
COMUNE DI VAIANO CREMASCO
Provincia di Cremona

Piano Attuativo ATi4 – zona sud
S.P. ex S.S. 415 Paullese
Via Nelson Mandela
(foglio 3 - mp. 370)

Relazione Geologica e di caratterizzazione Geotecnica

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



committente

Weldone S.r.l.
S.P. ex S.S. 415 Paullese, km 46,2
26012 Castelleone (CR)

23 ottobre 2023



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	15
5	RICOSTRUZIONE DEL MODELLO GEOTECNICO: DEFINIZIONE DEI VALORI CARATTERISTICI "fk" DEI PARAMETRI DEL TERRENO DI FONDAZIONE	24
6	DETERMINAZIONE DELLA CATEGORIA DI SOTTOSUOLO, TOPOGRAFICA E DEI PARAMETRI SISMICI DI SITO E DI PROGETTO IN RELAZIONE ALLA PERICOLOSITA' SISMICA DELL'AREA.....	26
7	VALUTAZIONE DELLA CAPACITA' PORTANTE DEI TERRENI ATTRAVERSO IL METODO DELLE "TENSIONI AMMISSIBILI" E STIMA DEI CEDIMENTI - D.M. LL.PP. 11/03/1988.....	34
8	VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI "SLU" AL COLLASSO PER CARICO LIMITE DEI TERRENI DI FONDAZIONE (D.M. 17/01/2018) - <u>CONDIZIONI STATICHE</u>	36
9	VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO "SLE" (D.M. 17/01/2018) - <u>CONDIZIONI STATICHE</u>	40
10	VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI "SLU" E DI ESERCIZIO "SLE" DEI TERRENI DI FONDAZIONE (D.M. 17/01/2018) - CONDIZIONI DINAMICHE	42
11	CONCLUSIONI	45

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. Approfondimento sismico di II livello
6. Parametri sismici di sito e di progetto

Immagine di copertina: esecuzione delle indagini geognostiche nel sito di Vaiano Cremasco (CR) - via ATi4 zona sud (via Nelson Mandela) il giorno 28/09/2023; prova penetrometrica n. 3



1 PREMESSA E QUADRO DI RIFERIMENTO NORMATIVO

Su incarico della Committente Weldone S.r.l. e dietro coordinamento del progettista Arch. Matteo Moretti di Crema (CR), viene redatta la presente Relazione Geologica e di caratterizzazione Geotecnica, che espone le modalità e le risultanze dell'indagine geognostica eseguita in comune di Vaiano Cremasco (CR) nel sito lungo la S.P. ex S.S. 415 Pallese, a supporto dello sviluppo e dell'insediamento industriale del Piano Attuativo ATi4, zona sud.

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

Dal punto di vista normativo si è fatto riferimento a:

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



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

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

Ai sensi dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003, recante "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica" (G.U. n. 105 del 8.5.2003), allegato 1, il territorio comunale di Vaiano Cremasco 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 **Vaiano Cremasco 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 Vaiano Cremasco, ovvero della Zona Sismica 3.

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

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

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



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

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

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

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

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

In dettaglio l'area investigata è inserita in **Classe di Fattibilità 2** (figura 1), definita con modeste limitazioni, oltre alla presenza dello scenario di pericolosità sismica locale per amplificazioni di carattere litologico Z4a. L'area interessata dalla nuova costruzione risulta anche molto prossima, e interessata direttamente lungo i propri margini nord ed est, alla fascia di rispetto idraulica in zona urbana ed extraurbana individuata dalle Classi 3b e 3b'.

L'opera risulta pienamente assentibile e realizzabile nel rispetto, oltre che della normativa tecnica e sismica nazionale e regionale prima citata, anche delle Norme Geologiche di Piano Comunali (figura 1), purché le nuove edificazioni si mantengano interamente al di fuori delle fasce di rispetto idrauliche indicate

(ampiezza 4 m e 10 m). Nel sito e più in dettaglio nel sedime di progetto della nuova (e al momento unica) costruzione non sono presenti altri vincoli di carattere geologico.

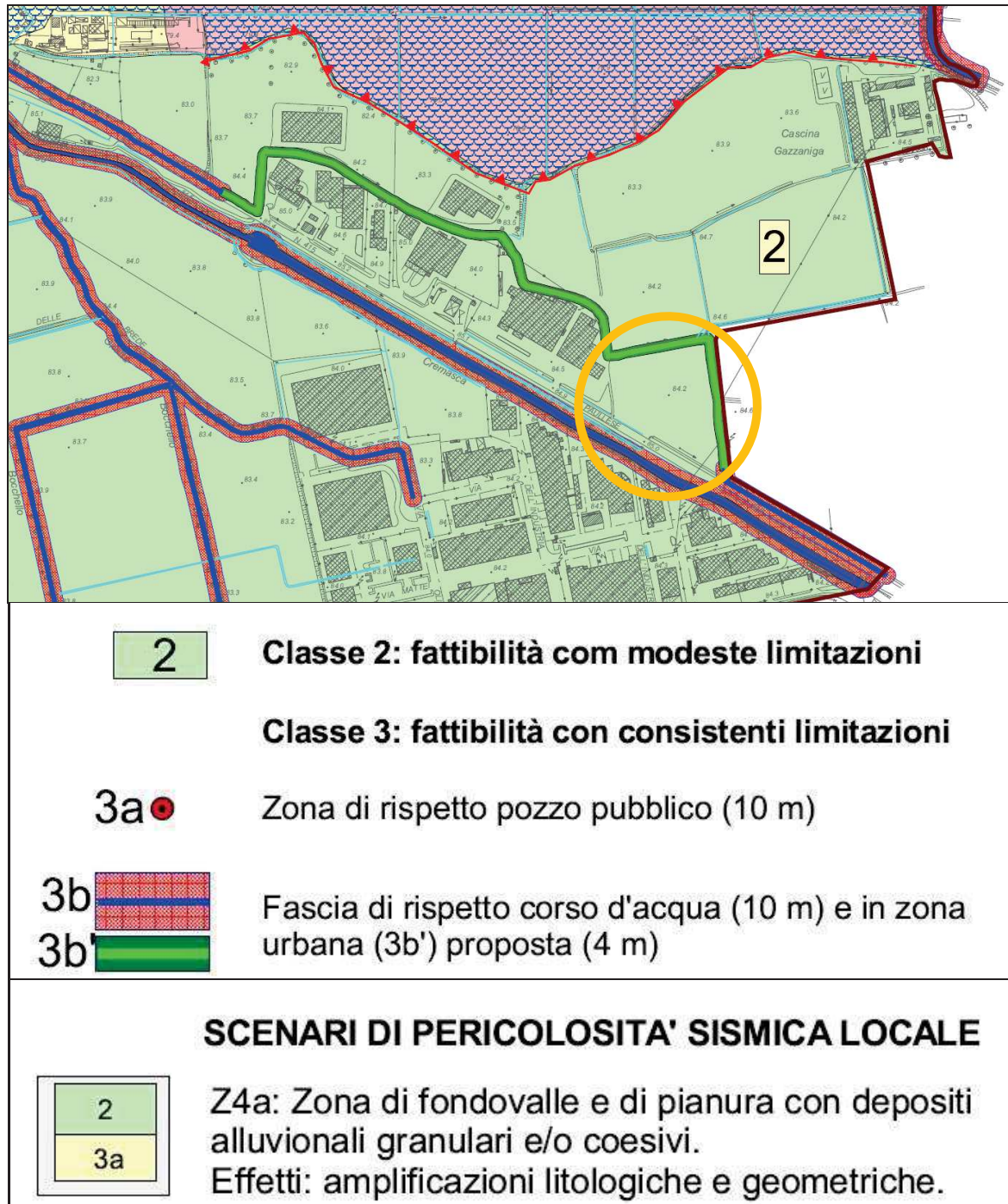


Figura 1: stralcio della carta di fattibilità geologica del comune di Vaiano Cremasco (dott. Bassi, 2011 – PGT) - L.R. 12/2005, art. 57. Nel circolo arancione è racchiusa l'area in esame appartenente alla Classe 2 e allo scenario sismico Z4a. Al margine nord ed est è prevista una fascia di rispetto di 4 m lungo la Roggia Oriettone

2 INQUADRAMENTO GEOGRAFICO E ANALISI DEL PROGETTO

L'area su cui si sviluppa il progetto previsto si trova in comune di Vaiano Cremasco (CR), a nord della S.P. ex S.S. 415 Paullese all'angolo con via Nelson Mandela, al margine nord del territorio comunale prossimo al limite amministrativo comunale con il comune di Bagnolo Cremasco (figura 2), in un ambito di insediamenti industriali e commerciali in fase di completamento, a contatto con zone agricole o verdi posti a nord e nord-est, alla quota indicativa di 86-87 m s.l.m. ed è inquadrata nel foglio C6a5 della Carta Tecnica (scala 1:10.000) della Regione Lombardia (allegato 1).

Dal punto di vista catastale l'intervento in progetto interessa il mappale 370 del Foglio 3 del c.c. di Vaiano Cremasco (CR) e si colloca in un contesto completamente pianeggiante e di consolidato, seppur recente, insediamento, sebbene al suo interno presenti un debolissimo dislivello verso est e verso nord, con gradiente a fatica apprezzabile e spiovente verso la depressione valliva del Moso a nord, delimitata da una serie di scarpate arcuate apprezzabili anche dalla ripresa aerea della zona (figura 2) e sviluppate circa 200-300 m a nord.



Figura 2: *visione aerea dell'area in esame (in rosa l'ubicazione dell'area di indagine)*

Il progetto prevede la nuova costruzione, nell'ambito dell'ATi4, nel comparto sud, in aree al momento libere e verdi, di un capannone industriale. Alla data di stesura del presente elaborato tecnico non è ancora stata definita la progettazione strutturale di dettaglio delle nuove strutture in elevazione, pertanto nella sezione geotecnica che segue nel testo verranno prese in esame fondazioni della tipologia usualmente impiegata per il sostegno e l'appoggio di opere quali quella in progetto in contesti ordinari e privi di particolari criticità geologiche, ovvero plinti quadrati di varia larghezza associati a elementi lineari continui nastriformi, ad esempio per le opere accessorie (setti interni, uffici, pareti perimetrali, cordoli di



collegamento). Non è prevista la realizzazione di vani interrati e pertanto il piano di posa, considerando lo spessore della sottofondazione in magrone di cemento e la fondazione vera e propria, potrebbe collocarsi a partire da circa 100 cm dal piano campagna attuale.

3 DEFINIZIONE DEL MODELLO GEOLOGICO DEL SITO: LA RELAZIONE GEOLOGICA

3.1 Suolo e sottosuolo: geologia e geomorfologia dell'area

Dal punto di vista geologico 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 Adda. 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).

La presenza dei diversi terrazzamenti è la testimonianza di eventi geologici (erosioni alternate a sedimentazioni) legati all'attività del corso d'acqua e alla sua evoluzione durante le ere geologiche fino all'epoca presente.

Le scarpate e gli orli di terrazzo, degradanti verso il fiume e in alcuni casi ancora ben evidenti immediatamente a ovest e a sud degli abitati di Bagnolo, Vaiano e Monte Cremasco, sono spesso modificate nel loro andamento, quando non obliterate completamente dalle attività agricole e dagli interventi e soprattutto dagli insediamenti umani, che hanno mascherato la situazione originale appiando i dislivelli. Nel caso in esame è presente e ben riconoscibile anche un ordine di terrazzamenti a nord, verso la depressione valliva del Moso.

Facendo un comodo riferimento al Foglio n. 46 "Treviglio" della Carta Geologica d'Italia (allegato 2) è possibile osservare che le alluvioni costituenti il Livello Fondamentale della Pianura risultano incise dai diversi affluenti del Po che, dopo una fase erosiva, sono passati in fase sedimentaria formando una serie di depositi grossomodo paralleli 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 e immediatamente a ovest e a nord.

Partendo dalle quote topografiche superiori è possibile distinguere con facilità:

- Livello Fondamentale della Pianura, o Piano Generale Terrazzato: alluvioni di origine fluvioglaciale ghiaioso-sabbiose ricoperte da uno strato di alterazione generalmente inferiore al metro (allegato 2, sigla fg^{wr}), ma a tratti fino a 2 metri (in parte già asportato nel caso in esame a seguito di - riferite dal progettista - operazioni di livellamento del lotto), su cui si colloca l'area indagata, così come l'intero abitato di Vaiano e di Bagnolo, o meglio le loro porzioni nord-est;

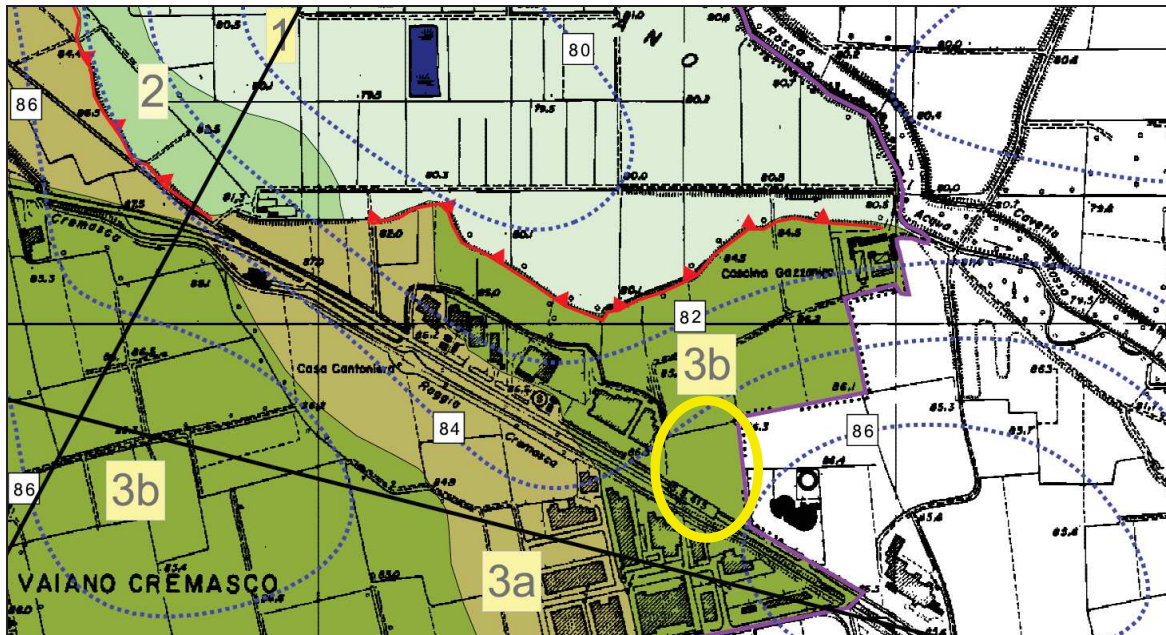


- Terrazzo intermedio, a quote inferiori rispetto al precedente e costituente un areale sviluppato prevalentemente in sponda sinistra dell'Adda, sul quale insistono, tra gli altri, anche gli abitati di Rivolta d'Adda, Pandino e Spino d'Adda; si tratta di depositi più recenti di quelli del Livello Fondamentale e litologicamente costituiti da ghiaie e sabbie grigie, non alterate, con presenza di ciottoli. L'argilla, come mettono in evidenza le stratigrafie dei pozzi, è sostanzialmente assente fino alla profondità di 40 m da p.c., salvo locali coltri superficiali a limitata continuità laterale ed esiguo spessore;
- Valle alluvionale attuale dell'Adda, costituita dai depositi più prossimi all'alveo del fiume, litologicamente simili ai precedenti essendo costituiti da ghiaie grossolane miste a sabbia e ciottoli di dimensioni notevoli.

La Componente Geologica comunale del PGT (così come del vicino comune di Bagnolo Cr.sco) inoltre individua a nord dell'area l'area di prossimo intervento un ambito caratterizzato dalla presenza dei depositi del Moso. Si tratta di sedimenti fluviali e fluviolacustri con componente organica elevata, caratteristica di ambienti deposizionali a bassa energia, presenti a valle della scarpata morfologica individuata a nord.

In particolare, il lotto in esame si colloca all'interno del cosiddetto Livello Fondamentale della Pianura (sigla fg^w – allegato 2), poche centinaia di metri a sud di uno degli orli di scarpata di cui si è detto, parzialmente obliterato dall'attività edificatoria e agricola, e che determina un dislivello di circa 3-4 m con le aree ribassate verso nord, appartenenti al dominio geografico fluviolacustre del Moso, che si delinea a partire dal territorio di Bagnolo Cremasco oltre che di Vaiano. La Carta Geologica (uno stralcio localizzato in figura 3) allegata alla Componente Geologica del PGT ben riporta gli orli di scarpata (linea rossa), interni al Livello Fondamentale della Pianura ma che individuano la valle del Moso, che non rappresentato però il terrazzo principale di passaggio alla valle dell'Adda, oltre si ribadisce all'orlo di terrazzo a nord verso la regione del Moso (area depressa morfologicamente ascrivibile a regimi fluviali e lacustri, o meglio paludosi, oggi in parte relitti per opere di bonifica idraulica e agricola).

La litologia prevalente nel sottosuolo delle aree di interesse è data da depositi alluvionali fluviali e fluvioglaciali prevalentemente sabbiosi, con lenti limose o sabbioso-limose superficiali di alterazione o rimaneggiamento recente e sottili livelli o alternanze di ghiaia. Si riporta di seguito anche uno stralcio della Carta di Caratterizzazione Geotecnica e di Pericolosità Sismica Locale sempre tratta dal PGT (figura 4), con indicazioni di carattere litologico.

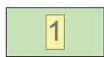


LEGENDA

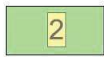
Unità geomorfologica:

Livello Fondamentale della Pianura (Pleistocene Superiore):

Media pianura idromorfa

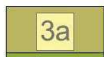


Unità 1, Area meridionale del "Moso di Crema" caratterizzata da drenaggio lento dovuto ad orizzonti organici nel suolo (Unità Ersaf 16)



Unità 2, Aree subpianeggianti di transizione con la bassa pianura sabbiosa interposte tra le principali linee di flusso e le zone più stabili, a drenaggio mediocre o lento. Aree interessate da fenomeni idromorfici di intensità moderata, con substrati ghiaioso sabbiosi e sabbiosi (Unità Ersaf 17)

Bassa pianura sabbiosa

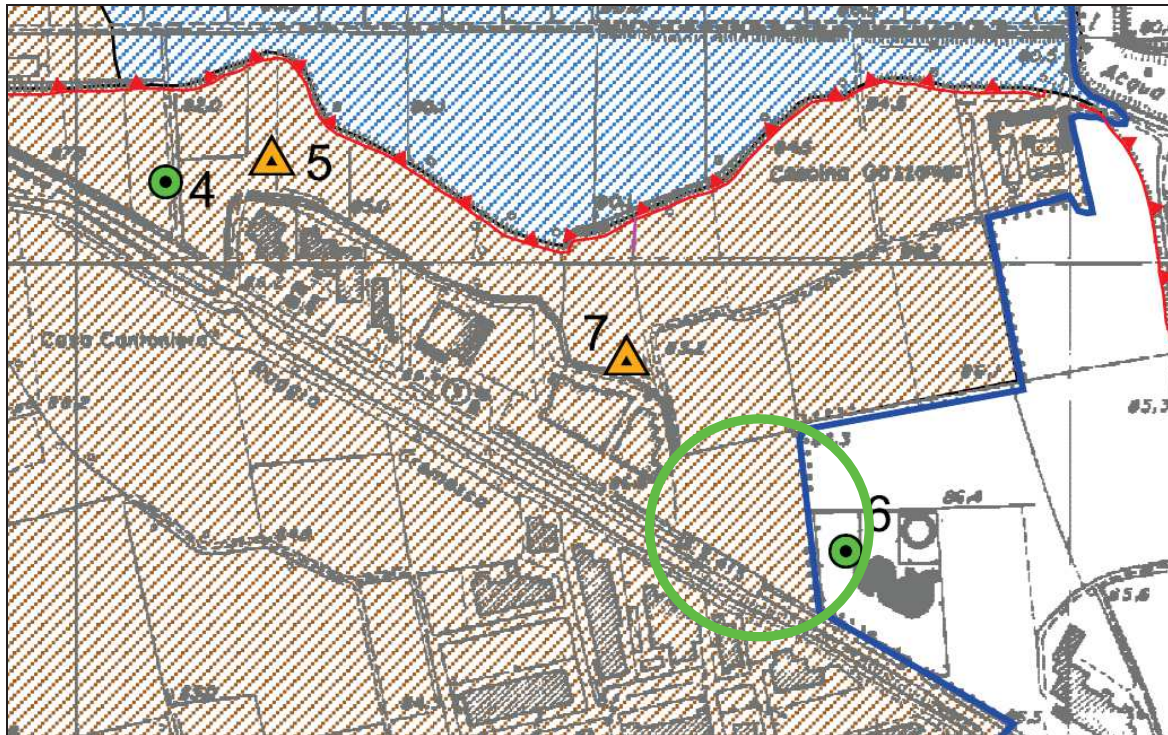


Unità 3, Superficie modale stabile, pianeggiante o lievemente ondulata, intermedia tra le aree più rilevate (dossi) e quelle più depresse (conche e paleoalvei) ben drenate, a substrato sabbioso (3a), con tessitura da moderatamente grossolana a rossolana (3b)



(Unità Ersaf 26 - 27)

Figura 3: stralcio della Carta Geologica e geomorfologica allegata al PGT ai sensi della L. Reg. 12/2005 – Comune di Vaiano Cremasco (CR) – dott. G. Bassi, 2011 – non in scala (in giallo l'area di interesse appartenente all'Unità 3b a substrato sabbioso)



Unità geotecnica



Unità 1, Terrazzo centrale, con copertura sabbioso limosa, falda di soggiacenza > 4 m, sabbioso in prevalenza fino a 4 - 5 m da p.c. (γ 1,6 - 1,8; ϕ 28° - 30°); sabbioso ghiaioso in profondità



Unità 2, Moso di Vaiano, terreno con copertura sabbioso limosa torbosa, scarsamente drenato, falda superficiale, substrato ghiaioso sabbioso



Unità 3, Valle del Tormo, terreni sabbiosi, talora ghiaiosi, poco addensati, caratterizzati da idromorfia superficiale, con falda soggiacente 2 - 4 m



Unità 4, Valle del Tormo, Paleovalve corrispondente ai tratti di bocchello Di Monte, roggia Quarantina, roggia Vedria e roggia Benzona, con drenaggio lento, substrato sabbioso, sabbioso limoso, ghiaioso, falda superficiale

Unità di pericolosità sismica locale



Moso di Vaiano, Z2, zona di terreni di fondazione particolarmente scadenti (poco addensati, fini, torbosi, con falda superficiale, poco drenati con ristagni d'acqua). Possibili effetti: cedimenti e liquefazione.



Terrazzo centrale e Valle del Tormo, Z4a, zona di fondovalle con depositi alluvionali granulari e coesivi. Possibili effetti di amplificazioni litologiche e geometriche.

Figura 4: stralcio della Carta di caratterizzazione geotecnica e di pericolosità sismica locale allegata al PGT ai sensi della L. Reg. 12/2005 - Comune di Vaiano Cremasco (CR) - dott. G. Bassi, 2011 - non in scala (in verde l'area di interesse appartenente all'Unità geotecnica 1, con copertura sabbioso limosa in superficie - presente anche nel sito in esame, sabbioso-ghiaiosa in profondità)

3.2 Le acque superficiali e sotterranee: caratteristiche idrografiche e idrogeologiche

Dal punto di vista geomorfologico il lotto di terreno appare pressoché pianeggiante, anche se si inserisce all'interno di un panorama caratterizzato da una morfologia articolata e disuniforme generata dalla presenza della depressione valliva del Fiume Adda (il fiume è posto circa 8-9 km a W) e di antiche valli fluviali oggi occupate dal Fiume Moso (a nord) e da altri canali irrigui, oltre che dal sistema di scarpate secondarie sopra citate.

Dal punto di vista idrogeologico l'area è caratterizzata da una medio-elevata vulnerabilità della falda, legata sia alla natura dei terreni prevalentemente sabbiosi (e solo localmente debolmente argillosi e limosi), sia a valori di soggiacenza della falda medio-alti, che vedono il livello piezometrico, nell'area indagata, collocato a circa 5-8 metri da p.c. (quota piezometrica media annua, da valori di letteratura, 78 m s.l.m. circa a nord del paese – figura 5). Dall'esame della cartografia tecnica e tematica di carattere idrogeologico allegata al vigente Piano di Governo del Territorio di Vaiano Cremasco risulta che nell'area il livello piezometrico annuo sia attestato tra 78 e 79 m s.l.m., che raffrontati alla quota s.l.m. del piano campagna (86 m) determinano una soggiacenza pari a 7-8 m circa (figura 6).

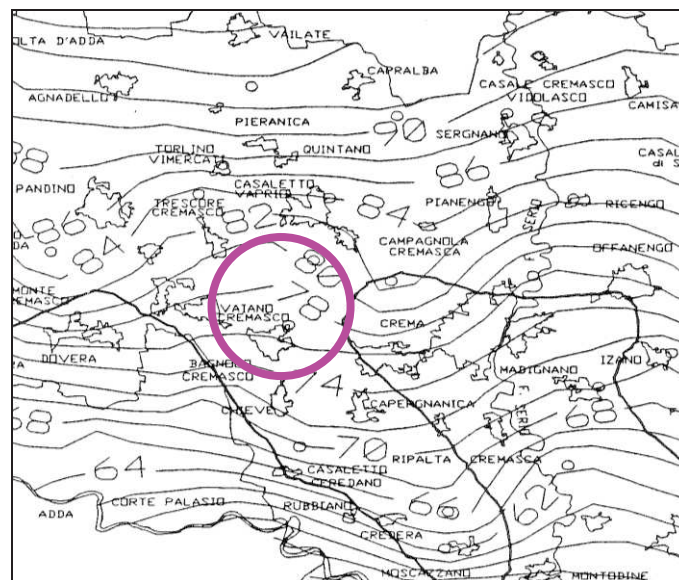


Figura 5: isopiezometria del territorio cremasco, tratta da Studio Idrogeologico della Provincia di Cremona (Associazione Cremona Ambiente, Pitagora Editrice Bologna, 1992)

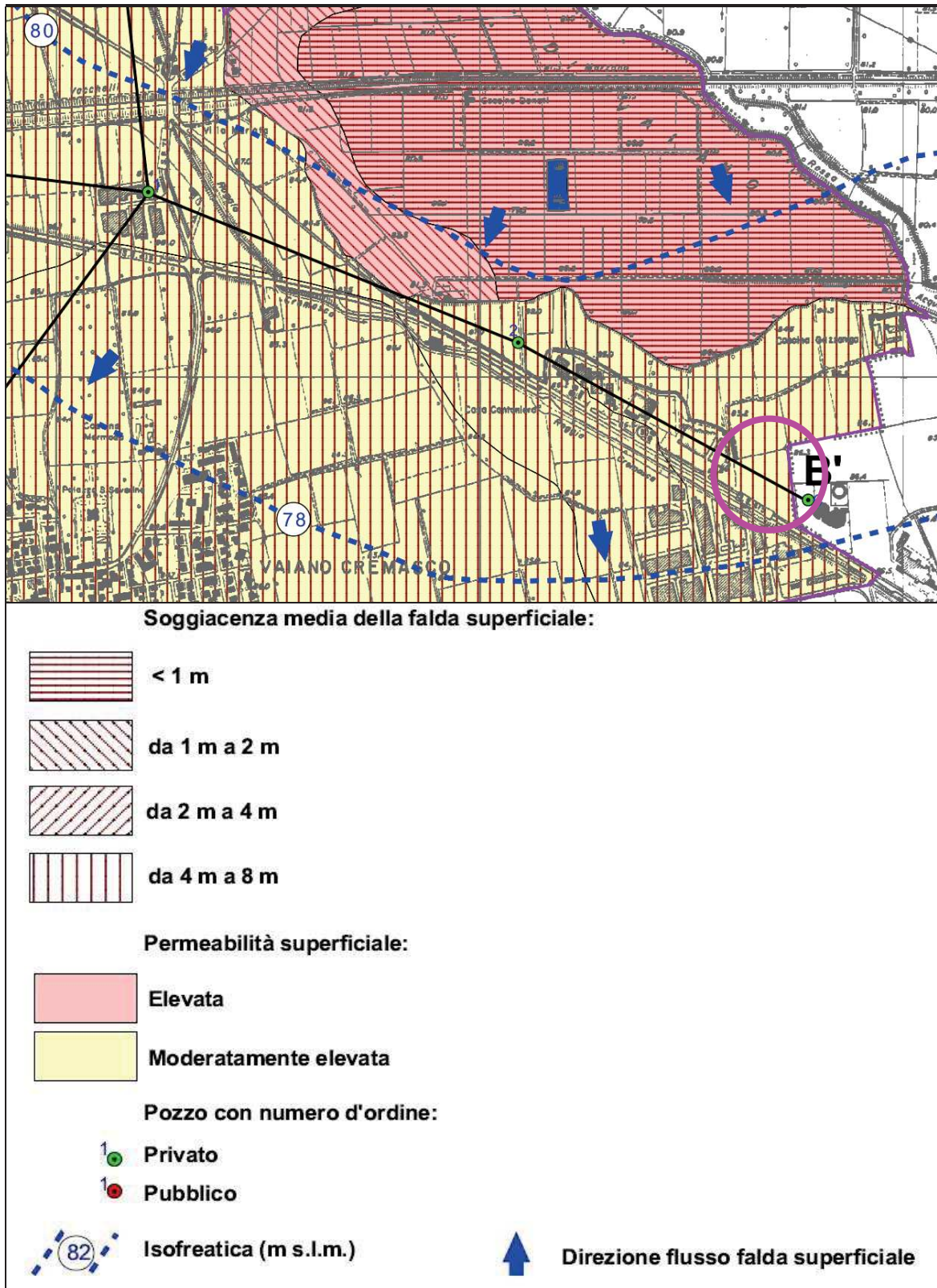


Figura 6: stralcio della Carta Idrogeologica allegata al PGT ai sensi della L. Reg. 12/2005 – Comune di Vaiano Cremasco (CR) – dott. G. Bassi, 2011 – non in scala (nel circolo rosa l'area di interesse inserita in aree con soggiacenza tra 4 e 8 m da p.c.)

Dal **punto di vista idrografico** o della circolazione idrica superficiale il sito in studio e il progetto in corso di definizione sono localizzati in prossimità di canali idrici significativi immediatamente a est e a nord dell'area in esame (ROGGIA ORIETTONE, n. 7 della cartografia); il progetto di nuove costruzioni, dalle planimetrie fornite, si mantiene (e si DEVE mantenere) al di fuori, anche se molto prossimo, delle fasce di rispetto individuate ai sensi del R.D. 368 e 523/1904 oltre che dalla Classe di fattibilità geologica 3b e 3b' collegata, rispetto al canale citato che lambisce verso il sito scorrendone lungo i limiti (figura 7). Tuttavia, la presenza di questi corsi d'acqua così prossimi e con alveo non del tutto impermeabilizzato può generare locali e temporanei fenomeni d'innalzamento della falda o piccole falde sospese.

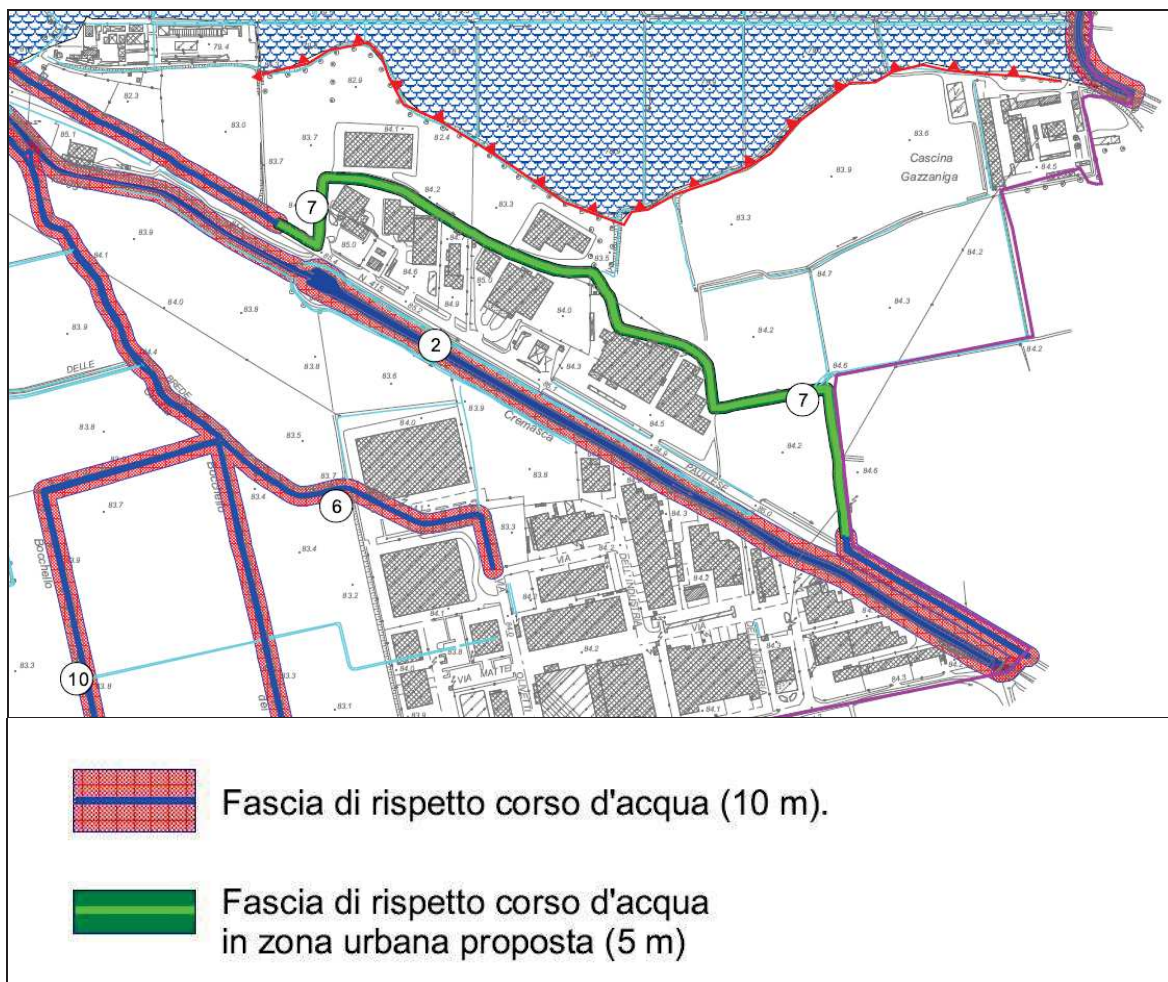


Figura 7: stralcio della Carta dei vincoli geologici allegata al PGT ai sensi della L. Reg. 12/2005 – Comune di Vaiano Cremasco (CR) – dott. G. Bassi, 2011

Parimenti l'area è esterna sia alle perimetrazioni delle fasce fluviali del P.A.I lungo i fiumi Adda e Serio così come alle aree allagabili individuate dal Piano Gestione Rischio Alluvioni sia dal reticolo principale (RP) che dal reticolo secondario di pianura (RSP) – figura 8.

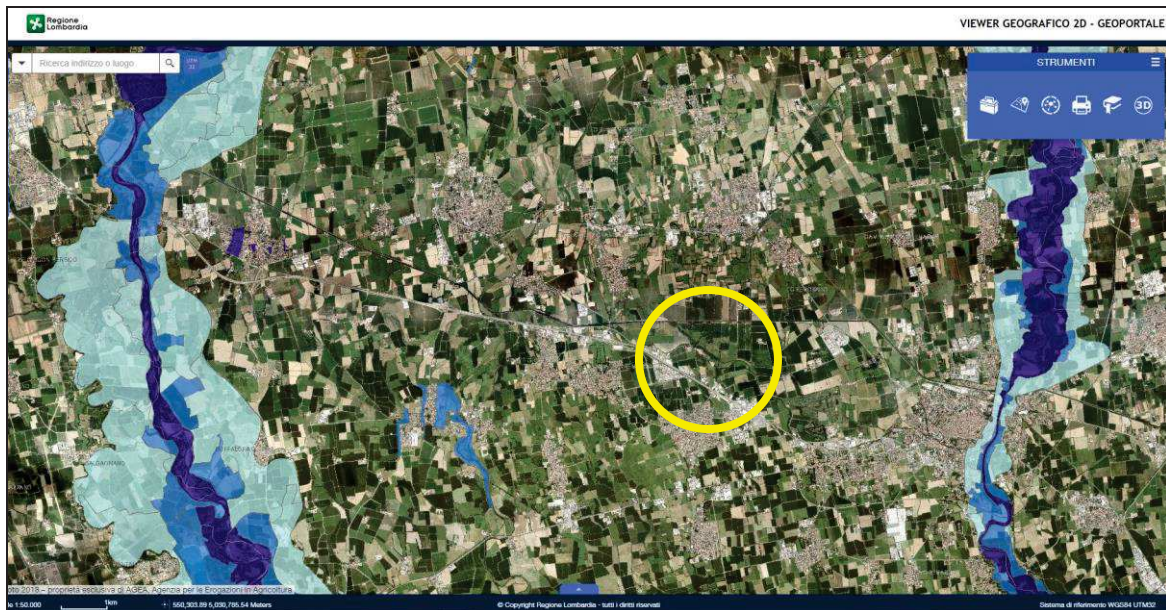


Figura 8: stralcio della cartografia del Piano Gestione Rischio Alluvioni tratta dal Geoportale della Regione Lombardia – aggiornamento 2022; le aree allagabili sono indicate dalle campiture azzurro/blu. Nel circolo giallo l'area in esame.

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 28/09/2023 dagli scriventi in corrispondenza esatta dei futuri fabbricati, e che hanno visto l'esecuzione di n. 4 verticali di indagine, omogeneamente distribuite lungo l'intero sedime di progetto (area al momento di prevista edificazione, comparto sud; non sono state eseguite rilevazioni nel comparto nord, anche perché completamente inaccessibile a causa della fitta vegetazione infestante presente). L'indagine svolta è stata integrata anche dalla visione di n. 2 scavi esplorativi, dei quali si esporrà in seguito (e nell'installazione di un piezometro), che hanno consentito di apprezzare direttamente e visivamente la conformazione dei primi 2,00 m di sottosuolo, e può quindi essere ritenuta pienamente rappresentativa.

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

4.1 Prove penetrometriche dinamiche

Le quattro prove penetrometriche dinamiche sono state realizzate con un penetrometro superpesante modello "Pagani TG 73-100" con maglio da 73 kg (allegato 3, immagine di copertina, figura 9), 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.



Figura 9: localizzazione ed esecuzione della prova penetrometrica dinamica n. 4, comune di Vaiano Cremasco (CR), via Nelson Mandela, il giorno 28/09/2023

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.

4.2 Indagine geofisica

Come anticipato, per la caratterizzazione sismostratigrafica del sottosuolo ci si è avvalsi dell'esito di una prospezione geofisica eseguita ad hoc.

In tale area sono state eseguite due misure di sismica passiva a stazione singola mediante tromografo digitale Tromino®. L'indagine geofisica eseguita si avvale della metodologia basata sulla tecnica H/V, che consente una caratterizzazione sismica del sottosuolo mediante l'individuazione delle discontinuità sismiche e la stima della V_s ,eq, come esplicitamente richiesto dalle NTC 2018. Le interpretazioni sono state supportate dalla consultazione della bibliografia locale e delle indagini geognostiche eseguite nel sito in esame.

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

Il rumore sismico ambientale è una sorgente di eccitazione per la risonanza del sottosuolo e degli edifici, da cui la possibilità di estrarre da esso, mediante opportune tecniche di analisi, informazioni sui sistemi risonanti studiati. Il metodo dei rapporti spettrali H/V è basato sul calcolo del rapporto degli spettri di Fourier del rumore nel piano orizzontale H e della componente verticale V (Nakamura; 1989). Il significato teorico del rapporto spettrale H/V è abbastanza immediato nel caso in cui si consideri un mezzo semplice formato da due soli strati: il bedrock ed uno strato superficiale più soffice.



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

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

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

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

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

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

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

Delle due misure eseguite, di seguito si riporta l'esito della n. 1 (figura 10), che ha fornito una migliore risposta strumentale

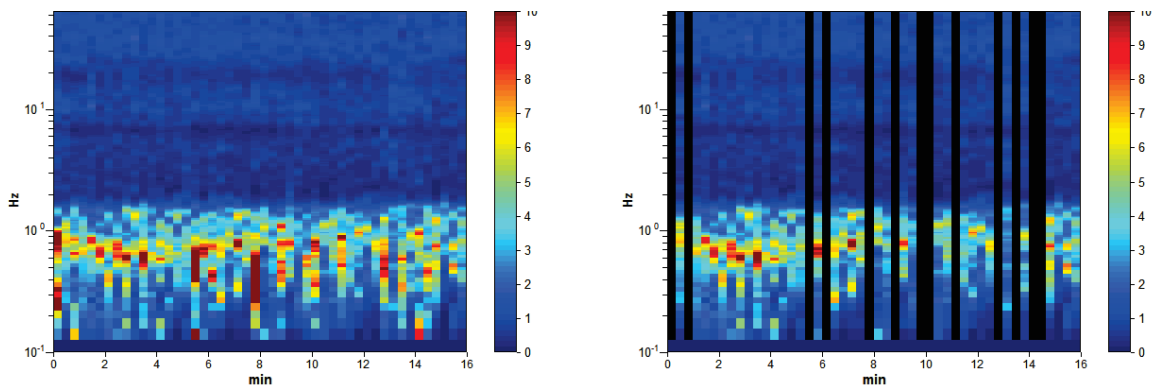
MISURA I

Frequenza di campionamento	128 Hz	Condizioni meteorologiche	Sereno
Data registrazione	28/09/2023	Lunghezza finestre	20 s
Terreno di misura	Suolo	Tipo di lisciamento	Triangular window
Accoppiamento suolo strumento	Piedini lunghi	Lisciamento	10 %
Orientamento dello strumento	Nessuno	Durata della registrazione	16' 00"
Vincolo stratigrafico	Prove penetrometriche dinamiche n. 1 e 4		

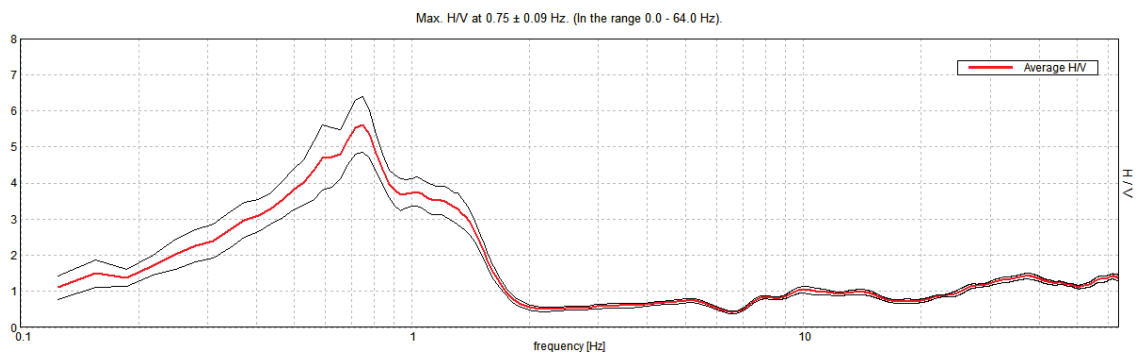
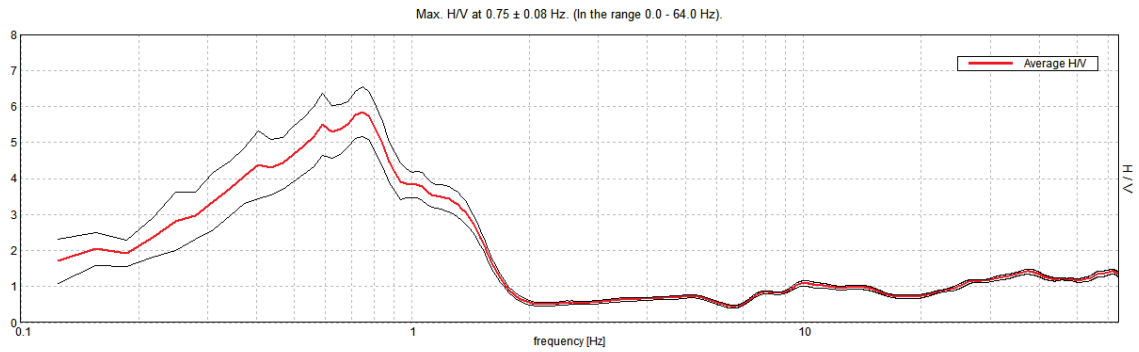


Figura 10: esecuzione di registrazione di sismica passiva n. 1 presso l'area oggetto di intervento.

Analisi della traccia

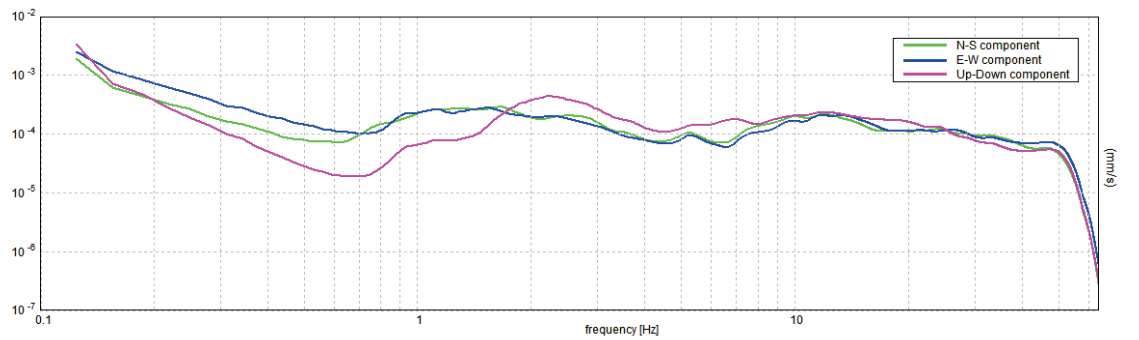
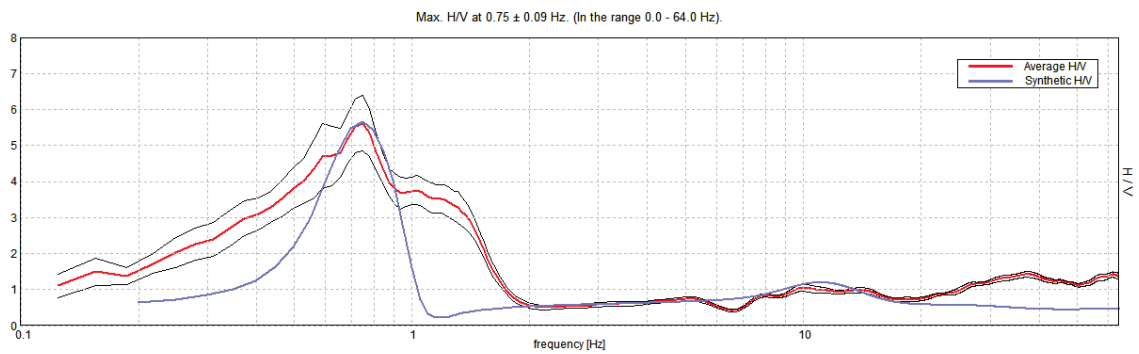


Serie temporale H/V durante la misura e in seguito alla rimozione dei disturbi



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

Modellazione

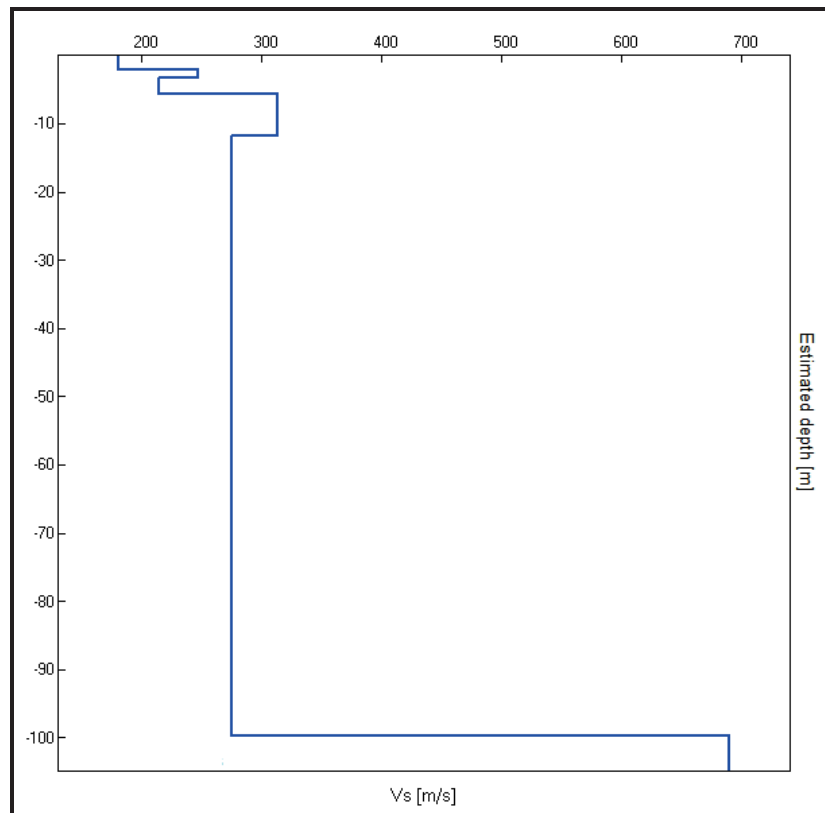


Dall'alto in basso: curva H/V nella prima immagine; spettri delle singole componenti nella seconda immagine



I risultati dell'elaborazione condotta hanno consentito di ricostruire il seguente profilo sismostratigrafico.

Depth at the bottom of the layer [m]	Thickness [m]	Vs [m/s]
2.10	2.10	181
3.30	1.20	247
5.60	2.30	215
11.80	6.20	314
99.80	88.00	275
inf.	inf.	690



L'applicazione della formula:

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{strato=1}^N \frac{h(strato)}{V_s(strato)}}$$

spinta fino all'aprofondità di 30 m (non essendosi rinvenuta la presenza del bedrock sismico entro tale profondità) ha portato alla determinazione di un valore di $V_{s,eq}$ (coincidente con il valore di $V_{s,30}$) pari a 265 m/s, compatibile con un **sottosuolo di categoria C ai sensi delle NTC 2018**.

4.3 Informazioni stratigrafiche: trincee esplorative

La campagna di indagine geognostica è stata appositamente integrata dallo studio stratigrafico di due trincee esplorative aperte all'occorrenza nel sito ed estese sino a poco meno di 2,00 m di profondità (figure che seguono). L'ubicazione degli scavi è riportata in allegato 3.

L'apertura di questi scavi ha consentito di conoscere nel dettaglio la stratigrafia e la composizione granulometrica del primissimo sottosuolo, nelle quote di collocazione del piano di posa delle future nuove opere e immediatamente al di sotto. Si riporta di seguito la descrizione stratigrafica rilevata e la documentazione fotografica corrispondente (figure 11 e 12):

Scavo t 1

- Da - 0 cm a - 40 cm da p.c.: coltre vegetale organica, in parte già rimaneggiata e contenente elementi alloctoni e di riporto (frammenti di laterizi e calcestruzzo), marrone ocra molto compatta, a natura argilloso-limosa con sabbia;
- Da - 40 a - 130 cm da p.c.: cappellaccio di alterazione, sabbia fine limosa o limo sabbioso, molto consistente, con presenza di sostanza organica, colore marrone-ocra;
- Da - 130 cm a - 170 cm da p.c.: sabbia fine o molto fine, limosa o con limo, nocciola, molto consistente, asciutta.



Figura 11: visione della trincea esplorativa t1 (28/09/2023)

Scavo t 2

- Da - 0 cm a - 30 cm da p.c.: coltre vegetale organica, in parte già rimaneggiata e contenente elementi alloctoni e di riporto (frammenti di laterizi e calcestruzzo), marrone ocra molto compatta, a natura argilloso-limosa con sabbia;
- Da - 30 a - 130 cm da p.c.: cappellaccio di alterazione, sabbia fine limosa o limo sabbioso, molto consistente, con presenza di sostanza organica, colore marrone-ocra;
- Da - 130 cm a - 190 cm da p.c.: sabbia molto fine o finissima, debolmente limosa, quasi monogranulare, nocciola, mediamente consistente, asciutta, farinosa.

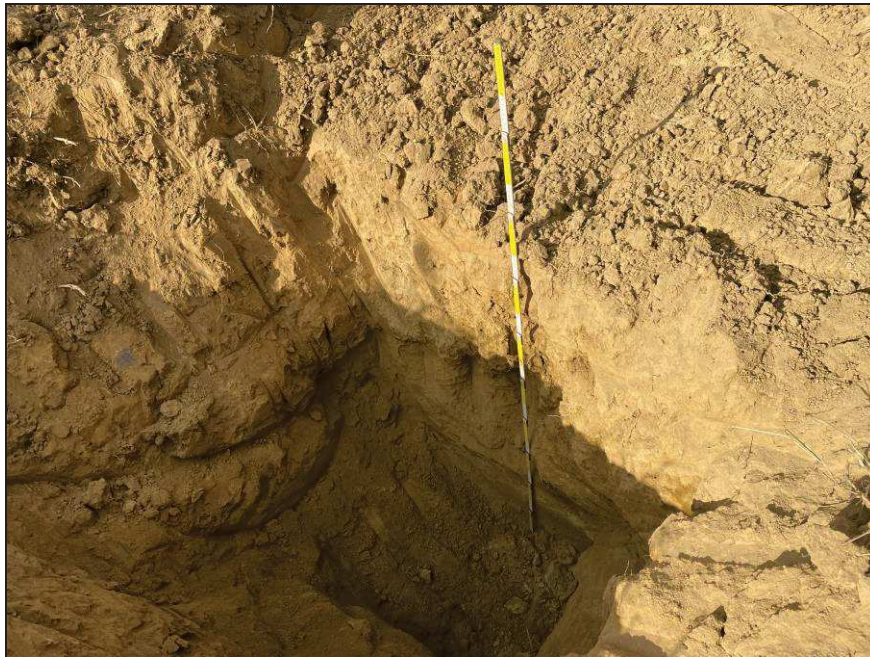


Figura 12: visione della trincea esplorativa t1 (28/09/2023)

4.4 Rilevazione piezometrica

Nel sito in esame in comune di Vaiano Cremasco e in corrispondenza con la prova penetrometrica n. 1, è stato installato un tubo microfessurato, sfruttando il foro di sondaggio disponibile. Il presidio piezometrico, formato da un tubo di diametro $\frac{3}{4}$ pollice, microfessurato, ha raggiunto la profondità di - 8,00 m dal p.c., quota alla quale il foro stesso è risultato chiuso per cedimento delle pareti, formate in quel punto da materiale sabbioso-ghiaioso incoerente.

Attraverso una sonda apposita (freatimetro) calata all'interno del tubo piezometrico microfessurato, è possibile rilevare la presenza di acqua (figura 13), nel caso specifico attribuibile al pelo libero della falda freatica.

Il giorno 28/09/2023 è stata rilevata la presenza di acqua alla quota di **- 6,75 dal p.c.**, valore in parziale accordo con le informazioni indicate nella componente geologica comunale che indica anche soggiacenze maggiori, e che si ritiene influenzato localmente dalla presenza di vicinissimi canali irrigui, non impermeabilizzati e alla data indicata con presenza di un significativo flusso idrico.



Figura 13: tubo piezometrico e rilevazione freatimetrica in corrispondenza della prova P1, comune di Vaiano Cremasco (CR), via Nelson Mandela (ATi1), il 28/09/2023

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 e i rilievi di superficie.

In estrema sintesi, anche dalla sola osservazione visiva dei profili penetrometrici in allegato 4, si evince che il primo sottosuolo, al di sotto della coltre sommitale di coltivo (in parte rimaneggiato o con



elementi alloctoni riportati) esteso sulla quasi totalità dell'area per almeno 0,4 – 0,6 m di spessore, vede la presenza nei primi 1,5-2 m di una coltre sommitale di alterazione a natura mista coesiva e granulare (con netta prevalenza della componente granulare) formata da un cappellaccio di alterazione di sabbie limose e limi o limi-sabbiosi molto consistenti.

Segue una monosuccessione di sabbie e sabbie a tratti limose o debolmente limose, con caratteristiche di resistenza meccanica medie, di poco differenti e quindi indistinguibili meccanicamente dalla litozona superiore, con alternanze delle granulometrie citate, fino alla massima profondità compresa tra 6 e 7 m (variabilità tipica, sia verticale che orizzontale, dei depositi alluvionali). In profondità compaiono strati a natura sabbioso-ghiaiosa con grado di consistenza e addensamento nettamente più elevato. In linea generale, il grado di addensamento/consistenza cresce proporzionalmente con la profondità (ad eccezione dell'inversione sommitale che vede i primi 2 m più consistenti degli strati sottostanti), senza però mai raggiungere livelli troppo elevati.

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

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

In particolare, con N_{30} è indicato il numero medio di colpi nell'intervallo considerato per avanzamenti unitari di 30 cm normalizzati alla prova penetrometrica standard internazionale SPT, φ è l'angolo di attrito, C_u la coesione (non considerata nel caso in esame), E_y è il modulo elastico, E_d il modulo edometrico, 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 a 6,75 m di profondità da p.c. (si sottolinea che il livello indicato è passibile di oscillazioni anche di notevole entità data la presenza delle vicine rogge e dei terreni agricoli irrigui, non quantificabili con precisione, non essendosi reso possibile il monitoraggio temporale della falda per incompatibilità con i tempi indicati dalla Committenza per la realizzazione delle indagini geognostiche in sito preliminari al progetto)



Tab. 1: caratterizzazione fisica del litotipo presente nell'area investigata

Livello	da m	a m	Ricostruzione litologica	N ₃₀	φ (°)	E _y (kN/m ²)	E _d (kN/m ²)	γ _n (kN/m ³)	γ _s (kN/m ³)
1	0,00	0,40 ÷ 0,60	Coltivo o terreno vegetale, a tratti rimaneggiato e con inclusi alloctoni, da rimuovere	--	--	--	--	--	--
2	0,60 ÷ 0,90	1,20 ÷ 2,10	Limo sabbioso-argilloso o sabbia limosa o debolmente limosa, molto consistenti	12.3	31	9713	5187	14.78	19.02
3	1,20 ÷ 2,10	6,30 ÷ 7,20	Sabbia prevalente, fine o medio fine, da poco a mediamente addensata, a tratti ben addensata	8	30.4	6878	4459	14.32	18.73
4	6,30 ÷ 7,20	9,90	Sabbia prevalente, ghiaiosa, debolmente limosa, bene addensata	13.8	32	14144	5482	14.96	19.12

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 utilizzata deve consentire anche l'attribuzione della categoria di sottosuolo ai sensi del D.M. 17/01/2018 - *Aggiornamento delle "Norme Tecniche per le 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 (fig. 14) per le amplificazioni litologiche, dove la DGR 2616/2011 prevede la realizzazione di un Secondo Livello di approfondimento per i comuni classificati in Zona Sismica 3. Tale approfondimento consiste nella definizione del fattore di amplificazione sismica (Fa) locale del sito in esame che viene posto in relazione con il corrispondente Fa 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, ai quali può essere associato l'edificio in esame, e quelli con periodo compreso tra 0.5 e 1.5 secondi, cioè edifici alti e flessibili).

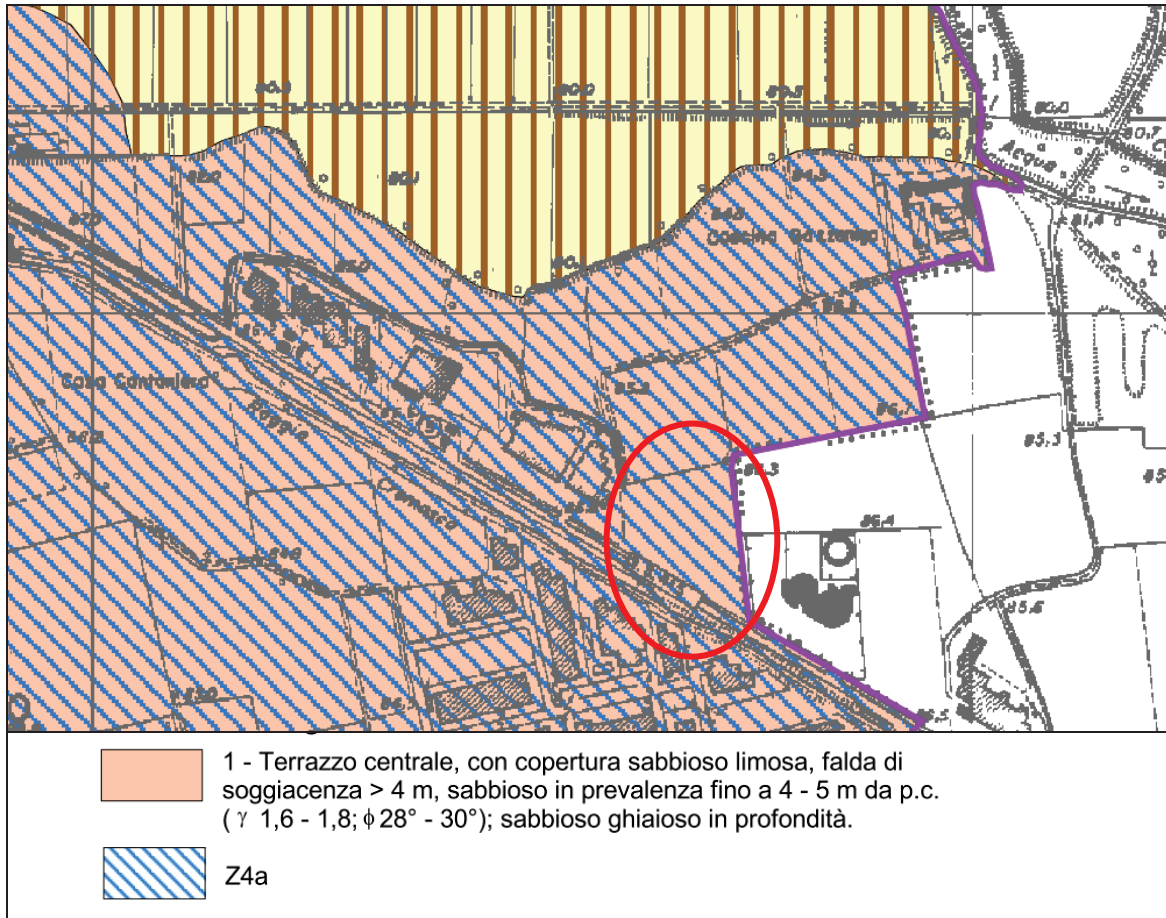


Figura 14: stralcio della Carta della Pericolosità Sismica Locale di Vaiano Cremasco. Nel circolo rosso l'area in esame, appartenente allo scenario di PSL Z4a

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.

In allegato 5 si riporta l'approfondimento di secondo livello eseguito, che ha portato alla determinazione di un fattore di amplificazione inferiore al valore soglia comunale.

La normativa nazionale risulta pertanto sufficiente a garantire dagli effetti di amplificazione sismica locale, e **nei calcoli geotecnici si dovrà pertanto far riferimento alla Categoria di Sottosuolo corrispondente a quella determinata sperimentalmente, ovvero la categoria C**, così come definita nella tabella 3.2.II ricavata dalle NTC 2018.



La categoria di suolo di fondazione secondo le tabelle allegate all'O.P.C.M. 3274/03 e al D.M. 14/09/05 e successive revisioni (D.M. 14/01/08), deve quindi essere "C", come ricavabile per quanto concerne le caratteristiche dalla tabella 3.2.II ricavata dalle NTC2018.

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

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

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

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

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

La pericolosità sismica è definita in termini di:

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

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

$$V_R = V_N \times C_U$$

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

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

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

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



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

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

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

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

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

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

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

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

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

Il dettaglio di tutti i parametri sismici riferiti al sito e al progetto in esame è riportato in allegato 6 e nel prospetto grafico che segue. In particolare, la definizione dei parametri sismici medesimi, funzione della classe d'uso e della vita nominale dell'opera in progetto, risulta differente a seconda dei diversi stati limite a cui è riferita.

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



Pertanto, nel caso in esame, per le verifiche all'SLV si dovrà utilizzare un'accelerazione massima di 1.248 m/s², a cui corrispondono valori di Kh e Kv rispettivamente pari a 0.025 e 0.013, mentre per le verifiche all'SLD si dovrà utilizzare un'accelerazione massima di 0.522 m/s², a cui corrispondono valori di Kh e Kv rispettivamente pari a 0.011 e 0.005.

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

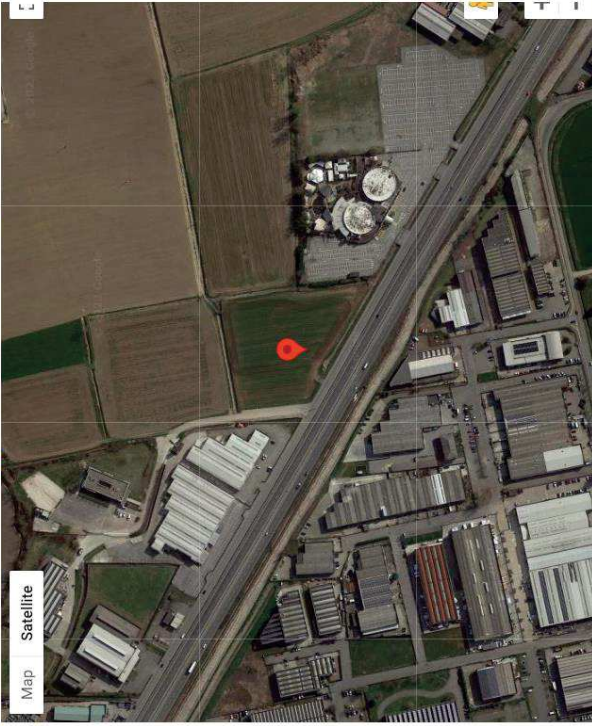
Indirizzo Coordinate Isole

Indirizzo

WGS84 Lat 45.374342 - Long 9.699516

ETRS89 Lat 45.375275 - Long 9.699516

Map Satellite



Stati limite

Classe Edificio

II. Affollamento normale. Assenza di funz. pubbliche e sociali...

Vita Normale 50

Interpolazione

Media ponderata

CU=1

Stato Limite	Tr [anni]	a _g [g]	F _o	T _c [s]
Operatività (SLO)	30	0.028	2.488	0.198
Danno (SLD)	50	0.035	2.528	0.215
Salvaguardia vite (SLV)	475	0.085	2.535	0.284
Prevenzione collasso (SLC)	975	0.109	2.528	0.295
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	50			

Coefficienti sismici

Stabilità dei pendii e fondazioni

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

H (m) 1

us (m) 0.1

Cat. Sottosuolo C

Cat. Topografica TI

	SLO	SLD	SLV	SLC
SS Amplificazione stratigrafica	1,50	1,50	1,50	1,50
CC Coeff. funz. categoria	1,79	1,74	1,59	1,57
ST Amplificazione topografica	1,00	1,00	1,00	1,00

Acc.ne massima attesa al sito [m/s²] 0,6

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0,008	0,011	0,025	0,039
kv	0,004	0,005	0,013	0,020
Amax [m/s ²]	0,416	0,522	1,248	1,608
Beta	0,200	0,200	0,200	0,240





6.1 Analisi della suscettibilità alla liquefazione del terreno

La liquefazione è un fenomeno di riduzione della resistenza al taglio causata dall'incremento della pressione neutra in un terreno saturo non coesivo durante uno scuotimento sismico. Ai sensi del punto 7.11.3.4 delle NTC 2018 la verifica alla liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

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

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

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

L'applicazione del metodo descritto ha consentito di definire un valore di fattore di sicurezza nei confronti della suscettibilità a liquefazione per ciascuno strato individuato durante la fase di prospezione geognostica, riassunti nella tabella che segue, e assumendo di pari consistenza (presumibilmente è superiore) fino a 15 m lo strato n. 4.



Tab. 1bis verifica della suscettibilità a liquefazione del terreno

Liv.	da m	a m	Ricostruzione litologica	fattore di sicurezza	Condizione
1	0,00	0,40 ÷ 0,60	Coltivo o terreno vegetale, a tratti rimaneggiato e con inclusi alloctoni, da rimuovere	- -	FUORI FALDA Livello non liquefacibile
2	0,60 ÷ 0,90	1,20 ÷ 2,10	Limo sabbioso-argilloso o sabbia limosa o debolmente limosa, molto consistenti	- -	FUORI FALDA Livello non liquefacibile
3	1,20 ÷ 2,10	6,30 ÷ 7,20	Sabbia prevalente, fine o medio fine, da poco a mediamente addensata, a tratti ben addensata	1,366	Prevalentemente fuori falda o non liquefacibile
4	6,30 ÷ 7,20	9,90 (15)	Sabbia prevalente, ghiaiosa, debolmente limosa, bene addensata	1,473	Non liquefacibile

L'applicazione del metodo descritto ha consentito di definire un valore di fattore di sicurezza nei confronti della suscettibilità a liquefazione superiore a 1 (e anche a 1,3) per la porzione di sottosuolo immersa in falda.

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

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

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

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

Ogni calcolo e verifica, sia di tipo geotecnico che strutturale, dovrà quindi essere basata **esclusivamente** sul metodo agli stati limite e non su quanto contenuto nel paragrafo che segue, che vuole avere esclusivamente carattere orientativo e di collegamento con il metodo maggiormente utilizzato in



passato nel territorio in esame e sul quale è ormai consolidata una maggiore esperienza e sensibilità da parte degli operatori.

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

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

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

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

dove:

Q_{ult} = Pressione ultima a rottura

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

c', c_u = Coesione drenata, non drenata

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.

Alla data di stesura del presente elaborato tecnico non è ancora stata definita la progettazione strutturale di dettaglio delle nuove strutture in elevazione, pertanto nella sezione geotecnica che segue nel testo verranno prese in esame fondazioni della tipologia usualmente impiegata per il sostegno e l'appoggio di opere quali quella in progetto in contesti ordinari e privi di particolari criticità geologiche, ovvero plinti quadrati di varia larghezza associati a elementi lineari continui nastriformi, ad esempio per le opere accessorie (setti interni, uffici, pareti perimetrali, cordoli di collegamento). Non è prevista la realizzazione di vani interrati e pertanto il piano di posa ideale (inteso come profondità minima, per profondità maggiori i valori numerici di seguito forniti non cambiano), considerando lo spessore della sottofondazione in magrone



di cemento e la fondazione vera e propria, potrebbe collocarsi a partire da circa 100 cm dal piano campagna attuale.

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.

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

tipo di fondazione e dimensioni (profondità di posa $\geq 1,00$ m da p.c.)	Q_{amm} (kN/m²)	Stima dei cedimenti (mm) conseguenti all'applicazione di Q_{amm} *
Plinto quadrato di lato 1,50 m	116	18
Plinto quadrato di lato 2,00 m	126	25
Plinto quadrato di lato 3,00 m	147	39
Plinto quadrato di lato 3,50 m	160	48
Lineare nastriforme continua o a trave rovescia; larghezza 1,00 m	96	17

* cedimento calcolato sulla Q_{amm}

Va ad ogni modo specificato che i cedimenti in terreni prevalentemente granulari asciutti, 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 ma concentrata nei primi livelli, oltre che già ben consolidata, saranno presenti ma ben più contenuti rispetto ai valori indicati. Carichi inferiori alle Q indicate innescheranno logicamente cedimenti proporzionalmente inferiori. Nel caso in esame si raccomanda di attuare tutti gli accorgimenti progettuali volti al contrasto dei cedimenti differenziali, in primis adottando soluzioni resistenti alla torsione, specialmente in condizioni dinamiche.

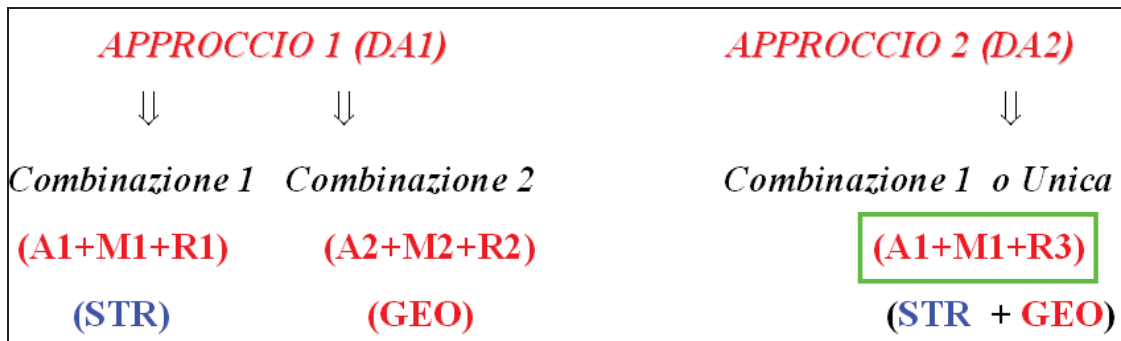
8 VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI "SLU" AL COLLASSO PER CARICO LIMITE DEI TERRENI DI FONDAZIONE (D.M. 17/01/2018) – CONDIZIONI STATICHE

N.B.: UNICO METODO UTILIZZABILE

Gli Stati Limite Ultimi "SLU" determinati dal raggiungimento della resistenza del terreno interagente con le fondazioni riguardano il collasso per carico limite nei terreni di fondazione e per scorrimento sul piano di posa. L'azione di progetto è la componente della risultante delle forze in direzione normale al piano di posa. La resistenza di progetto è il valore della forza normale al piano di posa cui



corrisponde il raggiungimento del carico limite nei terreni di fondazione. Per quanto riguarda l'analisi al carico limite, nelle verifiche SLU nei confronti degli Stati Limite Ultimi strutturali (STR) e geotecnici (GEO) si adotta un solo (evidenziato in verde) approccio/combinazione tra i quattro diversi previsti dalle NTC:



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

A = Azioni γF

M = resistenza dei materiali (terreno) γM

R = resistenza globale del sistema γR

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

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

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

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



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

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

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

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

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

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

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

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



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

$$Rd/\gamma R \geq Ed \quad (2)$$

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

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

La determinazione dei valori di Rd 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 1) e considerando le medesime tipologie fondazionali e quota del piano di posa delle fondazioni già descritte nel capitolo che precede.

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

tipo di fondazione e dimensioni (profondità di posa $\geq 1,00$ m da p.c.)	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (GEO) kN/m ²	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (STR) kN/m ²
Plinto quadrato di lato 1,50 m	349	349
Plinto quadrato di lato 2,00 m	379	379
Plinto quadrato di lato 3,00 m	440	440
Plinto quadrato di lato 3,50 m	480	480
Lineare nastriforme continua o a trave rovescia; larghezza 1,00 m	289	289

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

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

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 E_d già comprensivo dei coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni di cui alla tabella 6.2.I, colonne A1 e/o A2.

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

tipo di fondazione e dimensioni (profondità di posa $\geq 1,00$ m da p.c.)	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (GEO) kN/m ²	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (STR)* kN/m ²
Plinto quadrato di lato 1,50 m	152	349
Plinto quadrato di lato 2,00 m	165	379
Plinto quadrato di lato 3,00 m	191	440
Plinto quadrato di lato 3,50 m	209	480
Lineare nastriforme continua o a trave rovescia; larghezza 1,00 m	126	289

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

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

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

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

dove:

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

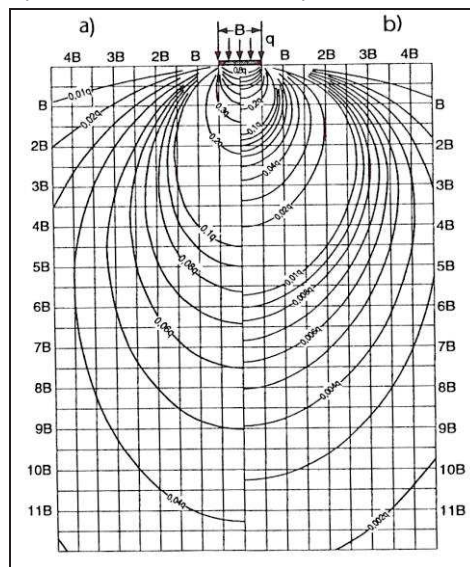


Figura 15: curve di uguale pressione verticale sotto una fondazione: a) nastriforme – b) quadrata

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

Ai sensi del D.M. 17/01/2018, nella verifica agli SLE, devono essere considerati i valori di azione esercitati dalla/e struttura/e in progetto (di competenza del Progettista Strutturista); in assenza di tale dato non è stato possibile impostare i calcoli relativi allo sviluppo del cedimento teorico al di sotto delle fondazioni secondo il metodo agli S.L.E.

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

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

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

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

Verifica	Coefficiente parziale γ_R
Carico limite	2.3
Scorrimento	1.1
Resistenza sulle superfici laterali	1.3

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

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

"L'analisi pseudo statica delle fondazioni si esegue utilizzando valori unitari per i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici [...]. L'azione del sisma si traduce in accelerazioni nella parte di sottosuolo



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

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

Il metodo descritto consente quindi di giungere alla definizione di nuovi valori di R_d “dinamici”, che tengano conto della sismicità dell'area considerata, della tipologia di opera in costruzione e delle caratteristiche litologiche e topografiche del sito investigato. Sulla base della progettazione delle opere in previsione, sono stati utilizzati dagli scriventi i dati strutturali di interesse antisismico relativi a una struttura in calcestruzzo armato di altezza massima dal piano fondale o fuori terra pari a 6,65 m (comunicati dal progettista), con un periodo T del modo fondamentale di vibrare pari a 0,311 secondi e fattore di struttura q pari a 1,5. L'aspetto, su richiesta del progettista strutturista, potrà essere approfondito e rivisto sulla scorta dei reali e definitivi parametri propri delle strutture, al momento non noti. I valori dedotti dall'elaborazione descritta sono riportati nella tabella n. 5 che segue.



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

tipo di fondazione e dimensioni (profondità di posa $\geq 1,00$ m da p.c.)	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (GEO) kN/m ²	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (STR) kN/m ²
Plinto quadrato di lato 1,50 m	282	282
Plinto quadrato di lato 2,00 m	290	290
Plinto quadrato di lato 3,00 m	315	315
Plinto quadrato di lato 3,50 m	329	329
Lineare nastriforme continua o a trave rovescia; larghezza 1,00 m	216	216

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

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

Nella tabella che segue sono riportati i suddetti valori di **Rd/γr**. Si specifica che il valore riportato dovrà essere confrontato con il valore di azione 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. 6: 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. 17/01/2018 e per le tipologie fondazionali considerate.

tipo di fondazione e dimensioni (profondità di posa $\geq 1,00$ m da p.c.)	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (GEO) kN/m ²	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (STR)* kN/m ²
Plinto quadrato di lato 1,50 m	157	282
Plinto quadrato di lato 2,00 m	161	290
Plinto quadrato di lato 3,00 m	175	315
Plinto quadrato di lato 3,50 m	183	329
Lineare nastriforme continua o a trave rovescia; larghezza 1,00 m	120	216

* 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 un'indagine geologica e geognostica, come previsto dal D.M. II. e TT. del 17/01/2018 *Aggiornamento delle "Norme Tecniche per le Costruzioni"* e dalle D.G.R. Lombardia 2616/2011 e 5001/2016, a supporto della progettazione di un intervento di nuova costruzione di edificio ad uso industriale, in comune di Vaiano Cremasco – S.P. ex S.S. 415 Pauledese / angolo con Via Nelson Mandela, nell'ambito del Piano Attuativo ATi4, zona sud (l'area interessata è catastalmente individuata al mappale 370 del foglio 3).

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 l'esecuzione di prove penetrometriche, misure piezometriche e verifica dei profili di scavo.

L'insieme delle indagini e delle verifiche condotte consente di esprimere le seguenti considerazioni conclusive:

- la litologia del primo sottosuolo si caratterizza per la presenza, a partire da - 40/60 cm dal p.c. (ovvero al di sotto della coltre di coltivo vegetale e/o dello strato di alterazione organico ancora presente) di una copertura limo-sabbiosa molto consistente, a granulometria molto fine, sostanzialmente impermeabile, con buone caratteristiche geotecniche;
- seguono, indicativamente da oltre 2 m di profondità, sabbie prevalenti e sabbie limose alternate o passanti a sabbia monogranulare a tratti con ghiaia, con caratteristiche geotecniche di media resistenza (vedasi tabella 1), fino ad alta;
- la falda è localizzata sempre ad almeno oltre 5 – 6 m di profondità da p.c., pur con sensibili oscillazioni stagionali dovute in primis alla vicinanza di numerosi canali irrigui importanti (Roggia Oriettone a nord e a est) e alle pratiche agricole che vedono l'abbondante ricorso all'irrigazione a scorrimento;
- sulla scorta delle indagini geognostiche dirette svolte nel sito, del raffronto con le stratigrafie di pozzi profondi e dalle verifiche geofisiche condotte, la categoria di sottosuolo da utilizzare per la progettazione è risultata essere C, a seguito di approfondimento sismico di II livello;



- il calcolo relativo alla portanza del terreno è stato eseguito sia col metodo delle Tensioni Ammissibili (di cui al D.M.LL.PP. 11/03/88 – metodo non più ammesso) che attraverso il metodo degli Stati Limite (NTC di cui al D.M. 17/01/2018), considerando fondazioni dirette, impostate sul primo litotipo naturale (livello 2 di tabella 1); i risultati non cambiano per piani di posa più profondi di 90 cm;
- Attraverso il metodo alle Tensioni Ammissibili ha fornito i valori di capacità portante ammissibile (già depurati del fattore di sicurezza 3) e dei relativi cedimenti riportati nella tabella che segue:

tipo di fondazione e dimensioni (profondità di posa \geq 1,00 m da p.c.)	Q_{amm} (kN/m²)	Stima dei cedimenti (mm) conseguenti all'applicazione di Q_{amm} *
Plinto quadrato di lato 1,50 m	116	18
Plinto quadrato di lato 2,00 m	126	25
Plinto quadrato di lato 3,00 m	147	39
Plinto quadrato di lato 3,50 m	160	48
Lineare nastriforme continua o a trave rovescia; larghezza 1,00 m	96	17

- La verifica agli Stati Limite Ultimi e di Esercizio in **condizioni statiche** ha portato alla definizione dei valori di Ed massimi (Rd/ γ_r) e riferiti alle stesse fondazioni di cui al punto precedente. Si ricorda che tali valori di azione massima sono comprensivi dei coefficienti parziali A1 e A2 sulle azioni (tab. 6.2.I)

tipo di fondazione e dimensioni (profondità di posa \geq 1,00 m da p.c.)	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (GEO) kN/m²	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (STR)* kN/m²
Plinto quadrato di lato 1,50 m	152	349
Plinto quadrato di lato 2,00 m	165	379
Plinto quadrato di lato 3,00 m	191	440
Plinto quadrato di lato 3,50 m	209	480
Lineare nastriforme continua o a trave rovescia; larghezza 1,00 m	126	289

* 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



- in condizioni dinamiche la verifica agli stati limite ultimi è stata condotta considerando una **classe d'uso II e vita nominale di 50 anni**. La combinazione di queste condizioni applicata al sito di interesse ha fornito i parametri sismici riportati in allegato 5. L'approccio all'elaborazione in condizioni sismiche previsto dalle NTC ha portato alla definizione dei valori di R_d/γ_r **in condizioni dinamiche (all'SLV)** riassunti nella tabella che segue;

tipo di fondazione e dimensioni (profondità di posa $\geq 1,00$ m da p.c.)	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (GEO) kN/m ²	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (STR)* kN/m ²
Plinto quadrato di lato 1,50 m	157	282
Plinto quadrato di lato 2,00 m	161	290
Plinto quadrato di lato 3,00 m	175	315
Plinto quadrato di lato 3,50 m	183	329
Lineare nastriforme continua o a trave rovescia; larghezza 1,00 m	120	216

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

- la verifica a liquefazione ha portato ad escludere la possibilità che il terreno risulti passibile a tale fenomeno in caso di sisma.

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

Si raccomanda al progettista e alla D.L. la stretta vigilanza sul particolare aspetto legato all'effettivo raggiungimento e alloggiamento delle fondazioni sui terreni naturali sedimentari sabbioso-limosi e sabbiosi quali orizzonte di appoggio, per un piano di posa delle fondazioni posto a non meno di 100 cm dal piano campagna attuale, oltre alla verifica (per la quale chi scrive manifesta piena disponibilità) che la natura degli stessi corrisponda a quanto indicato nel presente elaborato, per le ragioni esposte basate solo su indagini puntiformi e limitate al solo comparto sud del lotto (eventuali interventi nel comparto nord dovranno essere preceduti da approfondimenti di indagine).

In assenza dei dati di azione di progetto, non comunicati, non sono risultate possibili le verifiche riguardanti gli stati limite di esercizio; allo stesso modo sono demandate al progettista strutturista, nella



propria relazione sulle fondazioni, le verifiche finali di soddisfacimento della relazione $Rd/\gamma R \geq Ed$ per quanto riguarda la resistenza al carico limite.

Inoltre, è possibile reputare quanto in progetto conciliabile con gli strumenti di pianificazione territoriale di natura geologica e idrogeologica di cui Vaiano Cremasco è dotato; 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 2 e zona PSL Z4a. Si raccomanda il rigoroso rispetto del limite di inedificabilità di 4 e 5 metri lungo le sponde della Roggia Oriettone, ai margini nord ed est del lotto mp. 370/fg.3, limite esteso a 10 m di ampiezza in una piccola porzione del lotto al vertice sud-est.

23/10/2023

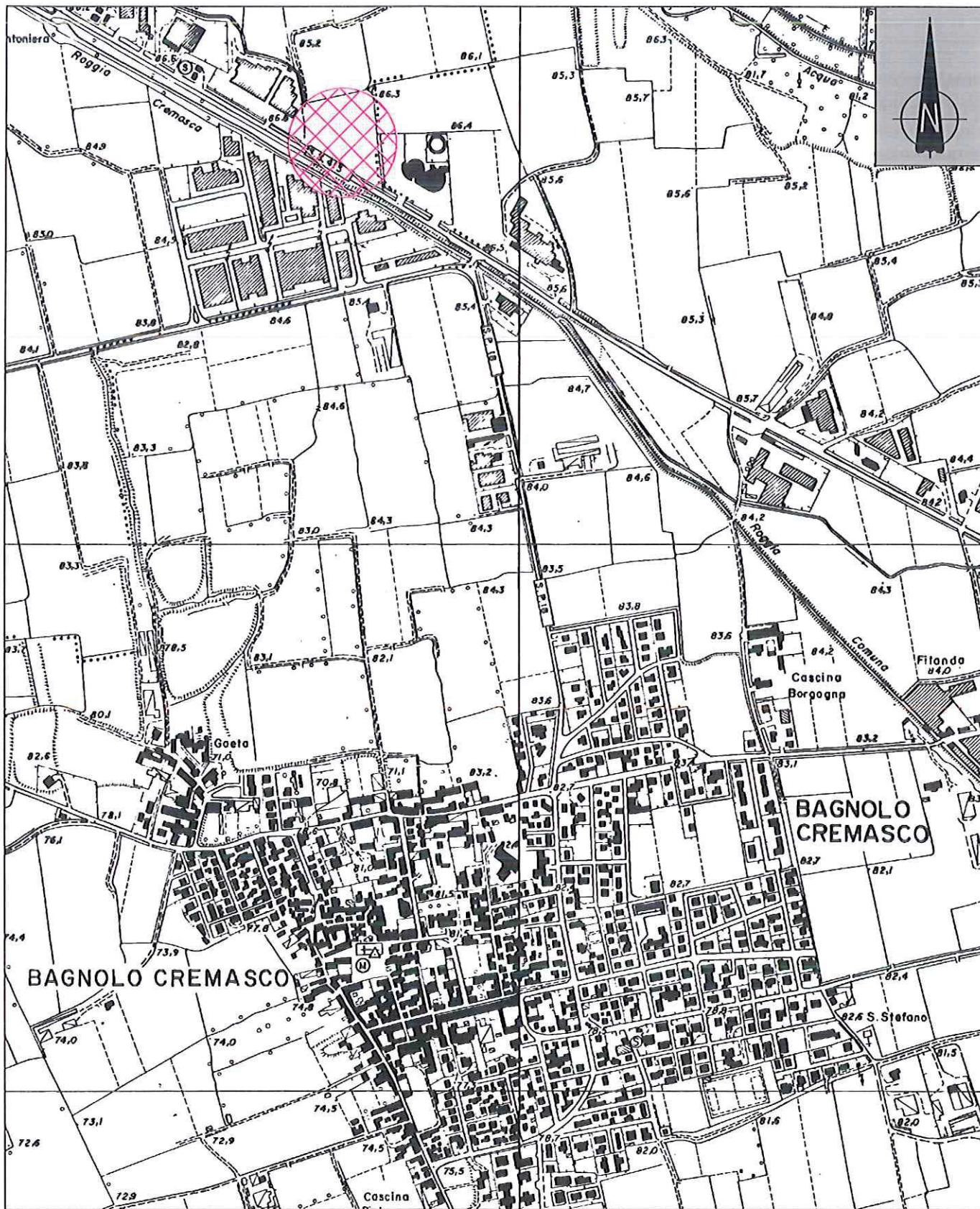
dott. Giulio Mazzoleni, geologo

dott. Davide Incerti, geologo

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

Allegato 1

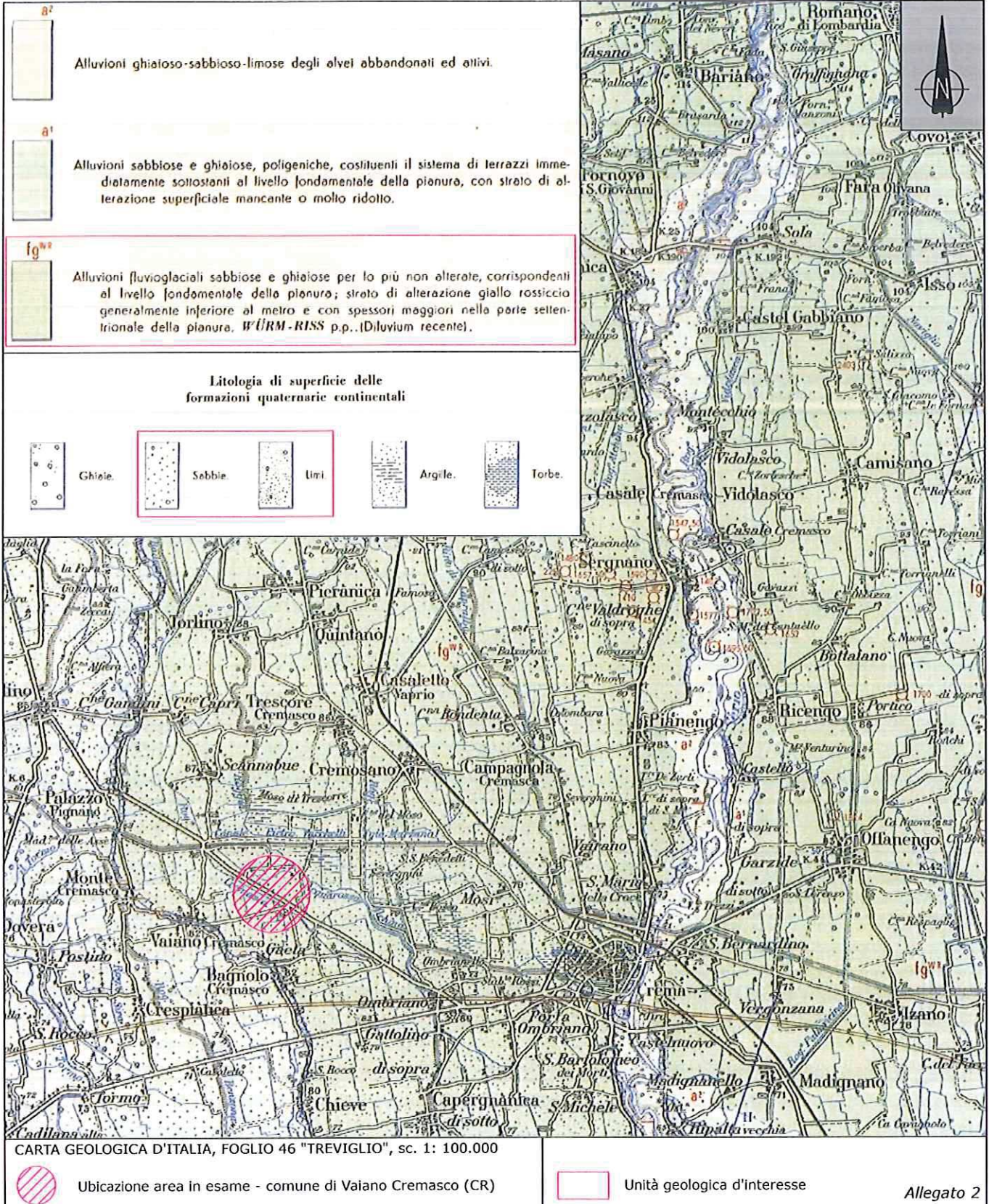
INQUADRAMENTO GEOGRAFICO
SCALA 1:10.000



Estratto C.T.R. - scala 1:10.000, stalcio delle sezz. C6a5 e C6b5

Allegato 2

INQUADRAMENTO GEOLOGICO
SCALA 1:100.000

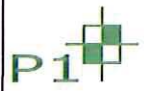


Allegato 3

UBICAZIONE INDAGINI

E

CARATTERISTICHE
TECNICHE DEL
PENETROMETRO IN USO



Ubicazione prova penetrometrica dinamica



Ubicazione trincea esplorativa (scavo)

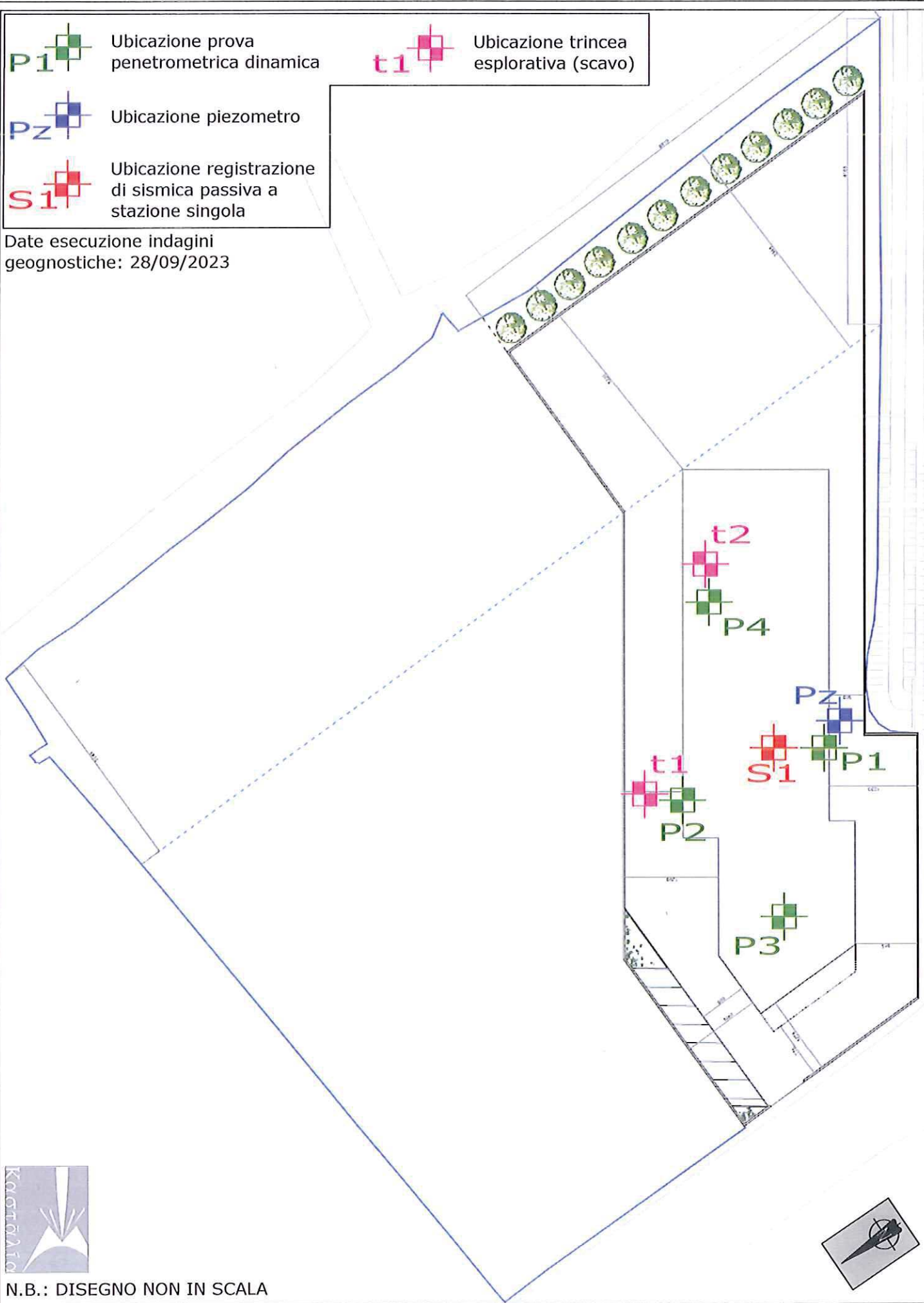


Ubicazione piezometro

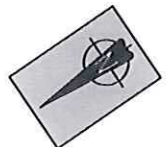


Ubicazione registrazione di sismica passiva a stazione singola

Date esecuzione indagini geognostiche: 28/09/2023



N.B.: DISEGNO NON IN SCALA



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

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

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

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

Valutazione resistenza dinamica alla punta R_{pd} [funzione del numero di colpi N]
(FORMULA OLANDESE):

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

R_{pd}	=	resistenza dinamica punta [area A]
e	=	infissione per colpo = δ / N
M	=	peso massa battente (altezza caduta H)
P	=	peso totale aste e sistema battuta

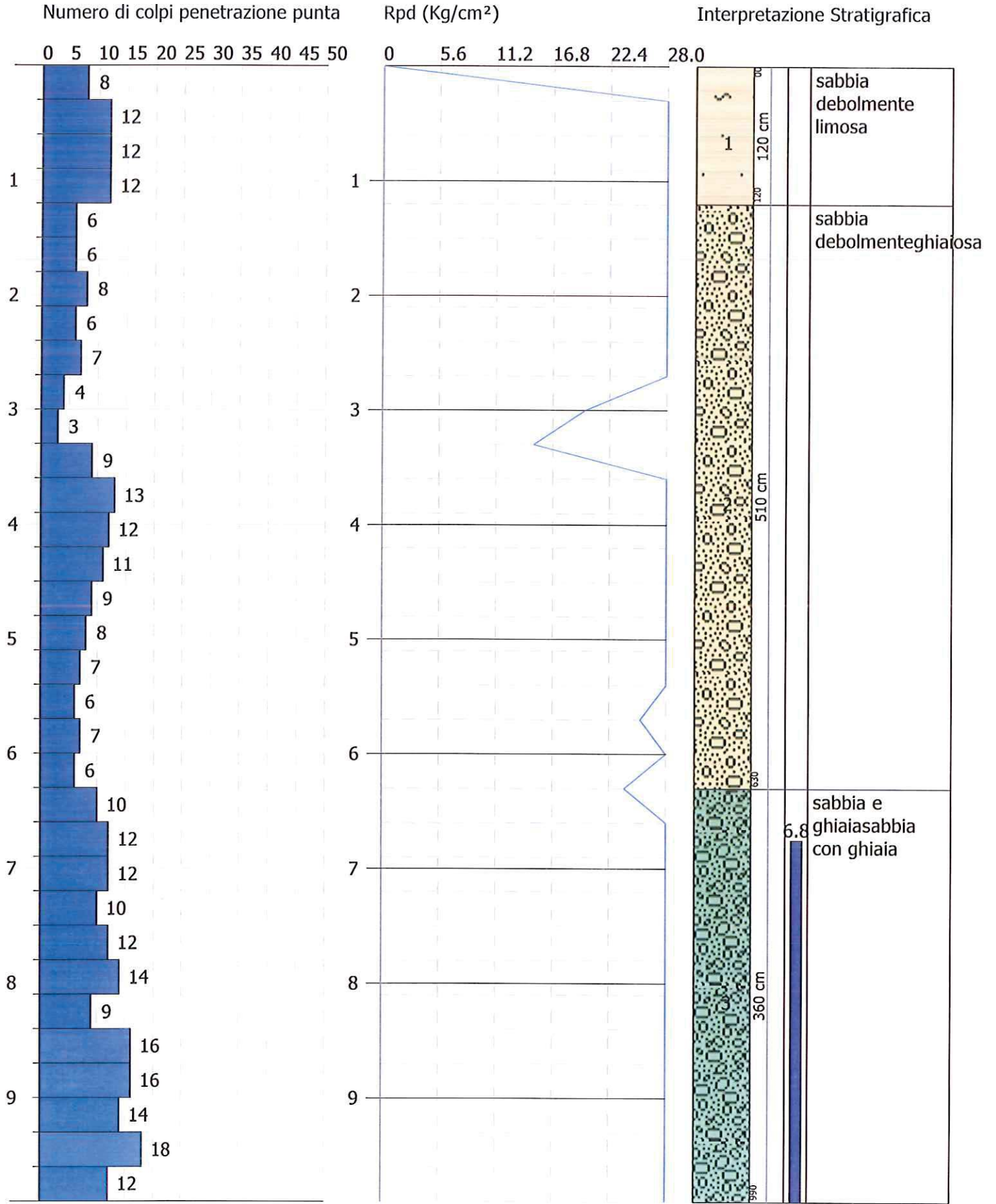
Allegato 4

DIAGRAMMI PROVE
PENETROMETRICHE
DINAMICHE

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

Committente: WELDONE S.r.l.
 Descrizione: S.P. ex S.S. 415 Paullese / via Nelson Mandela
 Localita': 26010 Vaiano Cremasco (CR)

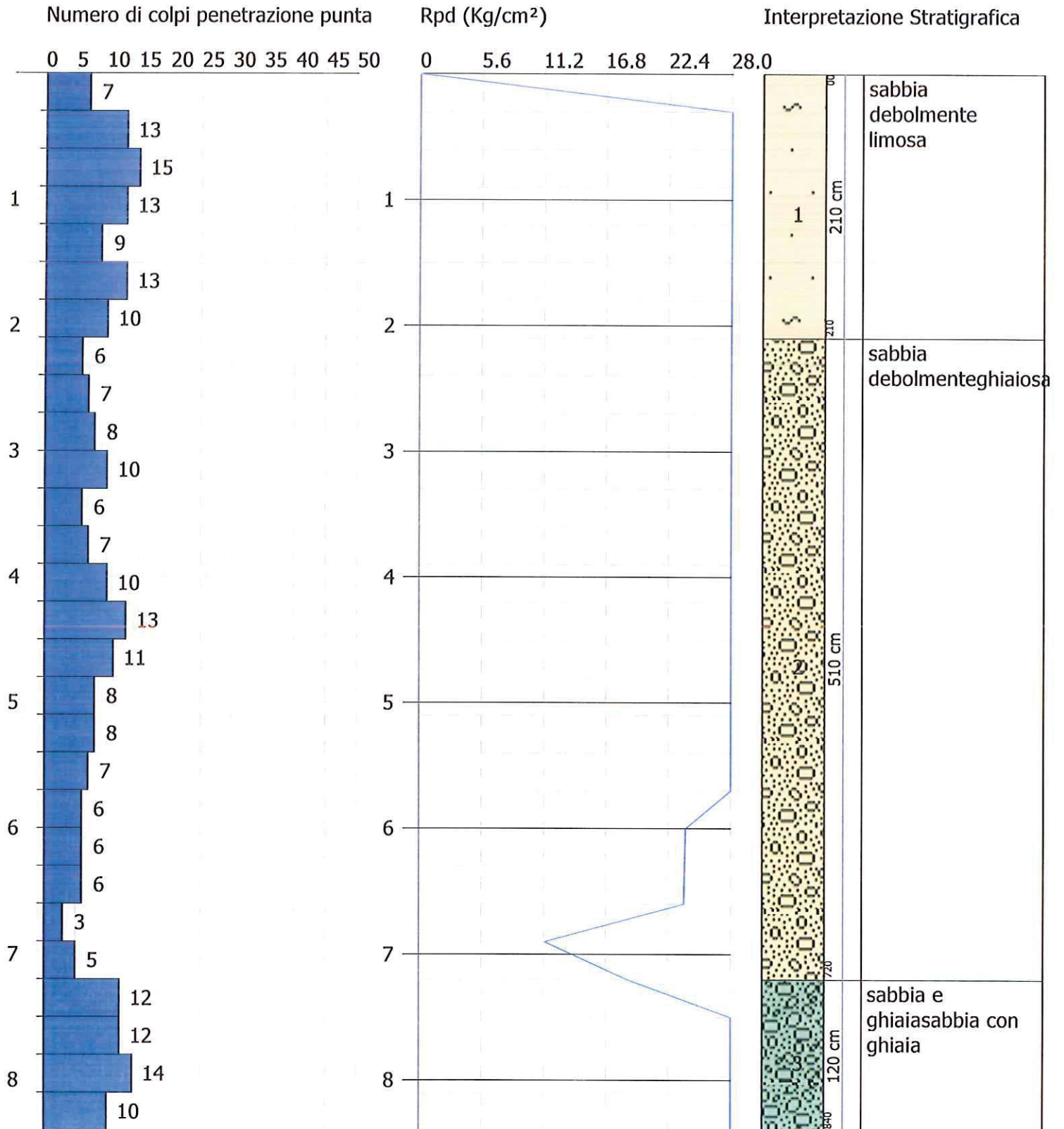
Scala 1:50



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

Committente: WELDONE S.r.l.
 Descrizione: S.P. ex S.S. 415 Paullese / via Nelson Mandela
 Localita': 26010 Vaiano Cremasco (CR)

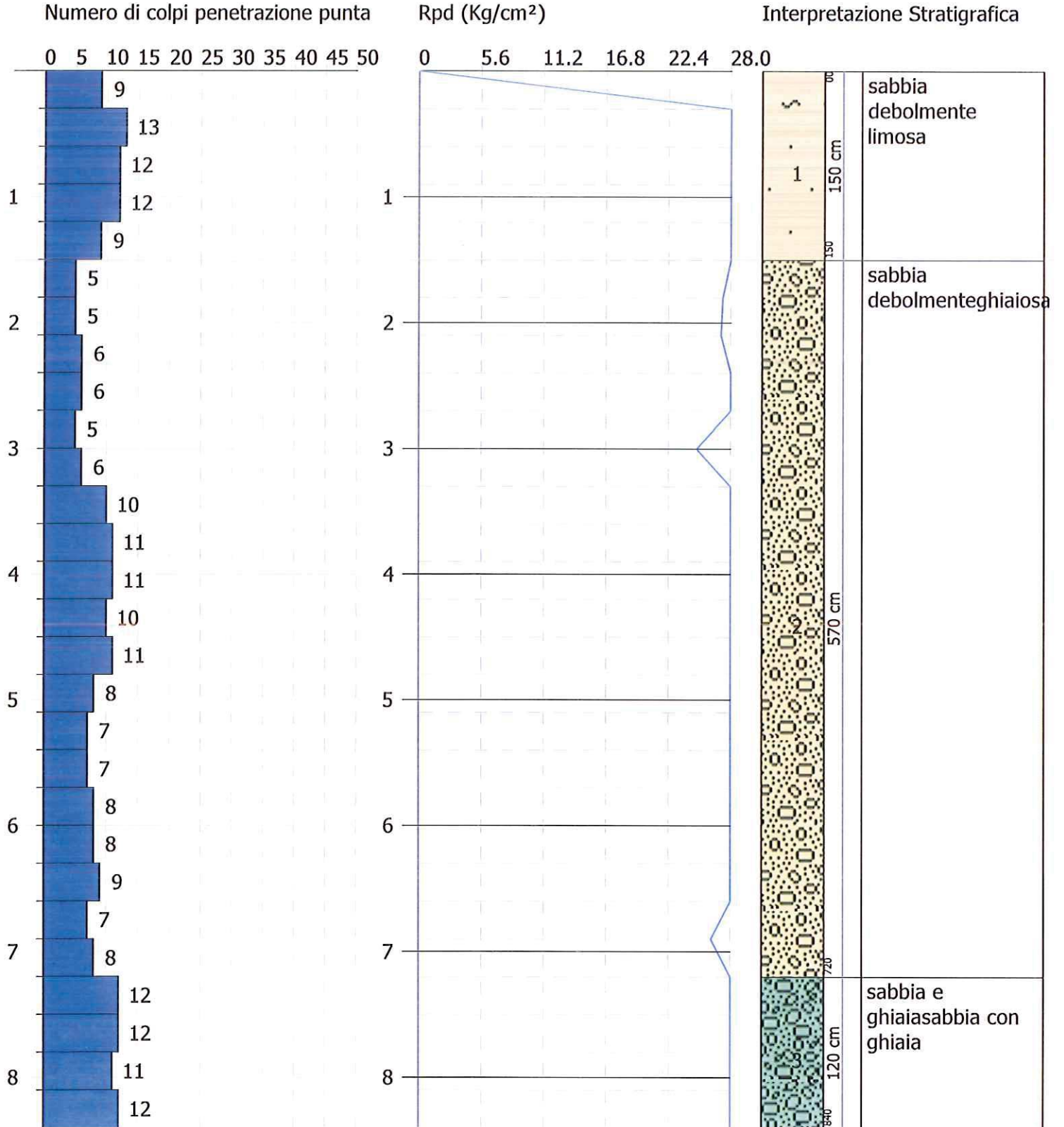
Scala 1:50



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

Committente: WELDONE S.r.l.
 Descrizione: S.P. ex S.S. 415 Paullese / via Nelson Mandela
 Localita': 26010 Vaiano Cremasco (CR)

Scala 1:50



Allegato 5

APPROFONDIMENTO
SISMICO DI SECONDO
LIVELLO

Approfondimento 5 relativo agli aspetti sismici (App5) – AMPLIFICAZIONE

Scenario di pericolosità sismica locale Z4a

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

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

Si è proceduto a definire in primo luogo la Categoria di Sottosuolo attribuibile al sito, tenendo conto della normativa vigente (D.M. 17/01/18) ed a partire dal piano di campagna.

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

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>

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



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

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

Sulla base delle informazioni acquisite durante la fase di indagine geognostica condotta sull'area in esame, è stata utilizzata la scheda per la litologia **sabbiosa**, tenuto conto dei campi di validità riportati nei diagrammi Z-Vs (correlazione profondità- velocità onde sismiche), secondo quanto indicato in proposito dagli Enti Competenti.

Il passo successivo permette, per la scheda litologica scelta, la definizione della curva caratteristica da utilizzare per la stima del valore di Fa di sito. La profondità del primo strato o del primo strato equivalente (spessore > 4 m) e la relativa velocità Vs, definiscono la curva caratteristica da utilizzare ai fini dei calcoli. Qualora lo strato superficiale abbia una profondità inferiore a 4 m (come nel caso in esame, dove tale strato è profondo solo 2,1 m) si deve utilizzare, per la scelta della curva, lo strato superficiale equivalente, a cui si assegna una velocità Vs calcolata come media pesata del valore di Vs degli strati superficiali la cui somma supera i 4 m di spessore. Nel caso specifico, ne è risultato uno strato superficiale equivalente di spessore pari a 5,6 m e con una velocità Vs di 209 m/sec.

E' stato quindi calcolato il valore del periodo del sito (T), riportato nella scheda in allegato (pari a 1,457 s), ottenuto considerando tutta la stratigrafia ed utilizzando la formula riportata nell'All.5 della DGR 2616/11.

Si è quindi proceduto alla stima del fattore di amplificazione di sito (Fa di sito). Nel calcolo di tale fattore è stata utilizzata la curva 22 riferita all'intervallo di periodo compreso fra 0.1 e 0.5 s (valido per edifici bassi, regolari e piuttosto rigidi, a cui può essere associato quello in progetto), in accordo alla metodologia prevista dalla normativa citata, considerando il tratto rettilineo della curva (valido per valori del periodo proprio del sito superiori a 0,80 s (nel caso specifico il valore di T calcolato è risultato pari a 1,457 s).

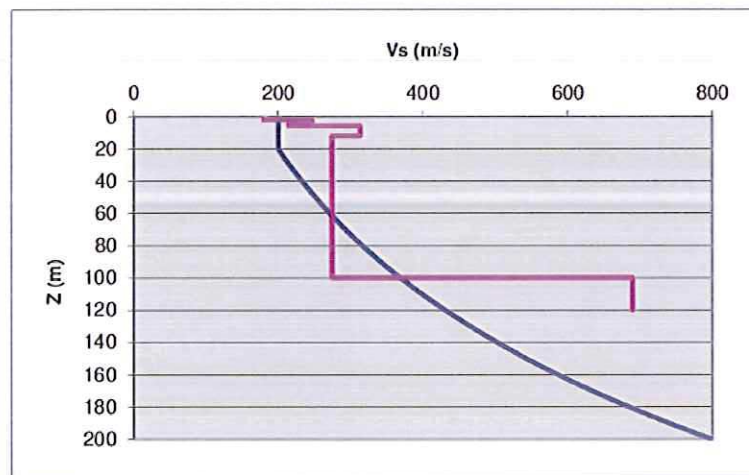
Ne è risultato un fattore di amplificazione Fa pari a 1,0.

STIMA DEGLI EFFETTI LITOLOGICI - ANALISI DI 2° LIVELLO

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

TERRENO SABBIOSO

Prof base	Nspt	Vs
0		
2.1		181
3.3		247
5.6		215
11.8		314
99.8		275
100		690
105		690
110		690
115		690
120		690



Primo strato	
Prof base:	5.6
Vs	209

Periodo del sito	
T (s)	1.457

Curva caratteristica	
n°	2

Profondità ultimo strato (m)	Profondità ultimo strato (m)																					
	1-3	4	6-12	13	14	15	16	17	18	20	25	30	40	50	60	70	80	100	120	140	160	180
250	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
250	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
300	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
350	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
400	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
450	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
500	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
550	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
600	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
650	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
700	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2

VERIFICA

Valori Fa di sito

0,1 s < T < 0,5 s	1.0
-------------------	-----

0,5 s < T < 1,5 s	1.5
-------------------	-----

COMUNE DI VAIANO CREMASCO (CR)

Valori di Fa di soglia

Terreni di tipo:

	B	C	D	E
0,1 s < T < 0,5 s	1.4	1.8	2.2	1.9
0,5 s < T < 1,5 s	1.7	2.4	4.2	3.1

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



Considerazioni conclusive

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

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

Nel caso specifico, il valore fornito da Regione Lombardia per il Comune di Vaiano Cremasco, riferito all'intervallo di periodo compreso fra 0,1 e 0,5 s, è pari a 1,8 per terreni di categoria C (la categoria di suolo di fondazione è stata stabilita sulla base dell'esito della prospezione geofisica condotta).

Ne risulta che il Fattore di Amplificazione F_a calcolato (1.0) è inferiore al valore soglia proposto da Regione Lombardia (1.8), e la normativa nazionale è sufficiente a tenere in considerazione i possibili effetti di amplificazione litologica.

Analogo confronto è stato svolto per l'intervallo di periodo compreso tra 0.5 e 1.5 s: F_a calcolato 1,5 contro 2,4 F_a soglia.

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

Nei calcoli geotecnici si potrà pertanto fare sempre riferimento alla categoria di Sottosuolo C

23/10/2023


dott. geol. Giulio Mazzoleni




dott. geol. Davide Incerti



Allegato 6

PARAMETRI SISMICI DI
SITO E DI PROGETTO

Parametri sismici

Tipo di elaborazione: Stabilità dei pendii

Muro rigido: 0

Sito in esame.

latitudine: 45,375275

longitudine: 9,609516

Classe: 2

Vita nominale: 50

Siti di riferimento

2393,425	Sito 1 ID: 12710	Lat: 45,3715	Lon: 9,5794	Distanza:
3197,643	Sito 2 ID: 12711	Lat: 45,3737	Lon: 9,6504	Distanza:
6132,391	Sito 3 ID: 12489	Lat: 45,4237	Lon: 9,6472	Distanza:
5752,679	Sito 4 ID: 12488	Lat: 45,4214	Lon: 9,5761	Distanza:

Parametri sismici

Categoria sottosuolo: C

Categoria topografica: T1

Periodo di riferimento: 50anni

Coefficiente cu: 1

Operatività (SLO):

Probabilità di superamento: 81 %

Tr: 30 [anni]

ag: 0,028 g

Fo: 2,488

Tc*: 0,198 [s]

Danno (SLD):

Probabilità di superamento: 63 %

Tr: 50 [anni]

ag: 0,035 g

Fo: 2,528

Tc*: 0,215 [s]

Salvaguardia della vita (SLV):

Probabilità di superamento: 10 %

Tr: 475 [anni]

ag: 0,085 g

Fo: 2,535

Tc*: 0,284 [s]

Prevenzione dal collasso (SLC):

Probabilità di superamento: 5 %

Tr: 975 [anni]

ag: 0,109 g

Fo: 2,528

Tc*: 0,295 [s]

Coefficienti Sismici Stabilità dei pendii

SLO:

Ss: 1,500
Cc: 1,790
St: 1,000
Kh: 0,008
Kv: 0,004
Amax: 0,416
Beta: 0,200

SLD:

Ss: 1,500
Cc: 1,740
St: 1,000
Kh: 0,011
Kv: 0,005
Amax: 0,522
Beta: 0,200

SLV:

Ss: 1,500
Cc: 1,590
St: 1,000
Kh: 0,025
Kv: 0,013
Amax: 1,248
Beta: 0,200

SLC:

Ss: 1,500
Cc: 1,570
St: 1,000
Kh: 0,039
Kv: 0,020
Amax: 1,608
Beta: 0,240

Le coordinate espresse in questo file sono in ED50

Coordinate WGS84

latitudine: 45.374342

longitudine: 9.608468