
Comune di Crema
PROVINCIA DI CREMONA

**Variante al Piano Attuativo "LAGO GERUNDO":
ristrutturazione e riqualificazione funzionale
immobile in via Indipendenza – via Lago Gerundo**

Relazione Geologica e Geotecnica R1 R2 R3

(ai sensi del D.M. II. e TT. 14/01/2008 N.T.C. e s.m.i.
D.M. 17/01/2018 e delle DGR 2616/2011 e 5001/2016)



committente
Gerundo Center S.r.l.
Via Bombelli, 3 - 26013 Crema (CR)
P. IVA e C.F. 01655270195

3 marzo 2017



INDICE

1	PREMESSA E QUADRO DI RIFERIMENTO NORMATIVO	3
2	INQUADRAMENTO GEOGRAFICO E ANALISI DEL PROGETTO	7
3	DEFINIZIONE DEL MODELLO GEOLOGICO DEL SITO: LA RELAZIONE GEOLOGICA	8
4	ATTIVITA' CONOSCITIVE DELLE CARATTERISTICHE GEOLOGICHE, GEOTECNICHE E GEOFISICHE DEL SITO DI INTERESSE	17
5	RICOSTRUZIONE DEL MODELLO GEOTECNICO: DEFINIZIONE DEI VALORI CARATTERISTICI "fk" DEI PARAMETRI DEL TERRENO DI FONDAZIONE	19
7	VALUTAZIONE DELLA CAPACITA' PORTANTE DEI TERRENI ATTRAVERSO IL METODO DELLE "TENSIONI AMMISSIBILI" E STIMA DEI CEDIMENTI – D.M. LL.PP. 11/03/1988	27
8	VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI "SLU" AL COLLASSO PER CARICO LIMITE DEI TERRENI DI FONDAZIONE (D.M. 14/01/2008) – <u>CONDIZIONI STATICHE</u>	30
9	VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO "SLE" (D.M. 14/01/2008) – <u>CONDIZIONI STATICHE</u>	34
10	VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI "SLU" E DI ESERCIZIO "SLE" DEI TERRENI DI FONDAZIONE (D.M. 14/01/2008) – <u>CONDIZIONI DINAMICHE</u>	36
11	CONCLUSIONI	38

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 di prova
4. Diagrammi prove penetrometriche dinamiche
5. Rapporto tecnico indagine geofisica e Approfondimento Sismico di II° Livello
6. Parametri sismici di sito e di progetto

Immagine di copertina: esecuzione delle indagini geognostiche nel sito di Crema (CR), Via Indipendenza / via Gerundo, il giorno 07/12/2017; prova penetrometrica n. 4



1 PREMessa E QUADRO DI RIFERIMENTO NORMATIVO

Su incarico della Committente Soc. Gerundo Center S.r.l., viene redatta la presente Relazione Geologica e Geotecnica, che espone le modalità e le risultanze dell'indagine geognostica eseguita in comune di Crema (CR) nel sito di via Indipendenza angolo via Lago Gerundo, a supporto del progetto di ristrutturazione e riqualificazione di immobile esistente polifunzionale. Il presente elaborato segue nei contenuti e nelle elaborazioni il precedente, Cod. Castalia 206-2017_A del 20/12/2017, che conteneva la definizione della fattibilità geologica dell'intervento in relazione al modello geologico del sito e al regime vincolistico gravante su questa porzione del territorio di Crema.

Scopo dell'indagine svolta, e delle elaborazioni analitiche su questa condotte, è stato la caratterizzazione geologica del sito e geotecnica dei terreni presenti nell'area, come prescritto dal nuovo Testo Unico "Norme Tecniche per le Costruzioni" (**D.M. 14/01/2008**) e come già 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
- ✓ **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)

N.B.: Alla data di stesura del presente elaborato le vigenti Norme Tecniche sulle Costruzioni sono quelle del sopra citato D.M. 14/01/2008 N.T.C.; tuttavia in ragione dell'imminente entrata in vigore, a partire dal 22/03/2018, del D.M. 17/01/2018 "Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni" (Supplemento Ordinario alla G.U. n. 42 del 20/02/2018 – Serie Generale, n. 8), il presente testo viene elaborato e integrato anche con i contenuti delle nuove norme previste, e presenta pertanto validità nei confronti di entrambe le versioni delle Norme Tecniche.

Come si evince dall'elenco riportato, le normative citate comprendono il D.M. 14-01-2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni", in attuazione dal 1 luglio 2009 a seguito dell'emanazione della Legge n. 77 del 24/06/2009 (Gazzetta Ufficiale n. 147 del 27 giugno 2009) "Conversione in legge, con modificazioni, del decreto-legge 28 aprile 2009, n. 39, recante 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", che prevede che le verifiche strutturali vengano effettuate con il metodo agli stati limite, in condizioni statiche ed in condizioni dinamiche.

Fanno eccezione le aree poste in Zona Sismica 4, ma solo per le costruzioni di tipo 1 e di tipo 2, Classe d'uso I e II, per le quali è ammessa la verifica alle Tensioni Ammissibili, secondo il previgente D.M. LL.PP. 11.03.1988, ancora quindi di parziale validità in alcune limitate aree e per definite categorie di edifici.

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 n. 1 che segue, cui si riferisce il testo del D.M. 14/01/2008, dalla quale si evince come l'opera in futura edificazione sul lotto in esame appartenga alla seconda categoria.

tab. 1: classificazione di costruzioni e opere secondo il D.M. 14/01/2008

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva ¹	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

Infine, per quanto attiene la classe d'uso, la tipologia di costruzione in analisi e di quanto prevede il progetto di riqualificazione, rientra nella classe III, nella quale sono comprese "Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso".

La presenza in futuro, in parte dell'edificio già presente e incompleto nel sito, di una scuola e di altre aree aperte al pubblico e soggette ad affollamento, giustifica la definizione della Classe d'Uso individuata.

Infatti l'appartenenza degli edifici scolastici di ogni ordine e grado alla classe III è dovuta in particolare all'applicazione del D.M. 14/01/2008 – NTC, che a tale classe ascrive le opere non di competenza statale, ovvero di competenza regionale, da individuare con riferimento agli Allegati prodotti dalle Regioni in ottemperanza all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri 3274/2003, art. 2, comma 3. Tale elenco è stato approvato dalla Regione Lombardia con D.D.U.O. Sicurezza, Polizia Locale e Protezione Civile n. 19904 del 21 novembre 2003. All'allegato A, punto 2, lettera a) sono indicati: "asili nido e scuole dalle materne alle superiori".

Non sono pertanto soddisfatti tutti i requisiti perché possa ritenersi applicabile la sola verifica alle Tensioni Ammissibili, secondo il D.M. LL. PP. 11.03.1988, ammessa solo nella Zona Sismica 4 e per edifici di Classe d'Uso inferiore alla III. 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 (e sul quale era stata impostata l'originaria progettazione negli anni 2003-2006), oltre che anche secondo il metodo agli stati limite di cui alle N.T.C. 2008 di più recente introduzione.

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

Si riprende quanto già esposto nella specifica relazione del dicembre 2017.

Il Comune di Crema con l'adozione/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* definisce la fattibilità geologica generale dell'intero territorio di sua competenza, attraverso il riconoscimento delle limitazioni all'uso e trasformazione dei suoli e delle aree dal punto di vista della pericolosità geologica (da intendersi sotto il profilo idrogeologico, idraulico, sismico e della caratterizzazione geotecnica preliminare dei terreni di fondazione).

Secondo i requisiti base previsti dalla fattibilità geologica contenuta nello strumento urbanistico comunale vigente e nella Carta di Fattibilità, con particolare riferimento alle *Norme Geologiche di Piano*, il sito in esame ricade nella **Classe di Fattibilità Geologica 3c/d** (figura 1), nella quale sono riconosciute scadenti caratteristiche geotecniche dei terreni e una non trascurabile vulnerabilità idrogeologica. La limitazione prevista consente, nel rispetto delle prescrizioni contenute nei documenti sopra indicati, l'intervento nel sito in analisi, la sua trasformazione e l'insediamento di opere e infrastrutture.

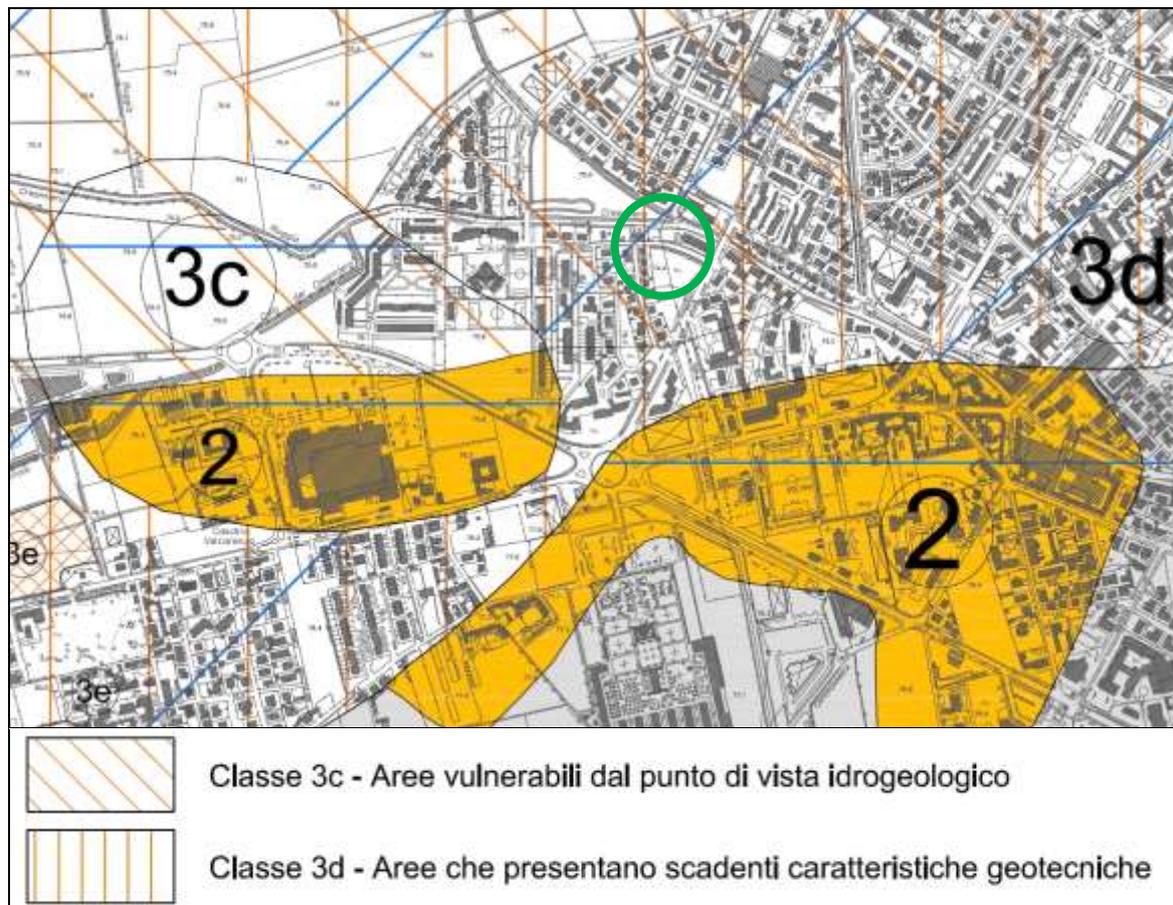


Fig. 1: stralcio della carta di fattibilità geologica comunale di Crema – L.R. 12/2005, art. 57. Nel cerchio verde è racchiusa l'area in esame, appartenente alla classe 3c/d



2 INQUADRAMENTO GEOGRAFICO E ANALISI DEL PROGETTO

L'area su cui si sviluppa l'intervento previsto si trova in comune di Crema (CR), all'angolo tra le vie Lago Gerundo e Indipendenza (figura 2), ed è inquadrata nel foglio C6b5 della Carta Tecnica (scala 1:10.000) della Regione Lombardia (stralcio in allegato 1).

In particolare il lotto di terreno investigato, ora completamente pianeggiante per effetto delle operazioni di livellamento preliminari al cantiere delle opere ora oggetto di completamento e riqualificazione, originariamente presentava una debole pendenza verso ovest e verso la depressione valliva del sistema idraulico dei canali Cresmiero e roggia Pino dei Mosi (la seconda confluisce nella prima poche decine di m a nord del sito in esame, oltre via Lago Gerundo), si trova ad una quota di circa 76,5 m s.l.m., nella porzione occidentale dell'abitato di Crema.

L'area è oggi in parte edificata e occupata dall'edificio oggetto di ultimazione, avente un sedime di forma triangolare (o trapezoidale molto prossima a un triangolo) e posto alla quota del p.c. verso ovest mentre risulta seminterrato nella parte est verso via Indipendenza, per effetto della modifica al profilo della scarpata morfologica originaria sopra citato.



Figura 2: ripresa fotografica aerea dell'area in esame (l'edificio esistente è posto al centro del circolo rosso)

Il progetto di completamento, ristrutturazione e riqualificazione dell'edificio esistente parte dalla verifica strutturale delle opere realizzate e per quanto concerne le competenze di chi scrive, oltre che dalla verifica della fattibilità geologica s.l. (già oggetto di specifica relazione tecnica di approfondimento sul tema), dalle interazioni tra le fondazioni esistenti e le caratteristiche stratigrafiche, geotecniche e idrogeologiche del terreno di appoggio. Ciò al fine di consentire al team di progettazione la verifica circa la necessità o meno di dover procedere a consolidamento, rinforzo o modifiche delle fondazioni esistenti,



oppure le stesse, in relazione ai carichi o azioni agenti, e a tutte le sollecitazioni attive (neve, vento, sisma, affollamento, etc...), come parametrizzate dalla legislazione oggi in essere (sensibilmente mutata rispetto a quella del periodo di iniziale e originaria progettazione dell'immobile), possono ancora essere mantenute come tali e ritenute idonee.

Dall'analisi degli elaborati progettuali originari (anno 2006, Ing. Navarra) risultano essere presenti fondazioni lineari nastriformi a trave rovescia di larghezze pari a 80, 120 e 200 cm, oltre a una platea di impronta trapezoidale irregolare e area complessiva pari a 850 m². Le stesse risultano essere allocate a - 110 cm dal p.c. attuale per quanto concerne le travi e - 130 cm per la platea.

3 DEFINIZIONE DEL MODELLO GEOLOGICO DEL SITO: LA RELAZIONE GEOLOGICA

3.1 Suolo e sottosuolo: geologia e geomorfologia dell'area

Il rilevamento geologico e geomorfologico effettuato 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 principali 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. 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 (allegato 2) è possibile osservare che i depositi costituenti il Livello Fondamentale della Pianura risultano incisi dai diversi affluenti del Po che, dopo una fase erosiva, sono passati in fase sedimentaria formando una serie di depositi organizzati in fasce grossomodo parallele ai corsi d'acqua. A seguito dell'alternarsi ripetuto di periodi di deposito e fasi di erosione si ha la formazione di una serie di terrazzi, come evidente nell'area esaminata.

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



- Livello Fondamentale della Pianura, o Piano Generale Terrazzato: formato nell'area in esame da alluvioni di origine fluvioglaciale sabbioso-argillose con lenti di ghiaia a ciottoli minuti, ricoperte da suoli bruni o rossastri (allegato 2, sigla fg^{WR}). Su questa unità geomorfologica sorge e si è sviluppato l'abitato di Crema nella parte, preponderante, esterna alla valle del Serio. La morfologia di questo esteso ambito è piuttosto uniforme, contraddistinta da una sostanziale e monotona regolarità plano-altimetrica priva di significative evidenze, a costituire un ampio tavolato ben delimitato dalla serie di orli di scarpata principali e convergenti di origine fluviale che lo raccordano alle depressioni vallive del Serio, in questi tratti ben incise, e dei corsi d'acqua minori quali ad es. il Tormo, il Cresmiero e alcune rogge irrigue (come nel caso in esame dove l'area in esame è posta a cavallo di una debole convergenza topografica – originariamente non una vera e propria scarpata – che raccorda il Livello Fondamentale alla valle del Cresmiero, incisa e incassata nella pianura più elevata.) In particolare, il più vicino orlo di terrazzo principale del fiume Serio corre longitudinalmente alla città di Crema poco a est del centro storico, a indicare il passaggio all'ampia depressione valliva. Su questa prima unità sorge il lotto su cui si intende agire, a seguito di un precedente intervento che ha portato inizialmente alla modifica del dislivello naturale originario presente (ancora manifestato dalla pendenza del tratto iniziale di via Lago Gerundo da via Indipendenza), creando l'orlo di scarpata antropico di circa 3 m lungo alcuni tratti del marciapiede ovest di via Indipendenza.
- Valle alluvionale del Serio (allegato 2, sigle a¹ e a²), formata da un duplice terrazzamento: terrazzo intermedio, a quote inferiori rispetto al Livello Fondamentale e costituente un areale sviluppato principalmente in sponda sinistra; si tratta di depositi più recenti di quelli del Livello Fondamentale e litologicamente costituiti da sabbie grigie, non alterate, con rara presenza di ciottoli e frequenti intercalazioni di argilla e torba. Segue un 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 continentali alluvionali fluviali e fluvioglaciali prevalentemente ghiaiosi e sabbiosi, con lenti limose e argillose, contraddistinte da un'elevata discontinuità laterale e verticale. Secondo il già citato Studio Geologico Comunale nell'area sono presenti terreni prevalentemente argillosi e/o argilloso limosi al di sotto di una coltre organica superficiale (figura 3), ascrivibili al contesto paleogeografico delle paludi alluvionali del Moso, che si sviluppa a ovest verso Bagnolo Cremasco, sebbene molto prossimi al passaggio, che si presume graduale ed eteropico, a terreni sabbiosi e sabbioso limosi, presenti immediatamente al di là di via Indipendenza, secondo la suddivisione del territorio operata dalla cartografia comunale.

Si ritiene che nel sito possano coesistere le due facies descritte anche nelle cartografie, ovvero terreni di pertinenza "Moso" più superficiali (limi, argille, sabbie fini, poca o pochissima ghiaia), sovrapposti a materiali alluvionali anche più antichi di provenienza e composizione seriana (sabbie, ghiaie).

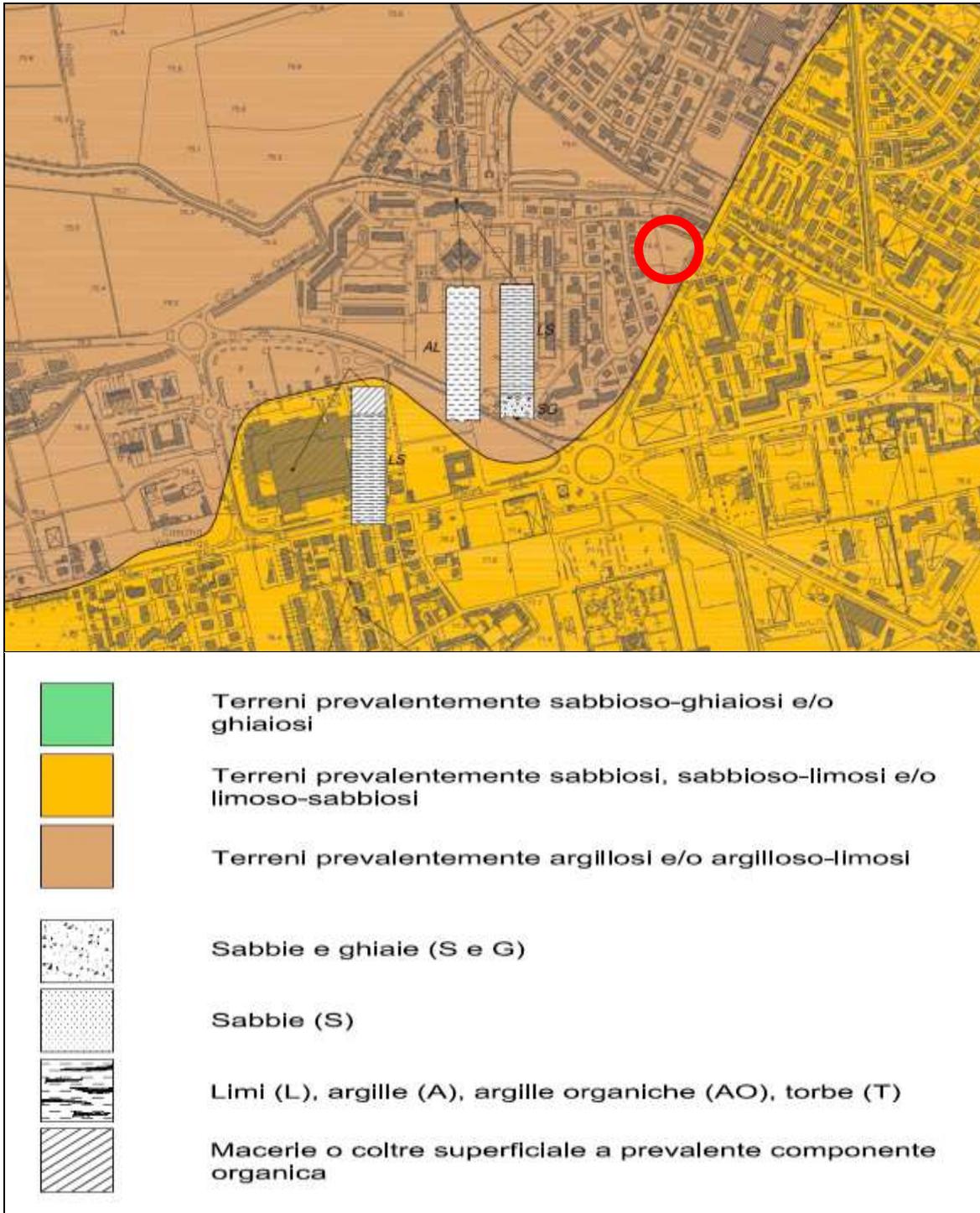


figura 3: stralcio della Carta Geologica e Geomorfológica allegata allo Studio Geologico del territorio comunale di Crema (ex L.R. 41/1997, ora L.R. 12/2005 - P.R.G. dott. Malerba, 1997-2010). In rosso la zona di intervento, caratterizzata da terreni con scadenti caratteristiche geotecniche, secondo quanto indicato anche nella carta di figura 1

3.2 Le acque superficiali: elementi idrografici e idrologici

L'andamento idrografico del territorio di Crema è caratterizzato essenzialmente dalla presenza del fiume Serio, oltre che da una serie di canali, sia naturali che artificiali. Il fiume Serio scorre a est dell'area investigata a circa 2.5 km di distanza. Per quanto concerne i canali e le rogge si può affermare che questi abbiano uno scopo prevalentemente irriguo e rappresentano un intreccio di vie d'acqua tendente spesso a ramificarsi in derivazioni più o meno importanti.

L'esistenza di questa rete idrica superficiale risulta strettamente legata alle derivazioni di rogge e canali irrigui dai fiumi Adda e Serio e dal canale Vacchelli, oltre che al fenomeno delle risorgive, diffuse in tutta la pianura lombarda a nord e a ovest di Crema (figura 4), 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 $12^{\circ}\div 14^{\circ}$.

Essi hanno origine nell'alta pianura dalle acque di risorgiva che affiorano in superficie in corrispondenza del passaggio dai sedimenti grossolani e permeabili (ciottoli e ghiaie) dell'alta pianura a quelli più fini e impermeabili (limi e argille) della bassa. In particolare, le acque sorgive sono acque di prima falda alimentata a monte da estesi fenomeni di percolazione. La presenza dei fontanili lungo l'ampia fascia indicata rappresenta una condizione di bassissima soggiacenza della falda freatica, anche se in prossimità dell'area investigata non sono presenti capifonte.



Figura 4: la fascia dei fontanili nel territorio lombardo, con indicata la città di Crema

Come detto la rete idrografica presente, di impronta marcatamente antropica, è adibita alle attività di irrigazione dei campi immediatamente prossimi verso nord e ovest e al successivo col e smaltimento delle acque in eccesso derivanti dalla pratica irrigua per scorrimento; è costituita oltre che dalle rogge

principali e dai navigli (Vacchelli) 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 e meteoriche stradali. Nella zona vanno segnalate in particolare la roggia Pino dei Mosi che confluisce nel colatore Cresmiero a poche decine di metri di distanza dall'area in esame: entrambi i canali scorrono in una valletta debolmente incassata e incisa nella topografia circostante, fattore morfologico che porta e ritenere trascurabile il rischio idraulico per esondazione o alluvione del contesto in esame (figura 5).



Figura 5: la zona di confluenza nel Cresmiero della Roggia Pino dei Mosi, circa 100 m a sud del sito in esame. Si notino le scarpate di circa 4 m di altezza che bordano la depressione valliva di entrambi i canali, su entrambe le sponde idrografiche (la foto è ripresa dalla sponda destra, lato via Lago Gerundo).

L'intervento si colloca esternamente alle fasce di rispetto idraulico istituite lungo i canali pubblici e le rogge principali ai sensi dei R.D. 523/1904 e 368/1904, pertanto il progetto è pienamente ammissibile dal punto di vista idraulico, non sussistendo particolari vincoli (figura 6).

Sempre per quanto riguarda l'idrografia di superficie, la consultazione della cartografia allegata al recente Piano di Gestione del Rischio Alluvioni (PGRA – stralcio in figura 7, 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).

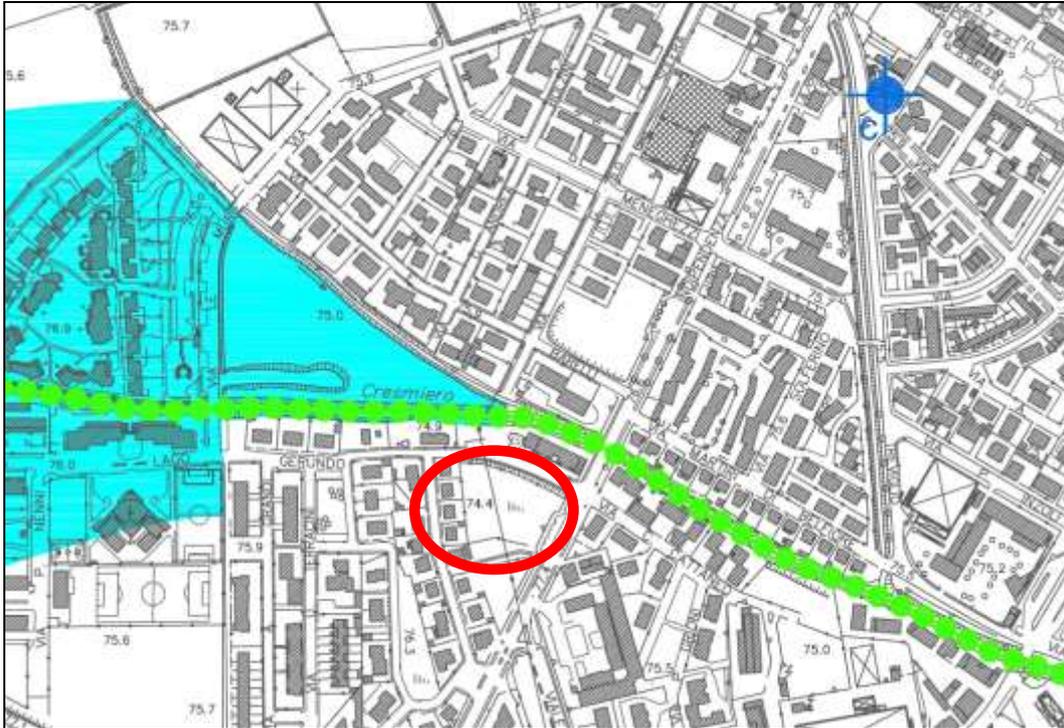


Figura 6: stralcio della Carta dei Vincoli allegata allo Studio Geologico del territorio comunale di Crema (ex L.R. 41/1997, ora L.R. 12/2005 - P.R.G. dott. Malerba, 1997-2010). In rosso la zona di intervento, libera da vincoli



Fig. 7: stralcio della cartografia allegata al PGRA-2017. Nel circolo rosso è racchiusa l'area di intervento, esterna alle aree allagabili



3.3 Caratteristiche idrogeologiche e piezometria

Il sistema acquifero della Provincia di Cremona può essere suddiviso in:

acquifero superficiale: caratterizzato da una falda freatica con elevato gradiente idraulico, interconnessa con la rete idrica e prevalentemente libera nel settore settentrionale (a nord della confluenza del Serio in Adda), da un gradiente idraulico inferiore e prevalentemente semiconfinata in quello meridionale; viene alimentato essenzialmente dalle precipitazioni, dagli apporti idrici derivanti dalle perdite della rete dei corsi d'acqua superficiali e dalle infiltrazioni legate alle pratiche irrigue.

acquifero profondo: nel quale circola una falda che presenta un gradiente idraulico medio del 2‰ nel settore settentrionale, con un aumento verso il fiume Adda, ed un gradiente idraulico medio inferiore ad 1‰ nel settore meridionale; varia da semi-confinata a confinata (artesia); viene alimentato principalmente dalle falde che si alimentano nella medio alta pianura, a monte della fascia delle risorgive, e nelle zone di conoide alluvionale al passaggio tra ambiente di pianura e di collina, dalle falde di subalveo e dalle falde direttamente connesse con i subalvei stessi.

I due acquiferi sono separati da numerosi setti impermeabili, con spessori anche notevoli ed estensione più o meno continua, per la maggior parte del territorio provinciale, mentre tendono a diventare un acquifero monostrato nell'area settentrionale, lungo il corso del fiume Serio ed in parte del fiume Po.

In tutta l'area cremonese e cremasca non sono assolutamente riscontrabili affioramenti rocciosi; si nota, comunque, l'influenza esercitata sull'andamento delle linee isopiezometriche superficiali da parte dei corsi d'acqua principali e, a nord-est, dal pianalto di Romanengo. Le isopieze mostrano un naturale decrescere nei valori spostandosi verso sud. La prevalenza, specialmente per gli strati più superficiali, di litotipi più permeabili, quali sabbie e ghiaie, a discapito di quelli più impermeabili favorisce la ricarica naturale della superficie freatica che può, quindi, avvenire anche in buona parte mediante l'apporto meteorico in collaborazione con le infiltrazioni delle acque derivanti dagli alvei fluviali.

La sostanziale omogeneità geologica e geomorfologica del territorio di Crema lontano dal Serio si riflette anche sui meccanismi di circolazione sotterranea dell'acqua e sulla geometria delle unità litologiche ospitanti le diverse falde acquifere: la presenza nell'area in esame di un solo ambiente deposizionale uniforme per litologia e organizzazione tessiturale dei depositi (Livello Fondamentale della Pianura di dominio seriano), rende relativamente semplice la ricostruzione dell'assetto delle acque sotterranee, sottoposte peraltro, per quanto concerne la falda più superficiale, a un fortissimo controllo piezometrico da parte della rete idrografica superficiale e delle pratiche irrigue. In linea generale, nell'areale di stretto interesse per i fini perseguiti dal presente elaborato, il quadro idrogeologico locale appare in analogia con l'intero territorio padano a sud delle Alpi, fortemente predisposto alla formazione di falde acquifere impilate verticalmente.



Sulla base delle stratigrafie dei pozzi potabili presenti in zona e con il riscontro dei dati disponibili in bibliografia e di quanto riportato nello *Studio Idrogeologico della Provincia di Cremona* (Associazione Cremona Ambiente) e nello studio *Realizzazione di un Modello Preliminare del Flusso Idrico nel Sistema Acquifero della Provincia di Cremona* è possibile delineare, con un'approssimazione accettabile, la successione delle diverse litozone:

- litozona superficiale, ospitante la falda acquifera più superficiale, formata da sedimenti di medio-alta permeabilità, a componente sabbiosa dominante, con alternanze di livelli a ghiaia fine. Lo spessore di tale litozona è pari a 30-40 m circa, oltre i quali la disponibilità di acqua si riduce. Questa falda, interagente con la rete idrografica superficiale e a cui attingono i numerosi pozzi realizzati a bassa profondità e le risorgenze dei fontanili ove presenti, è alimentata sia direttamente dalla superficie oltre che dal deflusso sotterraneo, che ha la sua zona di alimentazione nelle conoidi pedemontane bergamasche, ed è fortemente governata dal fiume Serio e dal fiume Adda; essa fluisce verso sud e verso l'alveo dei fiumi, che ne costituiscono il livello idrogeologico di base controllandone le alterne fasi di alimentazione o drenaggio.
- seconda litozona: la disponibilità d'acqua si riduce sensibilmente in quanto le litologie divengono prevalentemente limoso-argillose con sottili e sporadiche intercalazioni di sabbia e ghiaia fine non sufficienti a garantire una portata idrica significativa. La profondità è compresa tra i 40 e gli 80 m da p.c.
- terza litozona: oltre gli 80-90 m di profondità è possibile presumere, all'interno dei sedimenti limoso-sabbiosi o argillosi a bassa permeabilità, la presenza di intervalli di sabbia e ghiaia di varia estensione laterale e potenza, ospitanti acquiferi dotati di buone potenzialità, isolati o protetti da eventuali carichi inquinanti provenienti dalla superficie e potenzialmente sfruttabili o sfruttati per scopi idropotabili.

La piezometria del territorio comunale mostra un andamento del livello di falda che risente delle influenze dei fiumi Adda (verso ovest) e Serio (verso est) come mostrano le incurvature delle linee isopiezometriche. La consultazione del documento "*Realizzazione di un modello preliminare del flusso idrico nel sistema acquifero della provincia di Cremona*" e della cartografia ad esso allegata, indica il livello piezometrico dell'acquifero posto a 75 m s.l.m. nell'area in studio di Crema (figura 8).

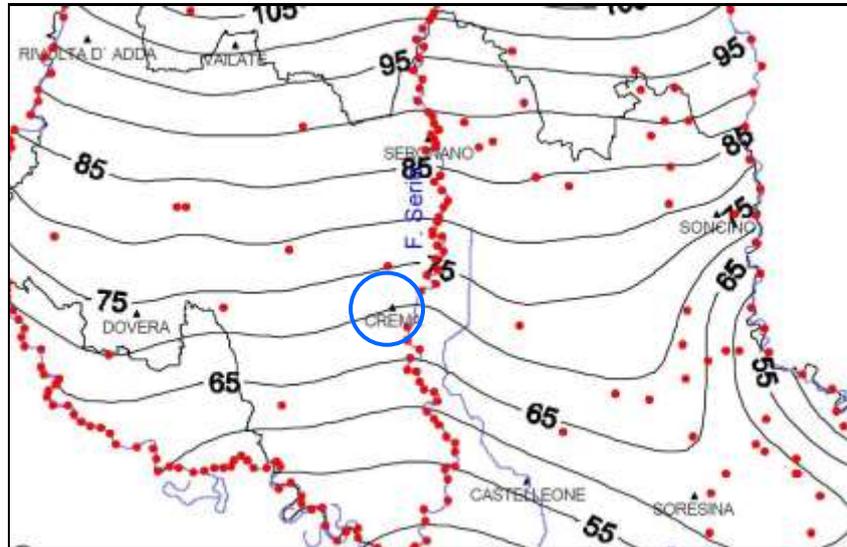


Figura 8: stralcio della tavola della "Piezometria di riferimento dell'acquifero freatico (equidistanza 5 m)", estratto da "Realizzazione di un modello preliminare del flusso idrico nel sistema acquifero della provincia di Cremona". Nel cerchio blu il territorio in osservazione.

La monotona anche se imprevedibile presenza di una successione di livelli permeabili e impermeabili e l'andamento sostanzialmente monoclinale del pacco alluvionale complessivo costituiscono quindi i fondamentali fattori predisponenti della situazione descritta, nella quale si individua un acquifero superficiale a pelo libero, seguito in profondità da più falde sovrapposte generalmente in pressione. L'acquifero superficiale, che assume una potenza rilevante nel saturare e intridere d'acqua il sottosuolo di Crema, mantiene il proprio pelo libero a breve distanza dalla superficie topografica, con una soggiacenza attestata quasi costantemente attorno a 2 - 3 m (le prove penetrometriche dinamiche eseguite nell'anno 2003 a supporto della caratterizzazione geotecnica dei terreni e meglio descritte in un successivo e futuro elaborato hanno consentito di **riscontrare la presenza del battente di falda freatica alla quota di 1,80 m dal p.c. prima delle operazioni di scavo**).

La profondità della falda, in sostanziale equilibrio con il regime di portata e il livello di deflusso o battente nel vicino Cresmiero, non si mantiene costante durante il corso dell'anno anche in conseguenza delle pratiche irrigue che in questa zona, come in gran parte della campagna cremasca adibita alla coltivazione intensiva del mais o ai prati stabili da foraggio, vengono massicciamente praticate a scorrimento, mentre assai minore appare l'effetto di variabili stagionali quali più o meno lunghi periodi di forti precipitazioni.

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 Indipendenza tra 73 e 74 m s.l.m., che raffrontati al piano campagna attestato a 76 m determinano una soggiacenza dell'ordine dei 2-3 m. Le indagini geognostiche integrative svolte nel dicembre 2010 hanno invece **localizzato la tavola d'acqua sotterranea a partire da soli**



1,20 m da p.c., per effetto anche delle operazioni di scavo e livellamento (risulta oggi mancare, ad esempio, la coltre di terreno coltivo di circa 60 cm riconosciuta dal dott. Bassi nel 2003, oltre ad almeno altri 50-60 cm di substrato incoerente) che hanno abbassato il piano campagna e diminuito il franco asciutto non saturo.

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 07/02/2017 dagli scriventi in prossimità dell'immobile in esame, di fronte alla facciata ovest (la presenza dell'edificio stesso ha impedito la localizzazione delle verticali d'indagine nei siti strutturalmente di interesse corrispondenti o interni alla sagoma dell'opera). Grazie all'integrazione tra le tre prove eseguite preliminarmente e propedeuticamente alla stesura del presente elaborato con quelle svolte nell'anno 2003 (autore dott. geol. G. Bassi, nel terreno all'epoca libero e quindi con le tre verticali di prova interne all'attuale impronta edificata), si può ritenere l'insieme delle conoscenze disponibili sufficiente per un'accettabile caratterizzazione del sito in analisi.

La campagna di indagine geognostica diretta è stata integrata dall'esecuzione specifica nel sito in esame di n. 1 registrazione di sismica passiva a stazione singola mediante tromografo digitale (TR) e di uno stendimento di sismica attiva multicanale a 24 geofoni (Masw) per la corretta definizione della categoria del suolo di fondazione (allegato 3 e 5).

4.1 Prove penetrometriche dinamiche

Le 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.

Ciascuna prova è stata 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. Il raffronto tra le prove dell'anno 2003 (n. 3 verticali eseguite dal dott. Bassi) e quella di controllo condotta da chi scrive nel dicembre 2017 portano a dover "normalizzare", ovvero depurare dei primi 60-120 cm, i primi 3 profili ricostruiti, in quanto oggi per effetto dell'intervento già compiuto risulta mancare completamente la coltre di terreno vegetale sommitale oltre a un primo spessore di terreno-substrato sottostante, ciò per effetto delle operazioni di livellamento, scavo e preparazione del sito già riconosciute e descritte.

4.2 Indagine geofisica

Per la caratterizzazione sismostratigrafica dei terreni ci si è avvalsi dell'esito della prospezione svolta ad hoc di sismica multicanale, con acquisizione delle onde superficiali, comprese quelle a bassa frequenza, ed elaborazione dei dati secondo la procedura tipo MASW, realizzata a supporto del presente elaborato tecnico, nel sito in esame, o meglio nell'area libera verso ovest (unica che consentisse l'indagine stante la presenza dell'immobile a occupare la porzione est del sito).

L'ubicazione della prova è riportata in allegato 3.

Mediante tale metodologia è possibile eseguire la valutazione delle velocità Vs30 di sito al fine di classificare il terreno di fondazione secondo le tabelle allegate al D.M. 14/01/08, ancora valide a seguito delle modificazioni intercorse con le nuove Norme Tecniche sulle Costruzioni di cui al D.M. 17/01/2018 ($V_{s30} = V_{seq}$ in quanto la profondità H del substrato con Vs non inferiori a 800 m/sec è maggiore di 30 m).

Interpretazione

Le registrazioni effettuate (allegato 5) 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 che al di sotto dell'originario terreno di coltivo o arativo/vegetale oggi già asportato (60 – 80 cm, con passaggio graduale a sabbie debolmente limose e debolmente argillose sciolte o poco consolidate, con rara o poca ghiaia, con caratteristiche di resistenza meccanica medio-bassa ed estese fino a profondità variabile ma mediamente di circa 5 m), compare una serie di orizzonti formati principalmente da alternanze più o meno fitte di sabbie debolmente limose con variabile contenuto in ghiaia medio fine intervallate da strati o lenti di ghiaia e sabbia pulite, anche medio grossolana, o sabbie prevalenti anche ben consolidate oltre 7 m. Il grado di addensamento/consistenza cresce proporzionalmente con la profondità.

Le Norme Tecniche sulle Costruzioni contenute nel D.M. 14/01/2008 prescrivono che il valore caratteristico "fk" di ogni parametro geotecnico rappresenti numericamente la soglia al di sotto della quale si colloca non più del 5% dei valori desumibili da una serie teoricamente illimitata di prove. Quindi, nel caso in esame si ritengono applicabili le istruzioni contenute nella circolare n. 617 del 02 febbraio 2009 del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, che consentono di attribuire un valore operativo o di progetto basato sul giudizio del Geotecnico. In particolare, nel caso di condizioni di sito omogenee ed elevati volumi di terreno coinvolti (fondazioni superficiali) che consentono una possibile compensazione di eventuali eterogeneità, appare giustificato il riferimento a valori prossimi ai valori medi quali valori caratteristici.

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, φ è l'angolo di attrito, C_u la coesione (assente nel caso in esame), E_y è il modulo elastico, mentre γ_n e γ_s sono rispettivamente il peso di volume naturale e saturo. Viene fornito il modello geotecnico del sottosuolo (tabella 2).

N.B: il livello di falda è localizzato tra – 1,20 e – 1,80 m di profondità da p.c. (livello passibile di oscillazioni stagionali, la cui entità esula dagli scopi del presente elaborato).



Tab. 2: caratterizzazione fisica del litotipo presente nell'area investigata

Livello	da m	a m	Litologia	N ₃₀	φ (°)	E _y (kN/m ²)	γ _n (kN/m ³)	γ _s (kN/m ³)
1	0,00	5,70	Sabbia debolmente limosa e debolmente argillosa, con rara o poca ghiaia, da sciolta a poco addensata	7	30,07	5800	16,08	18,63
2	5,70	9,90	Alternanze più o meno fitte di sabbia quasi monogranulare nocciola e ghiaia medio fine debolmente limose, da mediamente a ben addensate	13	31,74	13910	18,04	19,02

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

L'indagine geognostica e geofisica condotta deve consentire anche l'attribuzione della categoria di sottosuolo ai sensi del D.M. 14/01/2008 – Norme Tecniche sulle Costruzioni: quanto svolto ed esposto nelle pagine che precedono ha portato a definire quale categoria di suolo di fondazione la C.

Tuttavia, l'area di intervento ricade all'interno di un ambito dove viene riconosciuto lo scenario di Pericolosità Sismica Locale (PSL) Z4a e Z2 (fig. 9), dove in ragione in particolare dello scenario Z4a, la DGR 2616/2011 prevede la realizzazione di un Secondo Livello di approfondimento per i comuni classificati in Zona Sismica 3, come Crema.

Lo Studio Geologico del comune di Crema possiede tale studio di approfondimento di secondo livello, ma redatto quando il Comune si trovava nella Zona Sismica 4 e non basato su indagini strumentali di tipo diretto geofisico, e pertanto tale analisi si ritiene opportuno venga svolta nuovamente a scala progettuale, basandola su rilievi strumentali eseguiti ad hoc e conforme alla nuova normativa.

All'interno del sito in esame si rende quindi necessario predisporre l'approfondimento (app. 5) relativo agli aspetti sismici, come previsto dal Modulo 9 "Asseverazione del Geologo di congruità dei contenuti della Relazione Geologica ai requisiti richiesti dal punto 6.2.1 delle N.T.C. DM 14/01/08 e/o dalla D.G.R. IX 2616/2011" allegato alla D.G.R. 5001/2016.

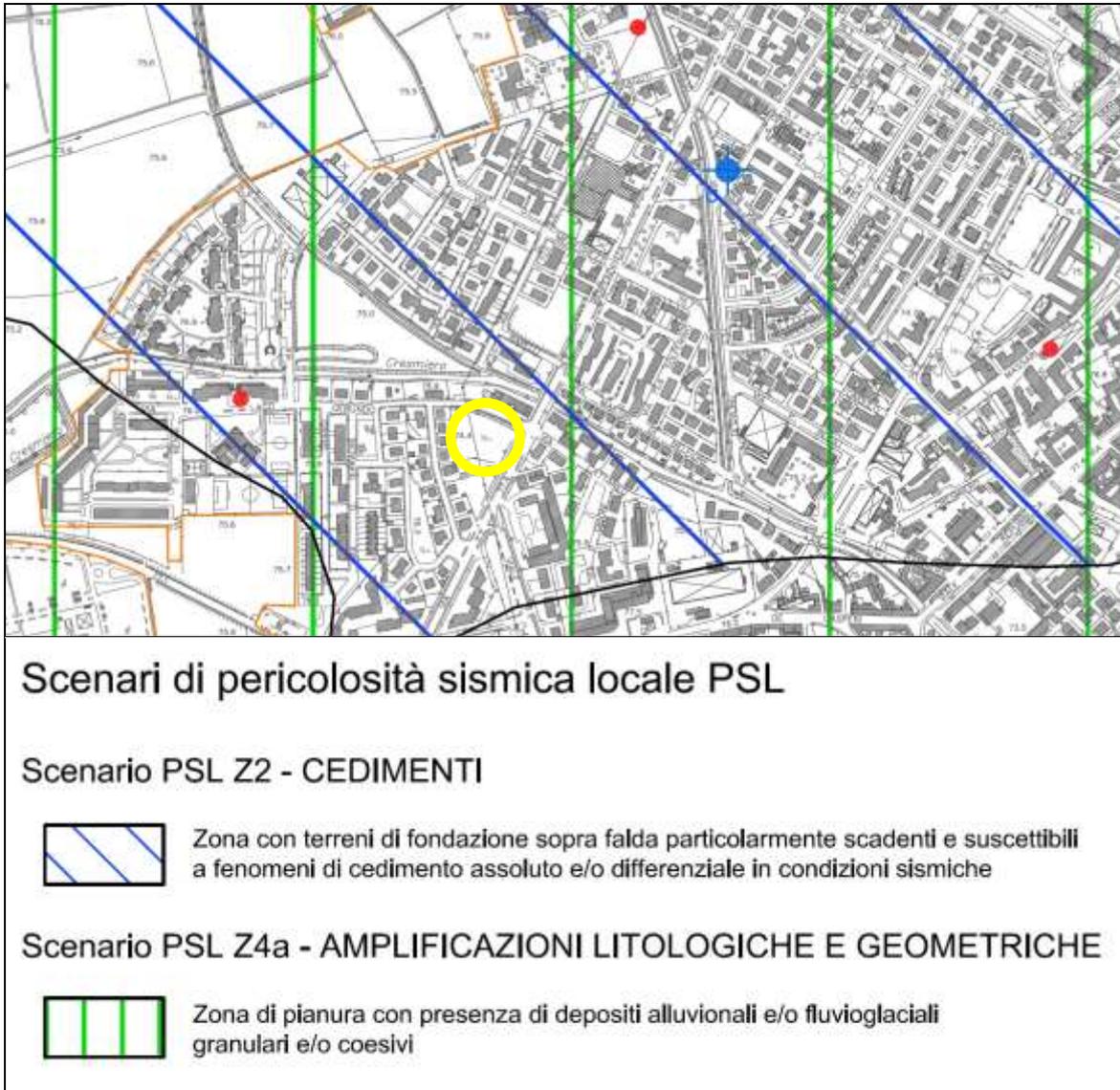


Figura 9: stralcio della Carta della Pericolosità Sismica Locale allegata allo Studio Geologico comunale di Crema – non in scala (in giallo l’area di interesse, appartenente agli scenari Z4a e Z2)

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'Fa locale sia edifici bassi e rigidi (periodo tra 0.1 e 0.5 sec) che per quelli più alti (periodo > 0.5 sec) è risultato più basso di quello soglia comunale (vedi apposita relazione dello studio di approfondimento sismico di II livello per i dettagli – Allegato 5).

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 e D.M. 17/01/2017), deve quindi essere "C", come ricavabile per quanto concerne le caratteristiche dalla tabella che segue ricavata dalle NTC2018.

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.

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 nel periodo di riferimento **PVR**, cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella tabella seguente.

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

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

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

La pericolosità sismica è definita in termini di:

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

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

$$V_R = V_N \times C_U$$

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato nella sottostante tabella.

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

Tab. 3: Valori del coefficiente d'uso C_U



Per quanto attiene la classe d'uso, la tipologia di costruzione in progetto rientra nella **classe III**, nella quale sono comprese "Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso".

La vita nominale di un'opera strutturale **VN** 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 4 sottostante.

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva ¹	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

Tab. 4: Vita nominale V_N per diversi tipi di opere

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 **75 anni**.

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

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

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

Il primo passo consiste nella determinazione di **a_g** (accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido), a partire dalle coordinate geografiche dell'opera da verificare, che vengono di seguito forniti. Il dettaglio di tutti i parametri sismici riferiti al sito e al progetto in esame è riportato in allegato 4 e nel prospetto grafico che segue.

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 1.496 m/s^2 , a cui corrispondono valori di K_h e K_v rispettivamente pari a 0.037 e 0.018, mentre per le verifiche all'SLD si dovrà utilizzare un'accelerazione massima di 0.638 m/s^2 , a cui corrispondono valori di K_h e K_v rispettivamente pari a 0.013 e 0.007.

Via: <input type="text" value="Lago Gerundo"/> n°: <input type="text"/> Comune: <input type="text" value="Crema"/> Cap: <input type="text" value="26013"/> Provincia: <input type="text" value="Cremona"/> Latitudine: <input type="text"/> Longitudine: <input type="text"/> Isole: <input type="text" value="Seleziona"/>	(1)* Coordinate WGS84 (°) Latitudine: <input type="text" value="45.361232"/> Longitudine: <input type="text" value="9.673966"/> (1)* Coordinate ED50 (°) Latitudine: <input type="text" value="45.362165"/> Longitudine: <input type="text" value="9.675013"/> Classe dell'edificio: <input type="text" value="III. Affollamento significativo"/> <input checked="" type="checkbox"/> $C_{s1} = 1.5$ Vita nominale: <input type="text" value="50"/> (Opere provvisoria <=10, Opere ordinaria >=50, Grandi opere >=100) Interpolazione: <input type="text" value="Media ponderata"/>																														
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Stato Limite</th> <th>Tr [anni]</th> <th>a_g [g]</th> <th>F_o</th> <th>T_c [s]</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Operatività (SLO)</td> <td>45</td> <td>0,035</td> <td>2,524</td> <td>0,213</td> </tr> <tr> <td>Danno (SLD)</td> <td>75</td> <td>0,043</td> <td>2,523</td> <td>0,236</td> </tr> <tr> <td>Salvaguardia vita (SLV)</td> <td>712</td> <td>0,102</td> <td>2,523</td> <td>0,291</td> </tr> <tr> <td>Prevenzione collasso (SLC)</td> <td>1462</td> <td>0,130</td> <td>2,535</td> <td>0,298</td> </tr> <tr> <td>Periodo di riferimento per l'azione sismica:</td> <td>75</td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> </tbody> </table>	Stato Limite	Tr [anni]	a_g [g]	F_o	T_c [s]	Operatività (SLO)	45	0,035	2,524	0,213	Danno (SLD)	75	0,043	2,523	0,236	Salvaguardia vita (SLV)	712	0,102	2,523	0,291	Prevenzione collasso (SLC)	1462	0,130	2,535	0,298	Periodo di riferimento per l'azione sismica:	75			
Stato Limite	Tr [anni]	a_g [g]	F_o	T_c [s]																											
Operatività (SLO)	45	0,035	2,524	0,213																											
Danno (SLD)	75	0,043	2,523	0,236																											
Salvaguardia vita (SLV)	712	0,102	2,523	0,291																											
Prevenzione collasso (SLC)	1462	0,130	2,535	0,298																											
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	75																														
<input checked="" type="checkbox"/> Visualizza vertici della maglia di appartenenza	CALCOLO COEFFICIENTI SISMICI <input type="radio"/> Muri di sostegno <input type="radio"/> Paratie <input checked="" type="radio"/> Stabilità dei pendii e fondazioni <input type="checkbox"/> Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti. H (m): <input type="text" value="1"/> u_s (m): <input type="text" value="0.1"/> Categoria sottosuolo: <input type="text" value="C"/> Categoria topografica: <input type="text" value="T1"/> <table border="1"> <thead> <tr> <th></th> <th>SLD</th> <th>SLD</th> <th>SLV</th> <th>SLC</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>S_s* Amplificazione stratigrafica</td> <td>1,50</td> <td>1,50</td> <td>1,50</td> <td>1,50</td> </tr> <tr> <td>C_c* Coeff. funz. categoria</td> <td>1,75</td> <td>1,69</td> <td>1,58</td> <td>1,57</td> </tr> <tr> <td>S_t* Amplificazione topografica</td> <td>1,00</td> <td>1,00</td> <td>1,00</td> <td>1,00</td> </tr> </tbody> </table> <input type="checkbox"/> Acc.ne massima attesa al sito [m/s ²]: <input type="text" value="0.5"/>		SLD	SLD	SLV	SLC	S_s * Amplificazione stratigrafica	1,50	1,50	1,50	1,50	C_c * Coeff. funz. categoria	1,75	1,69	1,58	1,57	S_t * Amplificazione topografica	1,00	1,00	1,00	1,00										
	SLD	SLD	SLV	SLC																											
S_s * Amplificazione stratigrafica	1,50	1,50	1,50	1,50																											
C_c * Coeff. funz. categoria	1,75	1,69	1,58	1,57																											
S_t * Amplificazione topografica	1,00	1,00	1,00	1,00																											
(1)* Il software converte i dati dal sistema WGS84 al sistema ED50, prima di elaborare i risultati e comunque possibile inserire direttamente le coordinate nel sistema ED50. I punti sulla mappa sono da considerarsi esclusivamente in coordinate WGS84. (2)* Il file creato con "Salva file" può essere importato automaticamente negli applicativi: GeoSbru.	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Coefficienti</th> <th>SLO</th> <th>SLD</th> <th>SLV</th> <th>SLC</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>K_h</td> <td>0,011</td> <td>0,013</td> <td>0,037</td> <td>0,047</td> </tr> <tr> <td>K_v</td> <td>0,005</td> <td>0,007</td> <td>0,018</td> <td>0,023</td> </tr> <tr> <td>A_{max} [m/s²]</td> <td>0,517</td> <td>0,638</td> <td>1,496</td> <td>1,908</td> </tr> <tr> <td>Beta</td> <td>0,200</td> <td>0,200</td> <td>0,240</td> <td>0,240</td> </tr> </tbody> </table>	Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC	K_h	0,011	0,013	0,037	0,047	K_v	0,005	0,007	0,018	0,023	A_{max} [m/s ²]	0,517	0,638	1,496	1,908	Beta	0,200	0,200	0,240	0,240					
Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC																											
K_h	0,011	0,013	0,037	0,047																											
K_v	0,005	0,007	0,018	0,023																											
A_{max} [m/s ²]	0,517	0,638	1,496	1,908																											
Beta	0,200	0,200	0,240	0,240																											

Viene inoltre svolta la verifica a liquefazione del suolo di fondazione, in particolare per la compresenza anche dello scenario Z2 (per il quale sarà dovuta anche la verifica dei cedimenti ei suoli di fondazione, a seguire), 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. (eventi sismici con magnitudo M inferiore a 5)*;
2. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori a 0.1 g;
3. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m da p.c., per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
4. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica dinamica normalizzata maggiore di 30 colpi oppure resistenza penetrometrica statica normalizzata maggiore di 180;
5. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura 7.11.1 (a) della NTC 2008 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 quinto punto (* il punto 1 verrà abolito con l'entrata in vigore dal 22/03/2018 delle nuove NTC2018 di cui al D.M. 17/01/2018), 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 3 a 5 sopra citati.

La consultazione della cartografia resa disponibile attraverso il sito dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV), riconosce per il territorio di Crema un valore di accelerazione massima attesa al piano campagna con probabilità di superamento in 50 anni pari al 10% compreso fra 0,075 e 0,100 g, inferiore pertanto al valore soglia di 0,1 g di cui al punto 2 (figura 10). Inoltre, il comparto a sud-ovest di Crema, verso Capergnanica, è quello che presenta le accelerazioni ancora più basse.

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

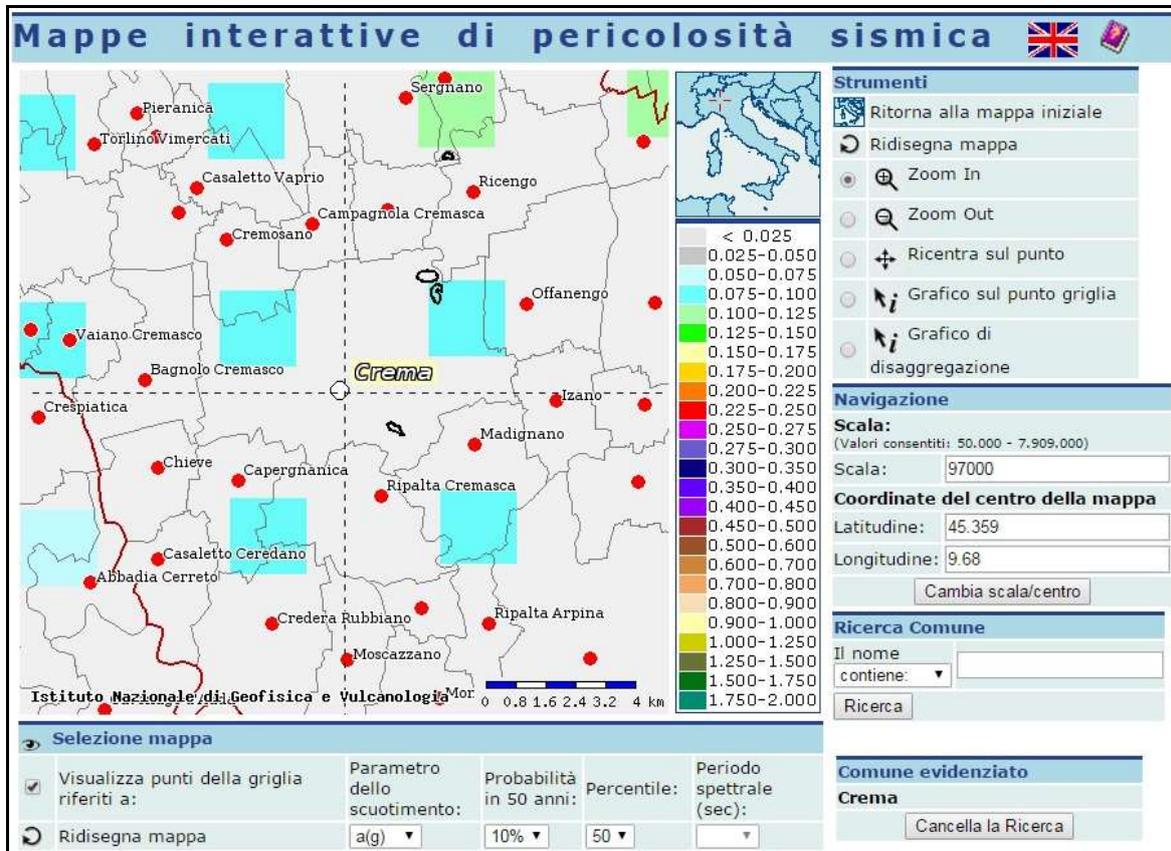


Figura 10: mappa interattiva della pericolosità sismica tratta dal sito dell'INGV

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 sostituito l'approccio nel calcolo geotecnico, da una modalità alle cosiddette Tensioni Ammissibili (D.M.LL.PP. 11/03/1988, applicabile solo nella Zona sismica 4 e solo per alcune tipologie di edifici, pertanto NON al caso in esame) a quella agli Stati Limite (D.M. II. e TT. 14/08/2008 "Norme Tecniche sulle Costruzioni", obbligatoria nelle zone simiche 1, 2 e 3 e per edifici di classe 1 e 2, 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 nel territorio in esame fino a pochi mesi prima della redazione del presente elaborato.



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

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

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

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

dove:

Q_{ult} = Pressione ultima a rottura

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

c', C_u = Coesione drenata, non drenata

γ, γ' = Densità totale, sommersa

N_c, N_q, N_γ = Fattori di Capacità Portante (funzione di ϕ)

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

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

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

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

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

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

Sulla base di tali premesse, in considerazione delle dimensioni delle fondazioni esistenti ricavate dal progetto (e verificate con scavi e ispezioni in sito svolti ad hoc), i calcoli geotecnici sono stati impostati, secondo le indicazioni fornite dal progettista strutturista, considerando fondazioni dirette lineari nastriformi a trave rovescia di larghezza 80, 120 e 200 cm, oltre a una platea rettangolare di impronta pari o prossima a quella dell'edificio intero. Le dimensioni indicate e la forma presa in considerazione come modello sono pari o prossime a quelle di progetto: non essendo disponibili nei codici di calcolo derivati dalla formula di Terzaghi per la capacità portante fondazioni di forma irregolare o complessa, la sagoma del trapezio scaleno è stata approssimata a un quadrato di pari area (850 m²) con il mantenimento dei rapporti e delle proporzioni tra i lati dello stesso rispetto ai lati maggiori del trapezio (che sono quasi equivalenti). Pertanto le verifiche e i calcoli di seguito esposti sono stati condotti ipotizzando una sola ipotetica platea monolitica per l'intero edificio, di forma quadrata anche se non esattamente corrispondente alla sagoma reale della



struttura esistente. In ragione delle scadenti caratteristiche dei terreni di fondazione nei primi 5 m (già riconosciute anche nella relazione del dott. Bassi), il piano di posa viene riconosciuto e mantenuto a - 110 cm dal p.c. attuale del sito (piazze ovest retrostante), ritenendo che piani di posa più profondi avrebbero portato anche alla molto probabile intercettazione delle acque sotterranee.

I risultati ottenuti sono riportati nella tabella che segue. Si sottolinea come il valore di Q_{amm} riportato è già depurato del fattore di sicurezza 3 previsto dal D.M. 11/03/1988. Il piano di posa preso a riferimento medio è riferito al p.c. attuale del sito nella porzione più bassa o depressa, verso ovest (parte piazzale oggi non edificata).

Tab. 5: determinazione della capacità portante ammissibile (Q_{amm})

tipo di fondazione e dimensioni (profondità di posa 110 cm da p.c.)	Q_{amm} (kN/m ²)	Stima dei cedimenti (mm) conseguenti all'applicazione di Q_{amm} *
Trave rovescia di larghezza 0,8 m	94	9
Trave rovescia di larghezza 1,2 m	110	15
Trave rovescia di larghezza 2,0 m	128	24
Platea quadrata di area 850 m ² (lato 29 m)	495	>>50

* cedimento calcolato sulla Q_{amm}

È da notare come per i valori di capacità portante ammissibili siano risultati molto elevati nel caso della platea.

Ciò non deve fuorviare l'attenzione del progettista e può essere spiegato considerando il fatto che nei codici di calcolo della capacità portante, tra le variabili da inserire, figura la dimensione della struttura fondazionale quale fattore moltiplicativo di un polinomio. Trattandosi nel caso specifico di fondazioni molto grandi, ne deriva che il dato di capacità portante aumenta considerevolmente fino ad assumere i valori sopra riportati.

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

Per tale motivo è stato scelto un approccio che attraverso un procedimento contrario fissa un valore massimo di cedimento ritenuto accettabile (sulla base delle usuali condizioni di progetto e operative



delle strutture che saranno realizzate si può considerare accettabile un cedimento differenziale massimo pari a 5 cm), risalendo successivamente a ritroso al valore di spinta che determina lo sviluppo di tale cedimento. È evidente come, qualora il valore di azione reale Q_{50} fosse inferiore a quello riportato (con $Q_{50} < Q_{amm}$), il cedimento conseguente risulterebbe inferiore al valore soglia di 50 mm fissato. L'approccio descritto ha portato ai seguenti risultati:

Tab. 6: determinazione della capacità portante che genera un cedimento ritenuto ammissibile di 50 mm

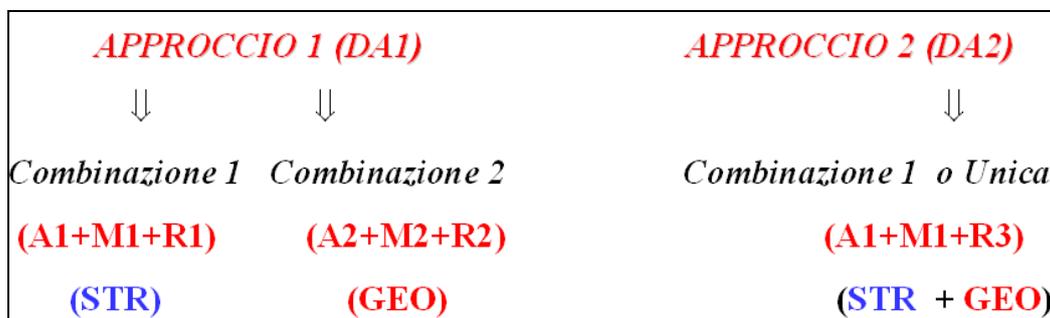
tipo di fondazione e dimensioni (profondità di posa 110 cm da p.c.)	Q_{50} (kN/m ²)	Stima dei cedimenti (mm) conseguenti all'applicazione di della Q (colonna a sx)
Platea quadrata di area 850 m ² (lato 29 m)	70	50

Va ad ogni modo specificato che i cedimenti in terreni prevalentemente granulari, come quelli su cui poggeranno le fondazioni in progetto, sono essenzialmente di natura elastica, e tendono a manifestarsi per la maggior parte contestualmente all'applicazione del carico. Si ritiene pertanto che cedimenti secondari di tipo edometrico, legati alla componente coesiva presente nei terreni in esame, saranno presenti ma più contenuti rispetto ai valori indicati. Carichi inferiori alle Q indicate innescheranno logicamente cedimenti proporzionalmente inferiori. Nel caso delle travi rovesce tale approccio a ritroso non risulta necessario.

8 VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI "SLU" AL COLLASSO PER CARICO LIMITE DEI TERRENI DI FONDAZIONE (D.M. 14/01/2008 e D.M. 17/01/2018) – CONDIZIONI STATICHE

N.B.: UNICO METODO UTILIZZABILE DAL 14/10/2014

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 adottano due diversi approcci progettuali:



Le diverse combinazioni sono formate da gruppi di coefficienti parziali γ :

A = Azioni γ_F

M = resistenza dei materiali (terreno) γ_M

R = resistenza globale del sistema γ_R

Quindi, nell'approccio 1 si impiegano due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni A, per la resistenza dei materiali M ed eventualmente per la resistenza globale del sistema R. Per entrambe le combinazioni si impiegano i coefficienti parziali γ riportati nelle tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I contenute nelle NTC di cui al D.M. 14/01/2008, che seguono (identica numerazione è mantenuta per il nuovo D.M. 17/01/2018).

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. **La principale modifica dell'Aggiornamento delle NTC con il nuovo D.M. 17/01/2018 riguarda la limitazione delle verifiche al solo Approccio 2 Combinazione 1 o Unica, per la quale la combinazione dei parametri è A1 + M1 + R3. In ragione dell'imminente entrata in vigore delle nuove Norme vengono ancora forniti i risultati sia per tutti gli approcci/combinazioni (D.M. 14/01/2008) che per il solo A2C1 (D.M. 17/01/2018).**

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

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{G3}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.



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

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \varphi'_k$	γ_φ	1,0	1,25
<i>Coesione efficace</i>	c'_k	γ_c	1,0	1,25
<i>Resistenza non drenata</i>	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	γ	γ_γ	1,0	1,0

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

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

In sintesi questo nuovo approccio non prevede l'applicazione di un fattore di sicurezza unico (come previsto dal 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 al terreno di fondazione (livello 2, tabella 2) e considerando le medesime tipologie fondazionali e quota del piano di posa delle fondazioni (- 90 cm da p.c.) già descritte nel capitolo che precede.

Viene evidenziato nel **riquadro rosso** l'approccio/combinazione (A2C1) che, unico, mantiene validità anche con l'aggiornamento 2018 delle Norme Tecniche sulle Costruzioni.



Tab. 7: determinazione dei valori di **Rd in condizioni statiche** per le differenti combinazioni e approcci previsti dalle NTC del D.M. 14/01/2008 e per le tipologie fondazionali considerate

Tipo di fondazione, dimensioni (quota di imposta – 110 cm)	Approccio 1 Combinazione 1 A1+M1+R1 (STR) kN/m ²	Approccio 1 Combinazione 2 A2+M2+R2 (GEO) kN/m ²	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (GEO) kN/m ²	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (STR) kN/m ²
Trave rovescia di larghezza 0,8 m	281	152	281	281
Trave rovescia di larghezza 1,2 m	330	175	330	330
Trave rovescia di larghezza 2,0 m	385	198	385	385
Platea quadrata di area 850 m ² (lato 29 m)	1486	672	1486	1486

I risultati riportati nella tabella 7 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:

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

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. 8: determinazione dei valori Rd/γ_r corrispondenti agli **Ed massimi** (comprensivi dei coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni di cui alla tabella 6.2.I) **in condizioni statiche** per le differenti combinazioni e approcci previsti dalle NTC del D.M. 14/01/2008 e per le tipologie fondazionali considerate.

Tipo di fondazione, dimensioni (quota di imposta – 110 cm)	Approccio 1 Combinazione 1 A1+M1+R1 (STR) kN/m ²	Approccio 1 Combinazione 2 A2+M2+R2 (GEO) kN/m ²	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (GEO) kN/m ²	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (STR)* kN/m ²
Trave rovescia di larghezza 0,8 m	281	84	122	281
Trave rovescia di larghezza 1,2 m	330	97	143	330
Trave rovescia di larghezza 2,0 m	385	110	167	385
Platea quadrata di area 850 m ² (lato 29 m)	1486	373	646	1486

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



9 VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO "SLE" (D.M. 14/01/2008) – CONDIZIONI STATICHE

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

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

dove:

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

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

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

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

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

Basandosi su queste ipotesi e applicando il metodo di Boussinesq è possibile ricostruire la distribuzione degli sforzi applicati al terreno dalle fondazioni in progetto alle diverse profondità (figura 11), consentendo una stima dei cedimenti totali previsti ottenuta per sommatoria dei cedimenti valutati per porzioni omogenee di terreno di spessore sufficientemente piccolo.

Per il calcolo dei cedimenti viene applicata la seguente equazione:

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

dove:

n: numero degli strati di terreno;

ΔH_i : altezza dello strato i-esimo

$\Delta \sigma_{zi}$: incremento medio della pressione verticale indotto dall'area di carico nello strato i-esimo

E_i : modulo elastico dello strato i-esimo



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

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

dove:

α = coefficiente variabile fra 0.10 e 0.20

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

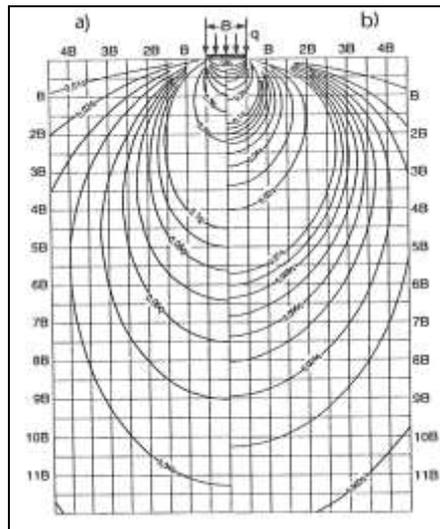


Fig. 11: curve di uguale pressione verticale sotto una fondazione: a) nastriforme – b) quadrata

Ai sensi del D.M. 14/01/2008, nella verifica agli SLE, i valori delle proprietà meccaniche dei terreni da adoperare nelle analisi sono quelli caratteristici f_k che quindi corrispondono a quelli di progetto, e i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri di resistenza sono sempre unitari. Ciò premesso, in assenza dei valori di azione reali esercitati dalla/e struttura/e in progetto (di competenza del Progettista Strutturista), non è stato possibile impostare i calcoli relativi allo sviluppo del cedimento teorico al di sotto delle fondazioni secondo il metodo agli S.L.E.

Per ogni altra valutazione in proposito si rinvia pertanto alle considerazioni esposte nel capitolo relativo alla stima dei cedimenti secondo il metodo alle tensioni ammissibili. L'aspetto potrà essere oggetto di approfondimento o di ulteriore verifica/calcolo una volta noti i reali valori di azione o carico agenti sulle opere di fondazione e trasmessi al terreno di appoggio.

Il sedime dell'opera esistente insiste su terreno già sovraconsolidato per la presenza da almeno 10 anni dell'edificio che sarà riqualificato, circostanza che ha portato, in ragione delle caratteristiche elastiche del terreno di appoggio, all'esaurimento di buona parte del cedimento potenziale. Inoltre il valore riportato di carico massimo in rapporto al cedimento compatibile di 50 mm, ovvero 70 kN/m², è riferito nell'ipotesi di una platea monolitica perfettamente rigida e uniformemente e interamente caricata sotto l'effetto di tale azione, mentre la ripartizione reale dei carichi risulta essere differente.



10 VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI "SLU" E DI ESERCIZIO "SLE" DEI TERRENI DI FONDAZIONE (D.M. 14/01/2008) – 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 a valori di resistenza allo SLU per i terreni interessati dalla posa delle fondazioni.

La circolare esplicativa del 02.02.2009 alle N.T.C., al paragrafo C7.11.5.3.1, riporta: "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 *Khi* e *Khk*, il primo definito dal rapporto tra le componenti orizzontale e verticale dei carichi trasmessi in fondazione ed il secondo funzione dell'accelerazione massima attesa al sito. L'effetto inerziale produce variazioni di tutti i coefficienti di capacità portante del carico limite in funzione del coefficiente sismico *Khi* e viene portato in conto impiegando le formule comunemente adottate per calcolare i coefficienti correttivi del carico limite in funzione dell'inclinazione, rispetto alla verticale, del carico agente sul piano di posa. L'effetto cinematico modifica il solo coefficiente $N\gamma$ in funzione del coefficiente sismico *Khk*; 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.

In ragione delle caratteristiche morfologiche dell'edificio già realizzato, sono stati ipotizzati dagli scriventi i dati strutturali di interesse anti-sismico relativi a una struttura in calcestruzzo armato e muratura di altezza massima dal piano fondale o fuori terra pari a 15 m (ricavati considerando 3 m per ogni piano, compreso quello del garage seminterrato, che risulta in realtà fuori terra nel lato ovest) con un periodo T del modo fondamentale di vibrare pari a 0,572 s e fattore di struttura q pari a 1,5. L'aspetto, su richiesta del progettista strutturista, potrà essere approfondito e rivisto sulla scorta dei reali e definitivi parametri propri delle strutture, al momento non noti.

I valori dedotti dall'elaborazione descritta sono riportati nella tabella n. 9 che segue.

Anche in questo caso viene evidenziato nel **riquadro rosso** l'approccio/combinazione (A2C1) che, unico, mantiene validità anche con l'aggiornamento 2018 delle Norme Tecniche sulle Costruzioni.



Tab. 9: determinazione dei valori di **Rd in condizioni dinamiche (all'SLV)** per le differenti combinazioni e approcci previsti dalle NTC del D.M. 14/01/2008 e per le tipologie fondazionali considerate

Tipo di fondazione, dimensioni (quota di imposta – 110 cm)	Approccio 1 Combinazione 1 A1+M1+R1 (STR) kN/m ²	Approccio 1 Combinazione 2 A2+M2+R2 (GEO) kN/m ²	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (GEO) kN/m ²	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (STR) kN/m ²
Trave rovescia di larghezza 0,8 m	241	134	241	241
Trave rovescia di larghezza 1,2 m	273	151	273	273
Trave rovescia di larghezza 2,0 m	299	161	299	299
Platea quadrata di area 850 m ² (lato 29 m)	733	344	733	733

I risultati riportati nella tabella 9 sono riferiti esclusivamente al valore di Rd (o capacità portante agli stati limite ultimi dinamici Q_{SLVdin}). In assenza dei valori di progetto dell'azione Ed, di competenza del Progettista Strutturista, si è ritenuto utile procedere al calcolo dei valori per i quali risulta verificata l'equazione:

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

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

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. 10: determinazione dei valori Rd/γ_r corrispondenti agli **Ed massimi accettabili** (comprensivi dei coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni di cui alla tabella 6.2.I) **in condizioni dinamiche (all'SLV)** per le differenti combinazioni e approcci previsti dalle NTC del D.M. 14/01/2008 e per le tipologie fondazionali considerate.

Tipo di fondazione, dimensioni (quota di imposta – 110 cm)	Approccio 1 Combinazione 1 A1+M1+R1 (STR) kN/m ²	Approccio 1 Combinazione 2 A2+M2+R2 (GEO) kN/m ²	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (GEO) kN/m ²	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (STR)* kN/m ²
Trave rovescia di larghezza 0,8 m	241	74	105	241
Trave rovescia di larghezza 1,2 m	273	84	119	273
Trave rovescia di larghezza 2,0 m	299	89	130	299
Platea quadrata di area 850 m ² (lato 29 m)	733	191	319	733

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



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

11 CONCLUSIONI

Riepilogando, agli scriventi è stata affidata la realizzazione di una indagine geologica e geognostica, come previsto dal D.M. II. e TT. del 14/01/08 "*Norme Tecniche sulle Costruzioni*" e dalle D.G.R. Lombardia 2616/2011 e 5001/2016, a supporto della progettazione di un intervento di ristrutturazione e riqualificazione di edificio esistente posto in comune di Crema (CR), nel lotto di via Indipendenza angolo via Lago Gerundo (identificazione dell'intervento "Gerundo Center").

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 1 prova penetrometrica dinamica, a integrazione delle 3 già eseguite nell'anno 2003 e disponibili nel medesimo sito, oltre a apposite e specifiche rilevazioni di carattere geofisico, che hanno consentito di ricostruire l'assetto stratigrafico locale e di acquisire i parametri geotecnici dei terreni di fondazione.

Le indagini condotte consentono di esprimere le seguenti considerazioni conclusive:

- la stratigrafia dell'area si riassume nell'assenza di uno strato superficiale di suolo o terreno arativo/coltivo vegetale (già asportato ma individuato nella prospezione del dott. Bassi, anno 2003), ma a partire dal p.c. attuale di un primo strato dalle caratteristiche di resistenza medio-basse e formato da sabbie, sabbie debolmente limose o argillose e limi sabbiosi sciolti o poco consolidati (con poca o rara ghiaia); lo spessore massimo di questo orizzonte nel comparto di interesse è di almeno 5,7 m e costituisce lo strato di appoggio delle opere di fondazione, non avendo ritenuto conveniente procedere con piani di posa più profondi, anche per il rischio di intercettazione della falda acquifera;
- le prove penetrometriche realizzate ad hoc e l'analisi della bibliografia tematica locale hanno intercettato la falda freatica, che anche da dati di letteratura dovrebbe attestarsi ad una profondità di circa 1,20 - 1,80 m da p.c.; l'entità delle oscillazioni del battente d'acqua sotterraneo esula dalle finalità del presente elaborato;
- il calcolo relativo alla portanza del terreno è stato eseguito sia col metodo delle Tensioni Ammissibili (di cui al D.M.LL.PP. 11/03/88) che attraverso il metodo degli Stati Limite (NTC di cui al D.M. 14/01/2008 e s.m.i. intercorse con D.M. 17/01/2018). Attraverso il metodo alle Tensioni Ammissibili ha fornito i valori di capacità portante ammissibile e cedimento riportati nella tabella riepilogativa che segue:



tipo di fondazione e dimensioni (profondità di posa 110 cm da p.c.)	Qamm (kN/m ²)	Stima dei cedimenti (mm) conseguenti all'applicazione di Qamm *
Trave rovescia di larghezza 0,8 m	94	9
Trave rovescia di larghezza 1,2 m	110	15
Trave rovescia di larghezza 2,0 m	128	24
Platea quadrata di area 850 m ² (lato 29 m)	70	50

- la verifica agli Stati Limite Ultimi in **condizioni statiche** ha portato alla definizione dei valori di Ed massimi accettabili (Rd/γr) riportati nella tabella che segue. Si ricorda che tali valori di azione massima sono comprensivi dei coefficienti parziali A1 e A2 sulle azioni (tab. 6.2.I); **l'approccio 2 combinazione 1 è l'unico che manterrà validità con l'entrata in vigore del D.M. 17/01/2018 a far data dal 22/03/2018.**

Tipo di fondazione, dimensioni (quota di imposta – 110 cm)	Approccio 1 Combinazione 1 A1+M1+R1 (STR) kN/m ²	Approccio 1 Combinazione 2 A2+M2+R2 (GEO) kN/m ²	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (GEO) kN/m ²	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (STR)* kN/m ²
Trave rovescia di larghezza 0,8 m	281	84	122	281
Trave rovescia di larghezza 1,2 m	330	97	143	330
Trave rovescia di larghezza 2,0 m	385	110	167	385
Platea quadrata di area 850 m ² (lato 29 m)	1486	373	646	1486

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

- la verifica agli Stati Limite di Esercizio in **condizioni statiche**, in assenza dei valori di azione di progetto, in applicazione del dettame delle vigenti NTC, non è risultata possibile. Analogamente non è risultata possibile la verifica degli SLE in condizioni dinamiche all'SLD;
- in condizioni dinamiche la verifica agli stati limite ultimi è stata condotta considerando una **categoria di suolo C** ai sensi dell'Allegato 2 dell'OPCM 3274/03, **classe d'uso III e vita nominale ≥ 50 anni**. La combinazione di queste condizioni applicata al sito di interesse ha fornito i parametri sismici riportati nel capitolo 6. L'approccio all'elaborazione in condizioni sismiche previsto dalle NTC (paragrafo C7.11.5.3.1 della circolare esplicativa del 02.02.2009) ha portato alla definizione dei valori di Rd/γr (corrispondenti agli Ed massimi applicabili, comprensivi dei coefficienti parziali per le azioni o per



l'effetto delle azioni di cui alla tabella 6.2.I) **in condizioni dinamiche (all'SLV)** che seguono (l'approccio 2 combinazione 1 è l'unico che manterrà validità con l'entrata in vigore del D.M. 17/01/2018 a far data dal 22/03/2018).

Tipo di fondazione, dimensioni (quota di imposta – 110 cm)	Approccio 1 Combinazione 1 A1+M1+R1 (STR) kN/m²	Approccio 1 Combinazione 2 A2+M2+R2 (GEO) kN/m²	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (GEO) kN/m²	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (STR)* kN/m²
Trave rovescia di larghezza 0,8 m	241	74	105	241
Trave rovescia di larghezza 1,2 m	273	84	119	273
Trave rovescia di larghezza 2,0 m	299	89	130	299
Platea quadrata di area 850 m ² (lato 29 m)	733	191	319	733

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

Sulla base dell'indagine svolta (eseguita necessariamente per punti), premesso quanto sopra e fatte salve le indicazioni tecniche riportate e la scrupolosa osservazione dei valori di capacità portante calcolati, che non dovranno per nessun motivo essere superati, è possibile ritenere l'intervento in progetto compatibile con l'assetto geologico dell'ambito in cui esso ricade e con le caratteristiche geotecniche del sottosuolo, in relazione al quale dovrà essere attentamente concepito e realizzato.

Inoltre è possibile reputare quanto in progetto moderatamente conciliabile (in ragione delle scarse qualità geotecniche dei terreni nei primi 5 m di stratigrafia) con gli strumenti di pianificazione territoriale di natura geologica e idrogeologica di cui Crema è dotata; pertanto, oltre ad ottemperare agli obblighi di legge previsti a livello nazionale e comunitario, l'indagine svolta evade le prescrizioni vigenti a livello comunale in merito agli approfondimenti geologici necessari per la realizzazione di nuovi interventi edificatori all'interno della Classe di Fattibilità 3 e zona PSL Z4a/Z2.

03/03/2018

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.