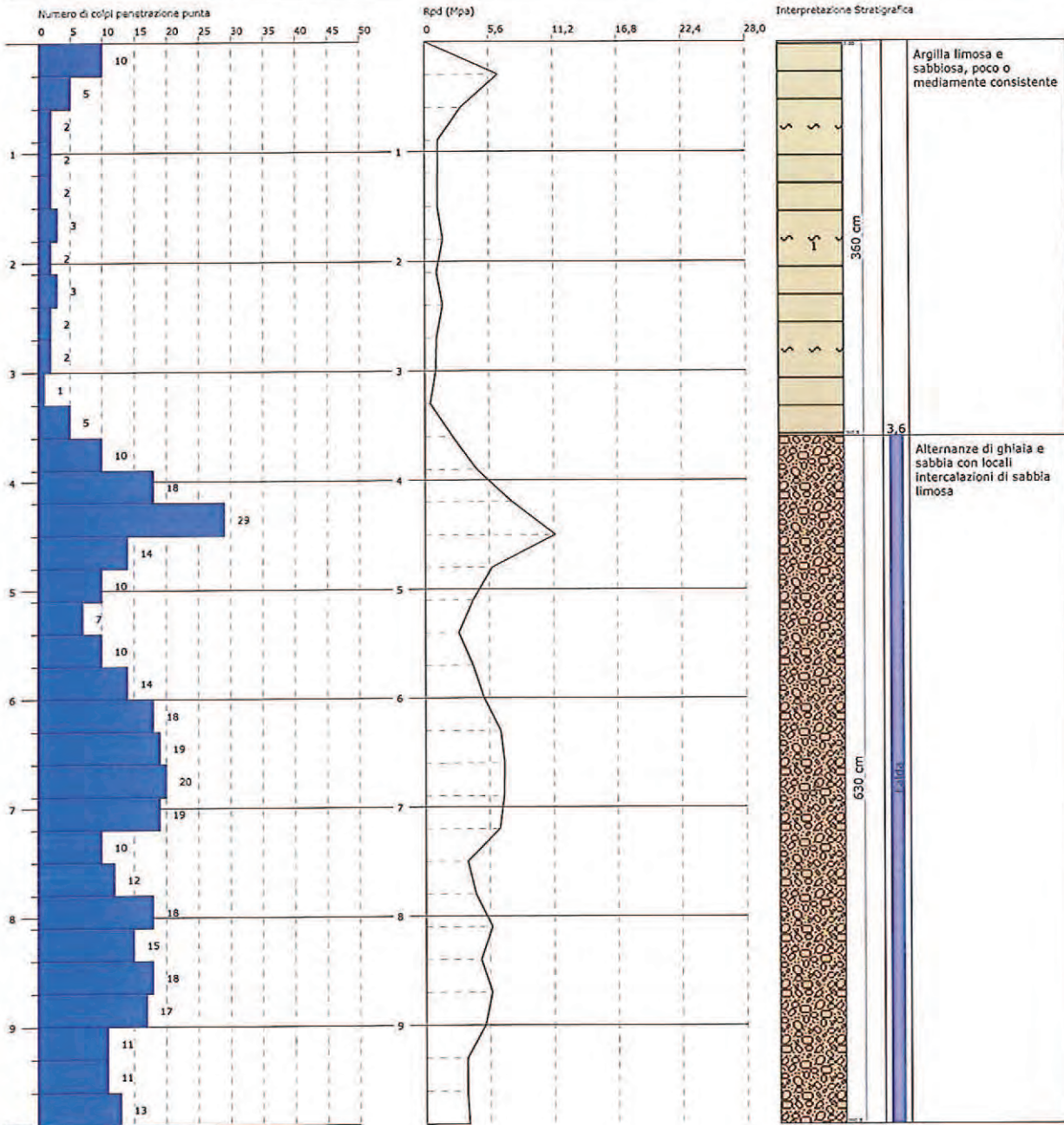
DIAGRAMMI PROVE  
PENETROMETRICHE  
DINAMICHE

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

Committente:  
 Cantiere: Cascina Canale (foglio 17, mappale 17)  
 Località: 26013 Crema (CR)

Data: 08/01/2020

Scala 1:60



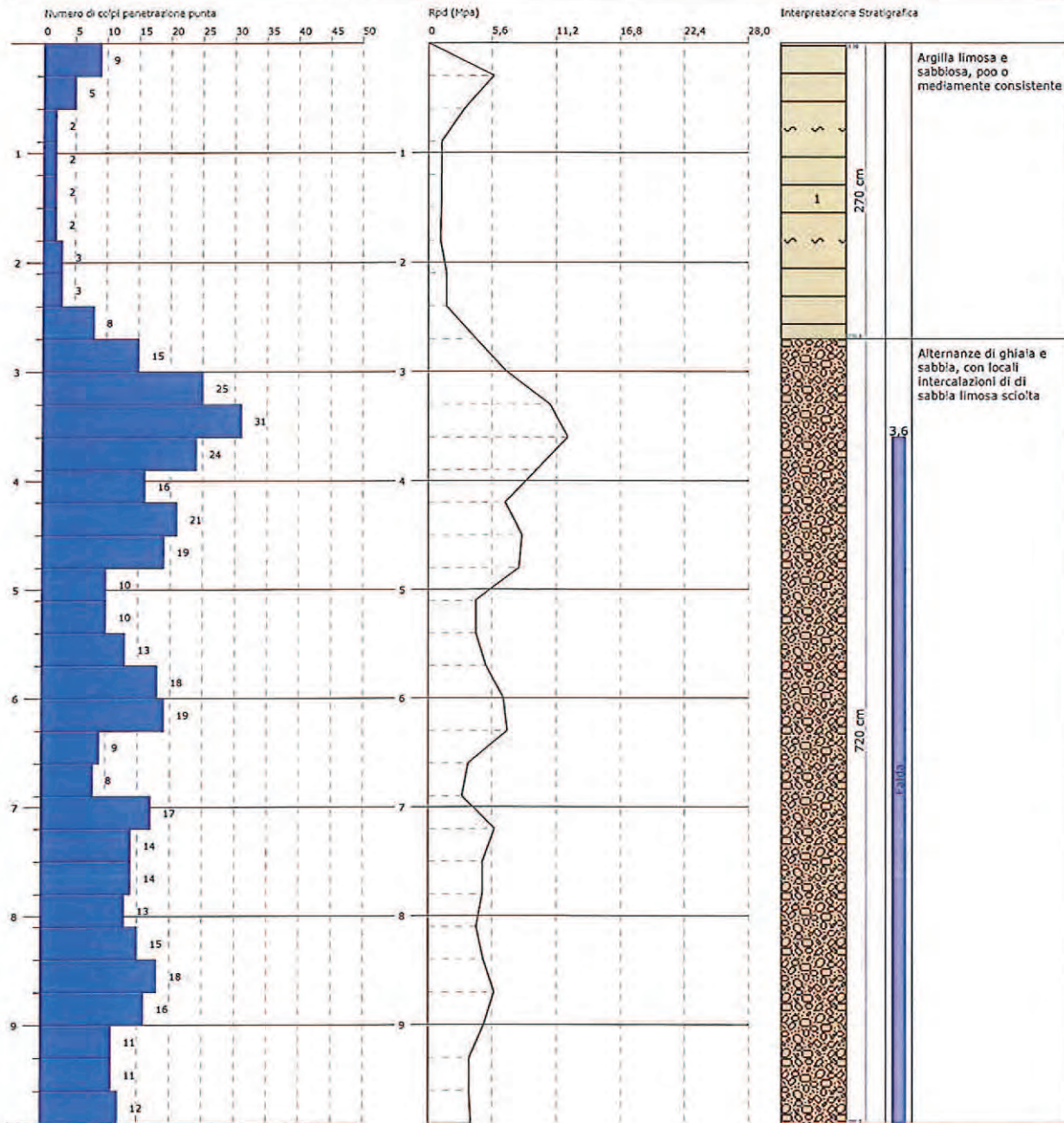


**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.2**  
**Strumento utilizzato... SCPT (Standard Cone Penetration Test)**

Committente:  
 Cantiere: Cascina Canale (foglio 17, mappale 17)  
 Località: 26013 Crema (CR)

Data: 08/01/2020

Scala 1:60

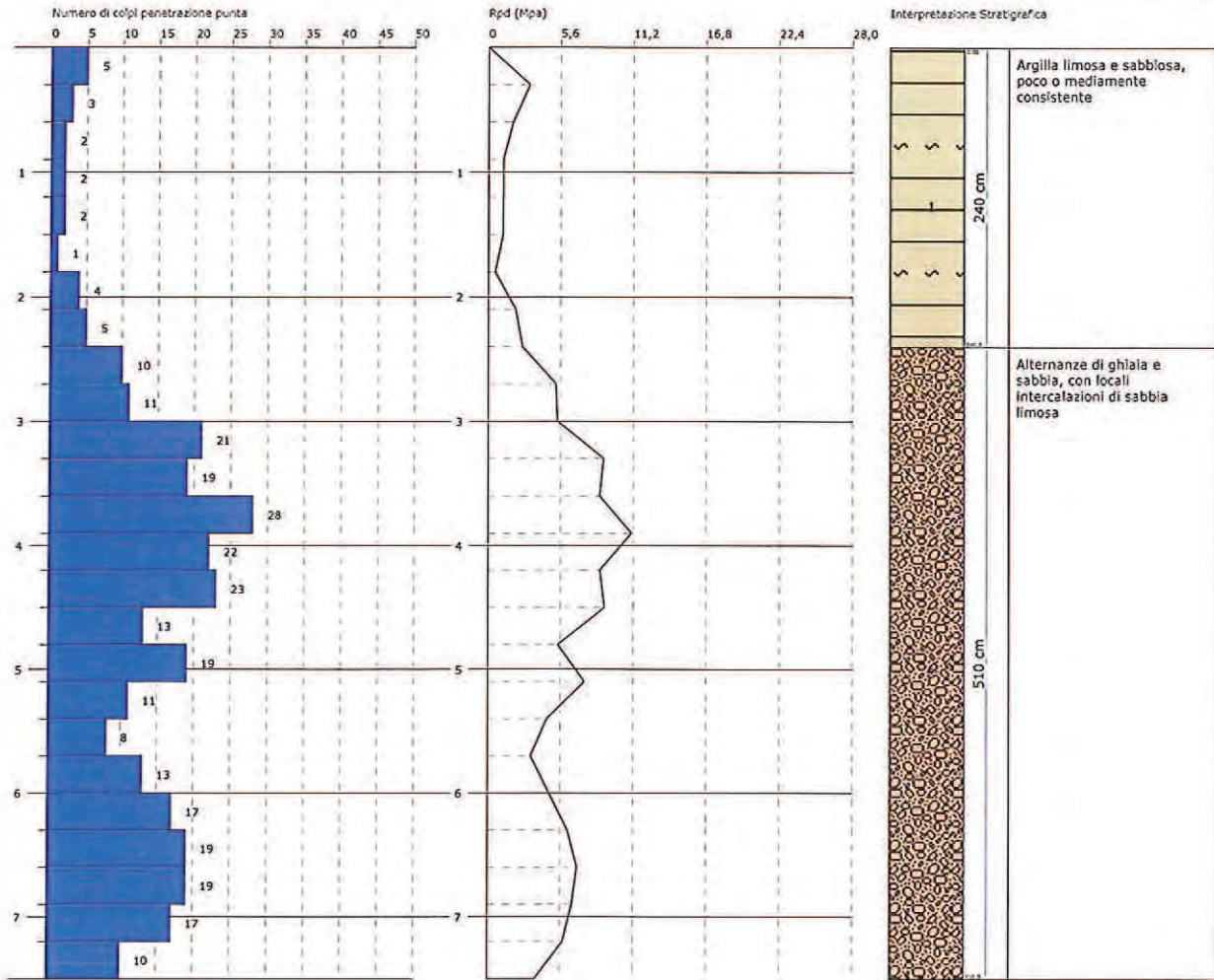


**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.3**  
**Strumento utilizzato... SCPT (Standard Cone Penetration Test)**

Committente:  
 Cantiere: Cascina Canale (foglio 17, mappale 17)  
 Località: 26013 Crema (CR)

Data: 08/01/2020

Scala 1:60





Allegato 5

APPROFONDIMENTO  
SISMICO DI II° LIVELLO

### **Approfondimento 5 relativo agli aspetti sismici (App5) - AMPLIFICAZIONE**

Tenuto conto di tutti i dati illustrati in relazione e quindi del modello stratigrafico-geofisico-geotecnico evidenziato, possono essere applicate le procedure finali dell'All. 5 della D.G.R. 9/2616/2011 per la Stima degli Effetti Litologici e del relativo Fattore di amplificazione (Fa) di sito.

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

Si è proceduto a definire in primo luogo la Categoria di Sottosuolo attribuibile al sito, tenendo conto della normativa vigente (ex D.M. 14/01/08, ora D.M. 17/01/2018) ed a partire dal piano di campagna.

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

<b>Categoria</b>	<b>Caratteristiche della superficie topografica</b>
<b>A</b>	<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>B</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>
<b>C</b>	<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>
<b>D</b>	<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>
<b>E</b>	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

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

**N.B.:** Nel caso in esame il parametro Vs30 (secondo NTC2008) corrisponde a Vseq (secondo NTC2018) in quanto il c.d. bedrock sismico o substrato si trova a profondità maggiore di 30 m dal p.c.





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

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

Sulla base delle informazioni acquisite durante la fase di indagine geognostica condotta su un'area limitrofa in territorio di Offanengo e appartenente al medesimo dominio geologico, nonché delle informazioni già in possesso degli scriventi derivate da altre analisi geologiche realizzate sul territorio di Crema e del limitrofo Offanengo, è stata utilizzata la scheda per la litologia **sabbiosa (unica utilizzabile per siti con periodo di oscillazione > 1)**, tenuto conto dei campi di validità riportati nei diagrammi Z-Vs (correlazione profondità-velocità onde sismiche), secondo quanto indicato in proposito dagli Enti Competenti. Nell'applicazione della scheda (unica alla quale è possibile fare riferimento), non si è tenuto conto dell'indicazione fornita nella DGR 2616/2011 che, al paragrafo 2.2.2 dell'Allegato 15, specifica che: *"In presenza di alternanze litologiche con inversioni di velocità con la profondità, si potrà utilizzare la scheda di valutazione che presenta l'andamento delle Vs con la profondità più simile a quella riscontrata nell'indagine e si accetteranno anche i casi in cui i valori di Vs escano dal campo di validità solo a causa dell'inversione"*. Nel caso specifico, come ben visibile nella figura che segue, il profilo Z-Vs non esce mai dal campo di validità (nonostante un'inversione alla profondità di - 5.4 m). La scheda per la litologia scelta e utilizzata si può pertanto ritenere ottimamente rappresentativa della stratigrafia presente in sito.

Il passo successivo permette, per la scheda litologica scelta, la definizione della curva caratteristica da utilizzare per la stima del valore di Fa di sito. La profondità del primo strato o del primo strato equivalente (spessore > 4 m) e la relativa velocità Vs, definiscono la curva caratteristica da utilizzare ai fini dei calcoli. Qualora lo strato superficiale abbia una profondità inferiore a 4 m (come nel caso in esame, dove tale strato è profondo solo 2,3 m) si deve utilizzare, per la scelta della curva, lo strato superficiale equivalente, a cui si assegna una velocità Vs calcolata come media pesata del valore di Vs degli strati superficiali la cui somma supera i 4 m di spessore. Nel caso specifico, ne è risultato uno strato superficiale equivalente di spessore pari a 5,40 m e con una velocità Vs di 243,44 m/s.

E' stato quindi calcolato il valore del periodo del sito (T), riportato nella scheda in allegato (pari a 1,081 s), ottenuto considerando tutta la stratigrafia fino alla profondità in cui il valore è uguale o superiore a 800 m/sec ed utilizzando la formula riportata nell'All.5 della DGR 2616/11.

Si è quindi proceduto alla stima del fattore di amplificazione di sito (Fa di sito). Nel calcolo di tale fattore è stata utilizzata la curva 2 riferita all'intervallo di periodo compreso fra 0.1 e 0.5 s (valido per edifici bassi, regolari e piuttosto rigidi, a cui è essere associata l'opera in progetto), in accordo alla metodologia prevista dalla normativa citata.

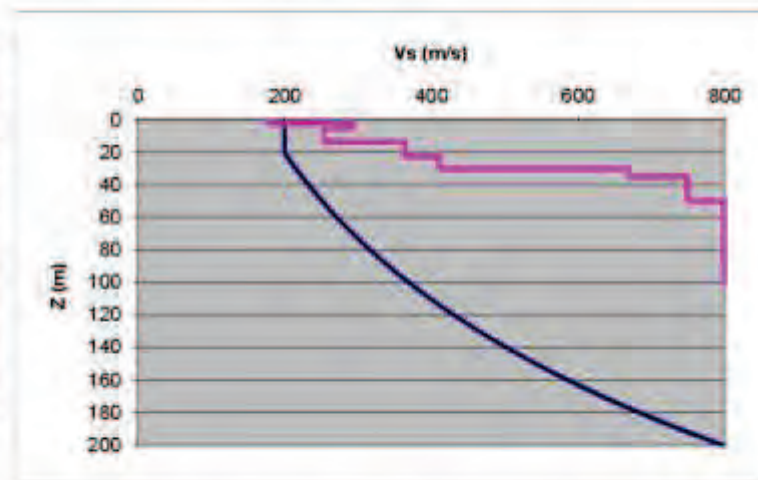
**Ne è risultato un fattore di amplificazione Fa pari a 1.**

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

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

### TERRENO SABBIOSO

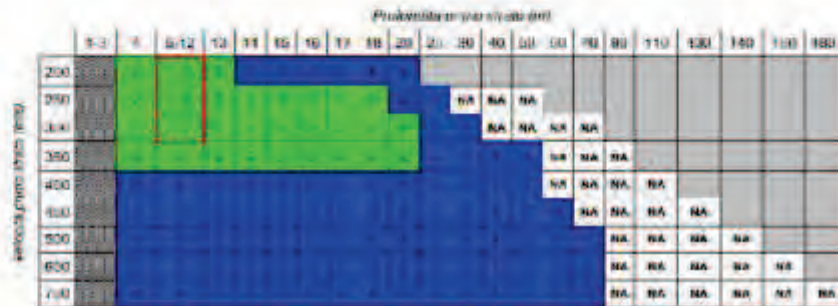
Prof base	Nept	Vs
0		
2,3		178
5,4		292
13,6		254
22,7		365
30,1		411
35		669
50		750
100		800
150		825
200		850
Oltre 30 m		> 800



Primo strato	
Prof base:	5,4
Vs	243

Periodo del sito	
T (s)	1,081

Curva caratteristica	
n°	2



### VERIFICA

Valori Fa di sito

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

0,5 s < T < 1,5 s **1,7**

COMUNE DI CREMA (CR)

Valori di Fa di soglia

Terreni di tipo:

	B	C	D	E
1,4	1,8	2,2	1,9	
1,7	2,4	4,1	3,0	

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



### **Considerazioni conclusive**

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

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

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

Ne risulta che il Fattore di Amplificazione  $F_a$  calcolato (1,0) è minore al valore soglia proposto da Regione Lombardia anche se si considera la variabilità di 0,1 ammessa per il valore di  $F_a$  (quindi la normativa nazionale è sufficiente a tenere in considerazione i possibili effetti di amplificazione litologica).

Ad analoga determinazione si perviene considerando edifici con periodo di oscillazione  $> 0,5$  secondi.

Come conseguenza dell'analisi condotta, si ritiene possibile terminare l'approfondimento 5 relativo agli aspetti sismici utilizzando la categoria di Sottosuolo pari a quella corrispondente al  $V_{s30}$  /  $V_{seq}$  misurato.

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

Febbraio 2020

dott. geol. Giulio Mazzoleni

dott. geol. Davide Incerti

Allegato 6

PARAMETRI SISMICI DI  
SITO E DI PROGETTO



### Parametri sismici

Tipo di elaborazione: Stabilità dei pendii  
Muro rigido: 0

#### Sito in esame.

latitudine: 45,366057  
longitudine: 9,733652  
Classe: 2  
Vita nominale: 50

#### Siti di riferimento

1461,026	Sito 1 ID: 12712	Lat: 45,3760	Lon: 9,7214	Distanza:
4776,046	Sito 2 ID: 12713	Lat: 45,3782	Lon: 9,7923	Distanza:
6408,969	Sito 3 ID: 12935	Lat: 45,3282	Lon: 9,7955	Distanza:
4508,368	Sito 4 ID: 12934	Lat: 45,3260	Lon: 9,7246	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: 0,031 g  
Fo: 2,481  
Tc\*: 0,202 [s]

#### Danno (SLD):

Probabilità di superamento: 63 %  
Tr: 50 [anni]  
ag: 0,039 g  
Fo: 2,526  
Tc\*: 0,218 [s]

#### Salvaguardia della vita (SLV):

Probabilità di superamento: 10 %  
Tr: 475 [anni]  
ag: 0,097 g  
Fo: 2,491  
Tc\*: 0,283 [s]

#### Prevenzione dal collasso (SLC):

Probabilità di superamento: 5 %  
Tr: 975 [anni]  
ag: 0,125 g  
Fo: 2,499  
Tc\*: 0,291 [s]

### Coefficienti sismici stabilità dei pendii

#### SLO:

Ss: 1,500  
Cc: 1,780  
St: 1,000  
Kh: 0,009  
Kv: 0,005  
Amax: 0,455  
Beta: 0,200

#### SLD:

Ss: 1,500  
Cc: 1,740  
St: 1,000  
Kh: 0,012  
Kv: 0,006

SLV: Amax: 0,567  
Beta: 0,200  
Ss: 1,500  
Cc: 1,590  
St: 1,000  
Kh: 0,029  
Kv: 0,014  
Amax: 1,421  
Beta: 0,200  
SLC: Ss: 1,500  
Cc: 1,580  
St: 1,000  
Kh: 0,045  
Kv: 0,022  
Amax: 1,836  
Beta: 0,240

Le coordinate espresse in questo file sono in ED50  
Coordinate WGS84  
latitudine: 45.365125  
longitudine: 9.732607