

Comune di Cadelbosco di Sopra
Reggio Emilia (RE)

Società Agricola Biopig Italia s.s. di Cascone Luigi e C.
sede : Via Marzabotto 01 - Località Nogara (VR)

**Progetto per la ristrutturazione con ripristino della potenzialità
di allevamento e contestuale variante al PdC n. 20/010 del
15.02.2021 del centro zootecnico ubicato in Via Liuzzi, 9
a Cadelbosco di Sopra (RE)**

Allegato

Aprile 2021

D

01

oggetto

**RELAZIONE GEOLOGICA E
RELAZIONE GEOTECNICA - parte 1**

Il Progettista

Negrini geom. Stefano

Il Richiedente

Società Agricola BIOPIG ITALIA s.s.
di Cascone Luigi & C.

Il Direttore Lavori

Negrini geom. Stefano



**Società Agricola
BIOPIG ITALIA**
di Cascone Luigi & C. s.s.

I Relatori

Negrini geom. Stefano - Martini geom. Isacco - Franzini geom. Andrea
dott. agr. Gino Benincà - dott. agr. Pierluigi Martorana -
dott. p.a. Giacomo De Franceschi

Con la collaborazione di:

Geostudio, Studio Perissinotto,
Peroni geom. Moreno.



STUDIO TECNICO NEGRINI
di
Negrini Geom. Stefano
Via Fellini n° 3 - 37054 - Nogara - (Vr)
Tel : 0442-50530 ----- E-Mail : frkne.negrini@gmail.com
C.F. : NGR SFN 62E15 F9181 ----- P.Iva : 0180219 023 9



STUDIO BENINCÀ' - Associazione tra Professionisti
Via Serena, 1 - 37036 San Martino Buon Albergo (VR)
Tel : 0458799229- Fax : 0458780829
pec: tecnico@pec.studiobeninca.it email: info@studiobeninca.it

**PROGETTO PER LA RISTRUTTURAZIONE
CON RIPRISTINO DELLA POTENZIALITÀ DI ALLEVAMENTO
E CONTESTUALE VARIANTE AL P.D.C. N. 20/010 DEL 15.02.2021
DEL CENTRO ZOOTECNICO UBICATO IN VIA LIUZZI, 9
A CADELBOSCO DI SOPRA (RE)**



ELABORATO	RELAZIONE GEOLOGICA D.M. 17 GENNAIO 2018 RELAZIONE GEOTECNICA D.M. 17 GENNAIO 2018				
COMMITTENTE	SOCIETA' AGRICOLA BIOPIG ITALIA S.S. DI CASCONI LUIGI & C.				
TECNICO/INCARICATO/I	<div style="display: flex; justify-content: space-around; align-items: flex-start;"> <div style="text-align: center;"> <p>Dott.ssa Geol. Ilaria Merci</p>  </div> <div style="text-align: center;"> <p>Dott. Geol. Alberto Cò</p>  </div> </div> <div style="display: flex; align-items: center; margin-top: 10px;">  <div style="margin-left: 10px;"> <p>Alberto Cò – Ilaria Merci Geologi – Tecnici Ambientali infocogeologi@gmail.com via g.camuzzoni, 1 – 37138 verona p.iva 04383630235</p> </div> </div>				
0		Cò/Merci	Merci	Cò	19/04/21
REV	Descrizione	elaborato	verificato	approvato	data
CODICE	GS	621	NUM. ELABORATO – D01		File: D01 - Relazione geologica e geotecnica.docx



INDICE

1	PREMESSA.....	3
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	4
3	DESCRIZIONE PROGETTO.....	5
4	INQUADRAMENTO GEOGRAFICO E VINCOLISTICO.....	8
5	RELAZIONE GEOLOGICA.....	13
5.1	inquadramento geologico e geomorfologico.....	13
5.2	inquadramento idrogeologico ed idrografico.....	17
5.3	inquadramento sismico e tettonico.....	22
5.4	campagna indagini - prove penetrometriche statiche con piezocono (CPTu).....	27
5.5	modello geologico di riferimento.....	30
6	RELAZIONE GEOTECNICA.....	33
6.1	modello geotecnico locale.....	33
6.2	stima della capacità portante.....	34
6.3	stima dei cedimenti e coefficiente di Winkler.....	36
6.4	fronti di scavo.....	38
7	MODELLAZIONE SISMICA.....	41
7.1	indagini di riferimento e modello sismico.....	41
7.2	caratterizzazione sismica.....	42
7.3	stabilità nei confronti della liquefazione.....	46
8	CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE.....	48
	BIBLIOGRAFIA.....	51

ALLEGATI AL TESTO

ALLEGATO 1:	COROGRAFIA IN SCALA 1:5.000
ALLEGATO 2:	PLANIMETRIA DI PROGETTO CON UBICAZIONE INDAGINI
ALLEGATO 3:	PROFILI PROVE PENETROMETRICHE STATICHE CON PIEZOCONO (CPTu)
ALLEGATO 4:	PROFILI PROVE PENETROMETRICHE STATICHE CON PIEZOCONO (CPTu) DI RIFERIMENTO
ALLEGATO 5:	INDAGINE SISMICA DI RIFERIMENTO
ALLEGATO 6:	SEZIONI GEOLOGICHE INTERPRETATIVE
ALLEGATO 7:	STRATIGRAFIE POZZI DI RIFERIMENTO



Codice di Rif.: GS621

Verona, 19 aprile 2021

1 PREMESSA

Nell'ambito del progetto per la ristrutturazione con ripristino della massima potenzialità del centro zootecnico sito in Via Liuzzi n. 9 di Cadelbosco di Sopra e la contestuale variante al P.d.C. n. 20/010 del 15.02.2021, è stato condotto il presente studio geologico - geotecnico ai sensi del D.M. 17/01/2018, finalizzato:

- all'inquadramento geologico, geomorfologico, idrogeologico e sismico dell'area d'interesse progettuale;
- alla caratterizzazione geotecnica dei terreni costituenti il primo sottosuolo dell'area;
- all'individuazione delle possibili problematiche di carattere geologico, geotecnico ed idrogeologico connesse all'esecuzione dell'intervento.

Lo studio è stato condotto avvalendosi delle informazioni provenienti dalla bibliografia e dalla cartografia geologica esistenti, sulla base dell'esperienza professionale degli scriventi, nonché alla luce di quanto emerso nel corso di un attento rilievo dei luoghi d'interesse e di una mirata campagna indagini condotta *in situ*.

Va detto come l'intervento in esame rappresenti la fase finale a completamento di un più ampio progetto finalizzato a modificare ed adeguare l'intero complesso alle migliori tecniche disponibili sotto il profilo ambientale e del benessere degli animali.

In fase di redazione ci si è pertanto potuti avvalere dei risultati delle indagini pregresse condotte nello specifico nell'ambito del *"Progetto per la dismissione dei lagoni con ripristino ad uso agricolo dei terreni e contestuale realizzazione di n°3 vasche coperte per lo stoccaggio dei reflui zootecnici, il tutto su terreni di proprietà, siti nel comune di Cadelbosco di Sopra (RE), Via Liuzzi 9"*:

- *"All. GE01 - Relazione geologica e geotecnica - realizzazione di n° 3 vasche coperte per lo stoccaggio dei reflui zootecnici"*
- *"All. GE03 - Relazione geologica e geotecnica - dismissione dei lagoni con ripristino ad uso agricolo dei terreni"*.

Si precisa per completezza come il progetto in esame risulti da assoggettare a Valutazione d'Impatto Ambientale (V.I.A.) in quanto gli interventi previsti, funzionali alla riattivazione di tutti i capannoni ed al raggiungimento della massima potenzialità consentita per il centro zootecnico, comporteranno quale impianto per l'allevamento intensivo di suini il superamento della soglia fissata dal D.Lgs. 152/2006 e ss.mm.ii., Allegato III alla Parte II, Lettera ac).



2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La presente relazione è stata redatta in ottemperanza alla seguente Normativa di riferimento ed alle successive raccomandazioni:

ORDINANZA DEL PRESIDENTE DEL CONSIGLIO 20.03.2003 N. 3274 (G.U.08.05.2003 N. 105)

Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normativa tecnica per le costruzioni in zona sismica.

ORDINANZA DEL PRESIDENTE DEL CONSIGLIO 28.04.2006 N. 3519

Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone.

D.M.14.01.2008 - *Nuove norme tecniche per le costruzioni.*

CIRC. MIN. 02.02.2009 N. 617

Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14/01/2008.

D.M.17.01.2018

Aggiornamento alle norme tecniche per le costruzioni.

CIRC. MIN. 21.01.2019 N. 7

Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.



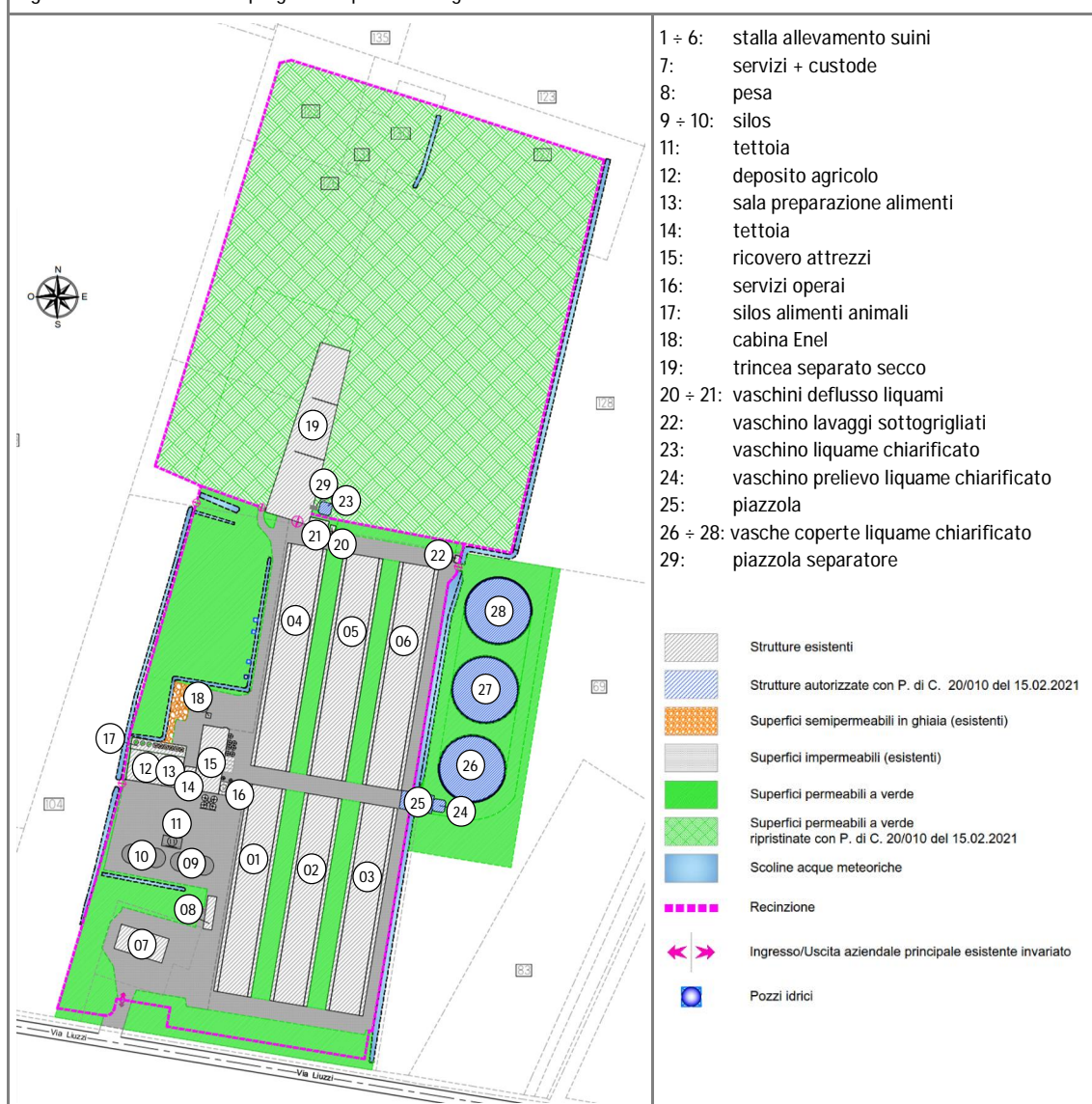
3 DESCRIZIONE PROGETTO

Come già anticipato in premessa, il progetto in esame prevede di ricondurre il centro zootecnico alla massima potenzialità consentita dalle strutture di allevamento esistenti. Quanto in esame si pone come fase conclusiva di una serie di interventi oggetto di precedenti fasi progettuali, ossia sinteticamente:

- sistema di alimentazione: sostituzione completa degli impianti utilizzati per la preparazione della razione, adeguamento delle linee di distribuzione ed installazione di nuovi silos per lo stoccaggio dei prodotti alimentari;
- stoccaggio dei reflui: dismissione e chiusura dei lagoni precedentemente utilizzati per lo stoccaggio dei liquami e loro sostituzione mediante edificazione di tre vasche cilindriche, in cemento armato impermeabilizzato, chiuse con una copertura galleggiante in polietilene espanso.

A seguito degli interventi di cui sopra la configurazione del centro zootecnico in esame, nel seguito richiamata come “stato autorizzato”, risulterà essere quella riportata nella figura seguente.

Fig. 1. Estratto da elaborati progettuali: planimetria generale dello stato autorizzato.





Pur rimandando agli elaborati progettuali per maggior dettaglio, con riferimento all'estratto planimetrico riportato in Fig. 2 alla pagina seguente, l'intervento in esame prevede quanto segue:

- stabulazione degli animali: sostituzione dei grigliati (su tre dei sei capannoni); sostituzione delle finestre (tutti i capannoni); sostituzione dei portoni di ingresso (tutti i capannoni);
- asportazione dei liquami dalle stalle: ristrutturazione del sistema esistente di asportazione dei liquami dai sottogrigliati mediante ricircolo della frazione chiarificata del liquame;
- trattamento dei liquami: separazione del liquame mediante separatore a compressione elicoidale; abbattimento dell'azoto mediante trattamento di nitrificazione-denitrificazione del chiarificato;
- stoccaggio dei reflui: edificazione di ulteriori tre vasche di stoccaggio dotate di copertura galleggiante in polietilene espanso; ristrutturazione della platea di stoccaggio della frazione solida prodotta dal separatore;
- strutture accessorie: ristrutturazione e cambio d'uso dell'attuale mangimificio aziendale; ristrutturazione interna del fabbricato adibito a servizi e abitazione del custode; ristrutturazione del locale servizi per il personale; realizzazione di un'area di manovra; pozzi per l'approvvigionamento idrico;
- biosicurezza: realizzazione di una recinzione interna per l'isolamento delle strutture di stabulazione (zona pulita); realizzazione di un'area di stoccaggio dei rifiuti e delle carcasse degli animali morti; realizzazione di una piazzola di disinfezione dei mezzi in transito in allevamento;
- altre strutture: ristrutturazione della recinzione esistente del centro zootecnico; realizzazione di un bacino di laminazione per la raccolta delle acque meteoriche; piantumazione dell'ambito di intervento; formazione di rilevati.

Per quanto di specifico interesse in merito alle tematiche trattate nel presente elaborato e con riferimento alla già citata Fig. 2 di cui alla pagina seguente, il progetto in esame prevede quali opere principali la realizzazione di:

N. INTERVENTO	DESCRIZIONE
33 ÷ 34	VASCHE SCOPERTE NITRO/DENITRO Impianto di nitrificazione-denitrificazione costituito da due vasche cilindriche di diametro interno pari a 22 m, altezza interna di 6,0 m per un volume utile di 2.279,64 m ³ cd. Tali vasche fonderanno ad una quota di -2,4 m da "quota ± 0,00 di progetto".
38	VASCHINO MULTIFUNZIONE LIQUAME CHIARIFICATO Di dimensioni interne pari a 5,40 x 5,40 m ed altezza pari a 4,75 m, per un volume utile di 109.35 m ³ , tale manufatto risulterà interrato e fondante a - 4,9 m da "quota ± 0,00 di progetto".
35 ÷ 37	VASCHE COPERTE DI STOCCAGGIO LIQUAME CHIARIFICATO Caratterizzate da forma cilindrica con diametro interno di 35,5 m ed altezza di 6,0 m per un volume utile di 5.345 m ³ cd., tali vasche fonderanno ad una profondità di - 2,35 m da "quota ± 0,00 di progetto" e saranno dotate di copertura galleggiante.
41	BACINO DI LAMINAZIONE ACQUE METEORICHE Invaso con pianta di fondo di forma rettangolare di dimensioni 5,3 x 92,0 m, profondità rispetto al piano campagna di 1,5 m e sponde modellate con 45° di inclinazione.



Fig. 2. Estratto da elaborati progettuali: planimetria generale dello stato di progetto.



Le opere di cui sopra troveranno posto in corrispondenza dell'area verde posta a Nord dei capannoni solo una volta portata a termine la dismissione dei lagoni che, autorizzata nell'ambito della precedente fase progettuale con P.d.C. n. 20/010 del 15.02.2021, non ha ancora avuto compimento al momento della redazione del presente elaborato.

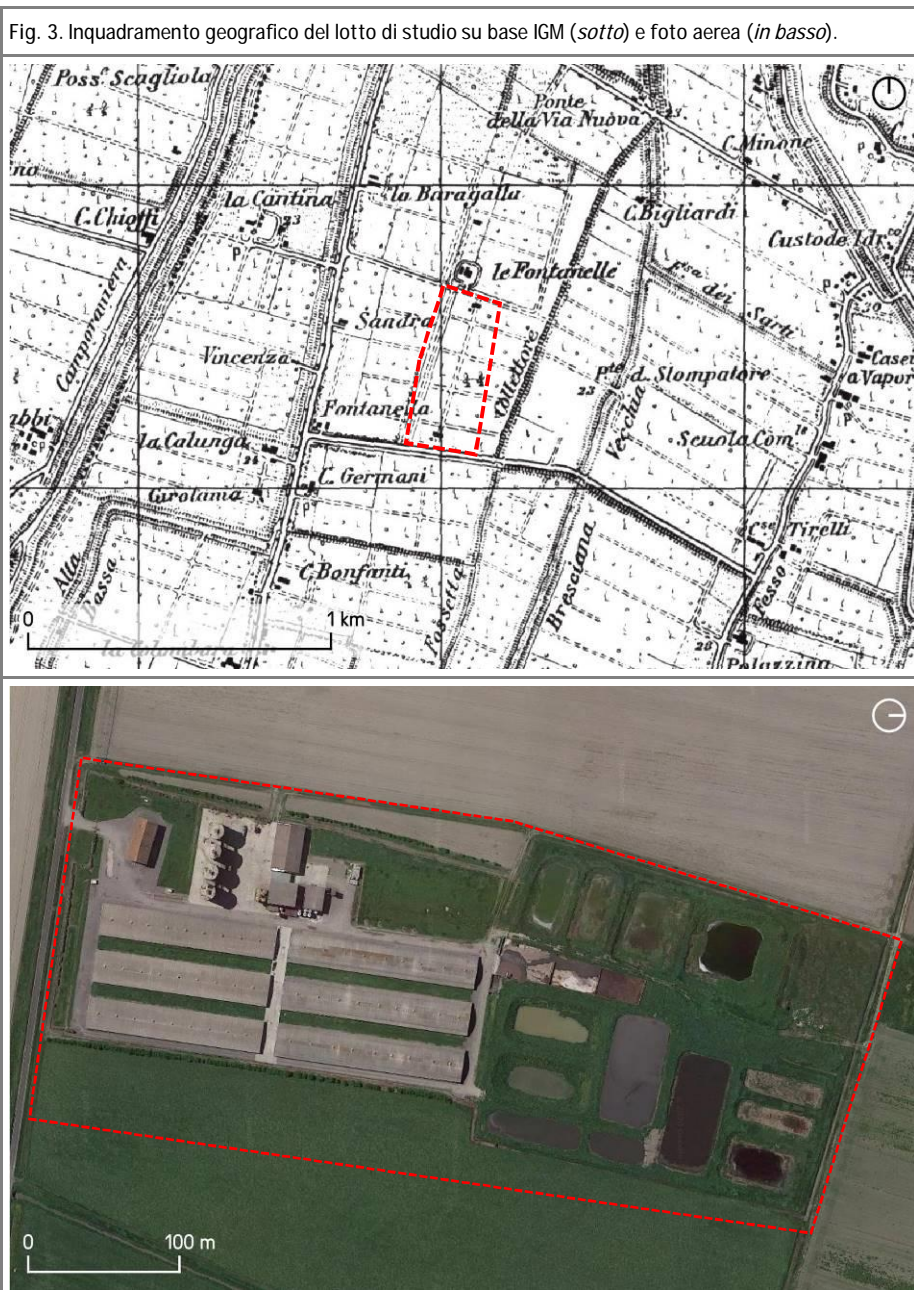
Conseguentemente a ciò, si ritiene di sottolineare come foto ed immagini aeree riportate nel seguito, relative alla campagna indagini eseguita propedeuticamente al presente studio, raffigurino una condizione non corrispondente a quella dello stato autorizzato, ma precedente alla prevista fase di demolizione dei lagoni.

Per maggior dettaglio in merito agli interventi previsti si rimanda alle tavole di progetto.



4 INQUADRAMENTO GEOGRAFICO E VINCOLISTICO

Il sito in esame si colloca nella porzione centro settentrionale del territorio comunale di Cadelbosco di Sopra, ad una distanza di 6 km ca. dal centro abitato, più precisamente in Via Liuzzi nei pressi di località Le Fontanelle. Inserito in un contesto prevalentemente agricolo, l'intervento in esame interesserà in varia maniera l'intero centro zootecnico (v. figura seguente).

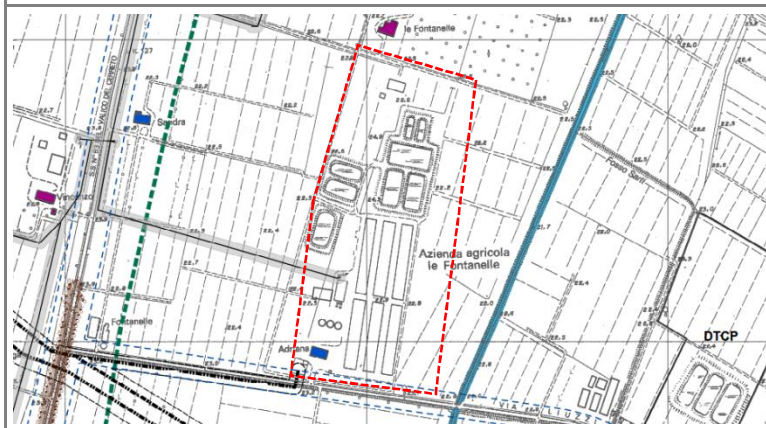


Per quanto riguarda la cartografia generale di riferimento, il territorio considerato ricade nel Foglio 182 SE tavoletta "Castelnovo di Sotto" dell'IGM alla scala 1:25.000 e negli Elementi n. 182161 ("Casaletto") e n. 182162 ("Ponte della Forca") della Carta Tecnica Regionale dell'Emilia - Romagna in scala 1:5.000 di cui si allega un estratto in calce al presente elaborato (v. All. 1).



Con specifico riferimento alle tematiche di natura geologica, geotecnica ed idrogeologica connesse con la realizzazione del progetto in esame, l'analisi del Piano Strutturale Comunale e del Regolamento Urbanistico Edilizio del Comune di Cadelbosco di Sopra (Delibera del Consiglio Comunale n. 35/2019), delle tavole e delle "norme tecniche di attuazione" ad esso allegate ha evidenziato quanto segue.

Fig. 4. Estratto dalla "TAV. PS1a - Pianificazione del territorio" del P.S.C. con indicata in rosso l'area d'interesse progettuale.



PIANIFICAZIONE DEL TERRITORIO RURALE




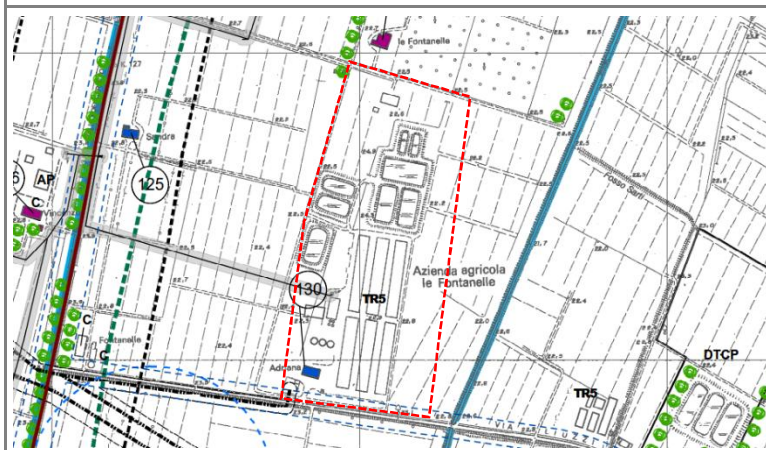



-  TR1a - Invasi ed alvei di laghi, bacini e corsi d'acqua
-  Dossi di pianura
-  TR 2 - ambiti ad alta vocazione produttiva agricola

Fig. 5. Estratto dalla "TAV. RUE4a - Pianificazione del territorio" del R.U.E. con indicata in rosso l'area d'interesse progettuale.



PIANIFICAZIONE DEL TERRITORIO RURALE

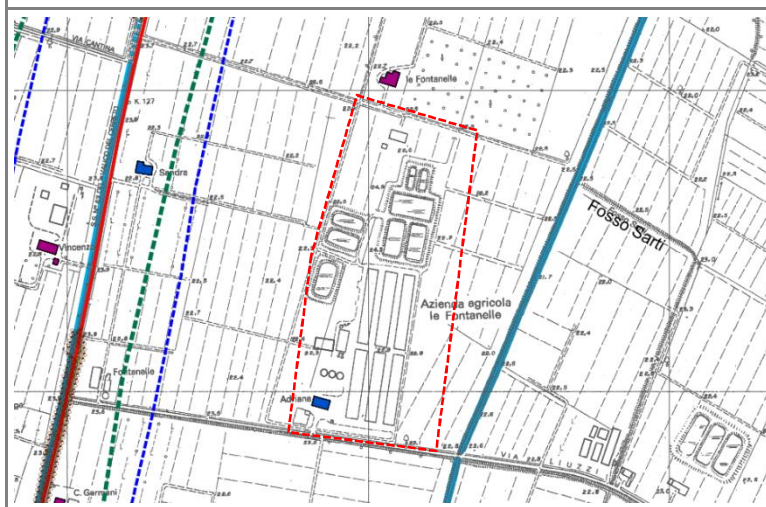
-  TR1a - Invasi ed alvei di laghi, bacini e corsi d'acqua
-  **TR5** TR 5 – ambiti agricoli interessati da allevamenti zootecnici (R.U.E.)
-  Dossi di pianura

AMBITI INTERESSATI DA RISCHI NATURALI: Reticolo Principale di Pianura e di Fondovalle (PTCP 2016)

-  Fascia C



Fig. 6. Estratto dalla "TAV PS2a - Carta delle tutele ambientali, storico-culturali e dei vincoli sovraordinati" del P.S.C. (TAV. PS2), con indicata in rosso l'area d'interesse progettuale.



AMBITI, ZONE ED ELEMENTI DI TUTELA NATURALE E AMBIENTALE



TR1a - Invasi ed alvei di laghi, bacini e corsi d'acqua



Particolari disposizioni di tutela di specifici elementi - Dossi di pianura

AMBITI INTERESSATI DA RISCHI NATURALI: Reticolo Principale di Pianura e di Fondovalle (PTCP 2016)



Fascia C



P2 - M (Alluvioni poco frequenti: tempo di ritorno tra 100 e 200 anni - media probabilità
(è interessato tutto il territorio comunale)

TAV.	NORMA / ANALISI
PS1a	<u>Ambiti ad alta vocazione produttiva agricola</u> (art. 34): porzioni del territorio rurale con ordinari vincoli di tutela ambientale, idonee per tradizione, vocazione e specializzazione ad attività produttiva agricola di tipo intensivo. - <i>Non vi sono specifiche prescrizioni in merito al progetto in esame.</i>
RUE4a	<u>Ambiti agricoli interessati da allevamenti zootecnici</u> (art. 110.7 - R.U.E.): coincidono con le aree di pertinenza di edifici o complessi edilizi, di cui all'art. 36bis delle norme del PSC e siglati TR5 nelle tavole del RUE, nei quali sono insediati allevamenti zootecnici che in base ai dati ARPAE presentavano nel 2003 un numero di capi allevati uguale o superiore a 25. In ogni caso è vietato il nuovo insediamento di allevamenti di tipo produttivo, la nuova costruzione di contenitori per liquami a cielo aperto e il riutilizzo per allevamenti di tipo produttivo dei contenitori edilizi già destinati ad allevamento zootecnico e non più utilizzati alla data di adozione del RUE quando gli stessi sono collocati: i) a meno di 500 metri dal perimetro delle aree urbanizzate ed urbanizzabili e dai confini di edifici scolastici, di assistenza e cura; a meno di 300 metri dagli altri edifici aventi diversa destinazione; ii) a meno di 150 metri da acque pubbliche; iii) nelle zone di particolare interesse paesaggistico-ambientale e nelle zone di tutela ordinaria; iv) negli ambiti interessati da rischi naturali individuati nella cartografia di PSC e RUE. <i>In merito a ciò è bene sottolineare come il Collettore Acque Basse Reggiane, che risulta in buona parte collocato ad una distanza inferiore ai 150 metri dal sito di interesse, non rientri nella categoria delle "acque pubbliche" secondo indicato nel T.U. del 11-12/33 n. 1775 e riportato nel Quadro Conoscitivo del P.T.C.P. "Allegato 05 - Appendice B - Acque pubbliche: elenco".</i>

- continua -



- segue -

TAV.	NORMA / ANALISI
RUE4a	<u>Prescrizioni d'intervento per le zone e i sub ambiti ricadenti nelle fasce fluviali del PAI/PTCP (art. 97.3):</u> Entro tali ambiti si applicano le norme di tutela del PAI vigente.
PS2a	<p><u>Fasce fluviali PAI/PTCP (art. 53):</u> Fascia C – area di inondazione per piena catastrofica. Nella fascia C gli interventi di nuova edificazione di rilevante interesse pubblico e gli interventi sul patrimonio edilizio esistente di rilevante interesse pubblico sono assoggettati alle seguenti disposizioni: i) rispettare quote altimetriche di sicurezza ed in particolare una quota minima del pavimento del piano terra almeno pari a 0,50 m dal piano di campagna naturale; ii) si esclude la realizzazione di interrati e seminterrati, mentre si ammettono tali interventi in situazioni in cui siano applicabili presidi idraulici, sia statici che dinamici, che garantiscono la loro non allagabilità. Gli interventi consentiti dal PSC, dal RUE e dal POC debbono assicurare il mantenimento o il miglioramento delle condizioni di drenaggio superficiale dell'area, l'assenza di interferenze negative con il regime delle falde freatiche presenti e con la sicurezza delle opere di difesa esistenti.</p> <p><i>Alla luce dell'assetto stratigrafico ed idrogeologico ricostruito sulla base di una mirata campagna indagine è possibile escludere interferenze delle opere in progetto con la falda freatica. In merito a quanto previsto da progetto in termini di salvaguardia della vita umana e di beni e strutture esposte si rimanda all'elaborato "F01 – Relazione di Invarianza Idraulica".</i></p> <p><u>Area di pericolosità P2 -Reticolo Secondario di Pianura (art. 53bis):</u> in tale ambito si applicano le misure di cui alla DGR 1300/2016. Il Reticolo Secondario di Pianura è costituito dai corsi d'acqua secondari di pianura gestiti dai Consorzi di bonifica e irrigui nella medio – bassa pianura. In tali aree si deve garantire l'applicazione di misure volte al rispetto del principio dell'invarianza idraulica, finalizzate a salvaguardare la capacità ricettiva del sistema idrico e a contribuire alla difesa idraulica del territorio.</p>

- Alla luce delle caratteristiche dell'intervento in esame, dell'assetto dei luoghi di seguito ricostruito e delle indicazioni fornite dal P.S.C. e dal R.U.E. si ritiene non esistano vincoli o limitazioni di carattere geologico, idrogeologico e geotecnico in relazione alla fattibilità dell'intervento in progetto.



RELAZIONE GEOLOGICA

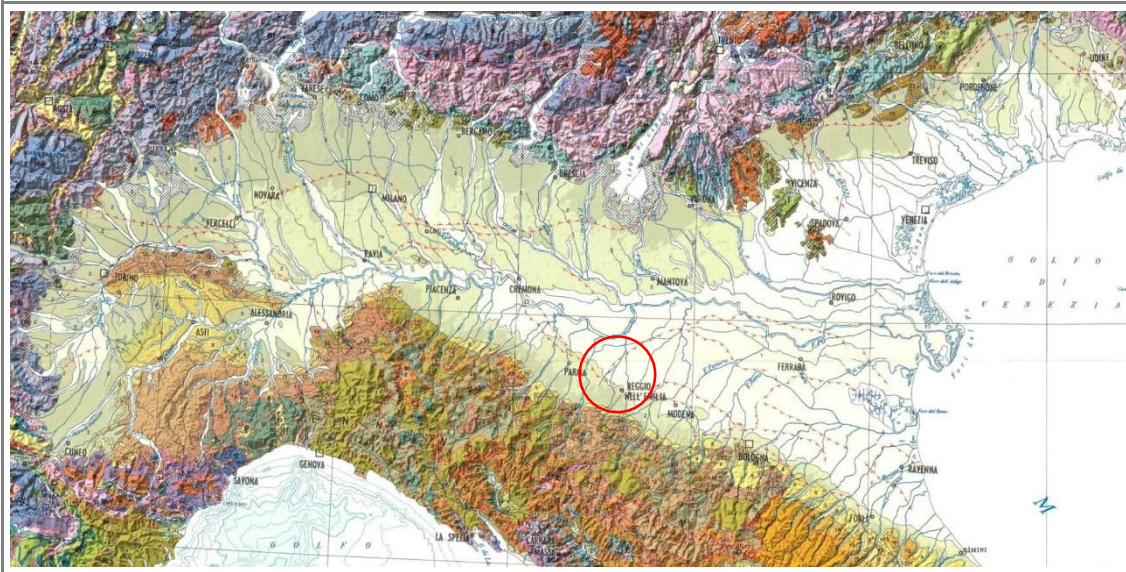
AI SENSI DEL D.M. 17/01/2018

5 RELAZIONE GEOLOGICA

5.1 inquadramento geologico e geomorfologico

Dal punto di vista geologico generale l'area d'interesse ricade nel contesto omogeneo della Media – Bassa Pianura Padana Appenninica che costituisce l'espressione geologica più superficiale del Bacino Padano, un bacino sedimentario la cui genesi, nel settore di interesse, è legata allo sviluppo della catena appenninica.

Fig. 7. Estratto fuori scala dalla "Carta Geologica d'Italia" in scala originaria 1:250.000 con indicazione in rosso dell'ambito di studio.



L'evoluzione dell'Appennino può essere schematizzata a partire dalla progressiva chiusura dell'Oceano Ligure – Piemontese (Cretaceo ÷ Eocene medio) ed alla conseguente fase continentale caratterizzata da un regime collisionale tra la placca europea e la placca adriatica. In particolare, le intense spinte deformative che hanno coinvolto l'Appennino Settentrionale durante il Miocene superiore hanno contribuito in maniera sostanziale all'attuale assetto tettonico, causando l'avanzamento in direzione Sud delle falde appenniniche ed il conseguente sviluppo di un bacino di avanfossa antistante (l'odierno Bacino Padano).

A partire dal Pliocene si registra la presenza di un ambiente marino profondo a sedimentazione pelitica e torbiditica che cessa a partire dal Pleistocene medio per via del progressivo insediamento di un ambiente continentale, in risposta alle ultime fasi di innalzamento della catena appenninica. La testimonianza geologica di questo cambiamento nel regime sedimentario è determinata dalla superficie di *unconformity* che tronca al tetto i depositi marini quaternari e sui quali si sono depositati, in contatto erosivo, i sedimenti alluvionali del Supersistema Emiliano – Romagnolo.

Dal punto di vista geomorfologico, l'andamento attuale risulta legato all'azione modellatrice del Fiume Po e, nella porzione di territorio in esame, dei principali elementi fluviali appenninici (Fiume Enza e Torrente Crostolo).

Fig. 8. Estratto dalla “*Carta degli elementi fisico – geomorfologici*” (P.T.C.P. Provincia di Reggio Emilia - Quadro conoscitivo – Allegato 6 – tavola 1 – 182 SE) con indicato in *rosso* il sito d'intervento.

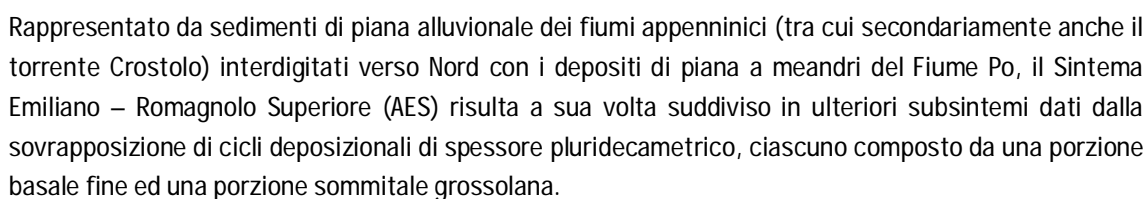
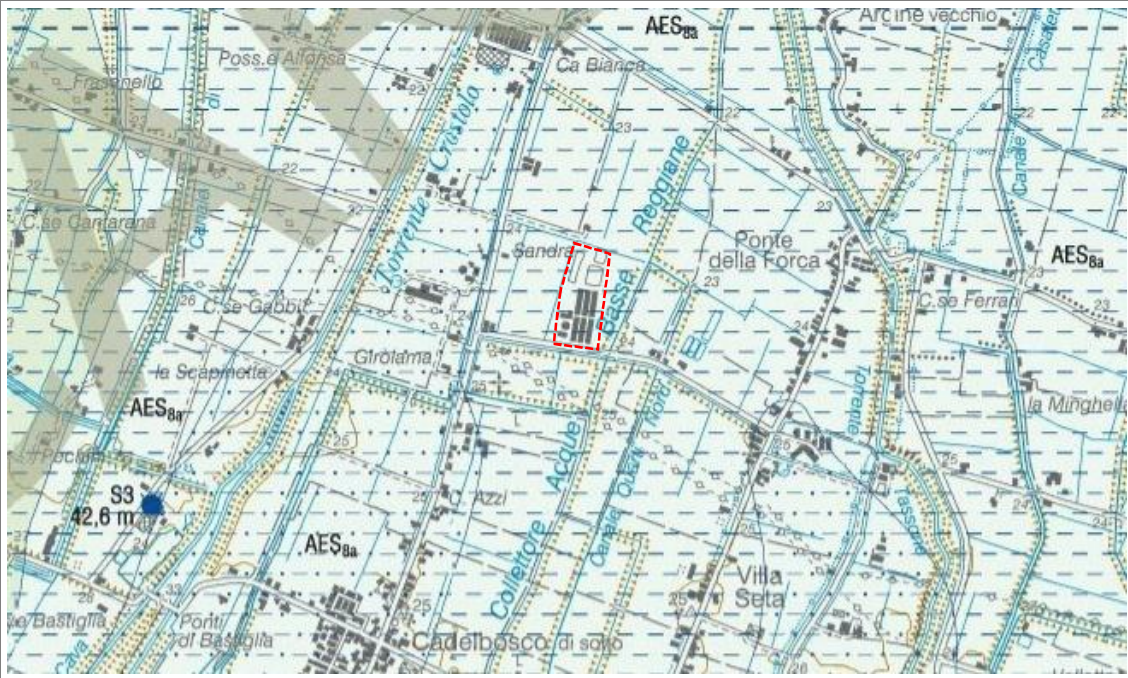






Fig. 9. Estratto fuori scala dal Foglio n. 182 "Guastalla" della Carta Geologica d'Italia (Rosselli et al., 2008). In rosso evidenziato il sito in esame.



SUCCESSIONE NEOGENICO – QUATERNARIA DEL MARGINE APPENNINICO PADANO

-  **Subsistema di Ravenna (AES8):** comprende in prevalenza limi, limi sabbiosi e limi argillosi; in subordine ghiaie e ghiaie sabbiose. Ambiente alluvionale. Potenza massima di circa 20 m. (*Olocene*)
-  **Unità di Modena (AES8a):** costituisce la parte sommitale del subsistema di Ravenna. È costituita da depositi grossolani, ghiaiosi, presso le aste fluviali e da depositi fini nelle aree distali. Potenza massima di 5 o 6 metri. (*post VI secolo d.C.*)

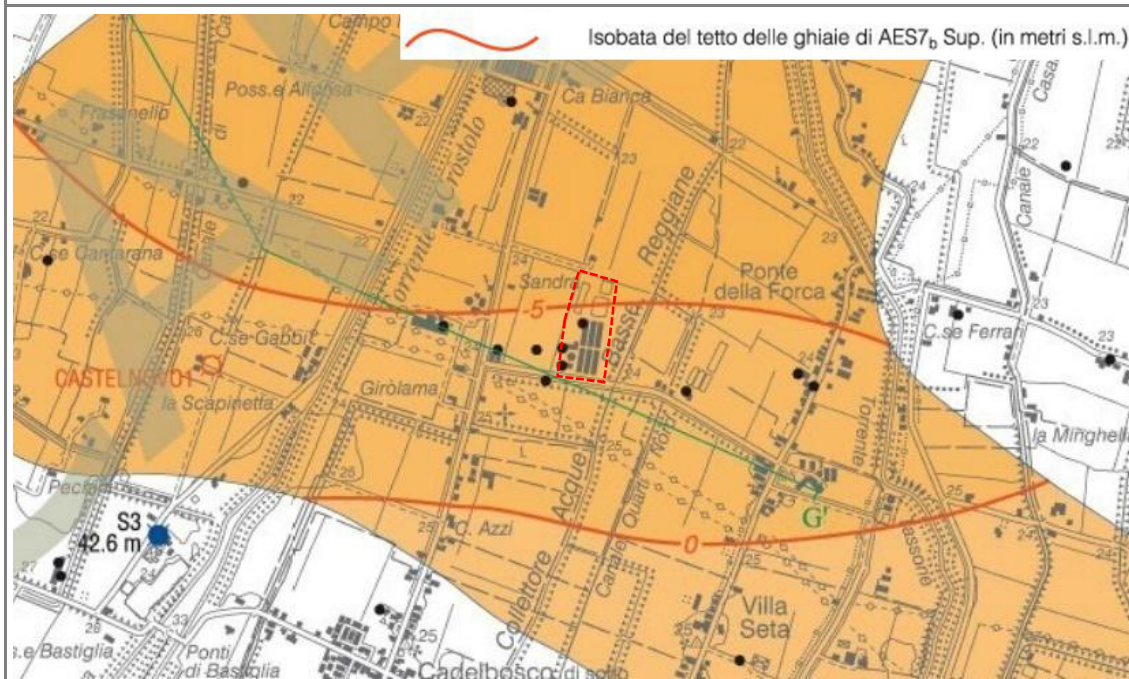
AMBITO DEPOSIZIONALE: PIANA ALLUVIONALE DEI FIUMI APPENNINICI

-  **Alternanze di sabbie, limi di argine, canale e rotta fluviale:** generalmente gli strati sono organizzati in sequenze con gradazione positiva. Formano corpi rilevati con geometria nastriforme e spessore di qualche metro.
-  **Argille e limi di piana inondabile:** presentano stratificazione non definibile in quanto sono spesso bioturbati. Lo spessore è modesto, non superando i 2-3 metri in superficie. In AES8a formano corpi di geometria allungata nelle aree depresse interposte ai depositi di argine.

Con specifico riferimento all'estratto cartografico riportato nella figura di cui sopra, il primo sottosuolo della porzione di territorio in cui ricade il sito d'intervento risulta caratterizzato dalla presenza di depositi di piana alluvionale dei fiumi appenninici, riferibili al Subsistema di Ravenna (AES8) e costituiti in prevalenza da argille e argille limose con stratificazione non definibile nelle aree distali (ambito di piana inondabile, come nel caso del sito d'intervento) e secondariamente da sabbie e sabbie ghiaiose in prossimità delle aste fluviali. A tal proposito, in relazione a quanto precedentemente descritto, va inoltre detto come il Subsistema di Ravenna si presenti incompleto e costituito della sola porzione basale a composizione prevalentemente fine per uno spessore di 20 m ca. dal piano campagna.

Per completezza in merito all'inquadramento generale dell'area ove ricade il sito di studio si riporta in Fig. 10 alla pagina seguente un estratto dalla "Carta di Sottosuolo" allegata al già citato Foglio n. 182 "Guastalla".

Fig. 10. Estratto fuori scala dalla “Carta di Sottosuolo” riferita al Foglio n. 182 “Guastalla” della Carta Geologica d'Italia con indicata in verde la traccia della sezione “G-G” riportata in Fig. 11 alla pagina seguente ed in rosso l'ubicazione del sito di studio.



Con riferimento alle Fig. 10 e 11 (di cui alla pagina seguente) è possibile evidenziare quanto segue:

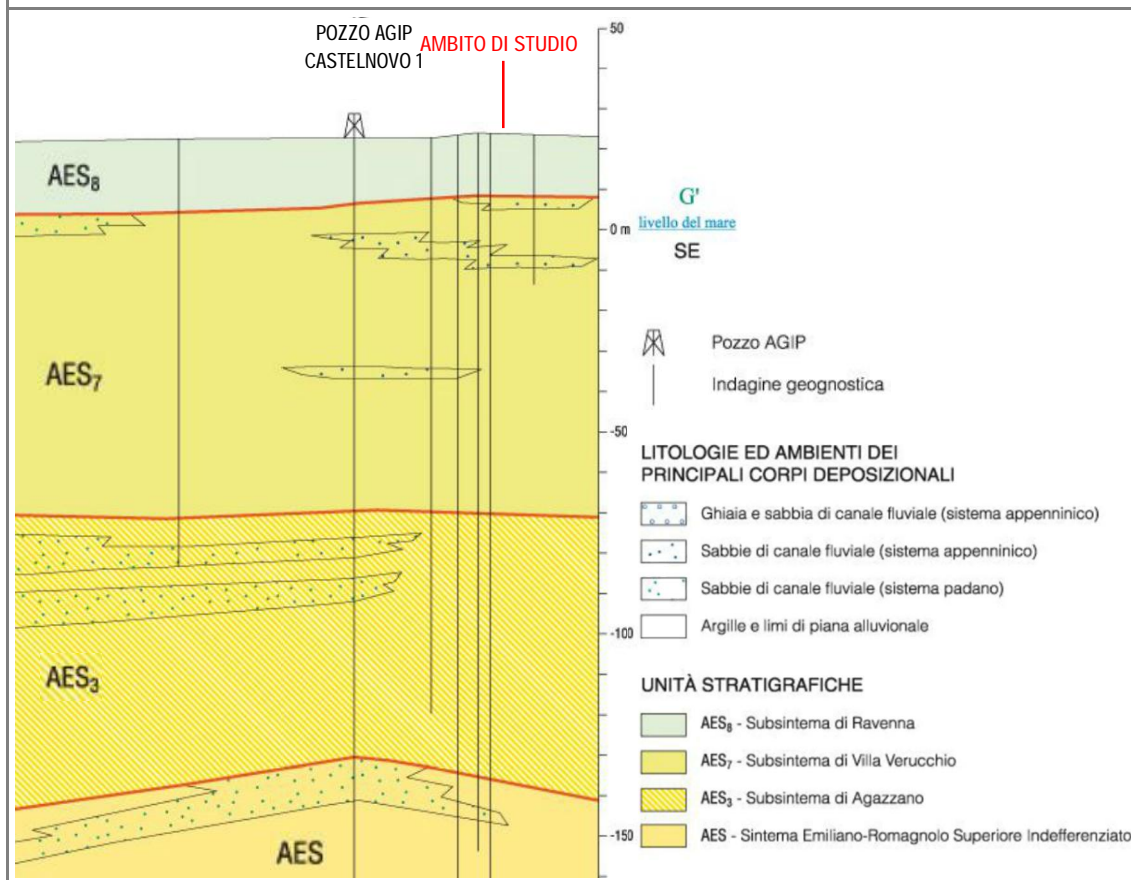
- il primo sottosuolo risulta caratterizzato da depositi prevalentemente fini (argille e limi di piana alluvionale) per profondità plurimetrica rispetto al piano campagna;
- il tetto delle ghiaie (intese come “ghiaie da molto grossolane a fini con matrice sabbiosa o, più raramente, argillosa, in strati di spessi a molto spessi, generalmente amalgamanti, passanti a sabbie medie e grossolane, ben cernite, localmente alternate a limi sabbiosi”) riferibili al Subsistema di Villa Verucchio (AES7), si pone ad una quota assoluta di - 5 m ca. s.l.m., corrispondente pertanto ad una profondità superiore a 25 m dal piano campagna locale.

La consultazione dei dati resi disponibili dal “Servizio geologico, sismico e dei suoli” regionale tramite *web-gis* e nello specifico delle stratigrafie relative a pozzi presenti nelle dirette vicinanze dell'area d'intervento, conferma altresì la presenza di un primo sottosuolo rappresentato da sedimenti fini (prevalentemente argillosi e limosi) di spessore plurimetrico.

Coerentemente con quanto riportato in bibliografia, la campagna indagini (cfr. Par. 5.4) effettuata in corrispondenza dell'area interessata dalla futura messa in opera delle vasche coperte e dell'impianto nitro/denitro ha messo in luce la presenza di depositi a granulometria fine dotati di continuità laterale e spessore quantomeno plurimetrico, mentre orizzonti sabbioso – limosi dotati di spessore plurimetrico si riscontrano con una certa continuità laterale a partire da una quota minima di 13 m ca. da p.c. dello stato autorizzato (22 m ca. s.l.m.).

- Da un punto di vista geologico e geomorfologico in corrispondenza del sito d'interesse progettuale ed in un ragionevole intorno non sono riscontrabili evidenze che indichino situazioni di criticità, né sussistono fenomeni di dissesto in atto o quiescenti. L'intervento in progetto non comporterà significative modifiche alla morfologia tali da incidere sulla stabilità globale e locale dei luoghi.

Fig. 11. Sezione "G-G'" estratta dalla "Carta di Sottosuolo" riferita al Foglio n. 182 "Guastalla" della Carta Geologica d'Italia con indicata in rosso l'ubicazione del sito di studio. Per la traccia della sezione si rimanda alla Fig. 10 di cui alla pagina precedente.



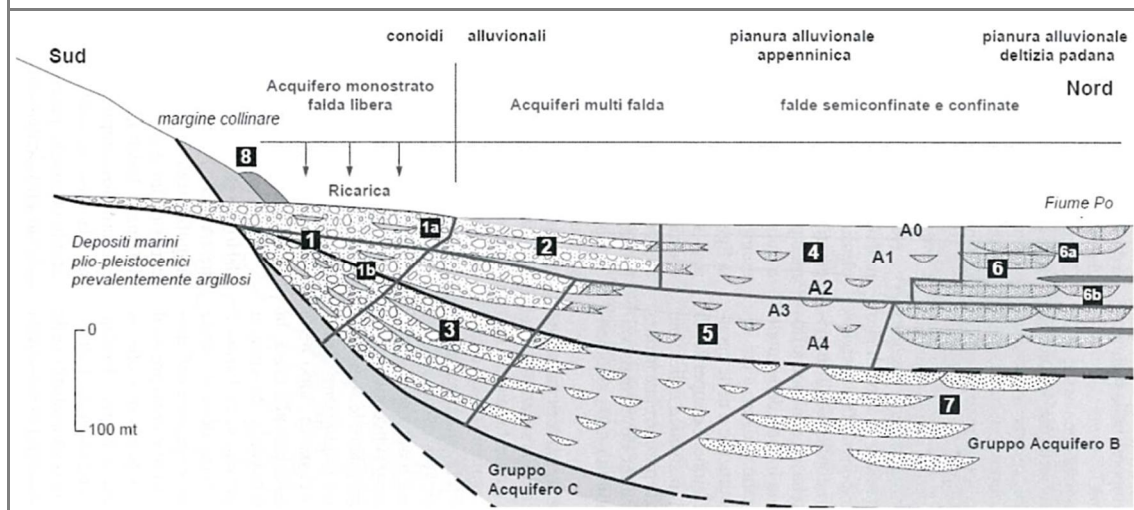
5.2 inquadramento idrogeologico ed idrografico

L'area in esame appartiene al Bacino Idrogeologico Padano, potente corpo idrogeologico di estensione regionale compreso tra le catene alpine ed appenniniche ed esteso fino alla Costa Adriatica.

La suddivisione stratigrafica precedentemente descritta (cfr. Par. 5.1) trova corrispondenza anche da un punto di vista idrogeologico. Al Sintema Emiliano - Romagnolo Superiore (EAS) corrisponde il Gruppo Acquifero "A" e, parallelamente, l'ulteriore suddivisione in subsistemi si rispecchia nella suddivisione del Gruppo Acquifero in Complessi Acquiferi di ordine inferiore. Un complesso acquifero corrisponde ad un'unità idrostratigrafica, corrispettivo di una sequenza deposizionale definita da un livello acquitardo di base ben identificabile e continuo.

Il sito in esame ricade nello specifico nell'ambito generale della Media Pianura della piana alluvionale appenninica ove è possibile distinguere, limitatamente alla porzione di territorio in cui ricade anche il sito d'interesse progettuale, l'assetto idrostratigrafico riportato a seguire.

Fig. 12. Sezione schematica del sottosuolo della pianura dell'Emilia – Romagna estratta da *“Esperienza e prospettive nel monitoraggio delle acque sotterranee – il contributo dell'Emilia – Romagna”*. Si evidenziano i complessi acquiferi (solo per il gruppo acquifero A) e la distribuzione dei corpi grossolani al loro interno.



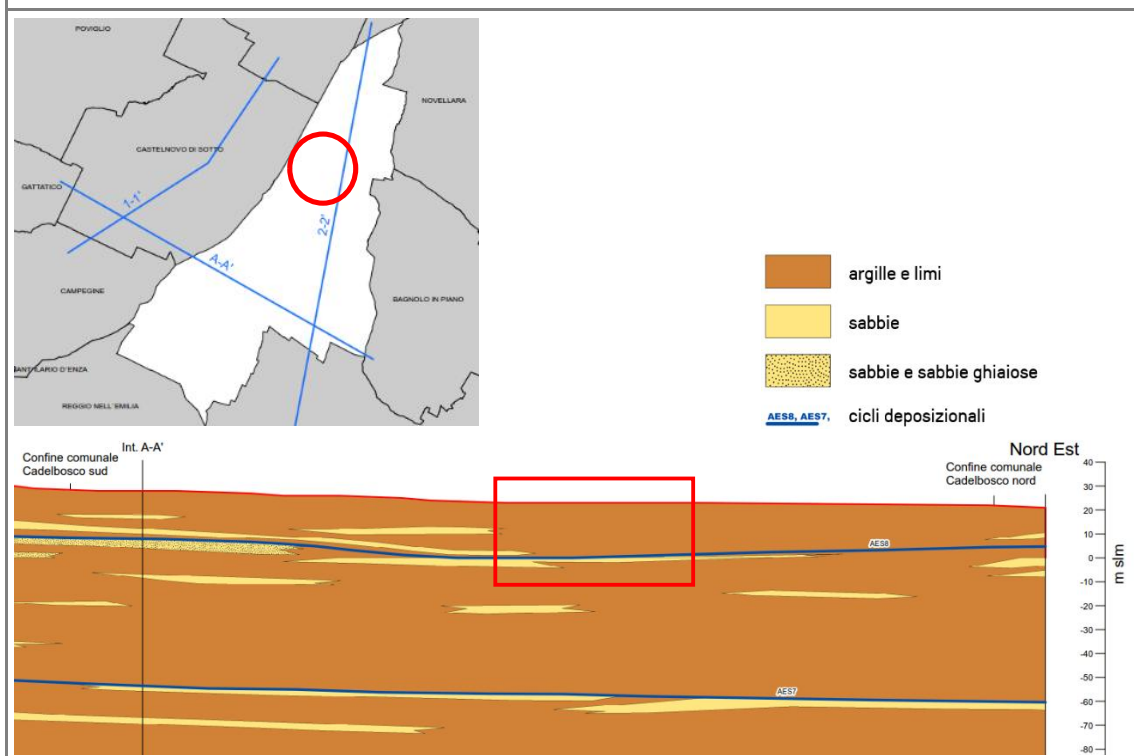
1. COMPLESSO ACQUIFERO “A0” - unità litostratigrafica *AES8*: complesso a litologia variabile costituito da depositi argillosi e limosi, ai quali s’intercalano strati lenticolari sabbiosi e sabbioso – ghiaiosi, riferibile all’ultimo ciclo sedimentario del Sintema Emiliano – Romagnolo Superiore. Costituita da un acquifero complesso, ospita due distinte riserve idriche:
 - nei primi metri di profondità dal piano campagna si riscontra la presenza di una falda freatica superficiale, ad alimentazione prevalentemente meteorica per infiltrazione attraverso la zona vadosa. Presenta livelli statici molto variabili, fortemente influenzati dall’andamento delle precipitazioni, ma generalmente compresi tra -1,0 e -2,0 m ca. di profondità dal p.c. con valori minimi fino a -4,0 m ca. Scarsa o nulla la connessione idraulica con i corsi d’acqua e con le falde sottostanti, giacché i potenti depositi argillosi presenti contribuiscono ad isolare la circolazione idrica superficiale da quella profonda;
 - per profondità comprese tra -10 e -15 m ca. da p.c. e fino alla base di *AES8* sono presenti orizzonti sabbiosi dotati di buona continuità laterale e spessore metrico (generalmente tra 2 e 3 m ca.) ospitati all’interno delle litologie argillo – limose predominanti, mentre l’orizzonte acquifero a maggior grado di continuità laterale (spessore di 2/4 m) si riscontra -15/18 m p.c. Tali orizzonti hanno una trasmissività comunque mediocre, dovuta alla scarsa frazione ghiaiosa al loro interno ed al loro limitato spessore.
2. COMPLESSO ACQUIFERO “A1” - unità litostratigrafica *AES7* (non affiorante nell’area di studio): affini ai livelli acquiferi sovrastanti, i corpi sabbiosi di maggior interesse idrogeologico si rinvennero tra -25 e -30 m da p.c. e tra -45 e -50 m da p.c. e risultano intercalati ad una sequenza prevalentemente limoso – argillosa, dotata di uno spessore complessivo di 60 m. Appare pertanto costituita da acquiferi confinati o artesiani alimentati prevalentemente da apporti distali dovuti agli acquiferi delle conoidi di alta pianura.

Il modello idrogeologico dell’area ove ricade il sito di studio è stato inoltre ricostruito facendo riferimento alle sezioni geologiche e alle colonne litostratigrafiche (cfr. All. 7) di perforazioni per pozzi eseguite nei dintorni dell’area in esame (fonte: *web-gis* del Servizio Geologico, Sismico e dei Suoli della Regione Emilia Romagna).

Con riferimento alla sezione geologia 2-2' allegata alla "Microzonazione Sismica di 1° livello" del Comune di Cadelbosco di Sopra (v. figura seguente), è possibile definire il seguente assetto di dettaglio per il sito di studio:

- 0 ÷ - 15 m da p.c.: acquitardo a composizione argillosa con secondarie argille limose e limi argillosi, presenti locali orizzonti lentiformi a composizione sabbiosa e sabbioso limosa, presenti locali nonché rari orizzonti acquiferi lentiformi a composizione sabbioso – limosa di spessore metrico e ad alimentazione meteorica intercettati a partire da una profondità superiore a 5 m da p.c.;
- - 15 ÷ - 20 m da p.c.: acquifero dotato di buona continuità laterale a composizione sabbioso- limosa.

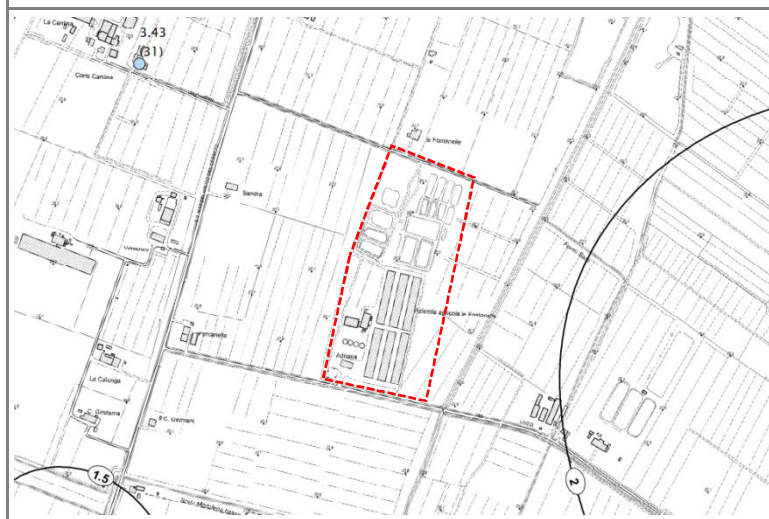
Fig. 13. Estratto dalla Sezione 2-2' allegata alla "Microzonazione sismica di 1° livello" con indicata in rosso l'ubicazione del sito di studio.



Tutto ciò premesso e sebbene in corrispondenza del sito di studio i riscontri cartografici (v. Fig. 14 alla pagina seguente) indichino una soggiacenza media della falda freatica di - 1,5 ÷ - 2,0 metri da p.c. rappresentativa dei periodi di submassimo di ricarica dell'acquifero freatico più superficiale, in termini idrogeologici le indagini condotte *in situ* nella presente fase di studio (cfr. Cap. 5.4) confermano quanto già emerso dalle indagini pregresse eseguite nell'area di proprietà. Risulta di particolare significatività sottolineare come le misure condotte nei fori delle prove penetrometriche eseguite nell'ambito di una precedente fase progettuale (progetto per la dismissione dei lagoni esistenti) e spinte sino a 7,0 m ca. da "quota arginatura" non abbiano dato riscontro di presenza d'acqua, mentre tutte le prove spinte sino alla profondità di 20,0 m ca. dal p.c. abbiano intercettato per quote superiori a 14,0 m da "quota arginatura" orizzonti sabbiosi/sabbioso – limosi acquiferi dotati di un certo grado di risalienza.

→ Alla luce dei modelli geologico ed idrogeologico locali ricostruiti, si ritiene che la falda acquifera *stricto sensu* si attesti ad una profondità tale da non interferire in alcun modo con i sistemi portanti delle opere in progetto.

Fig. 14. Estratto dalla "Carta della soggiacenza della falda" (Microzonazione Sismica del Comune di Cadelbosco di Sopra. In rosso è indicata l'ubicazione del sito di studio.

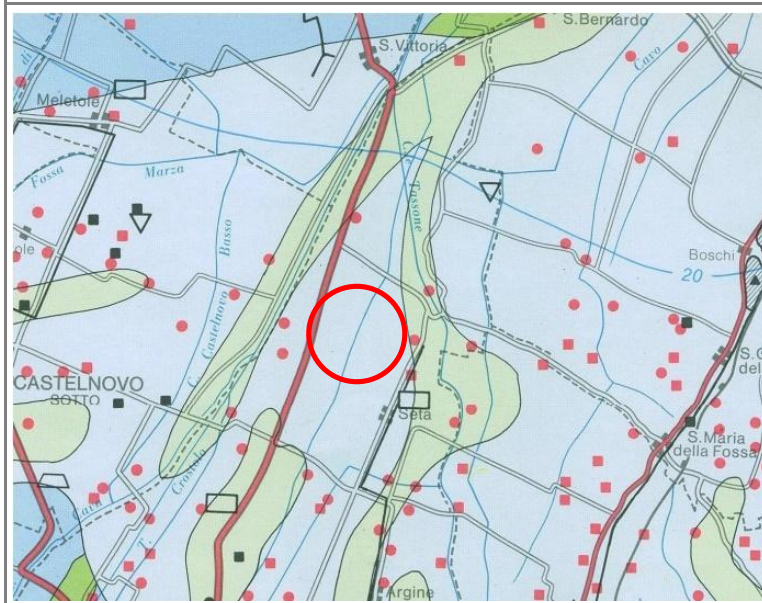


4.51 (71) soggiacenza della falda (metri) e numero d'ordine

1.5 soggiacenza della falda (metri)

In termini di vulnerabilità idrogeologica intrinseca, intesa come la predisposizione naturale del territorio ad essere più o meno suscettibile nei confronti di agenti inquinanti liquidi che possono essere dispersi o immessi nel sottosuolo, si è fatto riferimento alla "Carta della vulnerabilità all'inquinamento dell'acquifero principale della pianura emiliana delle province di Parma, Reggio Emilia e Modena" (v. figura seguente), si osserva come l'area in esame ricada in una zona a grado di vulnerabilità molto basso.

Fig. 15. Estratto dalla "Carta della vulnerabilità all'inquinamento dell'acquifero principale della pianura emiliana delle province di Parma, Reggio Emilia e Modena" (Cattini et al., 1993). In rosso è indicato il sito di interesse progettuale.



Zona di media pianura: area caratterizzata da assenza di acquiferi significativi, nella quale sono presenti livelli di ghiaia solamente al di sotto dei 100 m di profondità e di sabbia al di sotto dei 25 m di profondità.

* paleoalvei recenti e depositi di rotti, sede di acquiferi sospesi.

Benché la campagna indagini condotta *in situ* (cfr. Par. 5.4) abbia evidenziato la presenza di orizzonti sabbioso - limosi nonché schiettamente sabbiosi a partire da profondità minori (rispettivamente 13 m ca. e 15 m ca. da p.c.) rispetto quanto ipotizzato nell'estratto cartografico di Fig. 15 alla pagina precedente, il dato di vulnerabilità appare comunque attendibile. La falda freatica risulta confinata ed i corsi d'acqua idraulicamente indifferenti rispetto agli acquiferi confinati giacché il primo dei quali a ricoprire un certo interesse idrogeologico e sfruttato dalla quasi totalità dei pozzi presenti in zona, si collochi ad una profondità di 25 ÷ 35 metri ca. di profondità nonché isolato da terreni prevalentemente argillosi e caratterizzati da bassissima permeabilità.

Dal punto di vista idrografico, la porzione di territorio in esame risulta caratterizzata da una rete idrica superficiale complessa, costituita da corsi d'acqua naturali e dai canali del Consorzio di Bonifica dell'Emilia Centrale. Come riportato nella figura seguente, i principali assi drenanti mostrano orientazione prevalente NE – SO e direttrice prevalente di flusso verso Nord Est: trattasi nello specifico dei Torrenti Crostolo e Tassone nonché del Collettore Acque Basse Reggiane. L'area in esame inoltre è ubicata in destra idrografica del Fiume Po, situato ad una distanza di circa 10 km in direzione Nord Ovest.

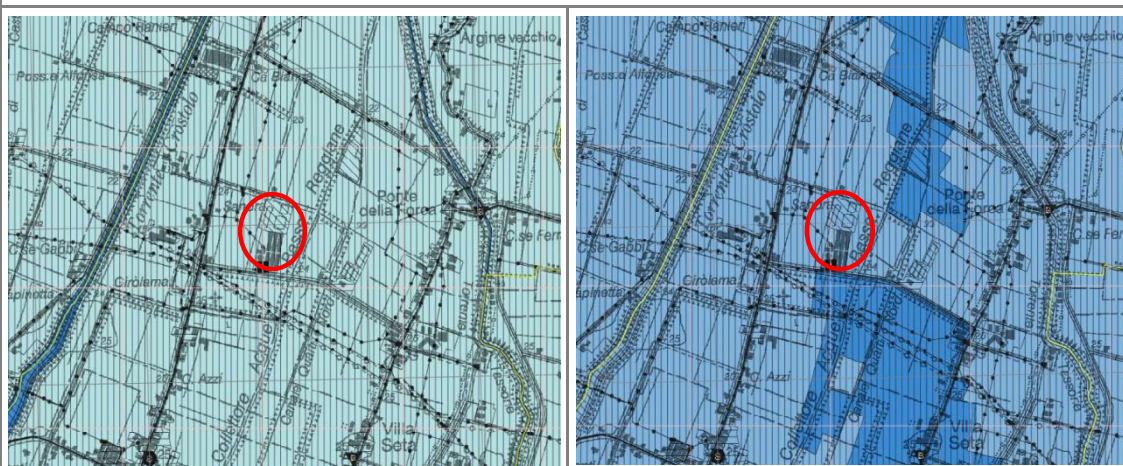
Fig. 16. Estratto da Google Earth con indicazione degli elementi idrografici principali naturali e artificiali (in azzurro) e del territorio entro cui si inserisce il sito di studio (in rosso).






Per quanto riguarda infine la pericolosità idraulica, da un punto di vista amministrativo il sito in esame ricade nell'ambito del Distretto Idrografico Padano; dall'analisi della cartografia relativa al Piano di Gestione del Rischio di Alluvioni (P.G.R.A.) di cui si riportano alcuni estratti in Fig. 17 alla pagina seguente, esso ricade inoltre in ambito a pericolosità P2 - M (alluvioni frequenti: tempo di ritorno tra 100 e 200 anni - media probabilità) considerando l'ambito idrografico maggiormente penalizzante ovvero quello relativo al reticolo secondario di pianura.

→ Il sito d'intervento non s'inserisce entro vallecicole o zone di concentrazione privilegiata delle acque meteoriche sebbene ricada, con specifico riferimento al reticolo secondario di pianura, in ambito a pericolosità idraulica media. In merito a quanto previsto da progetto in termini di salvaguardia della vita umana e di beni e strutture esposte si rimanda all'elaborato "F01 – Relazione di invarianza Idraulica".

Fig. 17. Estratto dalla "Tav. 182SE – Castelnovo di Sotto" delle "Mappe di pericolosità ed elementi esposti" del P.G.R.A. con riferimento al "Reticolo Principale e Secondario Collinare Montano (RP_RSCM)" (sotto a sx) ed al "Reticolo Secondario Pianura (RSP)" (sotto a dx). In rosso l'ubicazione del sito di studio.



-  P3 - H (alluvioni frequenti: tempo di ritorno tra 20 e 50 anni - elevata probabilità)
-  P2 - M (alluvioni poco frequenti: tempo di ritorno tra 100 e 200 anni - media probabilità)
-  P1 - L (scarsa probabilità di alluvioni o scenari di eventi estremi)

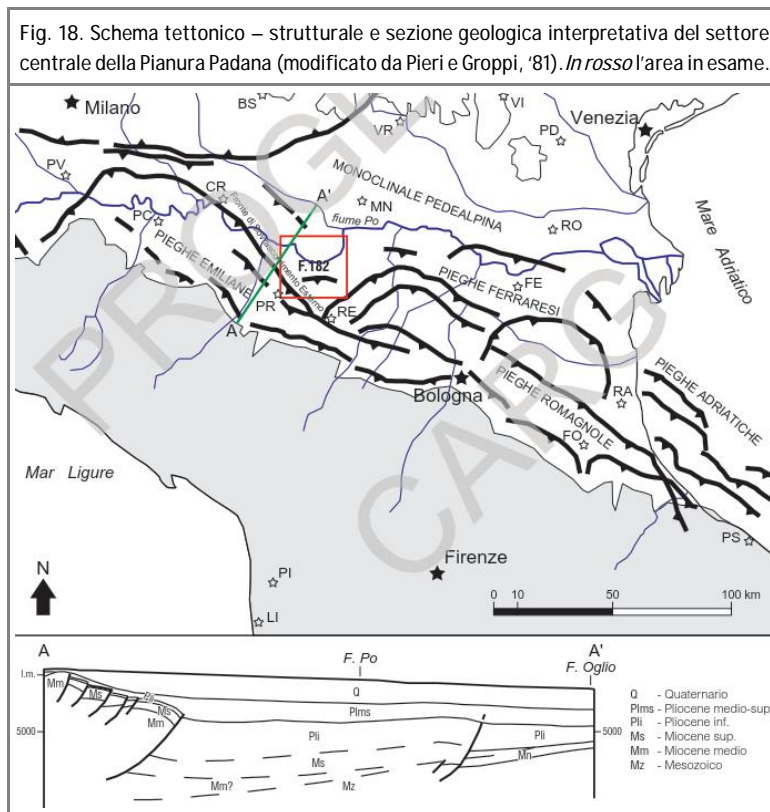
→ Pur in assenza di riscontri diretti, è infine ragionevole ritenere che in concomitanza con eventi meteorici di significativa durata, la composizione prevalentemente fine dei terreni costituenti il sottosuolo in corrispondenza del sito di studio possa ostacolare le dinamiche d'infiltrazione facilitando in tal modo la formazione di locali e transitorie situazioni caratterizzate da difficoltà di drenaggio superficiale o soggette a ristagno idrico.

5.3 inquadramento sismico e tettonico

Come già in precedenza scritto, l'area di pianura in cui ricade il sito in esame fa parte del bacino di avanfossa padano - adriatico generatosi in seguito alla collisione e subduzione di crosta continentale durante il sollevamento delle catene alpina ed appenninica. Nello specifico tale area appartiene alla Regione delle Pieghe Emiliane, una fascia tettonica di spessore variabile che nella provincia reggiana si estende per circa 30 km dal margine appenninico fino alla bassa pianura; un'area caratterizzata dalla presenza di due principali famiglie di lineazioni (v. Fig. 18 alla pagina seguente):

- il Fronte di Sovrascorrimento Esterno unitamente alle superfici listriche e plicative ad esso correlate, si sviluppano principalmente lungo una direzione NW – SE tra le province di Piacenza, Parma e Reggio Emilia guidando la migrazione progressiva verso NE dell'avanfossa padana;
- l'Arco delle Pieghe Ferraresi, un complesso sistema di direttrici tettoniche con andamento NE – SW tra Reggio Emilia e Modena e poi con andamento E-W fino a Ferrara, rappresentato nell'area di studio da due tronconi principali (la Linea Novellara – Reggio Emilia – Fabbrico e la linea Reggio Emilia – Budriano – S. Felice sul Panaro).

Al di sotto della coltre di sedimenti alluvionali di età quaternaria, il sottosuolo del territorio di Cadelbosco di Sopra è prevalentemente caratterizzato dalla successione pre – pliocenica di piattaforma carbonatica, la cui presenza a partire da una profondità di 4,5 ÷ 5,0 km da p.c. è riconducibile all'effetto di sollevamento indotto dalle Pieghe Ferraresi.



Tale peculiarità conferisce un incremento della rigidità del sottosuolo nei primi 10 – 12 km tutt'altro che trascurabile. Tale condizione, unitamente alla presenza delle linee tettoniche sopra descritte, influiscono in maniera significativa sul tipo di attività sismica nell'area di interesse come suggerito dai sismi di Bagnolo in Piano (1996 - $M_w = 5,4$) e Novellara (2000 - $M_D = 4,5$), con epicentri posti rispettivamente a 2,8 e 5,5 km dall'area oggetto di studio; entrambi i terremoti furono caratterizzati da un ipocentro localizzato ad una profondità di $-5 \pm 0,3$ km da piano campagna.

Per delineare la sismicità storica e strumentale della porzione di territorio in cui ricade il sito oggetto di studio si è fatto riferimento ai seguenti database tematici:

1. "CFTI5Med, Catalogo dei Forti Terremoti in Italia (461 a.C.-1997) e nell'area Mediterranea (760 a.C.-1500)" Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (<http://storing.ingv.it/cfti/cfti5/>): in tempi recenti nella zona del Reggiano (v. Fig. 19 di cui alla pagina seguente) si sono registrati numerosi sismi di magnitudo equivalente compresa tra 4 e 5 e locali eventi di magnitudo superiore a 5,5 ad esempio i terremoti storici del parmense (1438 - 1971), della zona dell'Appennino Modenese (91 a.C.) e di Reggio Emilia (1501).
2. "CPTI15 Catalogo parametrico dei Terremoti Italiani 2015" dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (<https://emidius.mi.ingv.it/CPTI15-DBMI15/>) che fornisce dati parametrici omogenei, sia macrosismici, sia strumentali, relativi ai terremoti con intensità massima ≥ 5 o magnitudo $\geq 4,0$ nella finestra temporale 1000-2017 (v. Fig. 20 alla pagina seguente).
3. portale dati del "Centro Nazionale Terremoti" sismi registrati dal 1985 ad oggi (<http://cnt.rm.ingv.it/>): in corrispondenza della pianura reggiana (v. Fig. 21 a pagina 25) sono stati registrati sismi di magnitudo superiore a 4,5 come nel caso del terremoto di Novellara (giu-2000) e di Brescello (gen-2012). L'area oggetto di studio si colloca inoltre a 35 km ca. dai centri del Modenese interessati dalla sequenza sismica del maggio 2012 culminata in particolare negli eventi parossistici del 20 ($M_w = 5,8$) e 29 maggio ($M_w = 5,6$).



Fig. 19. Estratto dal "CFTI5Med, Catalogo dei Forti Terremoti in Italia (461 a.C.-1997) e nell'area Mediterranea (760 a.C.-1500)" che riporta ubicazione e intensità epicentrale dei maggiori sismi registrati nella regione esaminata (I.N.G.V.). In blu l'ubicazione dell'area di studio.

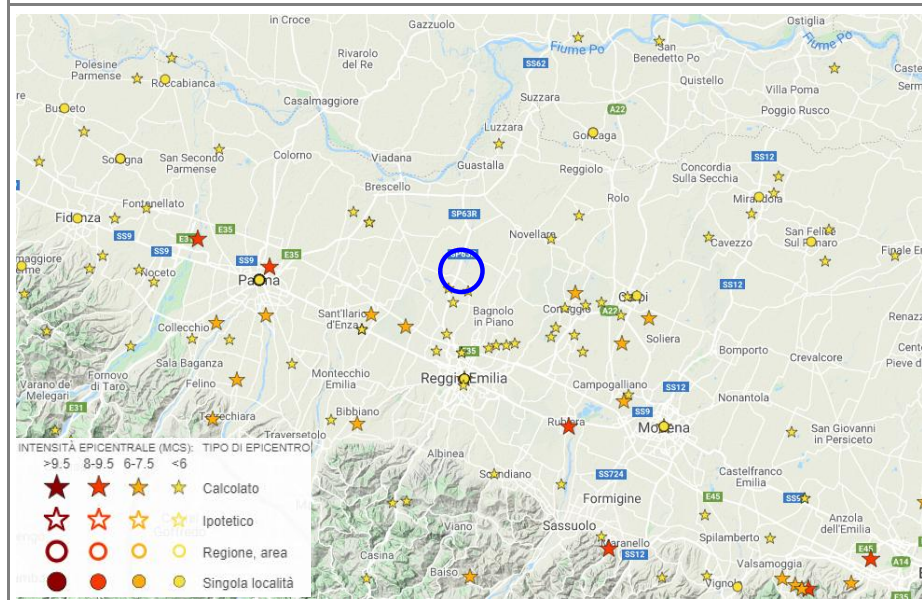


Fig. 20. Dati di sismicità locale relativi al Comune di Cadelbosco di Sopra.

Effetti	In occasione del terremoto del												
Int.	Anno	Me	Gi	Ho	Mi	Se	Area epicentrale				NMDP	Io	Mw
7	1832	03	13	03	30		Reggiano				97	7-8	5.51
4	1950	05	06	03	43		Reggiano				4	4	4.41
5	1951	05	15	22	54		Lodigiano				179	6-7	5.17
6-7	1971	07	15	01	33	2	Parmense				228	8	5.51
5-6	1983	11	09	16	29	5	Parmense				850	6-7	5.04
NF	1986	12	06	17	07	1	Ferrarese				604	6	4.43
5	1987	04	24	02	30	2	Reggiano				54	6	4.64
6	1987	05	02	20	43	5	Reggiano				802	6	4.71
5	1988	03	15	12	03	1	Reggiano				160	6	4.57
3-4	1989	10	03	09	41	3	Appennino parmense				91	4	4.04
1-2	1995	10	10	06	54	2	Lunigiana				341	7	4.82
6	1996	10	15	09	55	5	Pianura emiliana				135	7	5.38
NF	1996	10	26	04	56	5	Pianura emiliana				63	5-6	3.94
NF	1996	10	26	06	50	2	Pianura emiliana				35	5-6	3.63
5	1996	11	25	19	47	5	Pianura emiliana				65	5-6	4.29
3-4	1997	05	12	22	13	5	Pianura emiliana				56	4-5	3.68
4-5	1998	02	21	02	21	1	Pianura emiliana				104	5	3.93
5-6	2000	06	18	07	42	0	Pianura emiliana				304	5-6	4.40
NF	2002	06	08	20	13	0	Frignano				115	4	4.23
NF	2002	06	18	22	23	3	Frignano				186	4	4.30

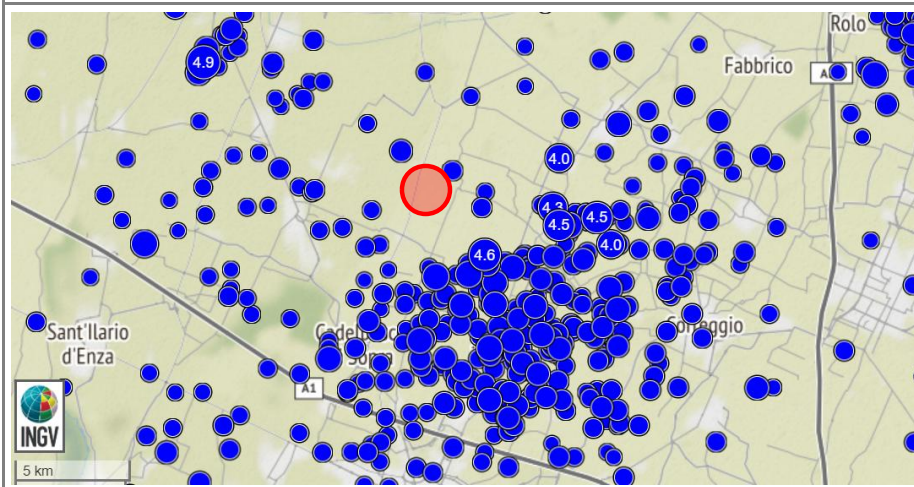
Int. intensità nella località

NMDP numero di Macro seismic Data Points (punti di intensità macrosismica)

Io intensità epicentrale

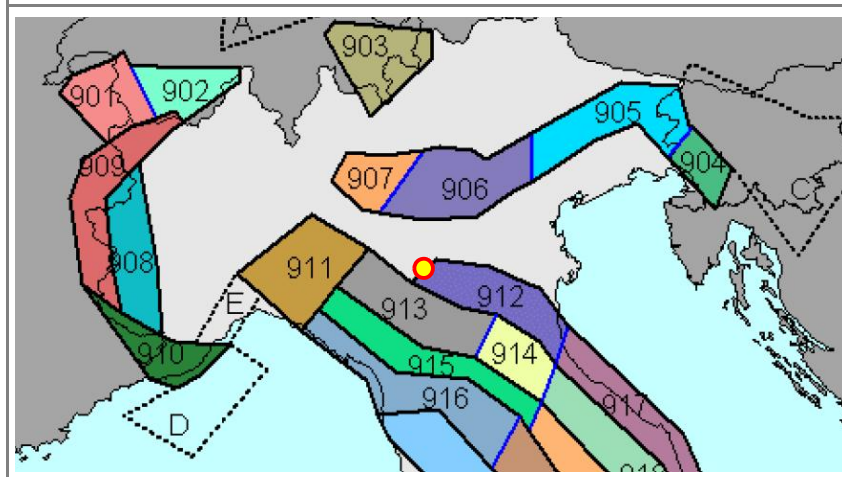
Mw magnitudo momento

Fig. 21. Ubicazione dei maggiori sismi con magnitudo superiore a 2 registrati dal 1985 nella porzione di territorio esaminata (fonte: Centro Nazionale Terremoti – I.N.G.V.). In rosso il sito di studio.



Facendo riferimento alla nuova Zonazione Sismogenetica ZS9 definita dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, si evince come il territorio comunale di Cadelbosco di Sopra ricada nell'ambito della zona sismogenetica 912 (v. figura seguente) caratterizzata da un meccanismo di fagliazione prevalente atteso di tipo "faglia inversa" (meccanismo compressivo) e da una classe di profondità efficace (*"[...] vale a dire quella profondità alla quale avviene il maggior numero di terremotiche determina la pericolosità della zona [...]"*) pari a 7 km.

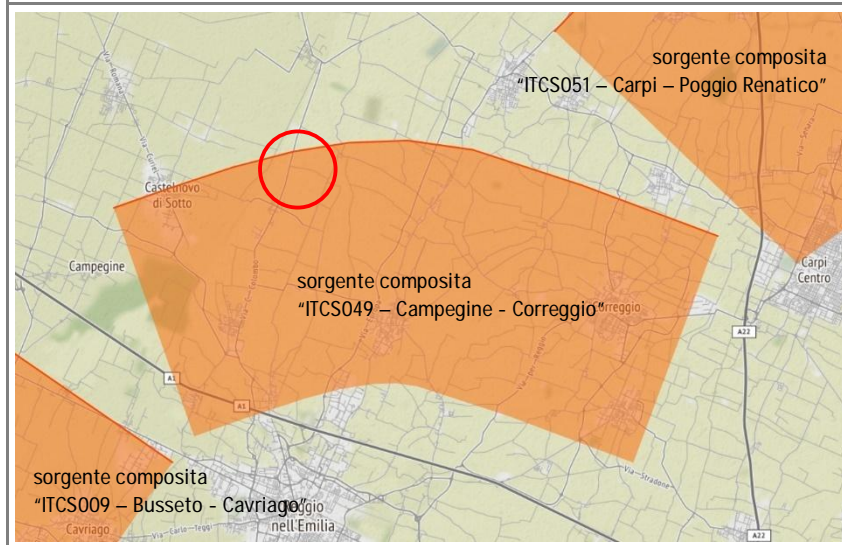
Fig. 22. Zonazione sismogenetica ZS9.



Come indicato nella Tabella 2.8-1 "Valori di M_{wmax} per le zone sismogenetiche di ZS9 (estratto da Gruppo di lavoro, 2004)" riportata all'interno del Volume I degli "Indirizzi e Criteri per la Microzonazione Sismica" a tale zona sismogenetica è associata una magnitudo massima M_{wmax} pari a 6,14.

Per un inquadramento della porzione di territorio oggetto di studio da un punto di vista neotettonico, si fa riferimento allo studio "DISS, v. 3.2.1 -Database of Individual Seismogenic Sources" (v. Fig. 23 di cui alla pagina seguente) che riporta l'ubicazione delle sorgenti sismogenetiche così come definite sulla base di studi e dati a carattere geologico e sismico.

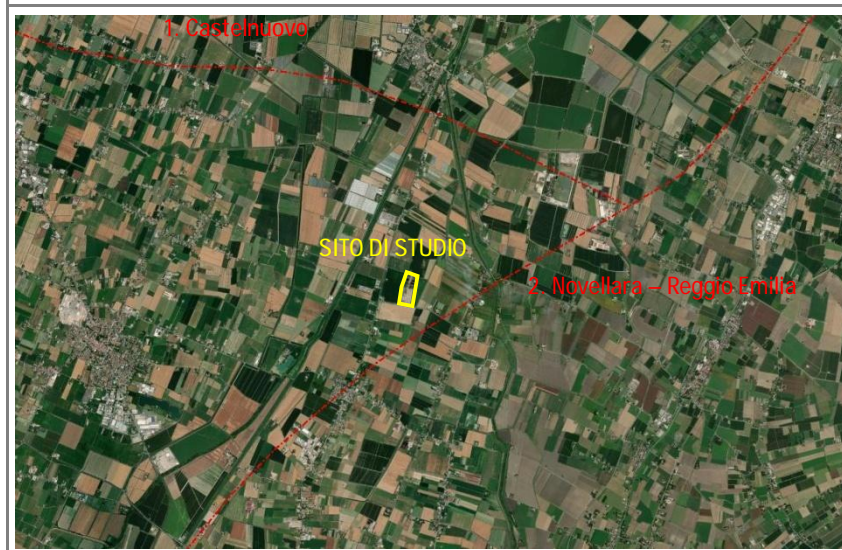
Fig. 23. Estratto cartografico da “DISS - Database of Individual Seismogenic Sources”, in rosso l'ubicazione del sito in esame.



Come deducibile dall'estratto cartografico riportato nella figura di cui sopra, il sito di studio risulta in particolare ubicato nello specifico a margine della sorgente composta “ITCS049 – Campegine - Correggio” che, caratterizzata da una magnitudo momento M_w pari a 5,5, appartiene al fronte di sovrascorrimento dell'Arco di Ferrara.

Con riferimento infine al “Catalogo delle faglie capaci - ITHACA” (v. figura seguente), nella porzione di territorio in cui ricade il sito oggetto di studio si riconoscono alcuni lineamenti tettonici identificabili come “faglie capaci” (nel catalogo sono considerate le strutture che hanno generato fagliazione superficiale negli ultimi 125.000 anni e ritenute, pertanto, potenzialmente in grado di creare nuove deformazioni in superficie).

Fig. 24. Mappa delle “faglie capaci” presenti nella porzione di territorio considerata (estratto dal “Catalogo delle faglie capaci - ITHACA” redatto dall'ISPRA). In giallo il sito oggetto di studio.



In particolare si segnalano:

1. *“Castelnuovo”*: faglia inversa di lunghezza pari a circa 18,5 km orientata in direzione NO – SE, posta ad una distanza di 2,9 km in direzione Nord rispetto al sito di studio. È caratterizzata da bassa probabilità di riattivazione con le ultime evidenze di attività in età pleistocenica tra 125.000 e 700.000 anni fa (Martelli et al., 2017);
2. *“Novellara – Reggio Emilia”*: faglia inversa di lunghezza pari a 18,1 km e orientata in senso NE – SO, passante ad una distanza minima di 700 m ca. verso Sud - Est dal sito di studio. Si tratta anche in questo caso di un lineamento associato alle Pieghe Ferraresi. Ha fatto registrare gli ultimi segni di attività in età storica e ad essa si attribuisce il terremoto di Bagnolo in Piano del 1996 con $M_w = 5,4$ (Martelli et al., 2017).

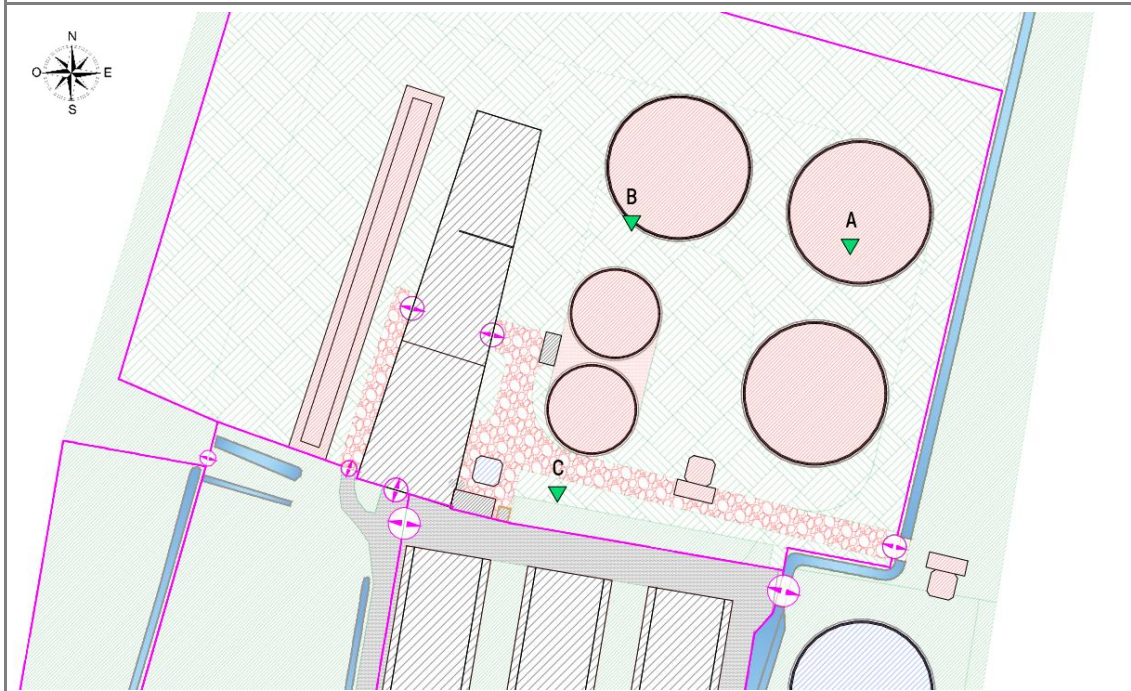
5.4 campagna indagini - prove penetrometriche statiche con piezocono (CPTu)

Alla luce di quanto emerso a seguito delle indagini geognostiche condotte nell'ambito delle precedenti fasi progettuali e date le caratteristiche dell'intervento in esame, è stata valutata l'esecuzione di una mirata campagna indagini sviluppatasi in corrispondenza dell'area interessata dalla messa in opera dei principali manufatti (cfr. Cap. 3) attraverso l'esecuzione di:

- n. 03 prove penetrometriche del tipo CPTu

Ubicate come visibile nella figura seguente ed in All. 2 in calce al presente elaborato, hanno consentito la ricostruzione dell'assetto stratigrafico locale e la parametrizzazione della porzione di sottosuolo compresa all'interno del volume geotecnico significativo. Si ritiene doveroso precisare come, rispetto allo stato autorizzato (cfr. Cap.3), le indagini siano state realizzate preliminarmente alla prevista dismissione dei lagoni, pertanto la profondità raggiunta in fase di prova è da intendersi a partire dalla quota locale del piano campagna in corrispondenza delle arginature.

Fig. 25. Ubicazione (*in verde*) su planimetria dello stato di progetto delle prove penetrometriche statiche con piezocono (CPTu) realizzate in corrispondenza dell'area di futuro intervento.





Nella prova penetrometrica statica con piezocono (CPTu) la punta elettrica è strumentata per la misura lungo un profilo verticale ed in forma continua, delle seguenti grandezze fisiche correlabili poi empiricamente con numerosi parametri geotecnici:

- resistenza alla penetrazione statica q_c della punta conica e resistenza per attrito laterale;
- pressione idrostatica del terreno, inclusa la sovrappressione indotta dall'avanzamento della punta;
- dissipazione nel tempo della sovrappressione idrostatica indotta nel terreno.

Particolarmente indicata per i terreni coesivi la prova con piezocono consiste nell'infiggere a velocità costante una punta conica di caratteristiche *standard* misurando separatamente ma con continuità, lo sforzo necessario per la penetrazione della punta, la resistenza dovuta all'attrito terreno - acciaio sviluppata sulle aste e la pressione interstiziale del terreno, cioè la sovrappressione indotta dall'avanzamento della punta. La spinta per l'infissione delle aste viene effettuata da un apparato idraulico - meccanico con velocità costante e spinta massima variabile a seconda del tipo di penetrometro utilizzato.

Nel caso specifico, il mezzo utilizzato per l'indagine è stato un *Pagani TG 63 (200 kN)* così costituito:

- punta conica meccanica di tipo elettrico con diametro del cono di punta di 35,7 mm, area trasversale della punta conica di 10 cm², angolo di apertura del cono di 60°, area laterale del manicotto per la misura dell'attrito laterale di 150,42 cm²;
- batteria di aste di spinta doppie coassiali di lunghezza 1 m ciascuna (l'asta sulla quale è avvitata la punta meccanica presenta un anello allargatore posizionato ad 1 m dalla base della punta);
- corpo cella di carico con innesto a baionetta e selettore (otturatore);
- velocità di avanzamento costante e pari a 2 cm/s;
- lettura dei dati in forma digitale con frequenza di una lettura ogni centimetro di avanzamento.

Dal rapporto tra la resistenza all'avanzamento della punta e la resistenza laterale locale è possibile, mediante correlazioni empiriche e correzioni in relazione alla sovrappressione indotta nel terreno, risalire con una certa approssimazione alla natura dei terreni attraversati; come l'esperienza ha mostrato, il rapporto $F = R_p/R_l$, dipende dalla composizione granulometrica dei terreni stessi. Schematicamente, in terreni coesivi le misure di resistenza alla penetrazione (q_c) consentono nello specifico una stima del valore della resistenza al taglio in condizioni non drenate (c_u), modulo di deformazione (E_u), grado di sovraconsolidazione (OCR) e modulo di deformazione edometrico (M_o). Nei terreni granulari è possibile valutare stato di addensamento (densità relativa " D_R "), angolo di resistenza al taglio (ϕ), peso di volume (γ), modulo di deformazione drenato (E_y) e potenziale di liquefazione.

Descritte sinteticamente le caratteristiche di una generica prova CPTu, le tabelle sinottiche riportate a seguire sintetizzano, per ciascuna prova eseguita, gli orizzonti distinti su base litologica e geotecnica indicando valore medio di resistenza alla punta, interpretazione litologica (secondo la correlazione di Robertson, 1986) e comportamento prevalente.



CPTu A – 23,1 m ca. s.l.m. *

PROFONDITÀ (m da p.c.)	SPESSORE (m)	q _c media (MPa)	UNITÀ	INTERPRETAZIONE	COMPORTAMENTO PREVALENTE
0,0 ÷ 0,3	0,3	0,7	A 1	ARGILLA	coesivo
0,3 ÷ 0,9	0,6	1,0	LA-AL 1	LIMO ARGILLOSO - ARGILLA LIMOSA	coesivo
0,9 ÷ 10,3	9,4	1,5	A	ARGILLA	coesivo
10,3 ÷ 14,0	3,7	2,3	LA-AL	LIMO ARGILLOSO - ARGILLA LIMOSA	coesivo
14,0 ÷ 17,8	3,8	6,6	SL-Ls	SABBIA LIMOSA - LIMO SABBIOSO	incoerente
17,8 ÷ 18,5	0,7	1,3	LA-AL	LIMO ARGILLOSO - ARGILLA LIMOSA	coesivo
18,5 ÷ 20,0	1,5	6,5	SL-Ls	SABBIA LIMOSA - LIMO SABBIOSO	incoerente

CPTu B – 23,1 m ca. s.l.m. *

PROFONDITÀ (m da p.c.)	SPESSORE (m)	q _c media (MPa)	UNITÀ	INTERPRETAZIONE	COMPORTAMENTO PREVALENTE
0,0 ÷ 0,4	0,4	0,6	A 1	ARGILLA	coesivo
0,4 ÷ 0,7	0,3	0,9	LA-AL 1	LIMO ARGILLOSO - ARGILLA LIMOSA	coesivo
0,7 ÷ 10,3	9,6	1,3	A	ARGILLA	coesivo
10,3 ÷ 14,4	4,1	2,2	LA-AL	LIMO ARGILLOSO - ARGILLA LIMOSA	coesivo
14,4 ÷ 20,0	5,6	9,2	SL-Ls	SABBIA LIMOSA - LIMO SABBIOSO	incoerente

CPTu C – 23,0 m ca. s.l.m. *

PROFONDITÀ (m da p.c.)	SPESSORE (m)	q _c media (MPa)	UNITÀ	INTERPRETAZIONE	COMPORTAMENTO PREVALENTE
0,0 ÷ 0,4	0,4	0,8	LA-AL 1	LIMO ARGILLOSO - ARGILLA LIMOSA	coesivo
0,4 ÷ 10,6	10,2	1,4	A	ARGILLA	coesivo
10,6 ÷ 14,0	3,4	2,2	LA-AL	LIMO ARGILLOSO - ARGILLA LIMOSA	coesivo
14,0 ÷ 20,0	6,0	7,9	SL-Ls	SABBIA LIMOSA - LIMO SABBIOSO	incoerente

* per la definizione della quota ci si è basati sul rilievo topografico a disposizione

Le prove hanno evidenziato la presenza, fino alla profondità di 14,0÷14,4 m ca. da p.c. locale, di terreni prevalentemente coesivi (argille, limi argillosi ed argille limose -unità A e LA-AL) sovraconsolidati in superficie (unità LA-AL 1), quindi di orizzonti di natura sabbioso limosa e limo sabbiosa (unità SL-Ls) di spessore metrico (5,6÷6,0 m) localmente intervallati da lenti limo argilloso fino alla massima profondità indagata (20,0 m da p.c. locale).

Sebbene la misurazione del livello dell'acqua all'interno dei fori di prova di indagini penetrometriche non possa essere considerata del tutto attendibile ai fini della definizione dell'assetto piezometrico locale, va altresì evidenziato come nel corso delle prove penetrometriche condotte sia stata rilevata la presenza d'acqua in foro tra -3,80 e -4,90 metri di profondità da p.c., livelli piezometrici riconducibili ad acquiferi di natura sabbiosa/sabbioso-limosa, dotati di artesianità ed intercettati a partire dalla profondità minima di 14,0 m da "quota arginatura".



Nella tabella seguente si riportano i livelli misurati all'interno dei fori di prova ed il tetto del relativo corpo acquifero (orizzonti e lenti a granulometria sabbio limosa) a cui si ritiene riconducibile tale riscontro, facendo presente come le profondità siano espresse con riferimento alla quota del piano campagna in corrispondenza di ciascuna indagine (cfr. tabelle di cui alla pagina precedente), pertanto grossomodo un metro superiore a quello previsto a ripristino a verde ultimato (22 m s.l.m.).

	LIVELLO PIEZOMETRICO (m da "quota arginatura")	TETTO LIVELLO ACQUIFERO (m da "quota arginatura")
CPTU A	4,9	14,0
CPTU B	4,5	14,4
CPTU C	3,8	14,0

5.5 modello geologico di riferimento

Con riferimento allo stato autorizzato e quindi al completamento delle attività di dismissione dei lagoni con ripristino dell'area a verde, il modello geologico di riferimento è schematizzabile come segue:

UNITÀ GEOLOGICA	SPESSORE (m)	DESCRIZIONE LITOLOGICA
A LA-AL	12,9 ÷ 13,3	ARGILLA - LIMO ARGILLOSO - ARGILLA LIMOSA con componente limosa in aumento con a profondità.
SL-LS	5,6 ÷ 6,0 *	SABBIA LIMOSA - LIMO SABBIOSO localmente interrotto da un orizzonte decimetrico a composizione limo argilloso.

* massimo spessore riscontrato in fase d'indagine

Come da progetto autorizzato, il ripristino a verde dell'area interessata dalla presenza dei lagoni di stoccaggio dei reflui comporterà il riempimento delle depressioni da essi lasciate al termine dell'asportazione dei reflui e della bonifica del fondo. Tale attività di riempimento, sino a raggiungere la prefissata quota di 22 m s.l.m., avverrà mediante utilizzo del terreno derivante dalla demolizione delle arginature stesse e dalle attività di scavo previste per la messa in opera delle tre vasche di stoccaggio dei reflui coperte già autorizzate.

A ripristino ultimato l'assetto stratigrafico del primissimo sottosuolo in corrispondenza dell'area di ciascun lagone risulterà pertanto interessato dalla presenza di materiale rimaneggiato, frutto dei riempimenti di cui sopra, caratterizzato da composizione prevalentemente argillosa e spessore variabile da decimetrico a metrico, sottostante depositi in giacitura naturale. L'assetto in profondità, nonché quello ove erano inizialmente presenti le arginature è invece da ricondursi a quanto schematizzato nella tabella sopra riportata.



Da un punto di vista idrogeologico si evidenzia infine come:

- i depositi sabbiosi – sabbio limosi riconducibili all'unità SL-Ls siano da considerarsi acquiferi dotati di un certo grado di artesianità. A conferma di ciò si ricorda come le misure condotte nei fori delle prove penetrometriche eseguite nell'ambito di una precedente fase progettuale (progetto per la dismissione dei lagoni esistenti) e spinte sino a 7,0 m ca. da "quota arginatura" non abbiano dato riscontro di presenza d'acqua, mentre tutte le prove spinte sino alla profondità di 20,0 m ca. "quota arginatura" abbiano intercettato per quote superiori a 14,0 m da "quota arginatura" orizzonti sabbiosi/sabbioso – limosi acquiferi dotati di un certo grado di risalienza;
- locali intercalazioni di natura prevalentemente limosa presenti nel primissimo sottosuolo possano essere sede di locali acquiferi sospesi dotati di scarsa continuità laterale, ad alimentazione meteorica (o per pratiche irrigue) e di portata variabile, comunque limitata.



RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

AI SENSI DEL D.M. 17/01/2018



6 RELAZIONE GEOTECNICA

6.1 modello geotecnico locale

I dati acquisiti nel corso delle prove penetrometriche condotte *in situ* (cfr. Par. 5.4.1), sono stati elaborati al fine di ricavare i parametri geotecnici d'interesse, facendo nello specifico riferimento alle seguenti correlazioni:

autore	parametro
Robertson & Cabal (2009)	γ_{nat} – peso di volume del terreno
Robertson (2010)	c_u – resistenza non drenata
Mayne et al (2014)	φ' – angolo d'attrito
Togliani (2012)	M_o – modulo edometrico

Si fornisce pertanto la seguente parametrizzazione geotecnica per ciascuna delle unità precedentemente identificate (cfr. Parr. 5.4 e 5.5):

UNITÀ GEOTECNICA	DESCRIZIONE	COMPORT. PREVALENTE	γ_{nat} (kN/m ³)	c_u (kPa)	φ' (°)	M_o (MPa)
A 1	ARGILLA – ARGILLA LIMOSA	COESIVO	16,0 ÷ 17,0	30 ÷ 35	-	12 ÷ 16
LA-AL 1	LIMO ARGILLOSO-ARGILLA LIMOSA	COESIVO	17,5 ÷ 18,0	30 ÷ 40	-	25 ÷ 32
A	ARGILLA	COESIVO	18,0 ÷ 18,5	50 ÷ 65	-	9 ÷ 11
LA-AL	LIMO ARGILLOSO-ARGILLA LIMOSA	COESIVO	18,5 ÷ 19,0	70 ÷ 80	-	8 ÷ 18
SL-Ls	SABBIA LIMOSA-LIMO SABBIOSO	INCOERENTE	18,0 ÷ 19,0	-	30 ÷ 36	30 ÷ 45

γ_{nat} = peso di volume del terreno, c_u =resistenza non drenata; φ' = angolo d'attrito; M_o = modulo edometrico

Sulla base dei modelli geologico e geotecnico ricostruiti nonché di quanto previsto da progetto si evidenziano le seguenti considerazioni:

- il sottosuolo dell'area di progetto risulta caratterizzato da terreni a comportamento prevalentemente coesivo di media consistenza;
- i principali manufatti in progetto (impianto nitro/denitro e vasche di stoccaggio liquami) andranno ad interessare un sedime rappresentato da materiale ascrivibile all'unità A, costituita da argilla con rari orizzonti argilloso-limosi, dotata di modeste proprietà geotecniche in termini di resistenza non drenata e in genere debolmente sovraconsolidata;
- i terreni riferibili all'unità argillosa (A) presentano infine una certa deformabilità con valori di resistenza generalmente crescenti con la profondità.
- l'unità sabbioso-limosa (SL-Ls) a comportamento granulare si rinviene a partire da una profondità minima di 14,0 m ca. da piano campagna attuale e risulta sede di un acquifero in pressione con risalita fino a 3,8 m ca. da piano campagna medesimo;
- si è ritenuto infine di fornire comunque la parametrizzazione delle unità A1 e LA-AL 1 costituenti tuttavia il corpo delle arginature oggetto di demolizione.



6.2 stima della capacità portante

Si espongono di seguito alcune considerazioni finalizzate ad una stima della capacità portante relativamente alla realizzazione delle n. 03 nuove vasche di stoccaggio dei liquami e di quelle che costituiranno l'impianto di abbattimento dell'azoto. Detto ciò, si riassumono di seguito le ipotesi adottate in fase di calcolo:

- *geometria fondazionale*: sono state ipotizzate fondazioni superficiali a platea secondo le seguenti caratteristiche dimensioni:

OPERA	VASCHE LIQUAMI	VASCHE NITRO - DENITRO
TIPOLOGIA DI FONDAZIONE	PLATEA 1	PLATEA 2
LUNGHEZZA FONDAZIONE (L)	36,4 m	22,9 m
LARGHEZZA FONDAZIONE (B)	36,4m	22,9 m
INCASTRO FONDAZIONE (D)	0,35 m	0,4 m
QUOTA DI POSA	19,65 m s.l.m. (- 2,35 m da "quota ± 0,00")	19,60 m s.l.m. (- 2,40 m da "quota ± 0,00")

- *sedime*: visto l'assetto litostratigrafico locale ricostruito, quale sedime di fondazione è stato considerato il materiale argilloso costituente l'unità A, parametrizzato cautelativamente in termini di resistenza non drenata utilizzando il valore minimo degli intervalli indicati al Par. 6.1:

UNITÀ GEOTECNICA	DESCRIZIONE LITOLOGICA	COMPORT. PREVALENTE	γ_{nat} (kN/m ³)	c_u (kPa)
A	ARGILLA	COESIVO	18,0	50

γ_{nat} = peso di volume naturale, c_u = resistenza non drenata.

- i calcoli sono stati infine eseguiti in tensioni totali considerando cautelativamente il sedime di fondazione in condizioni di saturazione.

In ottemperanza al D.M. 17/01/2018 ed in considerazione della tipologia di opere in progetto si fornisce di seguito una stima della portanza del terreno utilizzando il metodo degli stati limite. Il caso discusso nel presente lavoro rientra nell'ambito delle verifiche di tipo GEO, ed in particolare di quella relativa al collasso per carico limite dell'insieme fondazione – terreno, ritenuta significativa in relazione alle caratteristiche delle opere in progetto ed al modello geologico – geotecnico ricostruito. Come indicato nel Cap. 6.4.2.1. del D.M. 17/01/2018, la verifica è effettuata applicando la combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali prevista dall'Approccio 2.

Per il calcolo vero e proprio della capacità portante del terreno si è adottato il metodo di Brinch Hansen (1970) secondo cui il valore limite di portanza, nel caso in cui l'angolo d'attrito φ sia uguale a zero, il carico verticale e il piano campagna e di fondazione siano orizzontali, è espresso da:

$$q_{lim} = c_u N_c s_c + \gamma_1 D$$

q_{lim} capacità portante limite del terreno;

c_u coesione non drenata del terreno su cui poggia la fondazione;

γ_1 peso di volume del terreno posto sopra il piano di posa;

- continua -



- segue -

- D profondità di posa della fondazione;
N_c fattore adimensionale di portanza, nel caso specifico pari a 5,14;
s_c fattore di forma così definito:

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{B}{L} \quad (\text{dove: } N_q = 1 \text{ per } \varphi' = 0)$$

Nella tabella seguente vengono infine riportati i valori di resistenza del terreno (R_d) da confrontare con le sollecitazioni (E_d) di progetto:

APPROCCIO		2
COMBINAZIONE		A1+M1+R3
Q _{slu}	VASCHE LIQUAMI	135 kN/m ²
	VASCHE NITRO - DENITRO	134 kN/m ²

Pur ribadendo il carattere indicativo dei valori sopra riportati, il calcolo della capacità portante ha permesso di confermare l'idoneità dei terreni di fondazione a supportare una tipologia costruttiva corredata da fondazioni dirette, anche nelle condizioni più penalizzanti. Ciò detto sarà comunque necessario:

- verificare i calcoli alla luce delle effettive sollecitazioni indotte e delle reali geometrie fondazionali;
- verificare, all'apertura degli scavi, la corrispondenza con il modello geologico ricostruito, con particolare riferimento a tipologia, spessore, omogeneità e compattazione del materiale che andrà a costituire sedime di fondazione;
- qualora il piano di posa dovesse ricadere su sedime disomogeneo per natura e caratteristiche, valutare la necessità di approfondire le fondazioni in modo da raggiungere un sedime uniforme e di migliori proprietà geotecniche ovvero, se necessario, effettuare una bonifica per sostituzione con idoneo spessore di magrone in modo da assicurare una portanza idonea, una migliore ripartizione dei carichi ed evitare al contempo l'insorgere di cedimenti differenziali;
- in merito a quanto al punto precedente, va debitamente ricordato come la profondità del fondo dei laghi, una volta portati a termine svuotamento e collaudo di fine bonifica, sia stata necessariamente stimata nel corso delle precedenti fasi di studio sulla base dei dati a disposizione, non essendo attualmente possibile una verifica diretta se non appunto al termine delle suddette attività. Sebbene sulla base di tale stima si ritenga attendibile considerare quanto ipotizzato in fase di calcolo (sedime in giacitura naturale ascrivibile all'unità A), non è altresì possibile escludere a priori la necessità di procedere ad una bonifica più spinta del futuro sedime di fondazione, tale da richiedere la successiva stesa di materiale (stabilizzato adeguatamente compattato per strati di spessore non superiore a 0,30 m) per riportarsi alla quota di fondazione prevista con un sedime omogeneo.

Per quanto riguarda infine la realizzazione del "vaschino multifunzione liquame chiarificato", non si ritiene vi siano problemi di portanza in quanto la stima del carico ipotizzabile indotto da tali strutture risulta di fatto pressoché analoga ai carichi litostatici attuali.



6.3 stima dei cedimenti e coefficiente di Winkler

Dal momento che il modello litostratigrafico locale prevede la presenza nel primo sottosuolo di depositi di natura prevalentemente fine (argille, limi argillosi e argille limose) soggetti a possibili deformazioni allorché sottoposti a carico, si è ritenuto opportuno valutare la compatibilità dei carichi con i cedimenti del piano di fondazione. I cedimenti sono stati stimati con il metodo di Terzaghi, considerando il modulo di deformazione ricavato dalle prove penetrometriche effettuate, e di Boussinesq per la stima delle tensioni indotte dalla fondazione che semplifica il terreno come un mezzo omogeneo, elastico ed isotropo. Il cedimento totale è dato da:

$$\Delta H = \sum_{i=1}^n \Delta z_i \frac{\Delta \sigma_i}{E_{d_i}}$$

Δz_i = spessore dello strato i-esimo in cui è diviso lo strato compressibile;
 $\Delta \sigma_i$ = pressione indotta dalla fondazione alla profondità z_i ;
 E_{d_i} = modulo in condizioni edometriche relativo allo strato i-esimo.

Il calcolo dei cedimenti è stato eseguito in quella porzione di sottosuolo che rientra nel "volume significativo", dove l'incremento di tensione verticale ΔP_v , provocato dal carico in fondazione, è superiore al 10% della tensione litostatica efficace (Lancellotta). In virtù della disponibilità di dati acquisiti indirettamente senza specifiche analisi di laboratorio e delle assunzioni imposte dal metodo di calcolo, i risultati ottenuti sono indicativi e qualitativi del potenziale assestamento.

In sintesi i calcoli sono stati eseguiti considerando:

- i modelli geotecnici locali rappresentati dalle verticali di prova delle CPTu a disposizione (considerando anche la CPTu 1L realizzata nel corso della precedente fase progettuale e spinta sino alla profondità di 7,0 m dalla quota del piano campagna in corrispondenza dell'arginatura), nonché i valori di modulo edometrico derivanti dall'elaborazione dei dati acquisiti in fase di prova;
- le geometrie fondazionali e le quote d'imposta già adottata nella stima della capacità portante;
- i livelli granulari in condizioni di saturazione;
- in assenza di indicazioni progettuali, un carico di progetto complessivo trasmesso dai manufatti di 70 kPa, quindi successivamente valutato al netto del sovraccarico fornito dal terreno.

In ragione dell'ubicazione delle prove condotte rispetto alle opere in progetto (v. Fig. 25 a pagina 27) ed all'impronta dei lagoni oggetto di dismissione, si è ritenuto opportuno eseguire la stima dei cedimenti valutando le verticali di prova più rappresentative per ciascuna opera, nonché considerando ove necessario la presenza o meno del sovraccarico dato dall'arginatura e/o dal terreno in giacitura naturale sopra il piano di posa e quindi ragionando per parziale compensazione dei carichi. In relazione a ciò è quindi possibile considerare le seguenti casistiche:

- impianto nitro/denitro: impronta fondazionale ricadente interamente all'interno della sagoma di uno dei lagoni;
- vasche stoccaggio liquami chiarificati: impronta fondazionale ricadente in corrispondenza della sagoma sia delle arginature che dei lagoni.



La tabella seguente sintetizza le diverse casistiche di calcolo ricordando come la platea "1" sia riferibile alla geometria fondazionale considerata per ogni singola vasca di stoccaggio dei liquami chiarificati, mentre la platea "2" sia invece da riferire alle vasche costituenti l'impianto nitro/denitro.

PROVA DI RIFERIMENTO	CPTu 1L		CPTu A		CPTu B		CPTu B	CPTu C
TIPOLOGIA FONDAZIONE	PLATEA 1		PLATEA 1		PLATEA 1		PLATEA 2	PLATEA 2
SOVRACCARICO SU PIANO DI FONDAZIONE	terreno	arginatura + terreno	terreno	arginatura + terreno	terreno	arginatura + terreno	terreno	terreno
CASO	1	2	3	4	5	6	7	8

Premesso quanto sopra e facendo presente che ove l'impronta fondazionale interessi l'area di due distinti lagoni è stata considerata la condizione maggiormente cautelativa, nella tabella seguente vengono riportati i risultati ottenuti in termini di cedimenti lungo le verticali di calcolo.

CASO	1	2	3	4	5	6	7	8
PRESSIONE DI CONTATTO NETTA (C_D/A')	28 kN/m ²	10 kN/m ²	29 kN/m ²	10 kN/m ²	25 kN/m ²	10 kN/m ²	29 kN/m ²	28 kN/m ²
CEDIMENTO "Δh"	1,1 cm *	0,3 cm	2,5 cm	0,4 cm	2,1 cm	0,3 cm	2,3 cm	2,2 cm
CEDIMENTO DIFFERENZIALE	0,8 cm *		2,1 cm		1,8 cm		0,1 cm	

* valore sottostimato in quanto la prova CPTu 1L ha interessato una porzione di sottosuolo per profondità inferiori a quelle del volume significativo da considerarsi in fase di calcolo

Con riferimento a quanto sopra esposto, si ritiene quindi di evidenziare i seguenti aspetti:

- in fase di calcolo sono necessariamente state assunte delle semplificazioni al fine di stimare l'entità del cedimento ove l'impronta fondazionale ricada in corrispondenza dell'area interessata dai lagoni. Si ricorda a tal proposito come le prove penetrometriche condotte siano state eseguite in corrispondenza degli argini dei lagoni, prima della loro avvenuta dismissione;
- pur ricordando le semplificazioni adottate, i risultati forniscono cedimenti complessivamente compresi tra circa 0,3 cm e 0,4 cm ove le fondazioni interessino l'area dell'arginatura e tra 2,3 cm e 2,5 cm in corrispondenza dei lagoni. Il cedimento differenziale massimo, stimato pari a 2,1 cm, è attribuibile alla vasca di stoccaggio liquami n. 36 (cfr. Cap.3) con verticale di prova rappresentata dalla CPTu A;
- per una corretta lettura dei risultati va ancora una volta sottolineato come i cedimenti ottenuti rappresentino la deformazione del sottosuolo sotto un sovraccarico complessivo di 70 kPa che in parte risulta compensato dal peso del volume di terreno presente al di sopra del piano di fondazione che verrà scavato in fase di realizzazione del manufatto. Sarà comunque necessario effettuare una valutazione più precisa considerando la reale geometria di fondazione e l'effettivo sovraccarico in condizioni di stato limite di esercizio;
- al fine di contenere al minimo i possibili cedimenti differenziali e favorire la migliore ripartizione dei carichi si suggerisce di uniformare il piano di posa regolarizzandolo con una stesa di magrone di idonei spessore e caratteristiche;

- continua -



- segue -

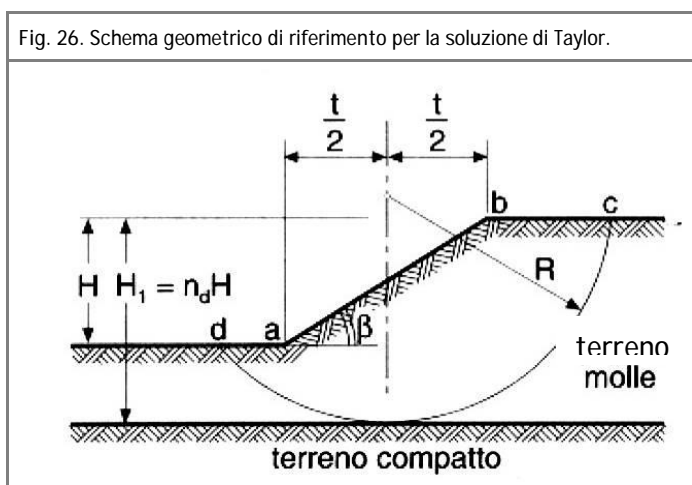
- per quanto riguarda infine il “vaschino multifunzione liquame chiarificato” (cfr. Cap. 3), si ritiene che i carichi trasmessi al suolo daranno luogo a cedimenti contenuti come entità e sviluppo temporale, considerando anche come i carichi ipotizzabili indotti non eccederanno i carichi litostatici.

Per quanto concerne infine la stima del modulo di sottofondo “k” (o di Winkler), parametro indicativo dell’interazione tra fondazione e terreno, l’applicazione di una serie di formule empiriche ha restituito nel caso specifico valori piuttosto discordanti seppur, va detto, uniformemente molto bassi. Ciò premesso, alla luce di quanto indicato in bibliografia ed elaborato in fase di studio, si ritiene rappresentativo poter indicare per il modulo di sottofondo “k” un valore di circa $1,00 \text{ kg/cm}^3$. Ricordando che tale coefficiente non rappresenta una proprietà del terreno ma dipende anche dalla forma e dalle dimensioni della fondazione, sarà opportuno verificare il valore di “k” alla luce delle specifiche di progetto.

6.4 fronti di scavo

Per il raggiungimento di “quota fondazione” sarà necessaria l’esecuzione di scavi con altezze massime sulla verticale stimate pari a 4,9 m ca. rispetto a “quota $\pm 0,00$ ” di progetto (corrispondente a 22 m s.l.m.) nel caso specifico della realizzazione del sistema fondazionale del “vaschino multifunzione liquame chiarificato”. Nell’ipotesi che i fronti possano essere soggetti a potenziali fenomeni di instabilità, sono state quindi verificate le condizioni di stabilità nella fase transitoria di scavo al fine di garantire adeguate condizioni di sicurezza in fase esecutiva.

Dal momento che il primo sottosuolo dell’area è caratterizzato da terreni a comportamento prevalentemente coesivo, è stata eseguita una verifica di stabilità a breve termine con il metodo del cerchio di scivolamento di Taylor (v. figura seguente), ipotizzando in via cautelativa l’intero fronte come costituito omogeneamente dai depositi ascrivibili all’unità “A” (argillosa) dotata di caratteristiche geotecniche più scadenti, con altezza del fronte di scavo $h_{\text{max}} = 4,9 \text{ m}$.



Tale metodo considera un terreno argilloso saturo omogeneo in assenza di drenaggio, avente resistenza al taglio praticamente costante con la profondità e poggianti ad una certa profondità sotto il piede del pendio su uno strato di terreno compatto.



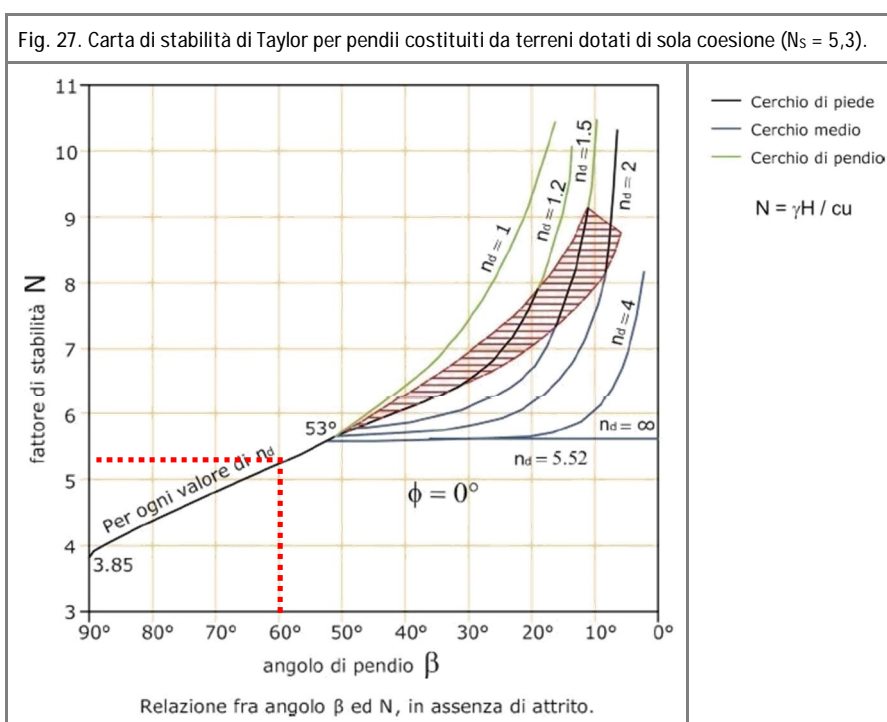
Conoscendo la coesione non drenata C_u ed il peso di volume γ , l'altezza critica H_c (cioè per $F_s = 1$) di un pendio di angolo β con l'orizzontale, può essere espressa dalla seguente relazione:

$$H_c = N_s \cdot \frac{c_u}{\gamma}$$

nella quale il fattore di stabilità N_s dipende da β e dal fattore di profondità $n_d = H_1/H$ che indica la profondità alla quale l'argilla molle poggia sul terreno compatto. Nel diagramma riportato nella figura seguente è riportato N_s in funzione di β e di vari n_d .

In condizioni di equilibrio stabile, il coefficiente di sicurezza F_s vale:

$$F_s = \frac{H_c}{H} = N_s \cdot \frac{c_u}{\gamma \cdot H}$$



Per quanto riguarda i calcoli relativi alla stabilità del fronte di scavo oggetto di studio si ritiene appropriato adottare la seguente parametrizzazione geotecnica in cui i valori caratteristici dei parametri sono stati scelti in maniera cautelativa come i minimi degli intervalli definiti in precedenza (cfr. Par. 6.1).

PESO DI VOLUME DEL TERRENO	$\gamma_{\text{sat}} = 18,0 \text{ kN/m}^3$
COESIONE NON DRENATA	$c_u = 50 \text{ kPa}$

Le verifiche, in accordo con il D.M. 17/01/2018, sono state effettuate utilizzando il METODO DEGLI STATI LIMITE. Per il caso di studio la verifica di sicurezza allo stato limite ultimo (SLU) viene effettuata secondo normativa applicando relativamente all'approccio 1 la combinazione 2: $A2 + M2 + R2$, che prevede la riduzione dei parametri del terreno secondo opportuni coefficienti parziali e la contemporanea maggiorazione dei soli carichi variabili mentre risulta pari a 1,1 il coefficiente di resistenza γ_R . Nella verifica sono stati quindi adottati i valori di progetto dei parametri geotecnici ovvero i valori ottenuti applicando alle grandezze esposte in tabella i relativi coefficienti parziali γ_M .



In fase di calcolo sono state inoltre assunte le seguenti ipotesi:

- un'inclinazione β della scarpata di scavo pari a 60° (da cui risulta, secondo l'abaco di Fig. 27 un fattore di stabilità $N_s = 5,3$);
- un'altezza del fronte di scavo di 3,50 m da "quota $\pm 0,00$ " di progetto;
- assenza di sollecitazione sismica in previsione che gli scavi non rimarranno aperti per più di due anni.

È stato verificato un valore del coefficiente di sicurezza pari a 2,14 e di conseguenza superiore al valore minimo fissato dalla normativa ($F_s \geq 1,1$). Si ritiene quindi che gli scavi possano essere realizzati con adeguato margine di sicurezza modellando i fronti con pendenza di 60° per dislivelli massimi fino a 4,9 m.

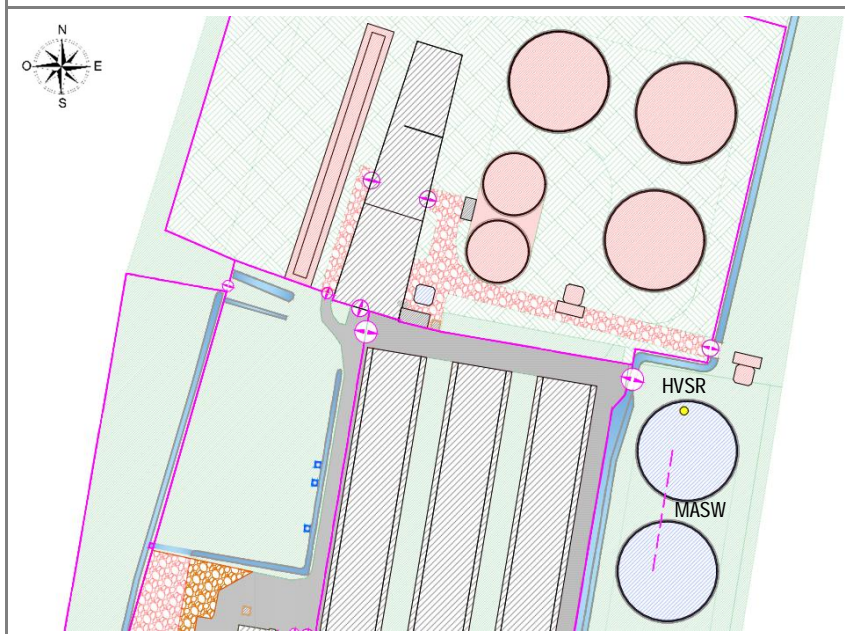
- Qualora in corso d'esecuzione si verificasse il venir meno delle necessarie condizioni di sicurezza (presenza di materiali di qualità scadente, presenza di porzioni di sottosuolo con forte disomogeneità granulometrica, difformità con il modello litostratigrafico ipotizzato in fase di calcolo, fenomeni d'instabilità incipienti, venute d'acqua localizzate) o si prevedessero altezze di scavo superiori, si renderà necessario utilizzare pendenze del fronte inferiori, procedere per porzioni di scavo successive o prevedere eventualmente la realizzazione di strutture di sostegno provvisorie per assicurare adeguate garanzie in termini di sicurezza.
- Qualunque sia la soluzione operativa scelta, è comunque sempre buona regola evitare accumuli di materiale in prossimità dei cigli di scavo, per non produrre sovraccarichi, a scapito della stabilità e della sicurezza in fase di cantiere. A titolo prudenziale si suggerisce inoltre un'accorta gestione delle acque meteoriche e la copertura dei fronti con teli impermeabili per evitare l'erosione della scarpata in caso di eventi piovosi persistenti. La stabilità dei fronti di scavo andrà infine verificata periodicamente per tutta la durata del cantiere.

7 MODELLAZIONE SISMICA

7.1 indagini di riferimento e modello sismico

Nell'ambito del presente studio non è stata condotta una specifica campagna indagini a carattere sismico potendosi avvalere dei risultati delle pregresse indagini condotte in corrispondenza delle tre vasche di stoccaggio del liquame chiarificato già autorizzate e ritenute rappresentative anche per il progetto in esame. Tale pregressa campagna indagini ha visto l'esecuzione di uno stendimento sismico di tipo MASW, sviluppato in un *array* lineare con n. 23 geofoni posti ad una distanza reciproca costante di 2 m, e di un'indagine sismica passiva a stazione singola di tipo HVSR con acquisizione mediante tromometro digitale. Dette acquisizioni hanno consentito di ricostruire l'assetto sismostratigrafico locale, individuare un valore di frequenza di risonanza di sito e definire la Categoria di Sottosuolo di fondazione.

Fig. 28. Ubicazione su planimetria dello stato di progetto delle indagini pregresse considerate: stendimento MASW (in *magenta*) ed a stazione singola HVSR (in *giallo*).



Pur rimandando per maggior dettaglio all'All. 5 in calce al presente elaborato, si riporta di seguito il modello sismostratigrafico ricostruito mediante elaborazione dei dati acquisiti con stendimento MASW:

SISMOSTRATI	PROFONDITÀ (m da p.c.)	SPESSORE (m)	Vs (m/s)
I sismostrato	0,0 ÷ 0,4	0,4	110
II sismostrato	0,4 ÷ 1,8	1,4	141
III sismostrato	1,8 ÷ 6,6	4,8	183
IV sismostrato	6,6 ÷ 11,8	5,2	202
V sismostrato	11,8 ÷ 14,0	2,2	219
VI sismostrato	14,0 ÷ 18,5	4,5	231
VII sismostrato	18,5 ÷ 30,0	11,5	231



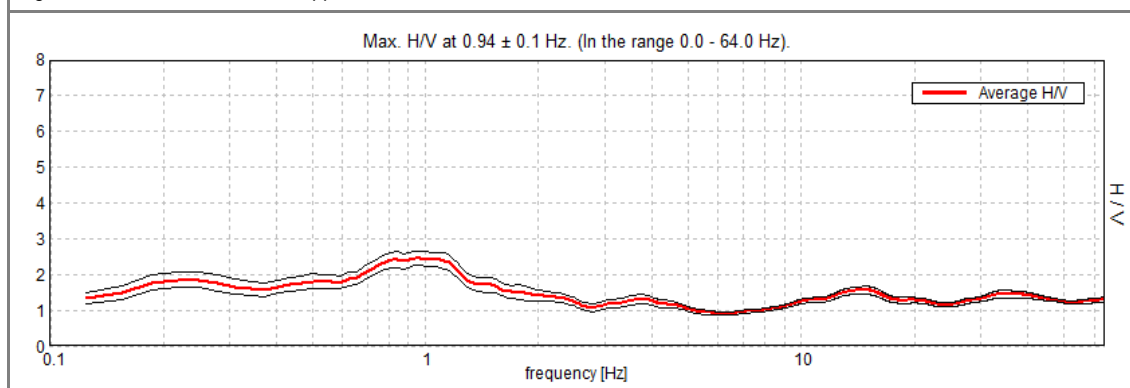
Va inoltre detto come alla luce di quanto indicato dallo Studio di Microzonazione Sismica comunale, il sito di studio ricade in un ambito ove il substrato a comportamento rigido ($V_s > 800 \text{ m/s}$) viene riscontrato a profondità di $100 \div 110 \text{ m}$ dal piano campagna.

Dai risultati dell'indagine è stato quindi possibile ricavare la velocità equivalente delle onde di taglio ($V_{s,eq}$) da cui la Categoria di Sottosuolo ai sensi della normativa vigente (D.M. 17/01/2018). Nel caso di substrato sismico a profondità superiore a 30 m da p.c., il valore di $V_{s,eq}$ è definito dal parametro $V_{s,30}$, di cui si riportano nella tabella seguente i valori riferibili ai primi metri di sottosuolo:

PROFONDITÀ PIANO DI POSA DELLE FONDAZIONI	$V_{s,30}$	CATEGORIA DI SOTTOSUOLO
0,0 m dal p.c.	$V_{s(0-30)} \approx 207 \text{ m/s}$	C
1,5 m dal p.c.	$V_{s(3-33)} \approx 214 \text{ m/s}$	C

I risultati ottenuti dall'indagine sismica passiva di tipo H.V.S.R. hanno infine permesso di stimare un massimo del rapporto H/V centrato in corrispondenza della frequenza $0,94 \pm 0,1 \text{ Hz}$ come rappresentativo ai fini della determinazione della frequenza fondamentale di sito, seppur non soddisfacente i criteri del protocollo SESAME per un picco chiaro ed isolato.

Fig. 29. Rapporto spettrale H/V misurato dall'indagine H.V.S.R. La curva spettrale *rossa* rappresenta l'andamento sismico medio registrato mentre le curve *nere* rappresentano l'intervallo di confidenza.

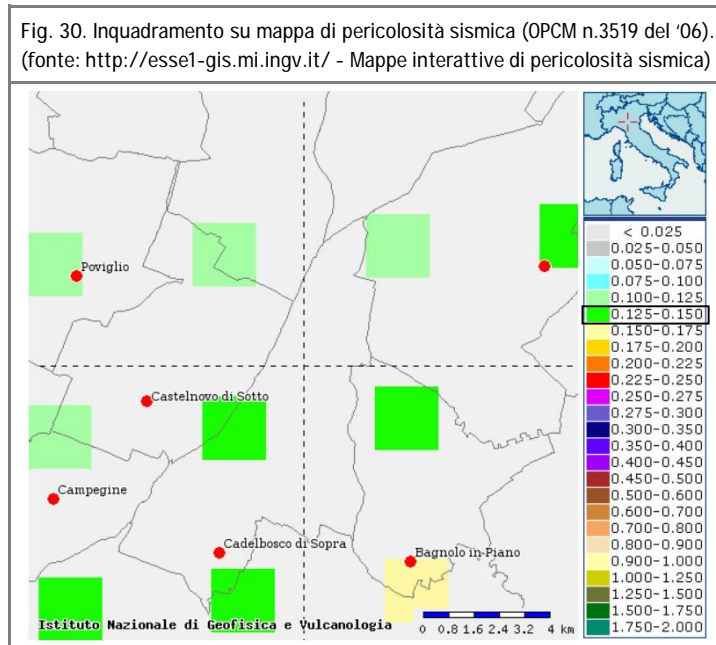


7.2 caratterizzazione sismica

In riferimento alla classificazione sismica del territorio nazionale definita dall'O.P.C.M. 3274/03 il Comune di Caldelbosco di Sopra è inserito in zona 3.

Il successivo aggiornamento introdotto dall'O.P.C.M. 3519/06 "*Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone*", partendo dalla zonizzazione sismogenetica nazionale ZS9 (cfr. Par. 5.3) redatta su previsione dell'O.P.C.M. 3274/03, fornisce una Carta di Pericolosità Sismica su base nazionale, ove vengono riportati i valori di accelerazione orizzontale massima al suolo a_g con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni riferita a suoli rigidi di Categoria A subpineggianti. Come visibile nell'estratto riportato in Fig. 30 alla pagina seguente, il sito in esame presenta valori di a_g , compresi tra $0,125$ e $0,150 g$.

La recente normativa definisce la *pericolosità sismica di base* del sito di costruzione in termini di accelerazione massima orizzontale attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido ($V_s > 800$ m/s) con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di superamento (P_{VR}), in funzione del periodo di riferimento V_R .



Con l'entrata in vigore del D.M. 14/01/2008 (e confermato dal D.M. 17/01/2018) la stima di tale parametro viene definita mediante un approccio "sito dipendente" e non più tramite un criterio "zona dipendente". Infatti, secondo quanto riportato nell'allegato A del D.M. del 14/01/2008, definite le coordinate del sito interessato dal progetto, questo sarà sempre compreso tra quattro punti della griglia di accelerazioni ("reticolo di riferimento") tramite media pesata, utilizzando la formula seguente.

$$p = \frac{\sum_{i=1}^4 \frac{p_i}{d_i}}{\sum_{i=1}^4 \frac{1}{d_i}}$$

p valore del parametro di interesse nel punto in esame;
 p_i valore del parametro di interesse nell' i esimo punto della maglia elementare contenente il punto in esame;
 d_i distanza del punto in esame dall' i esimo punto della maglia suddetta.

Si otterranno così i seguenti parametri spettrali:

- a_g accelerazione orizzontale massima;
 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.

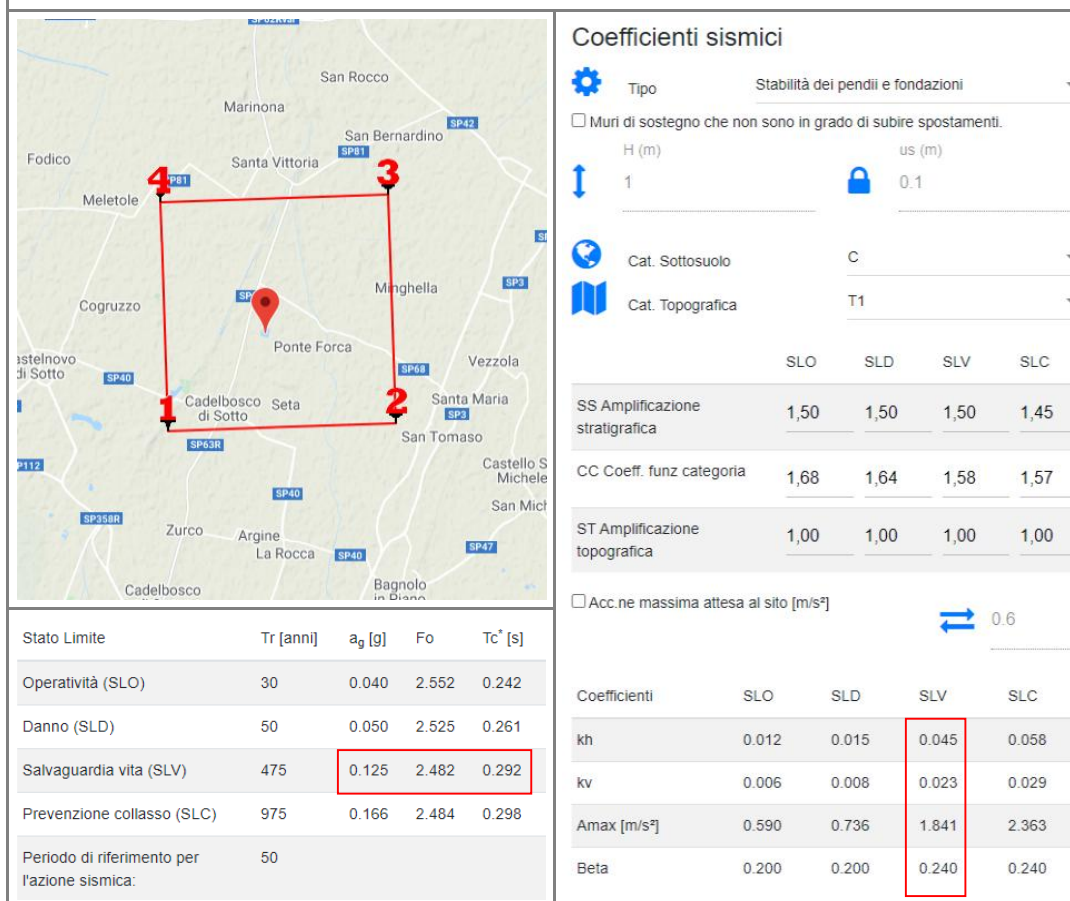
Considerato l'effetto topografico sulla risposta sismica locale, alla luce della morfologia del territorio entro cui si colloca l'area di studio il coefficiente di amplificazione topografica si ritiene pari a $S_T = 1,00$ (categoria "T1": superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$).



Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, la normativa definisce varie categorie di "sottosuolo di fondazione" secondo cui il sottosuolo locale viene classificato sulla base delle specifiche caratteristiche geotecniche. Queste categorie, correlate alla specifica accelerazione orizzontale su suolo di categoria A (a_g) definiscono le azioni sismiche di progetto. Alla luce di quanto emerso a seguito dell'indagine sismica condotta *in situ*, è possibile inserire il sito di progetto nella categoria di sottosuolo di fondazione denominata "C" così definita: "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.", da cui un parametro $S_S = 1,50$.

Nel presente caso di studio i parametri spettrali caratteristici sono stati valutati considerando una classe d'uso I (*Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.*) ed una vita nominale $V_N \geq 50$ anni. In tali ipotesi il coefficiente d'uso $C_U = 0,7$ da cui deriva un periodo di riferimento $V_R = 35$ anni. In riferimento allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV), [definito come condizione in cui "a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali"], considerando una probabilità di superamento P_{V_R} del 10% nel periodo di riferimento V_R pari a 35 anni cui corrisponde un tempo di ritorno di 332 anni, sono stati calcolati i seguenti parametri:

Fig. 31. Parametrizzazione sismica del sito d'interesse progettuale.



In caso di evento sismico gli elementi morfologici e geologici che possono produrre un'amplificazione dell'onda sismica sono essenzialmente legati a:

- presenza di faglie o fratture maggiori collegate alle faglie principali;
- instabilità dei pendii nei confronti dell'azione sismica;
- marcate linee di cresta o bruschi cambiamenti di pendenza;
- contatti geologici che mettono a contatto terreni a differente impedenza acustica;
- presenza sui versanti di coltri detritiche o di accumuli franosi (sia attivi che quiescenti);
- vicinanza a scarpate di grande altezza soggette a fenomeni di crollo e/o rotolamento;
- presenza di falda freatica a bassa profondità con sottosuolo costituito da terreni granulari soggetti a liquefazione (sabbie fini o limi sabbiosi poco addensati).

In termini di rischio sismico si fa innanzitutto riferimento all'estratto dalla "Tav. P9a (182 SE) - Rischio sismico – carta degli effetti attesi" del P.T.C.P. da cui emerge come il sito d'interesse progettuale ricada in classe "G" per la quale gli effetti attesi sono legati ad amplificazione topografica e cedimenti.

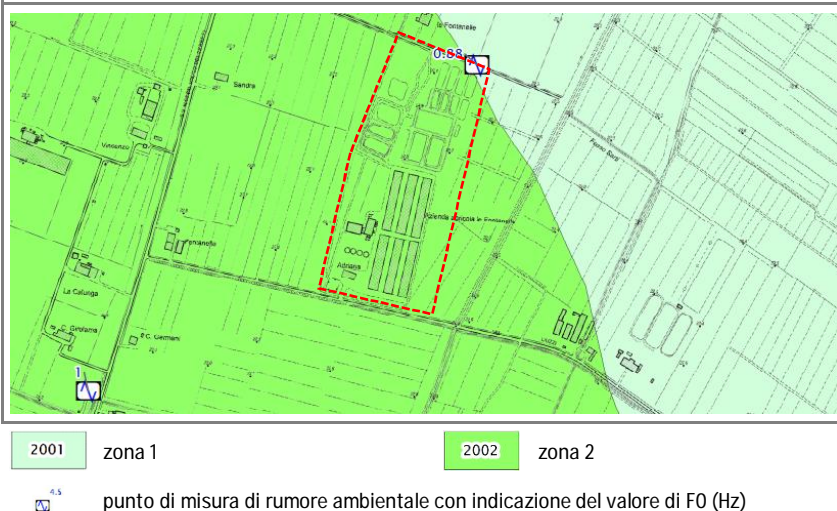
Fig. 32. Estratto dalla "Tav. P9a (182 SE) - Rischio sismico – carta degli effetti attesi" del P.T.C.P. della Provincia di Reggio – Emilia. In rosso è indicato il sito d'interesse progettuale.



EFFETTI ATTESI					
	AMPLIFICAZIONE STRATIGRAFICA	AMPLIFICAZIONE TOPOGRAFICA	INSTABILITA' DI VERSANTE	CEDIMENTI	LIQUEFAZIONE
A	X		X		
B	X	X	X		
C	X				
D	X	X			
E		X			
F	X				X
G	X			X (potenziale)	
H					

Dall'analisi della cartografia relativa allo Studio di Microzonazione Sismica del Comune di Cadelbosco di Sopra (v. estratto in Fig. 33 riportato alla pagina seguente), il sito d'intervento ricade nell'ambito "Zone stabili suscettibili di amplificazioni locali - 2002- zona 2". La zona 2 è in particolare così descritta: "Argille limose, moderatamente consistenti (CL-24), con intercalati subordinati sottili corpi lentiformi sabbiosi - sabbioso limosi moderatamente addensati (SP/SM-12) con spessori inferiori a 1 m sino a -10 m pc e strati limoso argillosi moderatamente consistenti (ML-24) sino a -13 m pc; alle profondità sottostanti, tra -20/-23 ÷ -28 e -30/-34 m pc corpi sabbiosi-sabbioso ghiaiosi addensati (SW-11) ad assetto da continuo a lentiforme, con spessori di 2 ÷ 4/5 m. Effetti attesi: amplificazione per caratteristiche litostratigrafiche: Approfondimenti di II° livello."

Fig. 33. Estratto dalla “Carta delle Microzone Omogenee in Prospettiva Sismica” dello Studio di Microzonazione Sismica del Comune di Cadelbosco di Sopra. In rosso è indicato l'ambito di progetto.



- Con riferimento a quanto fin qui esposto si ritiene che il sito di progetto risulti potenzialmente soggetto a fenomeni di amplificazione sismica di tipo stratigrafico vista la presenza nel primo sottosuolo di terreni diversi da suoli di categoria “A”, di cui si dovrà tener conto nel corso della progettazione antisismica.

7.3 stabilità nei confronti della liquefazione

L'analisi della suscettibilità alla liquefazione di un dato sito dipende schematicamente dalle caratteristiche dell'azione sismica (intensità e durata), dalle proprietà litologiche e geotecniche dei terreni e dalla profondità della falda. La liquefazione di un deposito è dunque il risultato dell'effetto combinato di due principali fattori: i) le condizioni del terreno (fattore predisponente) e ii) la sismicità (fattore scatenante).

Facendo riferimento a quanto indicato nel D.M. 17/01/2018 il sito di intervento deve risultare stabile nei confronti della liquefazione. La verifica a 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 di 0,1 g;
2. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
3. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 30$ oppure $q_{C1N} > 180$ dove $(N_1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (S.P.T. - *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 (C.P.T. - *Cone Penetration Test*) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
4. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nel Par. 7.11.3.4 del D.M. 17/01/2018 nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ e $U_c > 3,5$.



- Alla luce dell'assetto geologico ricostruito, che vede la presenza di un primo sottosuolo caratterizzato da depositi a granulometria fine prevalentemente argillosa dotati di spessore considerevole, nonché delle indicazioni fornite dallo Studio di Microzonazione Sismica comunale, si ritiene di poter escludere l'eventualità che in caso di sisma i terreni che caratterizzano il sito d'intervento possano essere soggetti a fenomeni di liquefazione.

A tal proposito va inoltre aggiunto come nel caso in esame il sottosuolo sia caratterizzato dalla presenza di sedimenti fini non liquefacibili di potenza plurimetrica, come riscontrato in fase d'indagine.



8 CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

- In corrispondenza della porzione di territorio in cui ricade il sito di studio non si segnalano evidenze geologiche e morfologiche che indichino situazioni di particolare o significativa criticità (potenziali o in atto). Il progetto non comporta significative modifiche alla morfologia che possano incidere sulla stabilità locale e globale dei luoghi.
- Con riferimento allo stato autorizzato e quindi al completamento delle attività di dismissione dei laghi con ripristino dell'area a verde, il modello geologico di riferimento risulterà rappresentato, al di sotto di un orizzonte superficiale di terreno vegetale di esiguo spessore, da argille / limi argillosi - argille limose (unità A) con continuità laterale e componente limosa in aumento con la profondità sottendenti, a partire da una profondità minima di 12,9 m ca. da p.c., un deposito di spessore plurimetrico rappresentato da sabbie limose – limi sabbiosi (unità SL-Ls) continue lateralmente.
- Alla luce dei modelli geologico ed idrogeologico locali ricostruiti, si ritiene che la falda acquifera *stricto sensu* si attesti ad una profondità tale da non interferire in alcun modo con i sistemi portanti delle opere in progetto. I livelli piezometrici misurati al termine delle prove penetrometriche condotte sono riconducibili ad acquiferi di natura sabbioso - limosa, dotati di artesianità ed intercettati a partire dalla profondità di 13 m ca. da p.c. Locali intercalazioni di natura prevalentemente limosa presenti nel primissimo sottosuolo possono infine essere sede di locali acquiferi sospesi dotati di scarsa continuità laterale, ad alimentazione meteorica (o per pratiche irrigue) e di portata variabile comunque limitata. A tal proposito, in previsione della realizzazione di opere interrato sarà comunque necessario prevedere rimedi mitigativi rispetto fenomeni di umidità e/o di risalita capillare (utilizzo di cemento additivato, guaine, prodotti impermeabilizzanti, ecc).
- Il sito d'intervento non s'inserisce entro vallecole o zone di concentrazione privilegiata delle acque meteoriche sebbene ricada, con specifico riferimento al reticolo secondario di pianura, in ambito a pericolosità idraulica media. In merito a quanto previsto da progetto in termini di salvaguardia della vita umana e di beni e strutture esposte si rimanda all'elaborato *"F01 – Relazione di Invarianza Idraulica"*. Pur in assenza di riscontri diretti, è ragionevole inoltre ritenere che in concomitanza con eventi meteorici di significativa durata, la composizione prevalentemente fine dei terreni costituenti il sottosuolo in corrispondenza del sito di studio possa ostacolare le dinamiche d'infiltrazione facilitando in tal modo la formazione di locali e transitorie situazioni caratterizzate da difficoltà di drenaggio superficiale o soggette a ristagno idrico.
- Sulla base del rilievo effettuato e delle informazioni raccolte si ritiene che l'area di studio non presenti potenziali criticità sito specifiche di carattere geologico, strutturale e sismotettonico. È bene tuttavia precisare come il sito di progetto risulti potenzialmente soggetto a fenomeni di amplificazione sismica di tipo stratigrafico vista la presenza nel primo sottosuolo di terreni diversi da suoli di categoria "A", di cui si dovrà tener conto nel corso della progettazione antisismica.
- Sulla base dell'indagine sito specifica presa a riferimento e condotta nell'ambito della precedente fase progettuale è possibile inserire il sito di progetto nella categoria di sottosuolo di fondazione "C": *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.* e considerare un valore di frequenza di $0,94 \pm 0,1$ Hz come rappresentativo ai fini della determinazione della frequenza fondamentale di sito, seppur non soddisfacente i criteri del protocollo SESAME per un picco chiaro ed isolato. – *continua* –



- *segue* – Ai fini della caratterizzazione sismica, sono stati calcolati i seguenti parametri con riferimento allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV): $a_g [g] = 0,107$, $F_0 = 2,493$ e $T_c [s] = 0,292$. Coefficiente topografico: $S_T = 1,00$; coefficiente stratigrafico: $S_T = 1,50$.
- Con riferimento all'assetto geologico - geotecnico ricostruito ed alle caratteristiche dell'intervento in progetto si ritiene che il sedime di fondazione sarà costituito da terreni di natura prevalentemente argillosa, a comportamento coesivo ed ascrivibili all'unità A. Una stima preliminare della portanza eseguita tramite il metodo di Brinch Hansen, considerando in particolare la realizzazione delle vasche di stoccaggio cilindriche, ha permesso di confermare l'idoneità di tali terreni a costituire sedime per fondazioni dirette del tipo "a platea", anche nell'ipotesi cautelativa di sedime in condizioni di saturazione. Per quanto riguarda infine la realizzazione del "vaschino multifunzione liquame chiarificato", non si ritiene vi siano problemi di portanza in quanto la stima del carico ipotizzabile indotto da tali strutture risulta di fatto pressoché analoga ai carichi litostatici attuali.
- Pur rimanendo valide le considerazioni effettuate sulla base dei dati raccolti e delle informazioni bibliografiche acquisite, sarà comunque necessario verificare i calcoli alla luce delle effettive sollecitazioni indotte e delle reali geometrie di fondazione adottate nonché, all'apertura degli scavi, omogeneità litologica e grado di compattazione del terreno di fondazione.
- Qualora il piano di posa dovesse ricadere su sedime disomogeneo per natura e caratteristiche, sarà necessario approfondire le fondazioni in modo da raggiungere un sedime uniforme e di migliori proprietà geotecniche ovvero, se necessario, effettuare una bonifica per sostituzione con idoneo spessore di magrone in modo da assicurare una portanza idonea, una migliore ripartizione dei carichi ed evitare al contempo l'insorgere di cedimenti differenziali.
- In merito a quanto al punto precedente, va debitamente ricordato come la profondità del fondo dei lagoni, una volta portati a termine svuotamento e collaudo di fine bonifica, sia stata necessariamente stimata nel corso delle precedenti fasi di studio sulla base dei dati a disposizione, non essendo attualmente possibile una verifica diretta se non appunto al termine delle suddette attività. Sebbene sulla base di tale stima si ritenga attendibile considerare quanto ipotizzato in fase di calcolo (sedime in giacitura naturale ascrivibile all'unità A), non è altresì possibile escludere a priori la necessità di procedere ad una bonifica più spinta del futuro sedime di fondazione, tale da richiedere la successiva stesa di materiale (stabilizzato adeguatamente compattato per strati di spessore non superiore a 0,30 m) per riportarsi alla quota di fondazione prevista con un sedime omogeneo.
- Una stima preliminare dei cedimenti riporta risultati complessivamente compresi tra circa 0,3 cm e 0,4 cm ove le fondazioni interessino l'area dell'arginatura e tra 2,3 cm e 2,5 cm in corrispondenza della sagoma dei lagoni. Il cedimento differenziale massimo, stimato pari a 2,1 cm, è attribuibile ad una delle vasche di stoccaggio liquami. A tal proposito va sottolineato come i valori di cedimento ottenuti rappresentino la deformazione del sottosuolo sotto un sovraccarico complessivo di 70 kPa che in parte risulta compensato dal peso del volume di terreno presente al di sopra del piano di fondazione che verrà scavato in fase di realizzazione dei manufatti. Per quanto riguarda infine il "vaschino multifunzione liquame chiarificato" da realizzarsi interrato, si ritiene che i carichi trasmessi al suolo daranno luogo a cedimenti contenuti come entità e sviluppo temporale, considerando anche come i carichi ipotizzabili indotti non eccederanno i carichi litostatici attuali. Sarà comunque necessario effettuare una valutazione più precisa considerando la reale geometria di fondazione e l'effettivo sovraccarico in condizioni di stato limite di esercizio. – *continua* –



- *segue* - Al fine di contenere al minimo i possibili cedimenti differenziali e favorire la migliore ripartizione dei carichi si suggerisce infine di uniformare il piano di posa regolarizzandolo con una stesa di magrone di idoneo spessore e caratteristiche.
- La stima del modulo di sottofondo "k" (o di Winkler) effettuata mediante applicazione di una serie di formule empiriche ha restituito nel caso specifico valori piuttosto discordanti seppur, va detto, uniformemente molto bassi. Ciò premesso, alla luce di quanto indicato in bibliografia ed elaborato in fase di studio, si ritiene rappresentativo poter indicare per il modulo di sottofondo "k" un valore di circa 1,00 kg/cm³. Ricordando che tale coefficiente non rappresenta una proprietà del terreno ma dipende anche dalla forma e dalle dimensioni della fondazione, sarà opportuno verificare tale valore alla luce delle specifiche di progetto
- Per il raggiungimento di "quota fondazione" sarà necessaria l'esecuzione di scavi con altezze massime sulla verticale stimate pari a 4,9 m ca. rispetto a "quota $\pm 0,00$ " di progetto (corrispondente a 22 m s.l.m.) nel caso specifico della realizzazione del sistema fondazionale del "vaschino multifunzione liquame chiarificato". Sulla base dei modelli geologico e geotecnico ricostruiti, al fine di evitare che in fase esecutiva si possano innescare fenomeni di instabilità sui fronti di scavo non opportunamente modellati si consiglia di procedere con pendenze non superiori a 60° per fronti fino a 4,9 m di altezza, verificando puntualmente la situazione di stabilità locale. Solo in fase esecutiva sarà eventualmente possibile valutare l'ipotesi di adottare geometrie di scavo meno prudenziali. Si suggerisce inoltre un'accorta gestione delle acque meteoriche e la copertura dei fronti con teli impermeabili per evitare l'erosione della scarpata in caso di eventi piovosi persistenti. Per non produrre sovraccarichi è infine sempre buona regola evitare accumuli di materiale in prossimità dei cigli di scavo.
- Alla luce dell'assetto geologico ricostruito, che vede la presenza di un primo sottosuolo caratterizzato da depositi a granulometria fine prevalentemente argillosa dotati di spessore considerevole, nonché delle indicazioni fornite dallo Studio di Microzonazione Sismica comunale, si ritiene di poter escludere l'eventualità che in caso di sisma i terreni che caratterizzano il sito d'intervento possano essere soggetti a fenomeni di liquefazione. A tal proposito va inoltre aggiunto come nel caso in esame il sottosuolo sia caratterizzato dalla presenza di sedimenti fini non liquefacibili di potenza plurimetrica, come riscontrato in fase d'indagine.
- Con specifico riferimento al P.S.C. del Comune di Cadelbosco di Sopra non si individuano vincoli o limitazioni di carattere geologico, idrogeologico e/o geotecnico tali da precludere la realizzazione dell'intervento in progetto.

Fatto salvo quanto considerato nelle pagine precedenti, a norma del D.M. 17/01/2018 non si ravvisano impedimenti o limitazioni di carattere geologico, idrogeologico e geotecnico alla fattibilità degli interventi in progetto.

Verona, 19 aprile 2021

Dott.ssa Geol. Ilaria Mercì



Dott. Geol. Alberto Cò





BIBLIOGRAFIA

ASSOCIAZIONE GEOTECNICA ITALIANA Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica (2005)
AUTORITÀ DI BACINO DEL FIUME PO Piano per l'Assetto Idrogeologico (P.A.I.) e Piano di Gestione del Rischio di Alluvioni (P.G.R.A.)
BOWLES J. E. Fondazioni: progetto e analisi – Mc Graw – Hill (1991)
CATTINI ET AL. Carta della vulnerabilità all'inquinamento dell'acquifero principale della pianura emiliana delle province di Parma, Reggio Emilia e Modena (1993)
CESTELLI GUIDI C. Geotecnica e Tecnica delle Fondazioni 2 – Hoepli (1991)
COMUNE DI CADELBOSCO DI SOPRA Piano Strutturale Comunale, Regolamento Urbanistico Edilizio, Microzonazione Sismica
DISS WORKING GROUP Database of Individual Seismogenic Sources (DISS), Version 3.2.1: A compilation of potential sources for earthquakes larger than M 5.5 in Italy and surrounding areas. http://diss.rm.ingv.it/diss/ , Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia; doi:10.6092/INGV.IT-DISS3.2.1 (2018)
FARINA M., MARCACCIO M., ZAVATTI A. Esperienze e prospettive nel monitoraggio delle acque sotterranee. Il contributo dell'Emilia Romagna (2015)
GRUPPO DI LAVORO MPS Redazione della mappa di pericolosità sismica prevista dall'Ordinanza PCM 3274 del 20 marzo 2003. Rapporto Conclusivo per il Dipartimento della Protezione Civile, INGV, Milano-Roma, aprile 2004, 65 pp. + 5 appendici (2004)
GUIDOBONI E., FERRARI G., MARIOTTI D., COMASTRI A., TARABUSI G., SGATTONI G., VALENSISE G. CFTI5Med, Catalogo dei Forti Terremoti in Italia (461 a.C.-1997) e nell'area Mediterranea (760 a.C.-1500). Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV). doi: https://doi.org/10.6092/ingv.it-cfti5 . (2018)
INGV-Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia Mappe interattive di pericolosità sismica - Progetto S1 Proseguimento della assistenza al DPC per il completamento e la gestione della mappa di pericolosità sismica prevista dall'Ordinanza PCM 3274 e progettazione di ulteriori sviluppi
I.S.P.R.A. - ISTITUTO SUPERIORE PER LA PROTEZIONE E LA RICERCA AMBIENTALE Carta Geologica d'Italia in scala 1:50.000 - Foglio n. 182 "Guastalla"
I.S.P.R.A. - ISTITUTO SUPERIORE PER LA PROTEZIONE E LA RICERCA AMBIENTALE Carta Geologica d'Italia in scala 1:250.000
ITHACA Working Group (2019). ITHACA (Italy HAZard from CApable faulting), A database of active capable faults of the Italian territory. Version December 2019.
LANCELLOTTA R. Geotecnica – Zanichelli (1987)
MELETTI C., VALENSISE G. Zonazione sismogenetica ZS9 – App. 2 al Rapporto Conclusivo (2004)
PIERI M., GROPPI G. Subsurface geological structure of the Po Plain, Italy (1981)
PROVINCIA DI REGGIO EMILIA P.T.C.P. – Piano Territoriale di Coordinamento Provinciale
ROVIDA A., LOCATI M., CAMASSI R., LOLLI B., GASPERINI P. (EDS) CPTI15, the 2015 version of the Parametric Catalogue of Italian Earthquakes. Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia. doi: http://doi.org/10.6092/INGV.IT-CPTI15 (2016)
TANZINI M. L'indagine geotecnica. Dario Flaccovio Editore (2002)