



Comune di Biassono
Provincia di Monza e della Brianza
Via San Martino, 9 – cap 20853

Oggetto:

**CONCORSO DI PROGETTAZIONE SCUOLA
PRIMARIA COMPRENSIVA DI SPAZI
EXTRASCOLASTICI, PARCHEGGIO A SERVIZIO
DEL POLO SCOLASTICO E “PARCO DELLE
GENERAZIONI”.**

Ubicazione:

**VIA ANTONIO LOCATELLI
COMUNE DI BIASSONO (MB)**

Titolo del documento:

**RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA
E SISMICA**

Estensore del documento:



Dott. Geologo Andrea Brambati
tel. +39 348.3939629
mail andreambrambati@alice.it
PEC andreambrambati@pec.epap.it
Ordine Geologi Regione Lombardia, n. 1535

Timbro e firma:



Data:

aprile 2024 – rev.02

1. INTRODUZIONE
 - 1.1. Premesse
 - 1.2. Quadro normativo di riferimento
 - 1.3. Vincoli, pianificazione e norme geologiche

2. QUADRO GEOLOGICO E IDROGEOLOGICO
 - 2.1. Modello Geologico di riferimento
 - 2.2. Il fenomeno degli "occhi pollini"
 - 2.3. Componente idrogeologica

3. PROGRAMMA DELLE INDAGINI IN SITO
 - 3.1. Prove penetrometriche dinamiche SCPT
 - 3.2. Prova sismica MASW

4. ANALISI DEGLI ASPETTI GEOTECNICI
 - 4.1. Modello Geotecnico
 - 4.2. Caratterizzazione geotecnica
 - 4.2.1. *Comparto nord via Locatelli (area AT03/F ex AT2.e)*
 - 4.2.2. *Comparto sud - area Giardino pubblico Fornace Capra*
 - 4.3. Criticità legate alla presenza degli occhi pollini e di materiali di riporto

5. ANALISI DEGLI ASPETTI SISMICI
 - 5.1. Individuazione della pericolosità del sito
 - 5.2. Valutazione dei parametri sismici sito-specifici (approccio semplificato)
 - 5.3. Analisi della suscettibilità a liquefazione
 - 5.4. Verifica sismica di 2° livello

6. CONCLUSIONI

1.1. Premesse

La presente Relazione Geologica, Geotecnica e Sismica, redatta nel rispetto dell'art. 26 del D.P.R. 207/2010, costituisce l'elaborato dello studio eseguito allo scopo di definire le caratteristiche e la modellazione geologica e geotecnica dei terreni situati in via Antonio Locatelli in Comune di Biassono (Provincia di Monza e della Brianza), presso un'area dove è prevista la progettazione di una nuova scuola primaria (comprensiva di spazi extrascolastici e parcheggio a servizio del polo scolastico) e del "Parco delle generazioni".

L'elaborato, seguendo i dettami della normativa vigente e dello stato dell'arte, è stato redatto in conformità alla D.G.R. IX/2616 del 30 novembre 2011 e al D.M. 17/01/2018 "Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»", nonché alla Circolare esplicativa n. 7/2019, su incarico conferito dall'Amministrazione comunale di Biassono (Codice Istat 108009 - Codice belfiore A849) con Determinazione n. 588 del 12/09/2023.

Si sono concordemente previste quale oggetto di incarico le attività seguenti:

- sopralluoghi per la presa visione dello stato di fatto e attività di censimento e raccolta dati;
- verifica della compatibilità degli interventi previsti con il quadro progettuale descritto negli elaborati forniti dal committente, il quadro urbanistico definito dalla pianificazione comunale, il quadro geo-ambientale ricostruito in base ai dati pubblici e/o già in possesso, il quadro normativo/legislativo derivante dalle norme sia comunali (PGT) che sovraordinate;
- attività di studio e indagine relative alla componente geologica e definizione del Modello Geologico del sottosuolo;
- attività di caratterizzazione e modellazione geotecnica e definizione del Modello Geotecnico del sottosuolo;
- attività di caratterizzazione e modellazione sismica del sito.

Si sono viceversa concordemente escluse dalle prestazioni oggetto di incarico le seguenti attività:

- Progettazione e D.L. di interventi di qualunque tipo e/o realizzazione degli interventi;
- attività di progettazione e/o più in generale di tipo professionale inerenti impianti tecnologici di ogni tipo e aspetti e problemi non connessi alle opere del sottosuolo.

All'interno del presente documento:

- nel *Capitolo 1* si illustrano i principali obiettivi del lavoro, evidenziando e analizzando tutte le fasi che hanno permesso la redazione della relazione. Nella parte introduttiva sono altresì riportati i riferimenti normativi applicati;
- nel *Capitolo 2* si descrivono l'assetto litologico, stratigrafico, idrogeologico, morfologico e, più in generale, gli elementi di pericolosità geologica del territorio (Modello Geologico di riferimento);
- nel *Capitolo 3* si espongono le indagini geognostiche espletate in ottemperanza a quanto previsto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni N.T.C. 2018 e finalizzate alla definizione delle caratteristiche stratigrafiche e geotecniche dei terreni;
- nel *Capitolo 4* è riportata la modellazione geotecnica necessaria alla progettazione, con le caratteristiche geomeccaniche dei terreni indagati;
- nel *Capitolo 5* viene riportata ed esposta la caratterizzazione dei parametri sismici. In questa sezione si ipotizza che i fabbricati in progetto ricadano in Classe d'Uso III - Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi.



Area d'indagine (immagine rilevata da AGEA - Agenzia per le erogazioni in agricoltura, 2015).

1.2. Quadro normativo di riferimento

- Eurocodice 7.1 (1997) Progettazione geotecnica – Parte I: Regole Generali – UNI;
- Eurocodice 7.2 (2002) Progettazione geotecnica – Parte II: Progettazione assistita da prove di laboratorio (2002) – UNI;
- Eurocodice 7.3 (2002) Progettazione geotecnica – Parte II: Progettazione assistita con prove in sito (2002) – UNI;
- Eurocodice 8 (1998) “*Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici*” (stesura finale 2003);
- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici: Circolare n. 617 del 2 febbraio 2009;
- D.G.R. n. IX/2616 del 30 novembre 2011 “*Aggiornamento dei Criteri ed indirizzi per la definizione della componente geologica, idrogeologica e sismica del piano di governo del territorio, in attuazione dell’art. 57, comma 1, della l.r. 11 marzo 2005, n. 12, approvati con D.G.R. 22 dicembre 2005, n. 8/1566 e successivamente modificati con D.G.R. 28 maggio 2008, n. 8/7374*”;
- D.G.R. n. 2129 del 11 luglio 2014 “*Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia (l.r.1/2000, art. 3, c. 108, lett. d)*”;
- L.R. 33/2015 “*Disposizioni in materia di costruzioni in zona sismica*”;
- D.P.C.M. 27 ottobre 2016 “*Approvazione del Piano di gestione del rischio di alluvioni del distretto idrografico Padano*”;
- D.G.R. n. 10/6738 del 19 giugno 2017 “*Disposizioni regionali concernenti l’attuazione del Piano di Gestione dei Rischi di Alluvione nel settore urbanistico e di pianificazione dell’emergenza, ai sensi dell’art. 58 delle norme di attuazione del Piano stralcio per l’Assetto Idrogeologico (PAI) del bacino del fiume Po così come integrate dalla variante adottata in data 7 dicembre 2016 con Deliberazione n. 5 dal Comitato istituzionale dell’autorità di bacino del fiume Po*”;
- R.R. n. 7 del 23 novembre 2017 “*Regolamento recante criteri e metodi per il rispetto del principio dell’invarianza idraulica ed idrologica ai sensi dell’articolo 58 bis della legge regionale 11 marzo 2005, n. 12 (Legge per il governo del territorio)*”;
- D.M. 17 gennaio 2018 “*Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»*”, pubblicato sulla G.U. n. 8 del 20 febbraio 2018;
- Circolare 21 gennaio 2019 n. 7 Cons. Sup. LL.PP. “*Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018*”;
- R.R. n. 8 del 19 aprile 2019 “*Disposizioni sull’applicazione dei principi di invarianza idraulica ed idrologica. Modifiche al R.R. 23/11/2017, n. 7 (Regolamento recante criteri e metodi per il rispetto del principio dell’invarianza idraulica ed idrologica ai sensi dell’articolo 58 bis della L.R. 11/03/2005, n. 12 “Legge per il governo del territorio”)*”, pubblicato sul Supplemento 17;
- D.G.R. n. XI/2120 del 9 settembre 2019 “*Aggiornamento dell’allegato 1 ai criteri ed indirizzi per la definizione della componente geologica, idrogeologica e sismica del piano di governo del territorio, in attuazione dell’art. 57 della l.r. 11 marzo 2005, n. 12 approvati con d.g.r. 30 novembre 2011, n. 2616*”;
- Deliberazione 6/2021 - Progetto di Variante al “*Piano Stralcio per l’Assetto Idrogeologico del bacino idrografico del fiume Po*” (PAI Po) – Modifiche agli artt. 1 e 18 dell’Elaborato 7, recante “*Norme di Attuazione*”;
- D.G.R. n. XI/4685 del 10 maggio 2021 “*Ulteriore aggiornamento dell’allegato 1 ai criteri ed indirizzi per la definizione della componente geologica, idrogeologica e sismica del piano di governo del territorio, in attuazione dell’art. 57 della l.r. 11 marzo 2005, n. 12 (d.g.r. 2616/2011 e d.g.r. 2120/2019)*”;
- D.G.R. n. XI/6314 del 26 aprile 2022 “*Modifiche ai criteri e indirizzi per la definizione della componente geologica, idrogeologica e sismica del piano di governo del territorio, in attuazione dell’art. 57 della l.r. 11 marzo 2005, n. 12 approvati con d.g.r. 2616/2011 e integrati con d.g.r. 6738/2017*”;
- D.G.R. n. XI/7564 del 15 dicembre 2022 “*Integrazione dei criteri ed indirizzi per la definizione della componente geologica, idrogeologica e sismica del piano di governo del territorio relativa al tema degli sprofondamenti (Sinkhole) (Art. 57 della l.r. 11 marzo 2005, n. 12)*”, pubblicata su BURL Serie Ordinaria n. 51 del 24 dicembre 2022.

1.3. Vincoli, pianificazione e norme geologiche

In relazione agli aspetti urbanistici si è fatto riferimento alle norme e alle prescrizioni fornite dalla L.R. 12/2005, art. 57 “*Componente geologica, idrogeologica e sismica del Piano di Governo del Territorio*” e dalle relative Delibere attuative, nonché da quanto prescritto per il territorio comunale nell’ambito della normativa di attuazione.

Il Comune di Biassono si è dotato dello studio geologico a supporto della pianificazione urbanistica nel mese di settembre 2004, quando venne redatto dai Dott. Geol. Raffaele Boninsegni e Luca Laveni lo “Studio geologico del territorio comunale di Biassono” a supporto del Piano Regolatore Generale, secondo le disposizioni della D.G.R. n. 7/6645 del 29 ottobre 2001 “Approvazione delle direttive dello studio geologico ai sensi dell’art. 3 della L.R. 41/97”; il documento venne adottato in data 18/11/2005 e successivamente approvato con Delibera Consiglio Comunale n. 3 del 11/2/2006 e n. 4 del 11/2/2006, quest’ultima pertinente all’Aggiornamento delle fasce fluviali del P.A.I.. Lo studio venne redatto in accordo con gli strumenti di pianificazione sovraordinata, nella fattispecie i Piani Stralcio di Bacino per l’Assetto Idrogeologico (ex D.G.R. n. 7/7365 dell’11/12/2001, art.17, comma 5, Legge n. 183 dell’8 maggio 1983), che normano e individuano la compatibilità delle previsioni urbanistiche nelle aree di pertinenza fluviale, i Piani Territoriali per il Coordinamento Provinciale, alle cui previsioni e norme i piani territoriali e urbanistici devono adeguarsi.

Successivamente, nel 2012, fu redatto sempre dal Dott. Raffaele Boninsegni e dal Dott. Luca Laveni lo studio che è andato poi a costituire la Componente geologica, idrogeologica e sismica del Piano di Governo del Territorio (PGT), approvato con deliberazione di Consiglio comunale n. 31 del 27/09/2012 e confermato con deliberazione n. 50 del 13/12/2012.

Ai sensi e per gli effetti dell’art. 13 - comma 2 della L.R. 11 marzo 2005, n. 12 e s.m.i., la Giunta comunale ha dato l’avvio del procedimento relativo alla revisione e adeguamento del PGT, con propria deliberazione n. 19 dell’08/03/2022. Su incarico conferito dall’Amministrazione comunale con Determinazione n. 778 del 22/12/2022, è stata aggiornata dallo scrivente la Componente geologica, idrogeologica e sismica del PGT.

Il PGT definisce, attraverso il Documento di Piano, l’assetto geologico, idrogeologico e sismico del territorio (L.R. 12/2005 art. 8, comma 1, lettera c), individua, per mezzo del Piano delle Regole, le aree a pericolosità e vulnerabilità geologica, idrogeologica e sismica eventualmente presenti sul territorio comunale e determina le norme e le prescrizioni a cui le medesime sono assoggettate (L.R. 12/2005 art. 10, comma 1, lettera d).

Nella Carta della fattibilità geologica sono indicate le prescrizioni, dal punto di vista idrogeologico e geologico-tecnico e sismico necessarie al fine di programmare nel miglior modo le attività consentite sul territorio. Lo studio geologico di supporto al PGT inserisce l’area d’indagine nelle seguenti Classi di fattibilità geologica con consistenti limitazioni all’edificabilità:

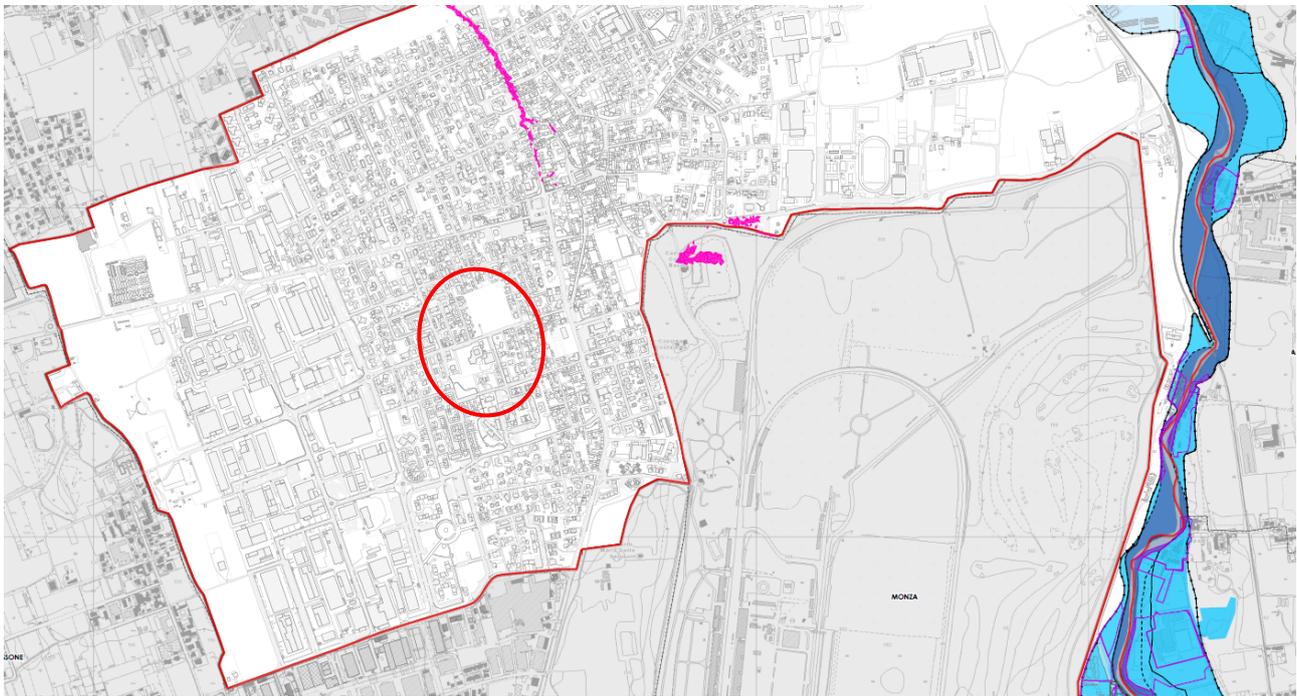
- **classe 3B – aree con problematiche di drenaggio delle acque superficiali;**
- **classe 3D – aree a potenziale presenza/evoluzione di cavità sotterranee.**

Le aree in classe 3B sono contraddistinte da bassa permeabilità (valori minori di 10^{-4} m/s), pertanto da un potenziale di infiltrazione naturale in superficie basso/molto basso. Le aree in classe 3D localmente possono presentare scadenti caratteristiche geotecniche del sottosuolo per la presenza di orizzonti di scarsa o nulla resistenza alla penetrazione associabili agli “occhi pollini”.

La carta di fattibilità geologica viene desunta dalla carta dei vincoli, che individua le limitazioni d’uso del territorio derivanti da normative in vigore di contenuto geologico, e dalla carta di sintesi, che propone una zonazione del territorio in funzione dello stato di pericolosità geologico-geotecnica e della vulnerabilità idraulica e idrogeologica, attribuendo un valore di classe di fattibilità a ciascun poligono.

Sull’area di progetto non gravano limitazioni particolari quali ad esempio vincoli PAI, vincoli geo-ambientali o presenza di aree S.I.C. o Z.P.S. Il rischio frane non è stato preso in considerazione, trattandosi di ambito pianeggiante con assenza di rilievi prossimi.

Il rischio idraulico è nullo: l'ambito di intervento non è interessato dagli scenari di pericolosità individuati nel P.G.R.A. - Piano di Gestione del Rischio Alluvioni (v. Direttiva Alluvioni 2007/60/CE – D.Lgs. 49/2010 “Adozione del Piano di Gestione del Rischio Alluvioni del Distretto Idrografico Padano (PGRA) e del Progetto di Variante al Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico del fiume Po (PAI)”).



Legenda

- Confine comunale
- Aree soggette ad allagamenti da reticolo fognario con pericolosità idraulica H3-H4 e tempo di ritorno decennale, individuate nello Studio comunale di gestione del rischio idraulico

Piano stralcio per l'assetto idrogeologico (PAI)

Delimitazione delle fasce fluviali

- Limite tra la Fascia A e la Fascia B
- Limite tra la Fascia B e la Fascia C
- Limite esterno della Fascia C

Aree a rischio idrogeologico molto elevato

(Allegato 4.1 all'Elaborato 2 del PAI)

- Aree potenzialmente interessate da inondazioni per eventi di piena con tempo di ritorno inferiore o uguale a 50 anni (ZONA B-Pr)

P.G.R.A. Direttiva alluvioni 2007/60/CE

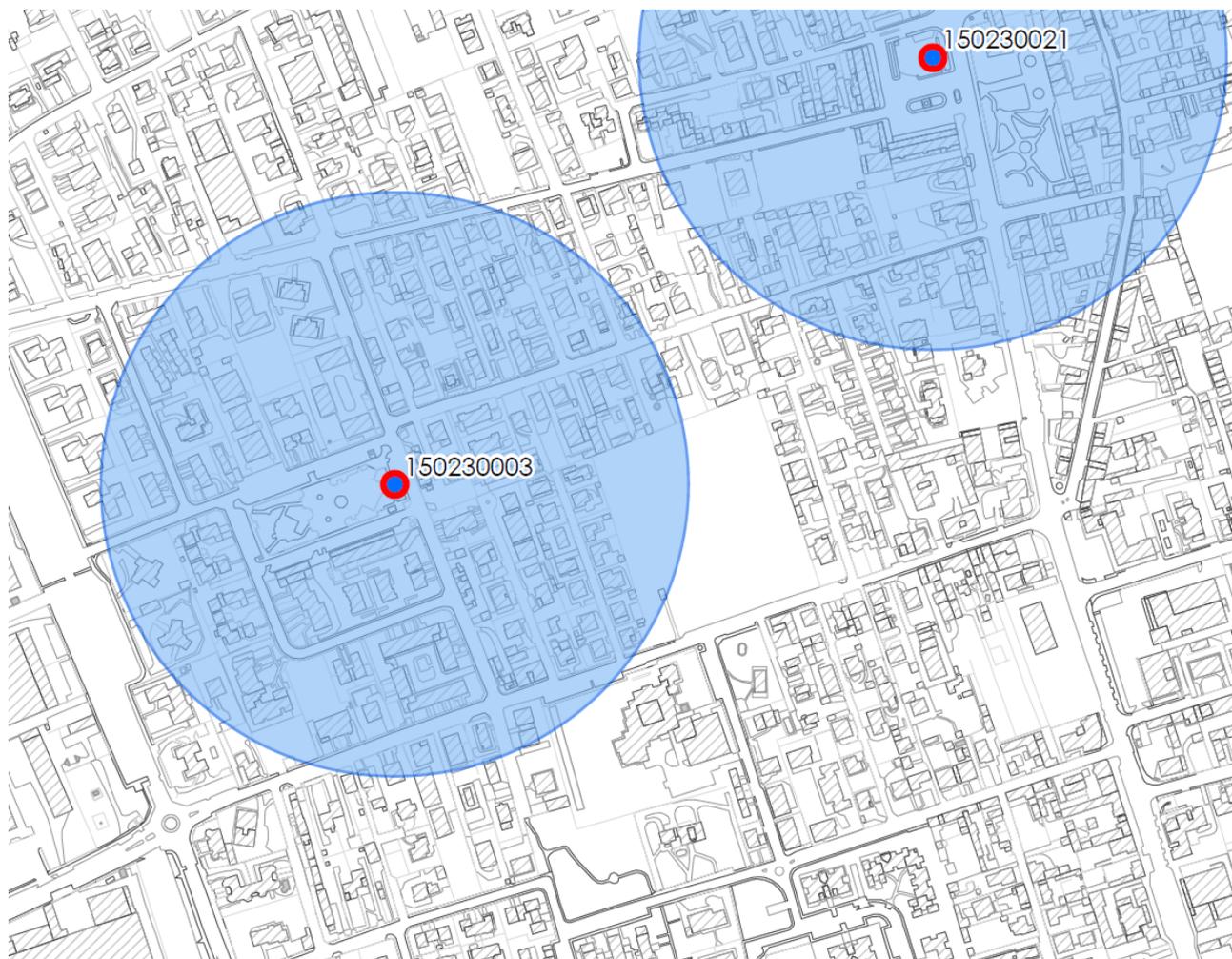
Ambito territoriale RP

- Aree P3 o aree interessate da alluvione frequente (scenario H)
- Aree P2 o aree interessate da alluvione poco frequente (scenario M)
- Aree P1 o aree interessate da alluvione rara (scenario L)
- Aree a rischio molto elevato (R4)

Aggiornamento Componente geologica, idrogeologica e sismica PGT: stralcio Tav. 5 - Carta PAI-PGRA (Geol. Brambati).

Per quanto riguarda la componente sismica il Comune di Biassono, secondo la classificazione dei comuni lombardi di cui alla D.G.R. 11/07/2014, n. 2129 “*Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia (L.R. 1/2000, art.3, c. 108, lett. d)*”, entrata in vigore il 10/04/2016 (v. D.G.R. n. X/4144 del 08/10/2015), ricade in Zona sismica 3, con $0,05 < a_g < 0,15$, ove possono verificarsi forti terremoti ma rari.

L’area d’indagine risulta parzialmente compresa all’interno della **Zona di rispetto 200 m di raggio** del pozzo pubblico comunale con codice SIF 150230003 di via Grandi / Piazza Libert , ad uso idropotabile.



Aree di salvaguardia delle captazioni ad uso idropotabile

 Zona di tutela assoluta delle captazioni di 10m di raggio (ai sensi D.Lgs.258/2000 art.5 comma 4 - D.G.R. n.7/1 2693 del 10/04/2003 - D.Lgs. 152/06 art. 94 e succ. mod. e int.)

 Zona di rispetto delle captazioni di 200m di raggio - criterio geometrico (ai sensi D.P.R. n°236 del 1988/D.Lgs. 258/2000, art.5, commi 4,5,6,7/D.Lgs. 152/06 e succ. mod. e int.)

Aggiornamento Componente geologica, idrogeologica e sismica: stralcio Tavola 7 - Carta dei vincoli (Geol. A. Brambati).

Nella Zona di Rispetto, in base all’art. 94 del D.Lgs. 152/2006, sono vietati l’insediamento dei seguenti centri di pericolo e lo svolgimento delle seguenti attivit :

- *dispersione di fanghi e acque reflue, anche se depurati;*
- *accumulo di concimi chimici, fertilizzanti o pesticidi;*

- *spandimento di concimi chimici, fertilizzanti o pesticidi, salvo che l'impiego di tali sostanze sia effettuato sulla base delle indicazioni di uno specifico piano di utilizzazione che tenga conto della natura dei suoli, delle colture compatibili, delle tecniche agronomiche impiegate e della vulnerabilità delle risorse idriche;*
- *dispersione nel sottosuolo di acque meteoriche proveniente da piazzali e strade;*
- *aree cimiteriali;*
- *apertura di cave che possono essere in connessione con la falda;*
- *apertura di pozzi ad eccezione di quelli che estraggono acque destinate al consumo umano e di quelli finalizzati alla variazione dell'estrazione ed alla protezione delle caratteristiche quali-quantitative della risorsa idrica;*
- *gestione di rifiuti;*
- *stoccaggio di prodotti ovvero sostanze chimiche pericolose e sostanze radioattive;*
- *centri di raccolta, demolizione e rottamazione di autoveicoli;*
- *pozzi perdenti;*
- *pascolo e stabulazione di bestiame che ecceda i 170 chilogrammi per ettaro di azoto presente negli effluenti, al netto delle perdite di stoccaggio e distribuzione. È comunque vietata la stabulazione di bestiame nella zona di rispetto ristretta.*

Nella D.G.R. 10/04/2003 n. 7/12693 sono descritti i criteri e gli indirizzi in merito alla realizzazione di strutture e all'esecuzione di attività ex novo nelle zone di rispetto delle opere di captazione esistenti; in particolare, all'interno dell'Allegato 1 – punto 3 alla detta delibera, sono elencate le direttive per la disciplina delle seguenti attività all'interno delle zone di rispetto:

- realizzazione di fognature;
- realizzazione di opere e infrastrutture di edilizia residenziale e relative opere di urbanizzazione;
- realizzazione di infrastrutture viarie, ferroviarie e in genere infrastrutture di servizio;
- pratiche agronomiche e contenuti dei piani di utilizzazione.

Per quanto riguarda la realizzazione di fognature la delibera cita le seguenti disposizioni:

- i nuovi tratti di fognatura da situare nelle zone di rispetto devono:
 - ✓ costituire un sistema a tenuta bidirezionale, cioè dall'interno verso l'esterno e viceversa, e recapitare esternamente all'area medesima;
 - ✓ essere realizzati evitando, ove possibile, la presenza di manufatti che possano costituire elemento di discontinuità, quali i sifoni e opere di sollevamento;
- nella Zona di Rispetto di una captazione da acquifero non protetto:
 - ✓ non è consentita la realizzazione di fosse settiche, pozzi perdenti, bacini di accumulo di liquami e impianti di depurazione;
 - ✓ è in generale opportuno evitare la dispersione di acque meteoriche, anche provenienti da tetti, nel sottosuolo e la realizzazione di vasche di laminazione e di prima pioggia;
- per tutte le fognature nuove (principali, secondarie, allacciamenti) insediate nella Zona di Rispetto sono richieste le verifiche di collaudo.

Per quanto riguarda la realizzazione di opere e infrastrutture di edilizia residenziale e relativa urbanizzazione, nelle zone di rispetto la delibera dispone:

- per la progettazione e la costruzione degli edifici e delle infrastrutture di pertinenza non possono essere eseguiti sondaggi e indagini di sottosuolo che comportino la creazione di vie preferenziali di possibile inquinamento della falda;
- le nuove edificazioni possono prevedere volumi interrati che non dovranno interferire con la falda captata [...].

In tali zone, inoltre, non è consentito:

- la realizzazione, a servizio delle nuove abitazioni, di depositi di materiali pericolosi non gassosi, anche in serbatoi di piccolo volume a tenuta, sia sul suolo sia nel sottosuolo;
- l'insediamento di condotte per il trasporto di sostanze pericolose non gassose;
- l'utilizzo di diserbanti e fertilizzanti all'interno di parchi e giardini [...].

2. QUADRO GEOLOGICO E IDROGEOLOGICO

2.1. Modello Geologico di riferimento

L'area in esame è ubicata nella media pianura padana, che cominciò a delinearsi come bacino sedimentario a partire dal tardo Cretaceo, a seguito della collisione della placca Adria e di quella Europea; la collisione ha portato alla formazione di due catene montuose, le Alpi (sud-vergenti) e gli Appennini (nord-vergenti), il cui avampese è costituito, per entrambe le catene, dal bacino padano. A favorire l'accumulo di sedimenti nel bacino padano, tanto da formare una successione potente molte migliaia di metri, è il carico litostatico delle due catene che ha portato alla flessione della crosta continentale, generando la depressione in grado di ospitare la successione sedimentaria (Doglioni, 1993). Il movimento delle placche è ancora attivo, con una direzione NNW-SSE e un tasso di convergenza minore di 1 cm l'anno (Ward, 1994; Anzidei et al., 2001), deformazione che viene accomodata dai fronti sepolti delle due catene.

Con il Messiniano la geometria deposizionale viene controllata per lo più dai sollevamenti e dagli avanzamenti delle falde appenniniche, mentre quelli alpini giocano un ruolo minore; al margine settentrionale, infatti, i movimenti tettonici sono registrati da superfici di erosione molto estese, dalla riattivazione di strutture mioceniche sepolte e della deposizione di livelli detritici fini legati ai movimenti eustatici (Regione Lombardia & ENI Divisione Agip, 2002).

Nel Pliocene il bacino padano viene colmato da sedimenti marini e, a partire dal tardo Pliocene-inizio Pleistocene, avviene il passaggio alla sedimentazione continentale in concomitanza con l'inizio della lunga sequenza di periodi glaciali e interglaciali che hanno governato il territorio sia da un punto di vista "sedimentologico", influenzando le modalità di deposizione e il materiale trasportato, sia da quello "morfologico".

Le caratteristiche geologiche dell'area trovano riscontro negli studi a suo tempo condotti per la realizzazione del **Foglio n. 45 - Milano** della Carta Geologica d'Italia in scala 1:100.000 (rilevamento dei primi anni '60). La litologia della zona è profondamente influenzata dagli eventi quaternari che hanno determinato la formazione della pianura alluvionale con la deposizione di potenti coltri detritiche di granulometria eterogenea. La provincia di Milano si sviluppa su terreni sabbioso-ghiaiosi che costituiscono il Livello Fondamentale della Pianura Padana. Più generalmente, le formazioni che interessano la Pianura Padana sono raggruppabili nel Quaternario Continentale, che si divide in:

- Depositi Morenici
- Diluvium Antico
- Diluvium Medio
- Diluvium Recente

Nell'area di via Locatelli affiorano depositi pleistocenici sedimentari di origine glaciale e fluviale, costituiti da ghiaie sabbiose e sabbie con strato superficiale di alterazione limitato a 40-60 cm, generalmente brunastro, costituenti il **Livello Fondamentale della Pianura**, mentre lungo l'incisione del Fiume Lambro si hanno affioramenti di conglomerato poligenico a matrice carbonatica (Ceppo).

Lo schema geologico descritto, basato sull'identificazione delle unità geologiche del Quaternario in base a criteri litostratigrafici, morfologici e geoclimatici, ma soprattutto il modello delle quattro glaciazioni di Penck e Bruckner, viene successivamente messo in discussione da Bini (1987), che opera una profonda revisione della classificazione stratigrafica e temporale del Quaternario, introducendo nuove unità basate sull'identificazione dei loro limiti inconformi (UBSU). I corpi sedimentari vengono quindi distinti, in base al profilo di alterazione, alla presenza di loess, alla cementazione e alla morfologia, in "*alloformazioni*". Come prescritto nella Guida al Rilevamento della Carta Geologica d'Italia 1:50.000 del Servizio Geologico

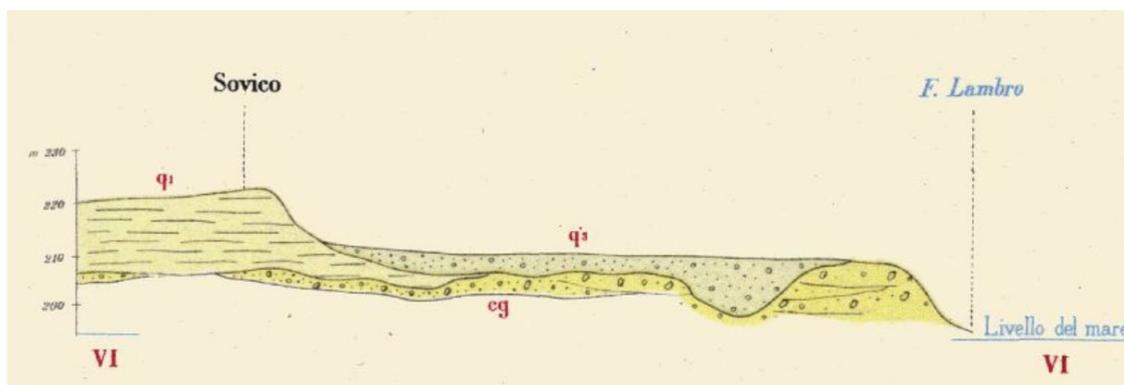
Nazionale (1992, e successive circolari integrative), nella più recente cartografia dei depositi continentali quaternari sono state adottate sia unità litostratigrafiche sia unità a limiti inconformi (UBSU).

Nel caso in esame il **Foglio n. 096 - Seregno** del Progetto CARG (Legge 226/1999), pubblicato nel 2017 con convenzione tra Servizio Geologico Nazionale e Regione Lombardia, rappresenta la sintesi più completa e aggiornata delle conoscenze geologiche, e come tale è stata utilizzato come riferimento essenziale per la redazione del presente lavoro.

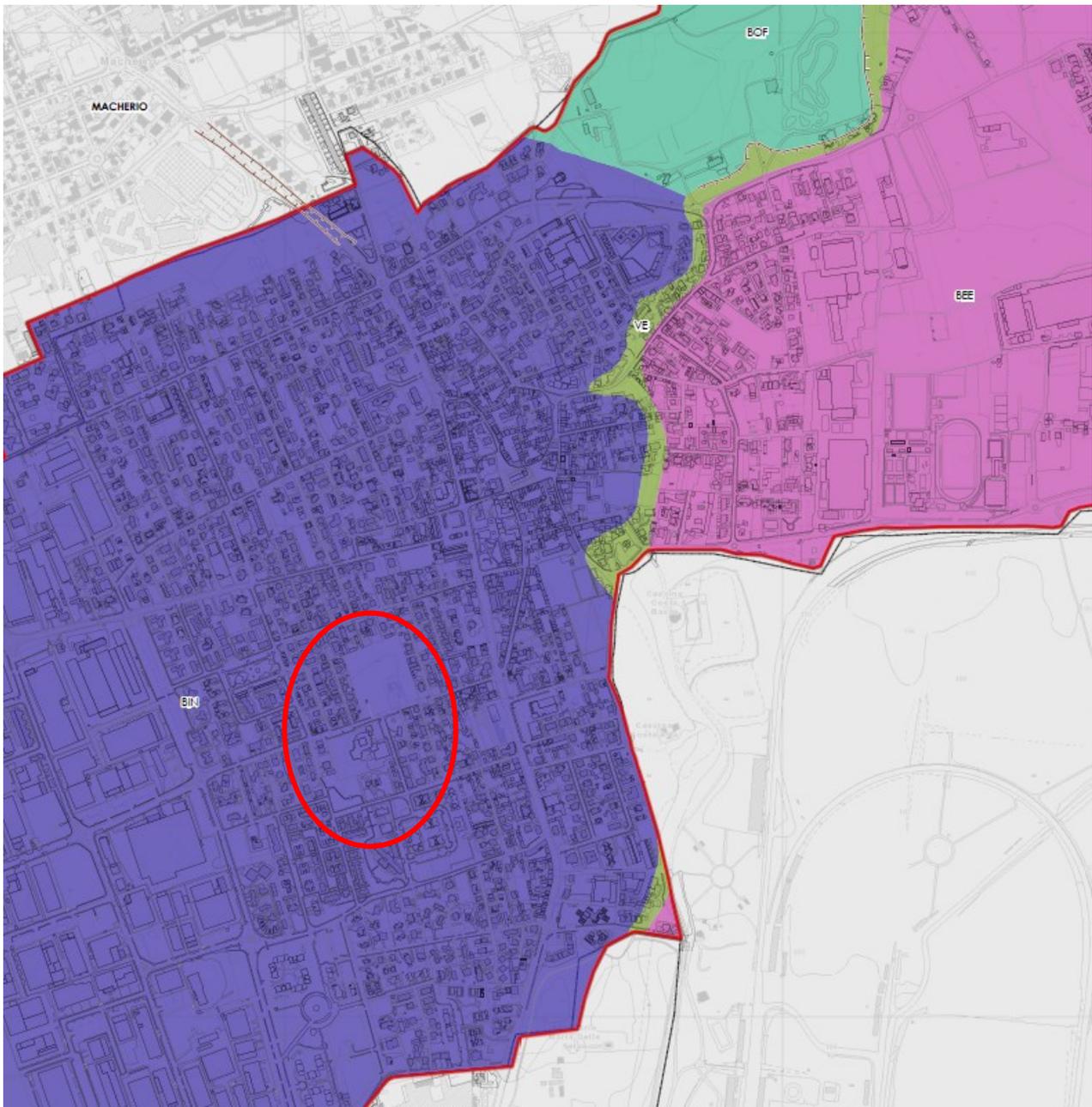
In particolare, nell'area di via Locatelli viene riconosciuta l'**Alloformazione di Binago (Bi)** (Pleistocene medio). Essa comprende sia diamicton di origine glaciale che ghiaie massive o debolmente orientate a supporto di matrice di origine fluvioglaciale. I colori della matrice sono compresi tra 7.5 e 10 YR. Il profilo di alterazione si presenta poco evoluto su spessori da 1 a 4 m e circa il 50% dei clasti sono alterati.



Inquadramento geologico dell'area: stralcio della Carta Geologica d'Italia – Foglio 45.



Estratto Carta Geologica d'Italia - Foglio Milano. La sezione geologica mostra la presenza di Ceppo troncato da superfici di erosione; i depositi individuati come q3, corrispondenti al Diluvium tardivo, ricoprono i depositi più antichi e costituiscono i terrazzi presenti tra le superfici più rilevate e la valle del Lambro.



- Supersintema di Venegono (VE) – Pleistocene medio-superiore

Limi debolmente argillosi con clasti debolmente alterati sparsi: loess colluviali. Limi debolmente sabbiosi, ghiaie fini e sabbie grossolane, ghiaie poligeniche poco alterate, limi argillosi con clasti sparsi: depositi fluviali.
Ghiaie massive a supporto di matrice costituita da limi sabbiosi, ghiaie massive a supporto di clasti: depositi di versante.
- Sintema di Binago (BIN) – Pleistocene medio

Diamicton massivi a supporto di matrice e clastico: depositi glaciali. Ghiaie massive o debolmente orientate a supporto di matrice: depositi fluvioglaciali.
- Sintema di Cascina Fontana (BOF) – Pleistocene medio

Diamicton massivi a supporto di matrice: depositi glaciali. Ghiaie massive o grossolanamente stratificate a supporto di matrice e occasionalmente clastico, con intercalazioni sabbiose: depositi fluvioglaciali.
- Unità di Cadorago (BEE) – Pleistocene medio-superiore

Diamicton massivi a supporto di matrice: fill di ablazione.
Diamicton massivi a supporto di matrice, sovraconsolidati: till allungamento.
Ghiaie medio-fini a supporto di matrice, diamicton massivi a supporto di matrice: depositi di contatto glaciale.
Ghiaie medio-grossolane massive, debolmente stratificate a supporto sia di matrice sia clastico, sabbie medio-fini massive con clasti: depositi fluvioglaciali.
Limi argillosi laminati: depositi glaciolacustri.

Aggiornamento Componente geologica, idrogeologica e sismica del PGT: stralcio Tavola 2 - Geologia e geomorfologia (Dott. Geologo Andrea Brambati, 2024). In rosso, l'area d'intervento.

2.2. Il fenomeno degli “occhi pollini”

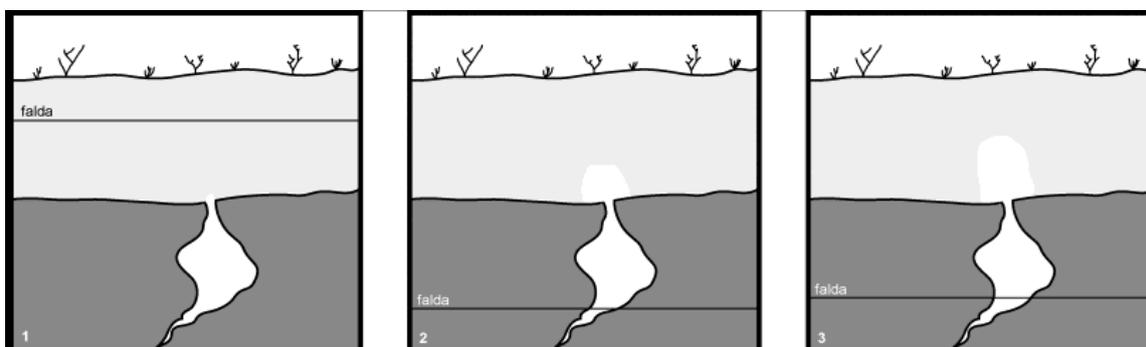
Come detto, l'area in esame ricade in Classe di fattibilità geologica 3D per potenziale presenza/evoluzione di cavità sotterranee. Si tratta di aree che localmente possono presentare scadenti caratteristiche geotecniche del sottosuolo per la presenza di orizzonti di scarsa o nulla resistenza alla penetrazione associabili agli “occhi pollini”.

Particolarmente diffuso nel territorio provinciale, il fenomeno degli “occhi pollini” interessa anche il territorio comunale di Biassono, come indicato nelle cartografie del Piano Territoriale di Coordinamento Provinciale di Monza e della Brianza (v. Tav. 8 – “Assetto idrogeologico”, dove vengono individuati gli areali suscettibili a tale fenomeno). Nel caso del Sintema di Binago, ove ricade anche l'area oggetto del presente studio, si tratta di cavità in depositi non cementati, sia vuote sia parzialmente o totalmente riempite di sedimenti in genere fini, che si sviluppano tipicamente in sedimenti alterati (tipologia più rappresentativa degli occhi pollini).

Con D.G.R. 15 dicembre 2022 n. XI/7564, pubblicata su BURL Serie Ordinaria n. 51 del 24 dicembre 2022, è stata approvata un'integrazione ai criteri e indirizzi per la definizione della Componente geologica, idrogeologica e sismica del Piano di Governo del Territorio approvati con D.G.R. 2616/2011, che fornisce indicazioni e linee guida relative all'analisi delle forme di dissesto denominate sinkhole, sprofondamenti generati da cavità sotterranee di origine naturale o antropica oppure da condizioni geologico-stratigrafiche favorevoli al loro sviluppo o evoluzione.

“Occhio pollino” è un termine informale che indica una serie di fenomeni, non sempre visibili in superficie, che interessano un problema geotecnico peculiare e possono provocare cedimenti nel terreno. Tra gli operatori del settore è inoltre invalso l'uso di identificare con il termine "occhi pollini" qualunque situazione in cui vi siano, nel sottosuolo, sedimenti molto soffici e con scadenti caratteristiche geotecniche. Tipicamente, rientrano in questa categoria terreni con risposta $N_{(30)} < 3$ alle prove penetrometriche dinamiche, mentre negli occhi pollini veri e propri, che portano allo sviluppo di cavità vuote, si può assistere all'affondamento libero delle aste.

Il contesto geologico è caratterizzato dalla presenza di conglomerati a forte componente carbonatica alterato nella porzione più superficiale (“ceppo s.l.”), o da una successione di sedimenti fluvioglaciali anche molto alterati, nonché dalla presenza di un reticolo idrografico sepolto che testimonia numerose fasi di riempimento ed escavazione di valli. Essi si presentano sotto forma di cavità di dimensioni e a profondità variabile (entro i 20 m dal piano campagna, sempre sopra la falda) nei sedimenti non cementati, dovute principalmente a dissoluzione carsica della componente carbonatica del cemento e dei ciottoli, alterazione in situ del conglomerato e successiva asportazione per *piping* del materiale fine non calcareo. La frazione argillosa derivante dall'alterazione, invece, fornisce la coesione necessaria al mantenimento della cavità.



Meccanismo di innesco e sviluppo nel caso di cavità in terreni legate alla presenza di conglomerato. Nella situazione iniziale (1) si ha un conglomerato sottostante (grigio scuro) con cavità carsiche o fratture allargate che funge da livello permeabile, coperto da sedimenti alterati poco permeabili (grigio chiaro). Quando la falda si abbassa (2) si generano fenomeni di piping al contatto tra i due sedimenti con formazione di piccole cavità. Una volta formatasi, la cavità si evolve (3) per piping in occasione di ogni successiva venuta d'acqua e per crolli successivi.

L'ampio spettro di contesti in cui gli occhi pollini possono generarsi fa sì che sia difficile determinare, a priori, dove essi siano presenti; si possono individuare solo zone in cui è possibile che siano presenti occhi pollini ma non indicare il sito esatto. Nelle aree in cui risulta esserci un'alta probabilità al fenomeno degli occhi pollini deve essere prestata la massima attenzione nello smaltimento delle acque nel terreno. In queste zone deve essere evitato l'uso dei pozzi perdenti in quanto l'immissione di acqua a seguito di precipitazioni può innescare il fenomeno e/o contribuire in modo sostanziale alla sua accentuazione, aumentando quindi la probabilità di avere danni alle opere sovrastanti. E' da evitare di usare gli occhi pollini come pozzi perdenti naturali in cui convogliare le acque di scarico, infatti gli occhi pollini si ingrandiscono a ogni nuova venuta d'acqua e quindi questa tecnica porterebbe ad una evoluzione molto rapida delle cavità con seri pericoli per le opere.

Di seguito vengono riportati alcuni stralci sintetici di Autori diversi che hanno affrontato la tematica in oggetto, studiandone la complessità evolutiva.

A. Strini - 2004 - Erosione sotterranea e sprofondamenti nell'alta pianura lombarda gli "Occhi Pollini"

L'Alta Pianura Lombarda è caratterizzata dalla presenza di sprofondamenti che si generano improvvisamente sia in aree rurali che in aree urbane. Questi sprofondamenti, chiamati localmente "occhi pollini", rappresentano in realtà solo l'ultima fase di una più estesa erosione sotterranea che può creare seri danni a infrastrutture di diverso tipo.

Queste cavità si formano prevalentemente in ghiaie alterate, sebbene siano presenti anche in materiali fini e ghiaie poco alterate. La maggior parte è stata riscontrata in ghiaie alterate sovrastanti al conglomerato.

La modifica del regime idrico sotterraneo, per esempio dovuto all'abbassamento della falda, può creare fenomeni di questo tipo; infatti quando la falda si abbassa, passando dalla copertura al sottostante conglomerato carsificato, nella copertura manca la spinta di galleggiamento (con l'effetto di un sovraccarico nei sedimenti) e si ha contemporaneamente una filtrazione di acqua dai sedimenti verso il basso con la possibilità di erodere le particelle più fini.

Una volta formatasi una cavità, seppur piccola, il fenomeno si autoalimenta con nuove venute d'acqua e la cavità si ingrandisce.

Anche l'immissione di acqua nel sottosuolo può portare a variazioni del regime idrico sotterraneo scatenando fenomeni di piping. Il risultato è una cavità che pian piano si ingrandisce a ogni nuova variazione di livello della falda o a ogni nuova venuta d'acqua in quanto l'acqua di filtrazione asporta materiale fine.

L'aspetto più eclatante degli occhi pollini è la formazione di piccole doline che si aprono occasionalmente nei campi spesso in concomitanza di forti precipitazioni. Le doline sono in genere di diametro metrico e profondità limitata a qualche decina di centimetri. In alcune zone le doline si aprono ripetutamente nelle stesse aree.

Crolli e cedimenti del terreno a seguito di eventi piovosi si sono avuti anche in cantieri e sprofondamento di macchine operatrici si sono segnalati in varie località. Gli occhi pollini però raramente provocano manifestazioni superficiali. In genere essi sono individuati da prove geognostiche (quali sondaggi e prove penetrometriche) o tramite scavi che di fatto secano le cavità. In questo caso in genere il problema viene risolto distruggendo la cavità, immettendo cemento all'interno della cavità nel tentativo di consolidare il terreno oppure realizzando le fondazioni su pali.

Gli occhi pollini possono generarsi anche successivamente alla costruzione dell'opera. In questo caso essi provocano cedimenti nelle fondazioni che possono portare alla totale inagibilità di edifici o altre infrastrutture causando ingenti danni dal punto di vista economico.

In entrambe i casi la loro evoluzione può imputarsi a un processo di erosione sotterranea generato (o influenzato) dal cambiamento del regime idraulico del sottosuolo. Il cambiamento può essere causato o da immissione di acqua nel sottosuolo (ad esempio tramite pozzi perdenti), o dall'emungimento di acqua tramite pozzi, o alla semplice variazione del reticolo di filtrazione causato dalla costruzione dell'opera.

Per questo motivo devono essere considerate zone particolarmente a rischio quelle in prossimità dei pozzi per acqua e inoltre deve essere evitata ogni immissione concentrata di acqua nel sottosuolo. La tecnica dei pozzi perdenti, che consente di smaltire ingenti quantitativi di acqua, ad esempio l'acqua che si raccoglie su parcheggi a seguito di temporali, deve essere il più possibile evitata.

Nel caso sia indispensabile la installazione di un'opera di questo tipo deve essere tenuto presente che essa può portare alla formazione di cavità e quindi provocare cedimenti fino a distanza non calcolabili a priori.

Assolutamente da evitare è la tecnica, ancora oggi usata, di sfruttare gli occhi pollini come pozzi perdenti naturali, con l'evidente conseguenza di favorire l'erosione subsuperficiale. Per lo stesso motivo, deve essere prevista una manutenzione adeguata e regolare della rete idrica, una cui perdita può favorire la formazione di occhi pollini.

Lorenzo C. ed altri - 2015 - Problemi di stabilità per le infrastrutture nelle aree interessate da cavità (occhi pollini) nei sedimenti pleistocenici della pianura lombarda

L'area oggetto del presente studio si trova al limite meridionale dell'alta pianura padana, ed è caratterizzata dal punto di vista litologico dalla presenza di depositi fluvioglaciali appartenenti all'Allogruppo di Besnate (Pleistocene medio - superiore) e all'Allogruppo di Binago (Pleistocene medio) costituiti in prevalenza da ghiaie e sabbie, localmente a supporto di matrice, con grado di alterazione da moderato a medio.

Il particolare quadro litostratigrafico caratterizzato frequentemente, nei primi 10 - 20 metri dal piano campagna, da lenti argillose e/o limose argillose più o meno estese ed inglobate entro depositi incoerenti permeabili, può dar luogo localmente a particolari sistemi idrogeologici, di limitata estensione, con acquiferi sospesi per cui la falda assume carattere locale e temporaneo.

Gli occhi pollini si presentano generalmente come cavità del sottosuolo che, sulla base delle attuali conoscenze, risulterebbero dalla dissoluzione della componente carbonatica dei depositi alluvionali, e dall'asportazione di particelle fini da parte delle acque circolanti nel sottosuolo (Caldara et alii, 1988; Tognini, 1999). Il fenomeno (piping, suffosione, erosione sotterranea) ampiamente descritto in Strini (2004), che può portare a frane lungo le ripe di corsi d'acqua o delle strade e a cedimenti di edifici, si innesca in presenza di particolari condizioni geologiche legate alla morfologia, granulometria, composizione litologica, storia geologica e climatica ed è particolarmente diffuso nell'Alta Pianura Lombarda, in particolare in Brianza. Gli occhi pollini si rinvencono tipicamente all'interno dei depositi fluvioglaciali con elevato grado di alterazione appartenenti all'Allogruppo di Binago (Riss Auct.) e all'Allogruppo del Bozzente (Mindel Auct.), ma localmente possono presentarsi anche all'interno di unità più recenti (Allogruppo di Besnate). Sono localizzati normalmente al di sopra della falda acquifera, a profondità variabili da pochi decimetri fino a 10-20 m.

Le cavità, che singolarmente possono avere dimensioni di diversi metri cubi, possono essere interpretate come un sistema di vuoti interconnessi lungo i quali l'acqua si sposta fino a un recapito che può consistere nella falda o in una risorgenza o in un corpo idrico superficiale.

Questo schema di circolazione è emerso in seguito all'analisi delle prospezioni geognostiche eseguite in sede progettuale, e non risultava in precedenza noto se non in termini generali. Il reperimento di questo complesso sistema di cavità si distingue infatti soprattutto per la profondità da esse raggiunta (fino a circa 30 m in alcuni casi) e per la sua grande estensione.

La presenza degli occhi Pollini nel sottosuolo viene generalmente rilevata grazie alla scarsa resistenza all'avanzamento delle sonde penetrometriche, dato che solitamente le cavità sono distinguibili per una resistenza nulla o quasi nulla.

Si nota frequentemente che anche al disopra delle cavità i terreni presentano cadute di resistenza, fino quasi alla superficie, producendo importanti fenomeni di detensionamento anche a diversi metri di distanza dai vuoti stessi.

Le cavità sono generalmente rinvenute in aree caratterizzate dalla presenza a piccola profondità (<20 m da p.c.) di conglomerati molto alterati e in cui è presente a breve distanza un recapito per le acque di infiltrazione responsabili del fenomeno.

Le stratigrafie evidenziano che quasi sempre le cavità non sono vuote ma presentano un riempimento limoso-argilloso con bassissimo grado di addensamento, talora con sabbia e sporadica ghiaia.

I risultati delle prove SPT hanno evidenziato, nell'intorno delle cavità individuate dai sondaggi, la presenza di zone con estensione variabile caratterizzate da basso n° colpi/15 cm rispetto alle aree circostanti con litologia simile.

La rimozione di porzioni di terreno determinati dai processi di erosione sotterranea (suffosione) causa infatti un cambiamento nel campo di tensioni geostatiche nel terreno con la formazione di una zona "detensionata" di dimensione variabile.

La presenza di tali zone "detensionate" nelle aree circostanti la cavità può influenzare in modo significativo il comportamento del terreno sia dal punto di vista meccanico che idraulico.

F. Tomasi - Nell'ambito degli Approfondimenti Tematici per il P.T.C.P. Provincia di Monza e Brianza describe

Analisi del fenomeno degli occhi pollini

Con il termine "occhi pollini" (o "nespolini") sono genericamente indicati alcuni fenomeni, di natura leggermente diversa, che interessano i depositi superficiali e che possono interferire con le attività antropiche. Nell'accezione più classica, infatti, con questo termine sono indicate cavità che si generano sia in depositi cementati (ceppo s.l.) sia in depositi non cementati quali ghiaie alterate e/o depositi fini, per i quali la coesione permette il mantenimento di cavità al loro interno.

La presenza di cavità nel sottosuolo può interferire negativamente sulla stabilità degli edifici e/o delle infrastrutture, con le operazioni di cantiere e con lo smaltimento delle acque in quanto i vuoti, talora organizzati in veri e propri reticoli, possono costituire una via di trasmissione diretta degli inquinanti verso la falda, anche in contesti in cui il materiale prevalentemente argilloso della copertura farebbe presupporre l'esistenza di un livello protettivo.

Inoltre l'immissione di acqua in terreni in cui sono presenti cavità può accelerare il fenomeno erosivo, aumentando il volume della cavità che, col tempo, può interferire con le opere già esistenti.

Le caratteristiche generali degli occhi pollini, ovvero le loro dimensioni inizialmente modeste, la profondità a cui generalmente si trovano, da pochi fino a 20 metri, l'assenza di manifestazioni superficiali nella maggior parte dei casi, fanno sì che essi siano di difficile individuazione a priori e che spesso essi siano riconosciuti solo quando, casualmente, sono intercettati da scavi, sondaggi geognostici o prove penetrometriche.

Proprio queste ultime sono tra i mezzi più usati sino ad ora per determinare la loro presenza e spesso nell'area brianza sono indicati con occhi pollini tutti o quasi i livelli in cui le prove penetrometriche trovano nulla o bassissima resistenza all'avanzamento della punta.

Tuttavia, attualmente, la maggior parte delle informazioni e delle indagini di cantiere deriva da prove penetrometriche, che non sempre hanno una interpretazione univoca nell'individuare delle cavità vere e proprie. Per questo motivo, in aree dove storicamente si sa che potrebbero essere presenti "occhi pollini", è invalso l'uso di indicare con questo termine tutte le situazioni in cui si osservano livelli con resistenza estremamente ridotta o nulla durante l'esecuzione delle prove penetrometriche. Questo potrebbe indurre, specie per il personale che ha meno dimestichezza con il fenomeno, a errate attribuzioni; in particolari situazioni infatti, anche ghiaie poco addensate possono dare origine a prove penetrometriche con andamento del tutto simile a quello che si riscontra in presenza di occhi pollini.

La maggior parte dei fenomeni, ad eccezione di quelli nei conglomerati, sono presenti in sedimenti sciolti principalmente con un certo grado di alterazione (depositi più antichi dell'Alloformazione di Binago) in cui l'argilla secondaria garantisce la coesione necessaria al mantenimento della cavità.

Per tutti i fenomeni, anche se con leggere differenze, il motore che porta alla formazione e sviluppo di queste cavità è la circolazione idrica nel suolo, governata da differenze di permeabilità dei depositi.

Inoltre è da sottolineare che il fenomeno degli "occhi pollini" si sviluppa in un articolato contesto geologico che tiene conto sia delle litologie e caratteristiche dei depositi superficiali sia dell'assetto geologico di sottosuolo. Per questi motivi la distribuzione del fenomeno non è uniforme e non è possibile prevedere a priori, con sicurezza, le aree in cui sono sicuramente presenti gli "occhi pollini".

Una situazione tipica in cui possono formarsi "occhi pollini", ma in misura minore rispetto a quanto sopra illustrato, è data dalla presenza di depositi alterati in livelli sovrapposti a depositi meno alterati, che quindi hanno permeabilità maggiore.

L'importante è che vi sia una via di fuga per il materiale che viene asportato, che non deve necessariamente essere costituita da fratture e/o grotte, ma può essere anche data dai vuoti normalmente presenti all'interno di un sedimento sciolto.

Gli "occhi pollini" quindi evolvono in due direzioni.

Da una parte l'acqua che filtra asporta il materiale fine e ingrandisce il vuoto esistente; dall'altro, oltre una certa dimensione, la cavità evolve per crollo, in quanto la coesione data dall'alterazione non è sufficiente a sostenere la volta oltre un certo limite. Questo ultimo processo crea un fenomeno di "risalita" dell'"occhio pollino" verso la superficie, che può concludersi con una fase parossistica e la formazione di una "voragine". Il crollo del diaframma superficiale può avvenire anche per sollecitazioni che possono essere date dal sovraccarico in caso di forti precipitazioni, effetto "leva" delle radici delle piante mosse dal vento o per

sollecitazioni antropiche come sovraccarico per costruzioni e passaggio di mezzi e/o vibrazioni. Il motore principale di innesco ed evoluzione è quindi una variazione del regime idraulico nel sottosuolo che può essere data sia da cause naturali sia da cause antropiche.

Queste variazioni possono essere date da oscillazione del livello di falda che occorrono per cause naturali sia a piccola scala temporale (es. variazioni stagionali) sia a grande scala, ad esempio modifica del livello di falda dovuto all'escavazione e/o riempimento di valli; questo processo è avvenuto più volte nel territorio brianteo, in concomitanza con le fasi di avanzata e ritiro dei ghiacciai.

Anche l'immissione di acqua in sottosuolo, ad esempio tramite pozzi perdenti, può innescare il fenomeno.

Esistono comunque numerose cause predisponenti che possono favorire la formazione di cavità nel sottosuolo; in generale si può dire che tutti i fattori che consentono l'ingresso di acqua in profondità, specie in grosse quantità e in modo non uniforme, possono favorire l'insorgenza del fenomeno.

Le cavità hanno forma e dimensioni varie anche perché, come accennato precedentemente, le cavità stesse evolvono nel tempo e tendono a ingrandirsi arrivando a misurare molti metri cubi in volume e alcuni metri di diametro. Occasionalmente sono state osservate vere e proprie condotte di diametro di alcuni centimetri, che si aprivano sul fondo delle cavità, costituendo quindi una via di fuga per le acque circolanti, oppure in prossimità della volta delle cavità, agendo pertanto da via di infiltrazione.

La profondità di rinvenimento è molto variabile; gli "occhi pollini" possono essere presenti da appena al di sotto della superficie topografica fino a circa una ventina di metri, in genere sempre sopra la falda. Poiché, le cavità migrano verso l'alto, esse possono raggiungere la superficie topografica creando delle depressioni (doline).

Va notato, inoltre, che in genere non vi sono elementi superficiali che indichino la presenza di una sottostante cavità, anche se questa è presente a profondità ridotta.

Livelli a bassa resistenza

Questa tipologia di fenomeni è sicuramente la meno chiara da un punto di vista scientifico; infatti molte delle prove penetrometriche eseguite sul territorio provinciale indicano spessori metrici di materiali con bassa o nulla resistenza alla penetrazione (0-1 colpo/30 cm di avanzamento).

Date le dimensioni rilevanti e l'esiguo spessore superficiale a resistenza più elevata, talora addirittura assente, i risultati delle prove non sembrano giustificare la presenza di cavità vere e proprie.

Questi risultati sono spiegabili o con la presenza di sedimenti molto sciolti a bassa densità o considerando il materiale a bassa resistenza come il prodotto della "risalita" di un precedente "occhio pollino".

In questo ultimo caso infatti si avrebbe una colonna costituita dal materiale di crollo, e quindi non compattato, della cavità che col tempo è risalita verso la superficie.

Impatto sulle attività antropiche

La presenza di "occhi pollini", in tutte le sue forme, è di indubbio impatto con le attività antropiche. Inoltre spesso è proprio l'intervento umano che fa sì che questo processo abbia una brusca evoluzione.

Trattandosi di cavità o di volumi di materiale con resistenza estremamente bassa, gli "occhi pollini" possono provocare cedimenti che possono occorrere in diversi tempi rispetto alla costruzione delle opere.

Il cedimento può verificarsi in modo parossistico, causando serio pericolo per i mezzi e per le persone, durante le operazioni di scavo o di costruzione dell'opera. Esso, infatti, può verificarsi quando il terreno è improvvisamente caricato da mezzi di scavo e camion. In questa fase le precipitazioni possono giocare un ruolo fondamentale nell'aprirsi di voragini poiché gli scavi effettuati in materiali argillosi fungono da "contenitori" per l'acqua piovana. E' accaduto che in tale situazione si sia avuto un improvviso e rapido svuotamento dello scavo perché l'acqua aveva trovato facile via di fuga attraverso una cavità, talora facendo sprofondare i mezzi di cantiere.

L'assestamento può accadere anche in un momento successivo, quando il terreno sovrastante la cavità viene caricato con l'infrastruttura (capannone, palazzina etc.).

A seconda del tipo di fondazione e della grandezza e diffusione del fenomeno si possono verificare diversi inconvenienti. Gli "occhi pollini" in genere causano cedimenti differenziali; particolarmente esposte a rischi sono le fondazioni su plinti, in quanto le dimensioni ridotte del plinto possono essere dello stesso ordine di grandezza degli "occhi pollini" e quindi si può avere la perdita totale di capacità portante del singolo plinto. I cedimenti possono verificarsi anche a opera conclusa da molti anni.

Un terreno che non era stato soggetto a cedimenti cospicui, improvvisamente può peggiorare le proprie

caratteristiche geotecniche procurando seri danni all'infrastruttura. Questo può essere spiegato con l'ingrandirsi di cavità preesistenti o con lo "svuotarsi" di cavità riempite di limo che in precedenza erano state sottoposte a carico senza mostrare cedimenti.

Un altro aspetto, motivo di rischio indotto dalla presenza di "occhi pollini", è legato alla circolazione di fluidi nel sottosuolo in quanto gli "occhi pollini" sono, ovviamente, delle vie preferenziali per la circolazione di fluidi. Questo fatto implica che un fluido che intercetta una cavità possa migrare orizzontalmente o verticalmente a velocità molto maggiore di quanto possa fare con la normale filtrazione.

Si deve tenere inoltre presente che spesso in occasione di rotture di condotte idraulica si ha già una erosione a causa della pressione dell'acqua che può quindi essere aumentata dalla presenza di "occhi pollini".

Poichè, come si è visto, gli "occhi pollini" possono impattare direttamente sulle attività antropiche, è opportuno compiere adeguate indagini preventive allo scopo di accertare se gli "occhi pollini" sono presenti nell'area in cui si vuole operare e predisporre alcune misure preventive onde evitare che gli "occhi pollini" possano innescarsi a causa delle opere stesse.

Le azioni da compiere sono diverse a seconda della fascia di "probabilità per la presenza di occhi pollini" nella quale si opera; queste azioni devono sottostare a due esigenze opposte: da un lato devono essere compiute tutte le indagini affinché possa essere determinata la presenza di "occhi pollini" o, nell'eventualità di una loro formazione o presenza non rilevata, debbano essere limitati i possibili danni o interferenze con l'attività umana; dall'altro devono essere suggerite delle misure valide e concretamente realizzabili, onde evitare aggravii di tempi e costi non proponibili durante la realizzazione delle infrastrutture.

E' indubbio che nella realizzazione delle opere si dovrà tenere presente la possibilità della presenza degli "occhi pollini".

Si è illustrato come la circolazione di acqua nel sottosuolo sia uno dei fattori fondamentali nella formazione degli "occhi pollini" e come, una volta innescato il fenomeno, le cavità tendano ad ingrandirsi sempre più a causa dell'acqua circolante.

Nelle aree più soggette ad "occhi pollini" (zona con probabilità alta e molto alta) come prassi generale di ordine precauzionale deve essere prestata la massima attenzione nello smaltimento delle acque nel terreno.

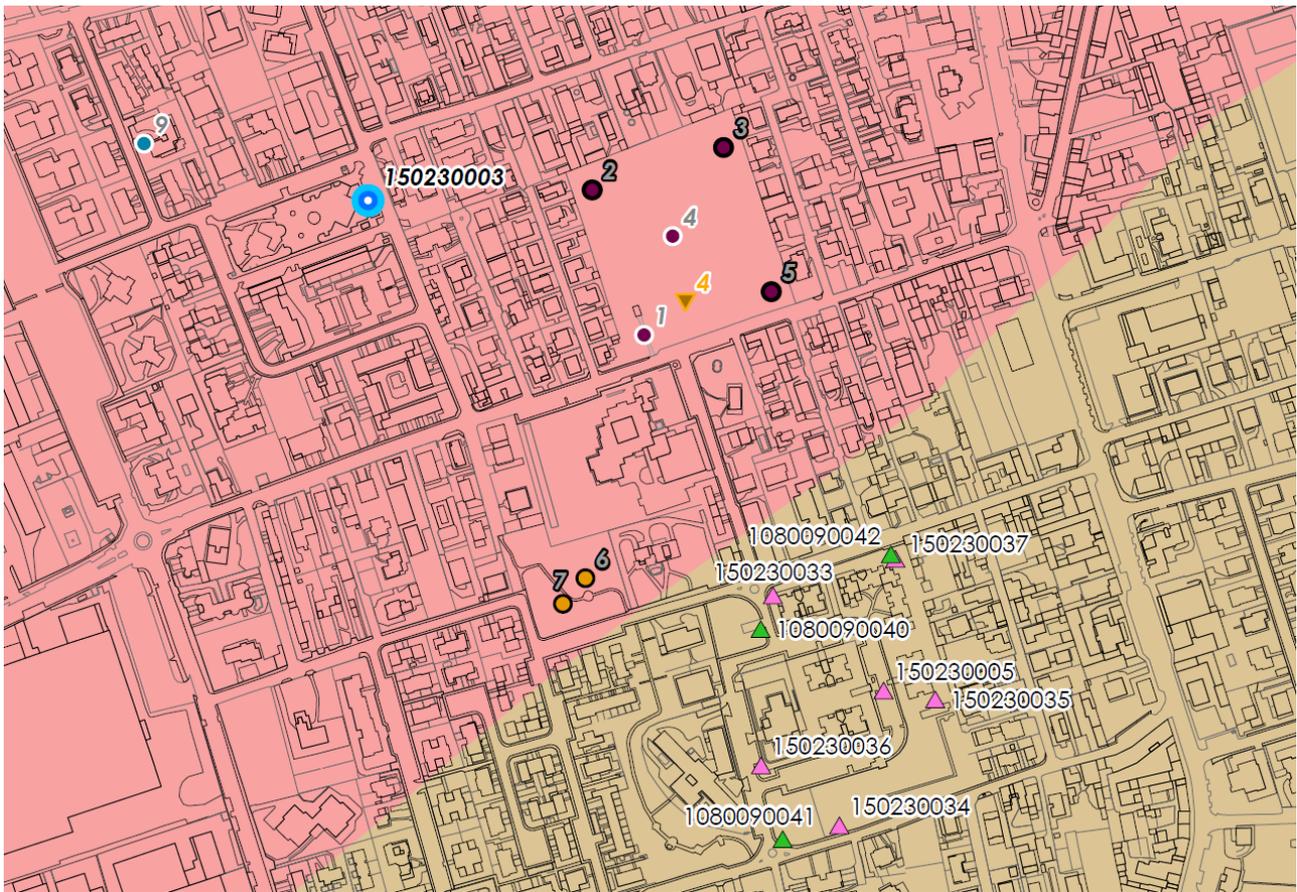
Nelle zone identificate con probabilità alta e molto alta deve essere evitato l'uso dei pozzi perdenti in quanto l'immissione di acqua a seguito di precipitazioni può innescare il fenomeno e/o contribuire in modo sostanziale alla sua accentuazione, aumentando quindi la probabilità di avere danni alle opere.

E' totalmente da evitare, inoltre, la pratica, per fortuna poco usata, di usare gli "occhi pollini" come pozzi perdenti naturali in cui convogliare le acque di scarico. Infatti gli "occhi pollini" si ingrandiscono a ogni nuova venuta d'acqua e quindi questa tecnica porterebbe ad una evoluzione molto rapida delle cavità con seri pericoli per le opere.

Si ricorda, inoltre, che oltre al rischio per le eventuali infrastrutture ed opere poste nelle vicinanze degli "occhi pollini", queste cavità possono essere una via di trasmissione di inquinanti verso la falda. La presenza di cavità infatti accelera in modo consistente la velocità di transito dell'acqua nel suolo limitando l'efficacia dell'autodepurazione del suolo stesso. A questo proposito, quindi, deve considerarsi che la presenza anche rilevante di materiali argillosi, che fa presupporre la presenza di un buono strato impermeabile, in presenza di "occhi pollini" in realtà non garantisce la protezione dei livelli più profondi del terreno.

Per il Comune di Biassono nella Tavola 3 - Carta della suscettività al fenomeno degli occhi pollini del PGT, è riportato il grado di suscettività al fenomeno, come individuato nella Tavola 8 – Assetto idrogeologico del PTCP della Provincia di Monza e della Brianza. In carta è riportata altresì l'ubicazione dei dati geotecnici, geognostici e geofisici a disposizione (realizzati per interventi edilizi e ricerche idriche) o di scavi aperti. I tecnici comunali non hanno testimoniato evidenze di movimenti del suolo e di lesioni sugli edifici esistenti. A Biassono l'unica evidenza superficiale di sprofondamento, censita nel Database nazionale dei fenomeni di sprofondamento di ISPRA, è quella manifestatasi in data 10 ottobre 2019 in via Trento e Trieste.

Il comparto di via Locatelli oggetto del presente studio, come riportato nello stralcio alla pagina seguente, si trova in area con **Grado di suscettività al fenomeno degli occhi pollini molto alto.**



Grado di suscettività al fenomeno degli occhi pollini (Tav. 8 PTCP Monza e Brianza)

- Molto alta
- Alta
- Moderata
- Bassa
- Molto bassa-nulla
- Evidenza superficiale di sprofondamento

Prove penetrometriche dinamiche (S.C.P.T.)

Indagini senza evidenza certa di strutture polliniche nel sottosuolo

- via G. Marconi 25, 23/09/2013
- via Regina Margherita 95, 12/12/2017
- via della Misericordia snc, 28/09/2021
- via delle Vigne 28, 03/07/2012

Indagini con evidenza certa di strutture polliniche nel sottosuolo

- via G. Marconi 25, 23/09/2013
- via della Misericordia snc, 28/09/2021
- Tavola 8 del documento semplificato del rischio idraulico comunale

Prove geofisiche con metodologia MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves)

- ▲ 1: via Giacomo Leopardi, loc. San Giorgio, Vs,eq = 506 m/s, categoria sottosuolo B
- 2: ATR07/C/S-R (ex AT5), via Ampelio Pessina, Vs,eq = 347 m/s, categoria sottosuolo C
- 3: AT02/D (ex AT2.b), via dei Tigli, Vs,eq = 381 m/s, categoria sottosuolo B
- 4: AT03/F (ex AT2.e), via Antonio Locatelli, Vs,eq = 359 m/s, categoria sottosuolo C
- 5: via della Misericordia snc, 28/09/2021, Vs,eq = 356 m/s, categoria sottosuolo C
- 6: via delle Vigne 28, 03/07/2012, Vs,eq = 341,4 m/s, categoria sottosuolo C

Indagini geofisiche passive HVSR con Tromografo

- ▲ 7: via G. Marconi 25, 17/10/2020, Vs,eq = 405 m/s, categoria sottosuolo B

Sondaggi a carotaggio continuo con SPT in foro

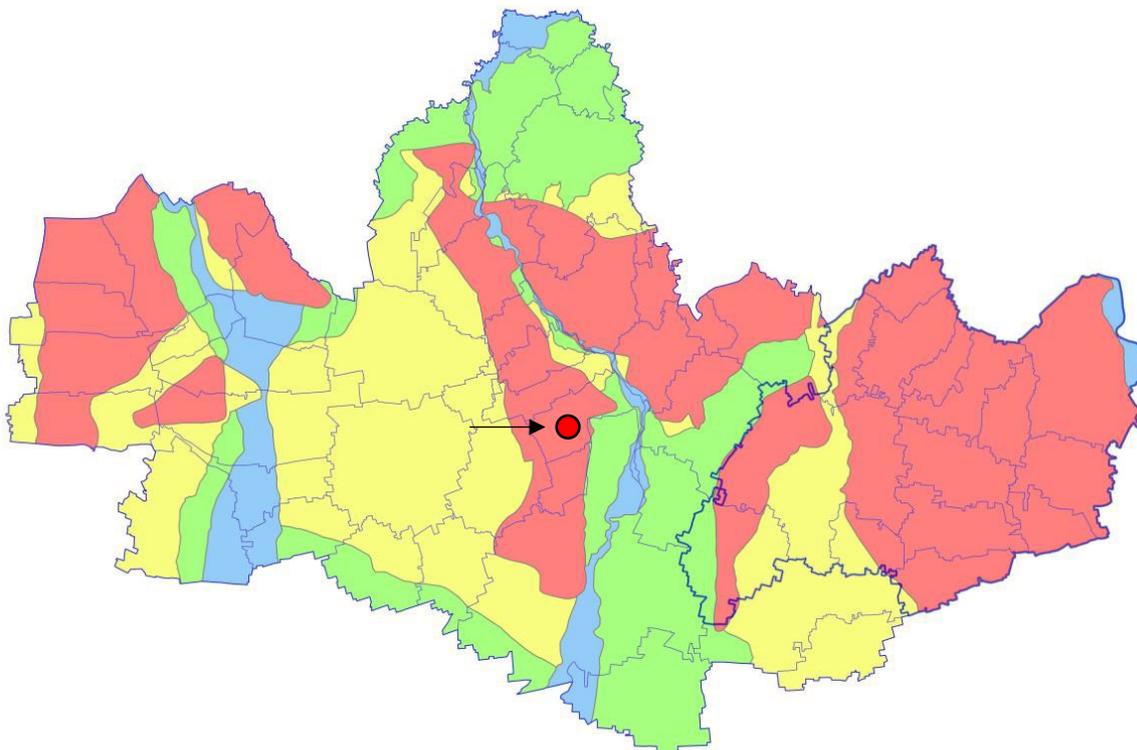
- Banca dati geologica del sottosuolo della Regione Lombardia
- via delle Vigne 28, 03/07/2012-04/07/2012

Pozzi pubblici e relativo codice SIF

- Pozzo ad uso acquedottistico
- Pozzo ad uso geotermico
- + Piezometro

Aggiornamento della Componente geologica, idrogeologica e sismica del PGT: stralcio Tav. 3 - Suscettività al fenomeno degli occhi pollini (Dott. Geologo Andrea Brambati, 2024).

A conclusione delle attività previste dal protocollo di collaborazione per l'aggiornamento del quadro conoscitivo relativo al fenomeno degli occhi pollini – seconda fase, sottoscritto nel febbraio 2020 tra la Provincia di Monza e della Brianza, ATO e la Società Brianzacque, nel giugno 2023 è stato reso disponibile dalla Provincia la Relazione Illustrativa recante l'“*Aggiornamento del quadro conoscitivo relativo alla suscettività del territorio della Provincia di Monza e Brianza al fenomeno degli occhi pollini*”, redatta da geoSFerA Studio Associato di Geologia. Il risultato degli approfondimenti si concretizza nella mappa della pericolosità, relativa alla presenza delle condizioni geologiche predisponenti rispetto al fenomeno. Tale quadro aggiorna quanto contenuto nel PTCP della Provincia di Monza e della Brianza.



Carta della Pericolosità agli occhi pollini della Provincia di Monza e della Brianza. In rosso classe alta H4, in giallo classe media (H3), in verde classe moderata (H2), in azzurro classe bassa (H1). Tratto da: Aggiornamento del quadro conoscitivo relativo alla suscettività del territorio della Provincia di Monza e Brianza al fenomeno degli Occhi Pollini (geoSFerA Studio Associato di Geologia, giugno 2023).

L'area di via Locatelli ricade in **Classe di pericolosità alta - H4**; essa deriva dall'unione delle classi di suscettività alta e molto alta già individuate nel PTCP vigente.

Allo stato attuale delle conoscenze, nelle zone che ricadono in classe H4, cioè quelle a maggiore pericolosità, data l'impossibilità di determinare a priori l'estensione areale e l'entità degli eventuali fenomeni scatenati dall'infiltrazione di acqua è da prestare la massima attenzione nella dispersione delle acque nel sottosuolo, cercando di limitarla il più possibile. Tale indicazione è formulata in un'ottica di massima cautela, sulla base dei dati e delle conoscenze attuali.

2.3. Componente idrogeologica

Per la ricostruzione del modello idrogeologico dell'area di studio si è tenuto conto della suddivisione in unità idrostratigrafiche proposta nel 1995 da Avanzini M., Beretta G.P., Francani V. e Nespoli M. (*Indagine preliminare sull'uso sostenibile delle falde profonde nella Provincia di Milano - C.A.P. - Milano, 1995*), che prevede, dall'alto verso il basso:

- Unità ghiaioso-sabbiosa, costituita da facies fluviali dell'Olocene-Pleistocene Superiore;
- Unità sabbioso-ghiaiosa, costituita da facies fluviali del Pleistocene Medio;
- Unità a conglomerati e arenarie, costituita da facies fluviali del Pleistocene Inferiore;
- Unità sabbioso-argillosa, costituita da facies continentali e transizionali, riconducibili a Pleistocene Inferiore, al Villafranchiano Superiore e Medio Auctorum p.p.;
- Unità argillosa, costituita da facies marine riconducibili al Pleistocene Inf. e al Calabriano Auctorum p.p..

Tale suddivisione è stata aggiornata sulla base delle risultanze dello studio *Geologia degli Acquiferi Padani della Regione Lombardia* (Eni Divisione Agip, a cura di C. Carcano e Andrea Piccin - S.EL.CA. - Firenze, 2002) e del relativo Aggiornamento geologico-stratigrafico (marzo 2005). In tale studio si propone un modello geologico del sottosuolo della pianura a scala regionale, che individua quattro Gruppi Acquiferi sovrapposti (A, B, C e D), delimitati alla base dall'interfaccia acqua dolce/acqua salata, come di seguito riportato:

- Gruppo Acquifero A (Olocene, Pleistocene Superiore – Pleistocene Medio), praticamente corrispondente alla suddetta unità ghiaioso-sabbiosa, costituisce la porzione superiore del cosiddetto Acquifero Tradizionale;
- Gruppo Acquifero B (Pleistocene Medio), all'incirca corrispondente all'insieme delle suddette unità sabbioso-ghiaiosa e a conglomerati e arenarie, costituisce la porzione inferiore del cosiddetto Acquifero Tradizionale;
- Gruppo Acquifero C (Pleistocene Inferiore [Siciliano ed Emiliano]), corrispondente alla porzione superiore della suddetta unità sabbioso-argillosa;
- Gruppo Acquifero D (Pleistocene Inferiore [Santerniano]), corrispondente alla porzione inferiore (Santerniano) della suddetta unità sabbioso-argillosa.

Di seguito si riporta la descrizione delle caratteristiche strutturali dei gruppi acquiferi interessanti il territorio di indagine.

Unità Ghiaioso-sabbiosa (Fluviali Würm, Würm tardivo, Alluvioni recenti Auct.) [Gruppo Acquifero A]

L'unità in esame è caratterizzata dalla netta prevalenza di litotipi grossolani con lenti argillose di limitato spessore e estensione areale; nella terminologia di uso corrente viene identificata come "Primo Acquifero" in quanto forma la roccia serbatoio della falda libera del settore milanese. Nel settore di alta pianura l'unità in esame contiene una falda libera, in comunicazione con quella del "Ceppo", unicamente in alcuni settori localizzati riferibili a strutture di "paleoalveo", risultando insatura nelle restanti aree. Solo a partire dalla media pianura difatti, in relazione all'avvicinamento del livello piezometrico alla superficie del terreno, l'unità forma il primo acquifero (Francani e Pozzi, 1981). L'insieme degli acquiferi contenuti in questa unità e in quella successivamente descritta, viene identificato come "Acquifero Tradizionale" in quanto costituisce il corpo idrico sotterraneo contenente la falda tradizionalmente sfruttata dai pozzi. Nella realtà questo complesso è formato da un sistema multifalda che viene assimilato a un monostrato acquifero. Questa condizione strutturale assume un carattere ancor più marcato nelle aree di bassa pianura dove, in relazione all'affinamento della granulometria dei terreni, l'unità in esame è caratterizzata già a partire dalla superficie dalla prevalenza di livelli limoso-argillosi ai quali si alternano terreni più grossolani (sabbie e sabbie con ghiaia), che formano acquiferi con falde semi-confinare o confinate.

Unità Sabbioso-ghiaiosa (Fluviali Mindel-Riss Auct.) [Gruppo Acquifero B]

Questo complesso, attribuito al Pleistocene medio, forma la parte basale dell'"Acquifero Tradizionale" ed è identificata sotto l'aspetto idrogeologico come "Secondo Acquifero". E' costituita da un'alternanza di depositi ghiaioso-sabbiosi, sabbiosi e limoso-argillosi, talora con lenti cementate conglomeratiche o arenitiche. Anche in questa unità procedendo verso sud si verifica una riduzione di granulometria che conferisce caratteri

litologici del tutto analoghi a quelli della sottostante unità sabbioso-argillosa in facies continentale. Gli acquiferi contenuti in essa sono separati dalla falda sovrastante da diaframmi scarsamente permeabili costituiti da limi e argille, che limitano gli scambi tra la falda libera del primo acquifero e quella contenuta nel secondo acquifero. Per tali motivi le falde in essa contenute risultano semi-confinata e localmente possono assumere caratteristiche prossime a quelle confinate.

Unità Sabbioso-argillosa [Gruppi acquiferi C-D]

L'unità è costituita in prevalenza da argille e limi di colore grigio e giallo (con frequenti alternanze nella colorazione) con torbe (Pleistocene medio e inf.), che forma il substrato della falda tradizionalmente sfruttata. A questi litotipi sono intercalate lenti più o meno estese di sabbie, ghiaie e conglomerati che formano acquiferi con falde confinate che vengono identificati con la denominazione di "Terzo Acquifero" o "Acquiferi Profondi".

Le unità idrogeologiche individuate, la cui distribuzione in profondità è stata confrontata con i dati della pubblicazione ENI - Regione Lombardia, si succedono, dalla più superficiale alla più profonda, secondo il seguente schema.

Gruppo Acquifero A

E' presente con continuità in tutto il territorio ed è costituito da depositi di ambiente continentale in facies fluvioglaciale/fluviatile di tipo braided. Dal punto di vista litologico sono presenti sedimenti prevalentemente grossolani a elevata porosità e permeabilità (ghiaie a matrice sabbiosa medio grossolana con subordinati intervalli sabbiosi da medi a molto grossolani) con intercalazioni di lenti e livelli limosi e limoso-argillosi generalmente privi di continuità laterale ma con spessori variabili plurimetrici; lo spessore medio dell'unità è di circa 40-45 m con approfondimento a 50-60 m nei settori orientali. L'unità è sede dell'acquifero superiore ("primo acquifero) di tipo libero o localmente semiconfinato, caratterizzato da soggiacenze variabili da <1 a 15 m circa da piano campagna, ed è tradizionalmente captata dai pozzi di captazione a scopo idropotabile di vecchia realizzazione e da pozzi privati.

Gruppo Acquifero B

E' presente con continuità in tutto il territorio esaminato ed è costituito da depositi in facies fluvioglaciale/fluviatile di tipo braided. Litologicamente è composta prevalentemente da sabbie medio-grossolane, sabbie ciottolose e ghiaie a matrice sabbiosa con locali lenti cementate conglomeratiche o arenitiche e con intercalazioni di sedimenti fini limoso-argillosi. L'unità al tetto è separata dalla precedente da livelli scarsamente permeabili con discreta continuità areale che conferiscono agli acquiferi in essa contenuti un carattere di semi-confinamento. Lo spessore complessivo del gruppo è variabile da 40 a 60 m in approfondimento verso sud. La base dell'unità si rinviene nell'area in esame a quote di circa 60/40 m s.l.m. L'unità è sede dell'acquifero superiore ("secondo acquifero") tradizionalmente captato da pozzi di più antica realizzazione, con carattere da libero a semiconfinato.

Gruppo Acquifero C

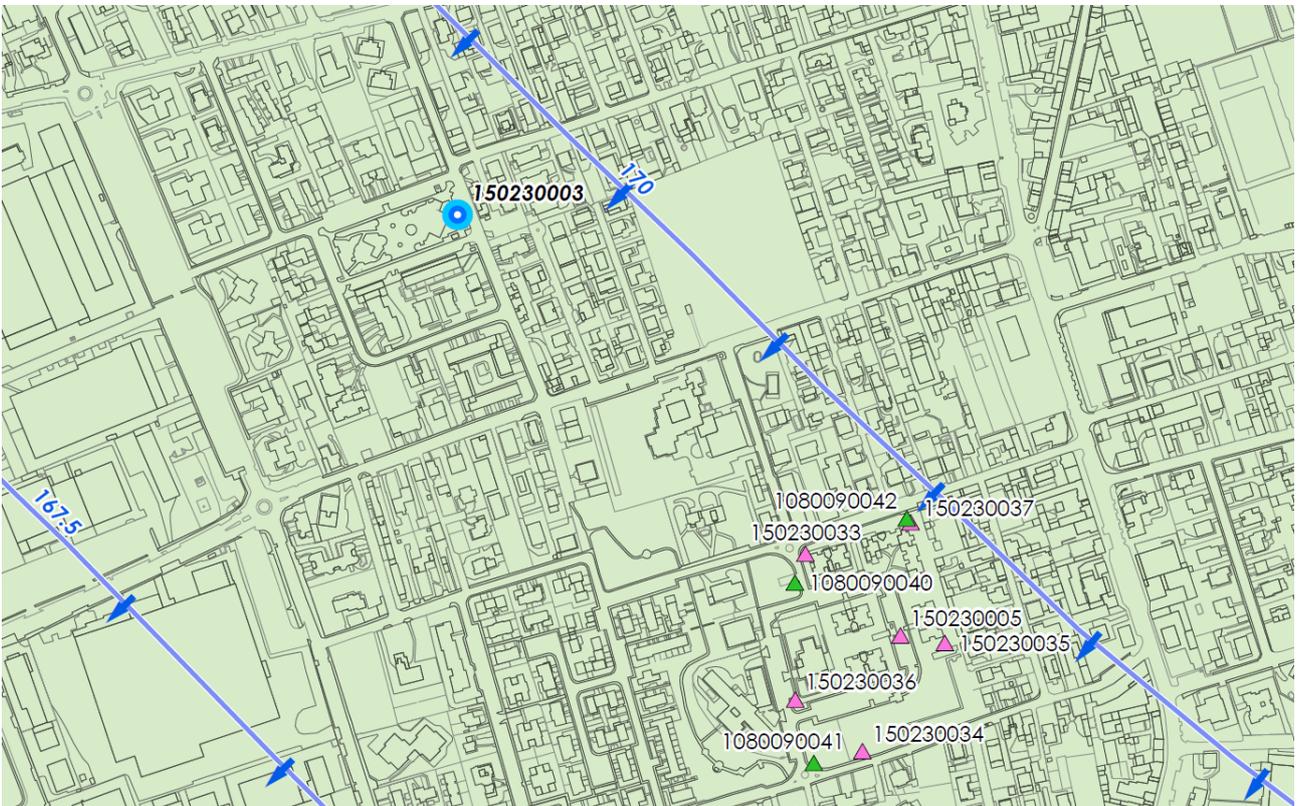
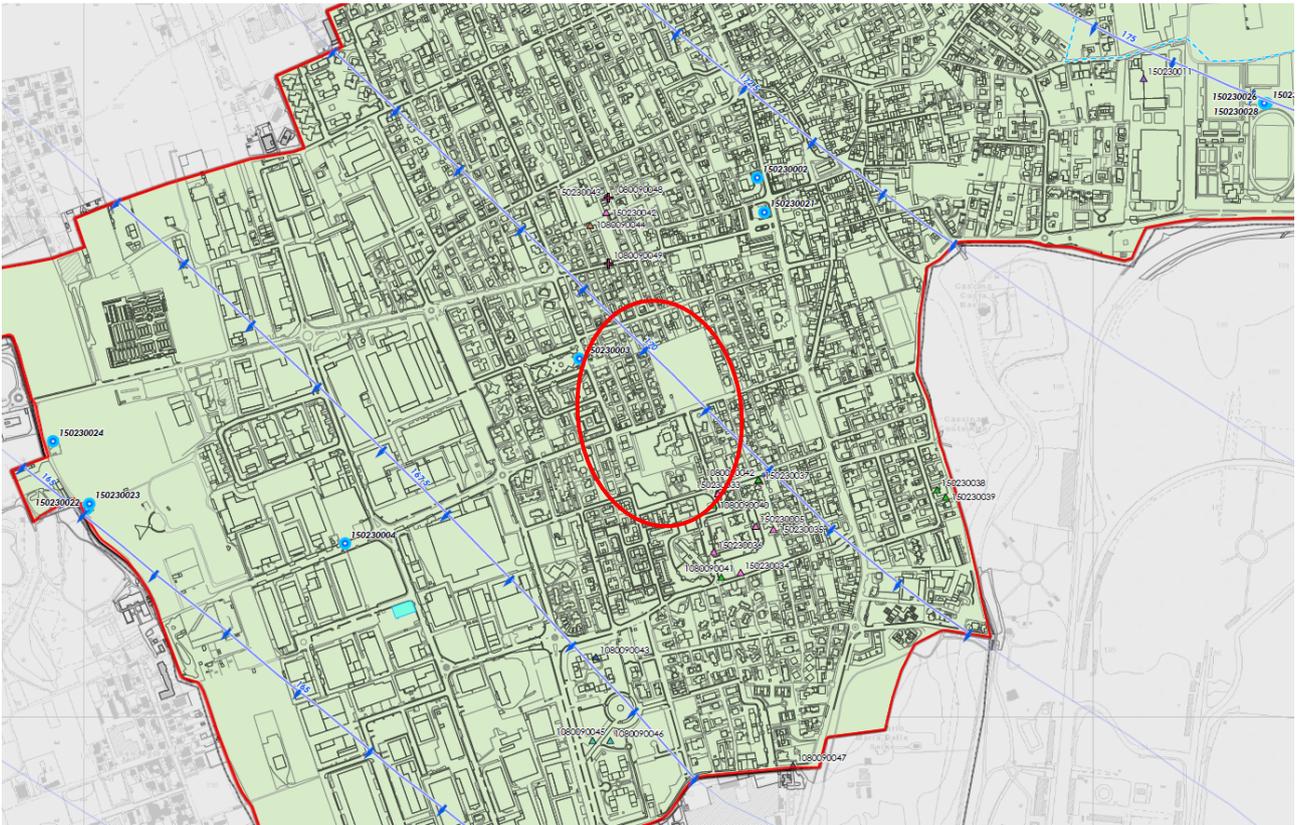
E' presente con continuità in tutto il territorio esaminato ed è costituito da depositi in facies continentale/transizionale deltizia. Litologicamente è costituito da sabbie da fini a medie e argille limose con orizzonti torbosi a cui si intercalano livelli ghiaioso-sabbiosi a maggiore permeabilità. Lo spessore complessivo è sconosciuto in quanto il limite inferiore non è stato raggiunto dalle perforazioni dei pozzi più profondi presenti nell'area. Nei livelli permeabili sono presenti acquiferi intermedi e profondi, di tipo confinato, la cui vulnerabilità è mitigata dalla presenza a tetto di strati argillosi arealmente continui, ma non sono da escludere collegamenti e alimentazione da parte dell'acquifero libero superiore ad alta vulnerabilità.

Nel complesso la prima falda presenta un andamento circa NE-SW, spostandosi verso Lissone. L'area oggetto di intervento è ubicata a un'altitudine media di circa 201 m s.l.m. e si colloca in corrispondenza della linea isopiezometrica 170 m s.l.m., la falda libera è pertanto individuabile a una profondità di circa -30 m rispetto all'attuale p.c. (soggiacenza della prima falda, a carattere freatico).

Nell'area in oggetto e in un suo significativo intorno non si segnalano:

- aree paludose o soggette a sommersione periodica per risalita della falda;

- specchi d'acqua perenni connessi alla falda;
- specchi d'acqua sospesi rispetto alla falda freatica (alimentazione artificiale).



Aggiornamento Componente geologica, idrogeologica e sismica del PGT: stralci Tav. 4 – Caratteristiche idrogeologiche.

3. PROGRAMMA DELLE INDAGINI IN SITO

3.1. Prove penetrometriche dinamiche SCPT

Al fine di approfondire le conoscenze del sito in oggetto e per definire una caratterizzazione geotecnica dello stesso, anche in considerazione dei carichi a cui esso sarà sottoposto, in data 25/09/2023 sono state effettuate n. 7 prove penetrometriche dinamiche continue a punta conica (SCPT - Standard Cone Penetration Testing). L'attrezzatura utilizzata è un penetrometro semovente DPSH della Pagani Geotechnical Equipment (PC) con massa battente a sganciamento automatico e avente le seguenti caratteristiche:

- diametro della punta: 50.8 mm
- diametro delle aste: 34 mm
- angolo di apertura: 60°
- peso del maglio: 73 kg
- altezza di caduta: 0.75 m
- penetrazione standard: 30 cm (N30).

La prova penetrometrica consiste nell'infissione mediante caduta di un maglio di una batteria di aste con alla base una punta conica, e nella registrazione del numero di colpi necessario per avanzamenti successivi di 30 cm. Nel caso in esame, considerato che l'attrito laterale esercitato sulle aste non influenzava i valori di resistenza alla penetrazione, non è stata usata tubazione di rivestimento.

Le prove sono state svolte in ottemperanza a quanto previsto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni - NTC 2018, entrate in vigore il 22/03/2018 e finalizzate alla definizione delle caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione; i risultati delle indagini sono stati quindi reinterpretati sotto l'aspetto geotecnico, per definire la modellazione dei terreni di fondazione necessaria alla progettazione. Trattandosi di risultati desunti da prove puntuali, e non escludendo la possibilità di locali variazioni, qualora in fase di scavo si dovessero evidenziare differenze significative sarà preciso obbligo dell'impresa esecutrice darne tempestiva comunicazione.

Le prove si sono spinte sino alla profondità massima di 17 m dal p.c. (prova n. 2). Nelle prove n. 3 e n. 5 è stata raggiunta la situazione di rifiuto meccanico all'avanzamento della punta, in seguito al raggiungimento di un livello molto addensato o di un ciottolo o trovante di grosse dimensioni.

Di seguito si riportano i dati tabellari registrati durante le SCPT e la documentazione fotografica delle prove. I grafici delle indagini eseguite illustrano con linea a tratto marcato la resistenza opposta dal terreno alla penetrazione continua della punta, ovvero il numero di colpi N necessari per un affondamento della punta di 30 cm. La quota zero è riferita al piano campagna esistente.



① PROVA PENETROMETRICA DINAMICA SCPT e NUMERAZIONE PROGRESSIVA

Ubicazione prove penetrometriche dalla n. 1 alla n. 5 comparto nord - area AT03/F (ex AT2.e), via Locatelli.



① **PROVA PENETROMETRICA DINAMICA SCPT e NUMERAZIONE PROGRESSIVA**

Ubicazione prove penetrometriche n. 6 e n. 7 comparto sud - area Giardino pubblico Fornace Capra.



Prova 1



Prova 2



Prova 3



Prova 4



Prova 5



Prova 6



Prova 7

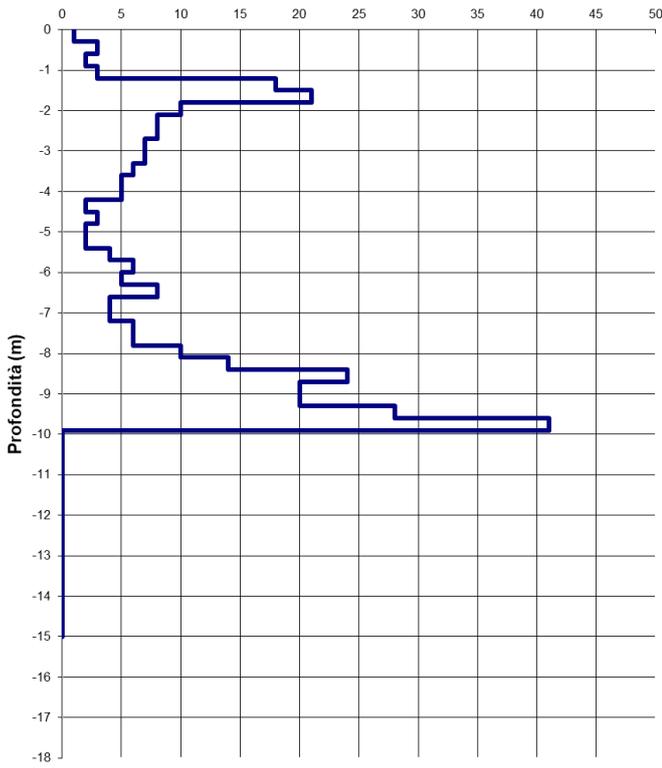
Documentazione fotografica.

Dati registrati durante le prove penetrometriche.

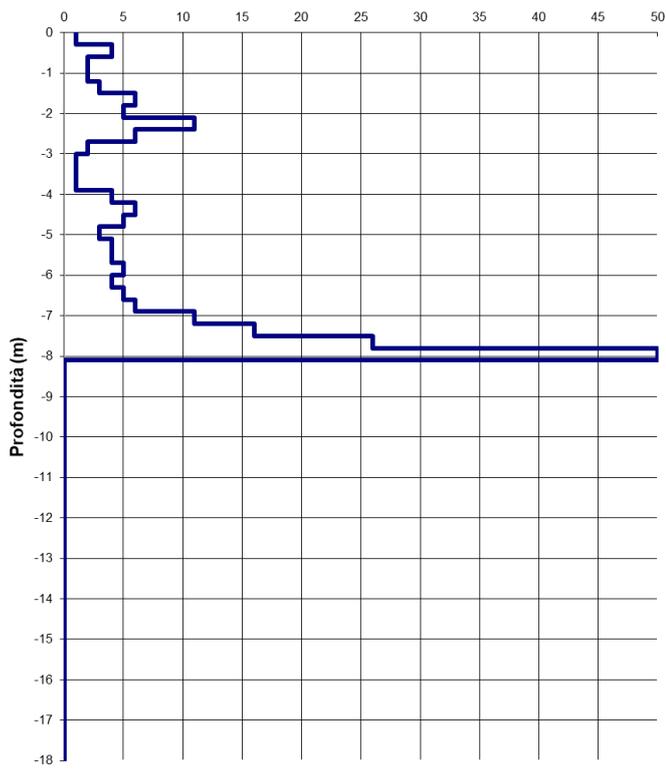
Prof. (m)	Prova n° 1 N (colpi)	Prova n° 2 N (colpi)	Prova n° 3 N (colpi)	Prova n° 4 N (colpi)	Prova n° 5 N (colpi)	Prova n° 6 N (colpi)	Prova n° 7 N (colpi)
0,30	1	1	1	1	1	6	6
0,60	3	2	3	2	4	5	7
0,90	2	4	5	1	2	4	9
1,20	3	9	9	2	2	3	12
1,50	18	7	5	4	3	4	5
1,80	21	9	2	3	6	8	4
2,10	10	11	1	10	5	18	9
2,40	11	8	1	13	11	21	9
2,70	8	10	1	10	11	19	9
3,00	8	7	2	11	6	19	4
3,30	7	8	7	8	2	14	1
3,60	7	9	21	8	1	14	1
3,90	6	6	21	4	1	14	2
4,20	5	4	13	3	1	8	5
4,50	5	2	3	3	4	8	5
4,80	2	4	2	6	6	6	3
5,10	3	5	1	6	5	4	4
5,40	2	5	2	3	3	5	2
5,70	2	3	2	3	4	4	2
6,00	4	2	2	6	4	3	1
6,30	6	2	1	6	5	4	1
6,60	5	1	2	5	4	2	1
6,90	8	2	2	6	5	2	2
7,20	4	2	2	6	6	3	5
7,50	4	1	2	11	11	3	3
7,80	6	1	1	9	16	3	1
8,10	6	1	7	4	26	2	1
8,40	10	1	7	6	rifiuto	3	1
8,70	14	1	9	6		2	2
9,00	24	1	14	6		1	2
9,30	20	1	21	5		1	1
9,60	28	2	rifiuto	5		1	1
9,90	41	2		5		2	1
10,20		2		4		10	1
10,50		2		8		13	2
10,80		2		7		9	2
11,10		2		11		3	3
11,40		4		12			
11,70		3		15			
12,00		4		20			
12,30		3		21			
12,60		6					
12,90		6					
13,20		5					
13,50		4					

13,80		4					
14,10		7					
14,40		6					
14,70		6					
15,00		6					
15,30		5					
15,60		5					
15,90		5					
16,20		4					
16,50		4					
16,80		7					
17,10		22					
17,40							
17,70							
18,00							

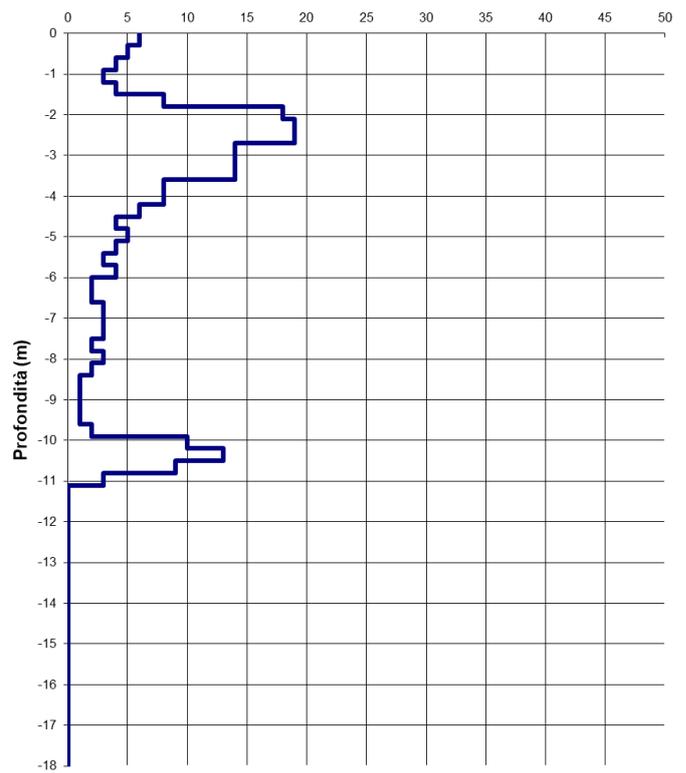
Prova Penetrometrica N° 1
N scpt



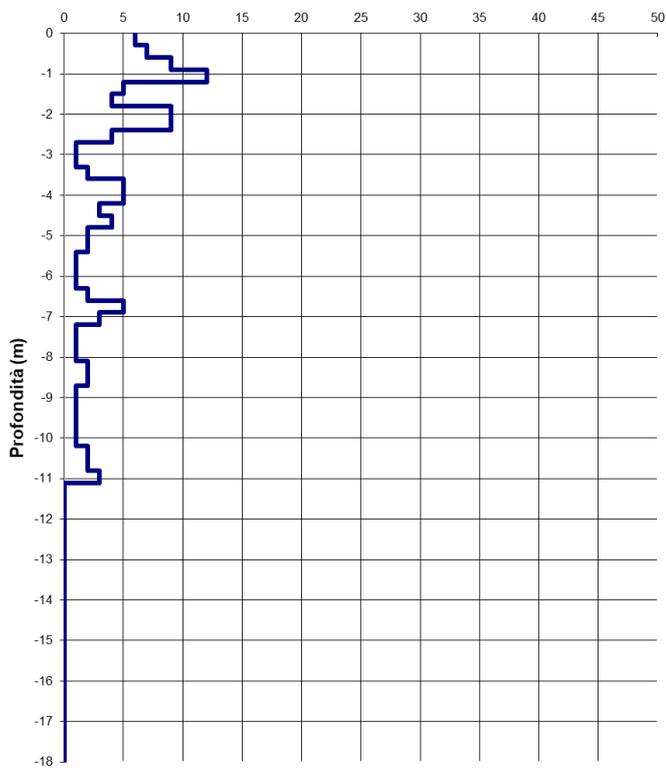
Prova Penetrometrica N° 5
N scpt



Prova Penetrometrica N° 6
N scpt



Prova Penetrometrica N° 7
N scpt



Diagrammi prove penetrometriche.

3.2. Prova sismica MASW

Per la ricostruzione del modello geofisico del sottosuolo è stata eseguita, in data 24/01/2023, un'indagine sismica superficiale con il metodo dell'analisi spettrale delle onde di superficie (Rayleigh), con tecnica MASW.

Il metodo MASW (*Multi-Channel Analysis of Surface Waves*) è una tecnica di indagine che permette di individuare il profilo di velocità delle onde di taglio Vs sulla base della misura delle onde superficiali, eseguita in corrispondenza dei geofoni posti sulla superficie del suolo. Il contributo predominante è dato dalle onde di Rayleigh, che viaggiano con una velocità correlata alla rigidità della porzione di terreno interessata dalla propagazione. La proprietà dispersiva delle onde superficiali può essere utilizzata per studiare le proprietà elastiche dei terreni.

Le onde di dispersione superficiali si caratterizzano per la relazione tra la frequenza, l'energia e la capacità di penetrazione. Le componenti a bassa frequenza (lunghezze d'onda maggiori), sono caratterizzate da forte energia e grande capacità di penetrazione, mentre le componenti ad alta frequenza (lunghezze d'onda corte), hanno meno energia e una penetrazione più superficiale. Grazie a queste proprietà, una metodologia che utilizzi le onde superficiali può fornire informazioni sulle variazioni delle proprietà elastiche dei materiali prossimi alla superficie al variare della profondità. La velocità delle onde S (Vs) è il fattore dominante che governa le caratteristiche della dispersione.

Il principale vantaggio di un metodo di registrazione multicanale è la capacità di riconoscimento dei diversi comportamenti, che consente di identificare ed estrarre il segnale utile dall'insieme di vari e differenti tipi di onde sismiche. Quando un impatto è applicato sulla superficie del terreno, tutte queste onde sono simultaneamente generate con differenti proprietà di attenuazione, velocità e contenuti spettrali. Queste proprietà sono individualmente identificabili in una registrazione multicanale e lo stadio successivo del processo fornisce grande versatilità nell'estrazione delle informazioni utili.

Il metodo MASW è di tipo attivo poiché le onde superficiali sono generate in un punto sulla superficie del suolo tramite mazza battente e misurate da uno stendimento lineare di geofoni.

La procedura MASW può sintetizzarsi in tre stadi distinti:

- 1) acquisizione dei dati di campo;
- 2) estrazione della curva di dispersione;
- 3) inversione della curva di dispersione per ottenere il profilo verticale delle Vs (profilo 1-D) che descrive la variazione di Vs con la profondità.

Dopo l'acquisizione vengono analizzati gli spettri FK e FV e i modi di vibrare risultanti, in particolare il modo fondamentale, per andare infine a calcolare le velocità di taglio (Vs) del sottosuolo, sintetizzando il modello del terreno in unità sismiche caratterizzate da uno spessore e da una velocità di taglio media.

Correlando l'indagine MASW con altre tipologie di indagine è possibile non solo affinare il modello sismico del sottosuolo, ma anche calcolare altri parametri fisici del terreno, come ad esempio il coefficiente di Poisson.

ACQUISIZIONE E ANALISI ONDE SUPERFICIALI (RAYLEIGH)

L'acquisizione è stata realizzata tramite uno stendimento di lunghezza pari a 46 metri, utilizzando 24 geofoni disposti con spaziatura costante di 2 metri. Il sismografo utilizzato per l'acquisizione dei dati in campagna è il modello SYSMATRACK 24 prodotto dall'azienda MAE S.r.l. I 24 geofoni a disposizione hanno frequenza naturale di 4,5 Hz. L'energizzazione del terreno è stata ottenuta con l'impiego di una mazza battente del peso di 8 kg, fatta impattare con una piastra in alluminio collocata in linea con lo stendimento e a una distanza dal primo geofono, che deve essere un multiplo del passo intergeofonico. Le acquisizioni sono state valutate durante l'esecuzione dell'indagine, ripetendo l'energizzazione in modo da aumentare il rapporto S/N (*signal-to-noise ratio*).

INTERPRETAZIONE DELLE MISURE

L'inversione della curva di dispersione viene realizzata iterativamente utilizzando la curva di dispersione misurata come riferimento sia per la modellizzazione diretta che per la procedura ai minimi quadrati. Dei valori approssimati per il rapporto di Poisson e per la densità sono necessari per ottenere il profilo verticale V_s dalla curva di dispersione e sono solitamente stimati utilizzando misure prese in loco o valutando le tipologie dei materiali. Quando si generano le onde piane della modalità fondamentale delle onde di Reyleigh, sono generate anche una molteplicità di tipi diversi di onde. Fra queste le onde di corpo, le onde superficiali non piane, le onde riverberate (*back scattered*) dalle disomogeneità superficiali, il rumore ambientale e quello imputabile alle attività umane. Le onde di corpo sono in vario modo riconoscibili in un sismogramma multicanale. Quelle rifratte e riflesse sono il risultato dell'interazione fra le onde e l'impedenza acustica (il contrasto di velocità) fra le superfici di discontinuità, mentre le onde di corpo dirette viaggiano, come è implicito nel nome, direttamente dalla sorgente ai ricevitori (geofoni). Le onde che si propagano a breve distanza dalla sorgente sono sempre onde superficiali. Queste onde, in prossimità della sorgente, seguono un complicato comportamento non lineare e non possono essere trattate come onde piane.

Le onde superficiali riverberate (*back scattered*) possono essere prevalenti in un sismogramma multicanale se in prossimità delle misure sono presenti discontinuità orizzontali quali fondazioni e muri di contenimento. Le ampiezze relative di ciascuna tipologia di rumore generalmente cambiano con la frequenza e la distanza dalla sorgente. Ciascun rumore, inoltre, ha diverse velocità e proprietà di attenuazione che possono essere identificate sulla registrazione multicanale grazie all'utilizzo di modelli di coerenza e in base ai tempi di arrivo e all'ampiezza di ciascuno. La scomposizione di un campo di onde registrate in un formato a frequenza variabile consente l'identificazione della maggior parte del rumore, analizzando la fase e la frequenza indipendentemente dalla distanza dalla sorgente.

La scomposizione può essere quindi utilizzata in associazione con la registrazione multicanale per minimizzare il rumore durante l'acquisizione. Una volta scomposto il sismogramma, un'opportuna misura di coerenza applicata nel tempo e nel dominio della frequenza può essere utilizzata per calcolare la velocità di fase rispetto alla frequenza. La velocità di fase e la frequenza sono le due variabili ($x; y$), il cui legame costituisce la curva di dispersione.

La prospezione sismica è stata interpretata mediante il software SWAN 1.4 (GeoStudi Astier S.r.l., 2007). L'utilizzo di questo software consente di preprocessare i dati grezzi acquisiti epurandoli da eventuali disturbi. Successivamente, partendo dal sismogramma medio di sito, sono calcolati gli spettri FK (Frequenza-Numero d'onda) ed FV (Frequenza-Velocità).

La distribuzione dei picchi evidenziati dagli spettri viene ulteriormente analizzata per ricavare la curva di dispersione sperimentale che viene confrontata con quella teorica. Una volta trovata un'interpolazione tra le due curve il programma esegue l'inversione per ricostruire il profilo delle V_s con la profondità. Il profilo così ottenuto può essere ulteriormente modificato per aumentare il grado di interpolazione tra la curva di dispersione sperimentale e quella teorica.

MODELLO SISMOSTRATIGRAFICO

Le NTC 2018 hanno introdotto il parametro V_{seq} (valore della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, in m/s), definito dall'espressione:

$$V_{s,eq} (m/s) = H / \sum h_i / V_i$$

dove:

- h_i = spessore in metri dello strato i -esimo,
- V_i = velocità dell'onda di taglio nello strato i -esimo,
- H = profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da V_s non inferiore a 800 m/s.

Per la prova in oggetto, i depositi hanno profondità H del substrato superiore a 30 m, pertanto la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{s,eq}$ è definita dal parametro $V_{s,30}$, ottenuto ponendo $H = 30$ m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

Dallo sviluppo del calcolo si ottiene un valore di V_s a piano campagna pari a **359 m/s**, corrispondente a un **sottosuolo di categoria 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*” (v. tabella 3.2.II seguente - N.T.C. 2018).

<i>Categoria</i>	<i>Caratteristiche della superficie topografica</i>
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.</i>
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

UBICAZIONE STENDIMENTO



Coordinate WGS8432N

Latitudine

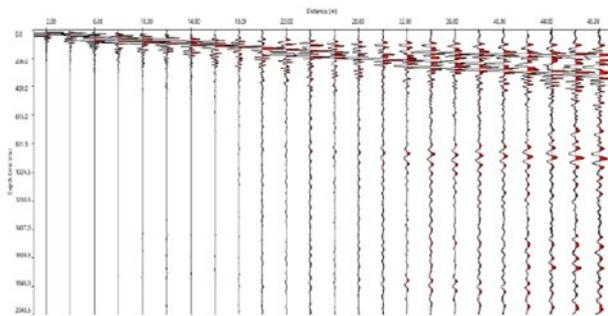
5.052.647N

Longitudine

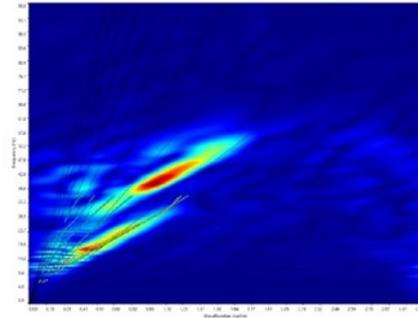
521.196E



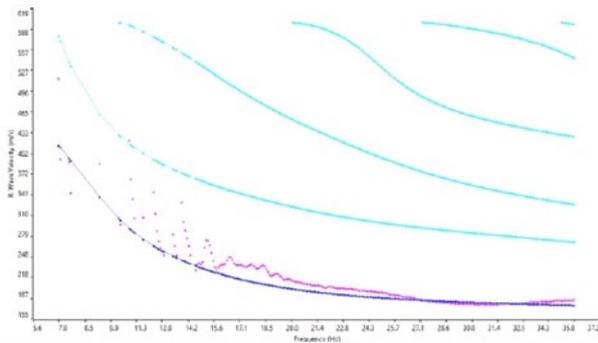
SISMOGRAMMA MEDIO



SPETTRO F-K



CURVA DI DISPERSIONE SPERIMENTALE E TEORICA



DISTRIBUZIONE Vs

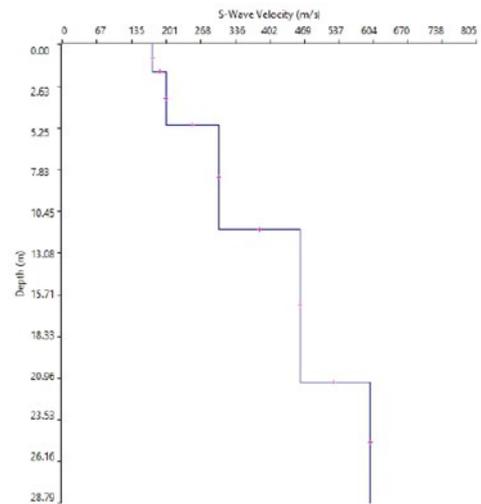


TABELLA VELOCITÀ

	Thickness	Depth	Vs
Layer 1	1.71	0.00	175
Layer 2	3.33	1.71	202
Layer 3	6.55	5.04	303
Layer 4	9.57	11.60	460
Layer 5	INF	21.17	598

Vs,eq - [H]

359 m/s - [30,00]

4. ANALISI DEGLI ASPETTI GEOTECNICI

4.1. Modello Geotecnico

Nel presente capitolo si ricostruisce e descrive il Modello Geotecnico, facendo riferimento al quadro legislativo vigente (v. §§ C6.2.2 e C7.2.2 della C.S.LL.PP. n. 7 del 21 gennaio 2019). Sulla base dell'interpretazione dei risultati acquisiti dalle indagini eseguite in sito, si è individuato il più appropriato modello geotecnico di sottosuolo e i valori caratteristici dei parametri geotecnici ad esso correlati, laddove per modello geotecnico si intende uno schema rappresentativo delle condizioni stratigrafiche e della caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni compresi nel volume significativo, finalizzato a fornire i dati necessari per le verifiche geotecniche.

Per “*volume geotecnico significativo di sottosuolo*”, si intende quella porzione di terreno che interagisce in modo apprezzabile con l'opera ed è delimitabile in base agli effetti meccanici e idraulici indotti dalla costruzione del manufatto; in altre parole è quella porzione di sottosuolo che è influenzata dalla costruzione dell'opera e che, per contro, influenza il comportamento dell'opera stessa. Il volume significativo è quindi funzione dell'opera costruenda, dei carichi che verranno trasmessi al sottosuolo e delle caratteristiche fisico-meccaniche e stratigrafiche del sottosuolo stesso. Esso deve quindi essere definito in ragione dell'opera e al contesto ambientale e territoriale in cui essa si inserisce: “*Per volume significativo di terreno si intende la parte di sottosuolo influenzata, direttamente o indirettamente, dalla costruzione del manufatto e che influenza il manufatto stesso. Le indagini devono permettere la definizione dei modelli geotecnici di sottosuolo necessari alla progettazione*” (v. § 6.2.2 delle N.T.C. 2018).

I dati relativi al Modello Geologico di riferimento sono inseriti nel Capitolo 2, ove si ricostruisce lo stato del territorio attraverso la descrizione delle condizioni morfologiche, litostratigrafiche e idrogeologiche dell'area.

4.2. Caratterizzazione geotecnica

L'analisi dei risultati delle prove penetrometriche svolte ha consentito di poter parametrizzare il sottosuolo in termini di proprietà indice, nonché caratteristiche di consistenza e proprietà geotecniche nelle condizioni naturali. Dai valori medi di N_{30} = numero di colpi necessari per un avanzamento di 30 cm si sono ricavati i corrispondenti valori di N_{SPT} (numero della *Standard Penetration Test*) attraverso le medie scaturite dalle correlazioni empirico-sperimentali maggiormente riconosciute in ambito tecnico-scientifico internazionale. Successivamente, da detto valore di N_{SPT} si sono ricavati i valori dei parametri di resistenza degli strati di terreno interessati dalle indagini geognostiche. Relativamente all'interpretazione delle prove, si ricorda che la correlazione empirica tra stato di addensamento (per terreni granulari), densità relativa D_R e N_{SPT} è espressa nella seguente tabella:

Nspt	Densità Relativa – D_R [%]	Valutazione dello stato di addensamento
0 - 4	0 - 20	sciolto
4 - 10	20 - 40	poco addensato
10 - 30	40 - 60	moderatamente addensato
30 - 50	60 - 80	addensato
>50	80 - 100	molto addensato

Classificazione orientativa dello stato di compattezza dei terreni incoerenti e correlazione empirica tra stato di addensamento (per terreni granulari) e densità relativa D_R [%].

Utilizzando i risultati delle prove penetrometriche SCPT mediante la correlazione:

$$N_{SPT} / N_{(30)} = 1,20$$

ovvero la correlazione tra il numero di colpi necessari per l'infissione di 30 cm della punta del penetrometro dinamico utilizzato e il corrispondente indice N_{SPT} della prova penetrometrica SPT, è stato possibile ricavare alcune proprietà specifiche dei terreni di fondazione come i valori di densità relativa e l'angolo di attrito interno:

- Y = peso di volume (mediato);
- φ_m = valore deterministico dell'angolo di attrito interno [gradi sessadecimali] (Peck-Hanson e Thornburn);
- φ_k = valore caratteristico dell'angolo di attrito [gradi sessadecimali];
- D_R = densità relativa [%];
- E = modulo di deformazione (modulo di Young) [kg/cm^2] (Schmertmann).

Il parametro φ_{medio} rappresenta un valore derivato (acquisito ed elaborato) dell'angolo di attrito interno, mentre il parametro φ_k è stato calcolato considerando il 5° percentile della distribuzione della media di un totale di

- n. 5 dati corrispondente alle prove eseguite nel comparto nord di via Locatelli (area AT03/F ex AT2.e);
- n. 2 dati corrispondente alle prove 6 e 7 eseguite nel comparto sud - area Giardino pubblico Fornace Capra.

Sulla base di quanto esposto, si pone in evidenza quanto segue:

- i valori caratteristici sono rappresentativi di una situazione di compensazione delle zone deboli e forti del terreno, laddove è prevista una struttura di fondazione rigida (p.to 6.2.2. della Circolare: “*Valori caratteristici dei parametri geomeccanici*”); tali valori non possono essere estesi a priori a fondazioni non rigide, a meno che lo spessore di influenza della fondazione non sia grande in relazione alla scala di fluttuazione dei parametri geomeccanici, come evidenziato nello stesso punto 6.2.2;
- il citato punto 6.2.2 recita: “*Nelle valutazioni che il progettista deve svolgere per pervenire ad una scelta corretta dei valori caratteristici, appare giustificato il riferimento a valori prossimi ai valori medi quando nello stato limite considerato è coinvolto un elevato volume di terreno, con possibile compensazione delle eterogeneità o quando la struttura a contatto con il terreno è dotata di rigidità sufficiente a trasferire le azioni dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti. Al contrario, valori caratteristici prossimi ai valori minimi dei parametri geotecnici appaiono più giustificati nel caso in cui siano coinvolti modesti volumi di terreno, con concentrazione delle deformazioni fino alla formazione di superfici di rottura nelle porzioni di terreno meno resistenti del volume significativo, o nel caso in cui la struttura a contatto con il terreno non sia in grado di trasferire forze dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti a causa della sua insufficiente rigidità. [...]. Una migliore approssimazione nella valutazione dei valori caratteristici può essere ottenuta operando le opportune medie dei valori dei parametri geotecnici nell'ambito di piccoli volumi di terreno, quando questi assumano importanza per lo stato limite considerato*”;
- i parametri geotecnici definiti nei successivi paragrafi e quelli caratteristici utilizzati dal Progettista strutturale per il calcolo delle strutture e la verifica delle fondazioni devono essere coerenti tra loro; la loro eventuale difformità dovrà essere giustificata e adeguatamente motivata dal Progettista strutturale, che se ne assume la responsabilità.

Di seguito si propongono le litostratigrafie medie dedotta dalle prove penetrometriche eseguite, sottolineando che in assenza di prove di laboratorio i valori assegnati sono da considerarsi orientativi.

4.2.1. Comparto nord via Locatelli (area AT03/F ex AT2.e)

Considerando la media delle varie resistenze con la profondità, la successione dei terreni attraversati può essere schematizzata nel seguente modello geologico-geotecnico del sottosuolo:

- A - 1° livello superficiale: si sviluppa fino a 3,90 m dal p.c. e la media dei valori rilevati dalle prove si attesta sui 5 colpi per avanzamento di 30 cm - è costituito da terreni poco addensati ($D_R \approx 20\div 40\%$ e $\varphi_k \approx 28^\circ$);

- **B - 2° livello intermedio:** si sviluppa a partire dal letto stratigrafico dello strato A precedente fino a circa 7,80 m dal p.c. e la media dei valori rilevati dalle prove si attesta sui 3 colpi per avanzamento di 30 cm - è costituito da terreni poco addensati ($D_R \approx 20 \div 40\%$ e $\varphi_k \approx 27^\circ$);
- **C - 3° livello profondo:** si sviluppa a partire dal letto stratigrafico dello strato B precedente fino in profondità e la media dei valori rilevati dalle prove si attesta sugli 8 colpi per avanzamento di 30 cm - è costituito da terreni poco addensati ($D_R \approx 20 \div 40\%$ e $\varphi_k \approx 28^\circ$).

Livello litotecnico	Prof. [m da p.c.]	N_{SPT}	Y [kN/mc]	φ_m [°]	φ_k [°]	D_R [%]	E [kg/cm ²]
A	0,00 ÷ 3,90	6	18	28	28	20÷40	48
B	3,90 ÷ 7,80	3	18	28	27	20÷40	24
C	7,80 ÷ prof.	9	18	32	28	20÷40	72

Comparto nord di via Locatelli (area AT03/F ex AT2.e): tabella riassuntiva dei parametri geomeccanici dei terreni di fondazione. Tali parametri rappresentano i valori medi più conservativi nello strato di riferimento.

Calcolo del parametro φ_k

dati	media dati
29	28,80
29	dev. Stand
29	0,45
29	n° dati
28	5

X_k	
28,3	Valore caratteristico
X_d	
23,3	Valore di progetto

$$\mu = t(n-1) \left(\frac{s}{\sqrt{n-1}} \right) + \bar{x}$$

μ = media della popolazione

1° livello, superficiale

dati	media dati
28	28,40
28	dev. Stand
28	0,55
29	n° dati
29	5

X_k	
27,8	Valore caratteristico
X_d	
22,9	Valore di progetto

$$\mu = t(n-1) \left(\frac{s}{\sqrt{n-1}} \right) + \bar{x}$$

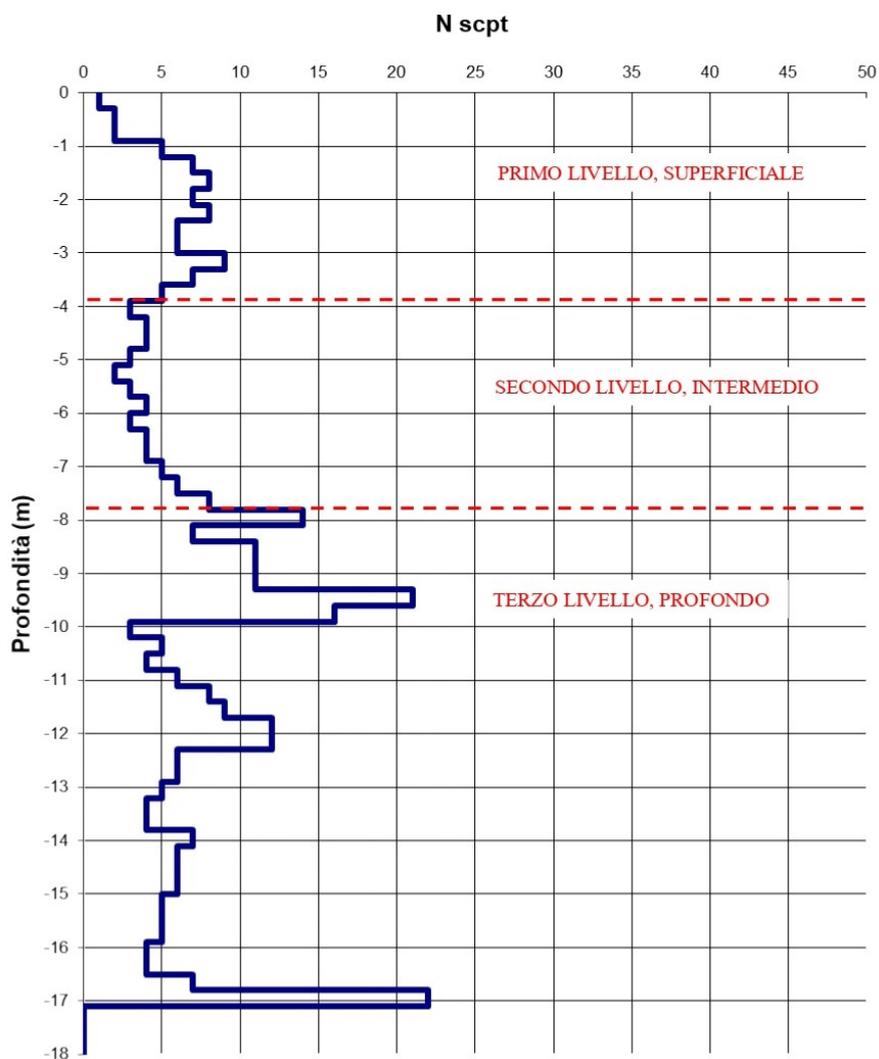
2° livello, intermedio

dati	media dati
34	32,80
28	dev. Stand
33	4,21
30	n° dati
39	5

X_k	
28,3	Valore caratteristico
X_d	
23,3	Valore di progetto

$$\mu = t(n-1) \left(\frac{s}{\sqrt{n-1}} \right) + \bar{x}$$

3° livello, profondo



Comparto nord di via Locatelli (area AT03/F ex AT2.e): diagramma penetrometrico medio delle prove eseguite e profilo litotecnico del sottosuolo.

4.2.2. Comparto sud - area Giardino pubblico Fornace Capra

Considerando la media delle varie resistenze con la profondità, la successione dei terreni attraversati può essere schematizzata nel seguente modello geologico-geotecnico del sottosuolo:

- A - 1° livello superficiale: si sviluppa fino a 4,50 m dal p.c. e la media dei valori rilevati dalle prove si attesta sugli 8 colpi per avanzamento di 30 cm - è costituito da terreni poco addensati ($D_R \approx 20\div 40\%$ e $\varphi_m \approx 29^\circ$);
- B - 2° livello profondo: si sviluppa a partire dal letto stratigrafico dello strato A precedente fino in profondità e la media dei valori rilevati dalle prove si attesta sui 2 colpi per avanzamento di 30 cm - è costituito da terreni sciolti ($D_R \approx 0\div 20\%$ e $\varphi_m \approx 27^\circ$).

Livello litotecnico	Prof. [m da p.c.]	N_{SPT}	Y [kN/mc]	φ_m [°]	φ_k [°]	D_R [%]	E [kg/cm ²]
A	0,00 ÷ 4,50	9	18	29	27	20÷40	72
B	4,50 ÷ prof.	2	18	27	25	0÷20	16

Calcolo del parametro ϕ_k

dati	media dati
30	29,50
29	COV Φ %
	7
	n° dati
	2

1° livello, superficiale

Xk	
27,1	Valore caratteristico
Xd	
22,3	Valore di progetto

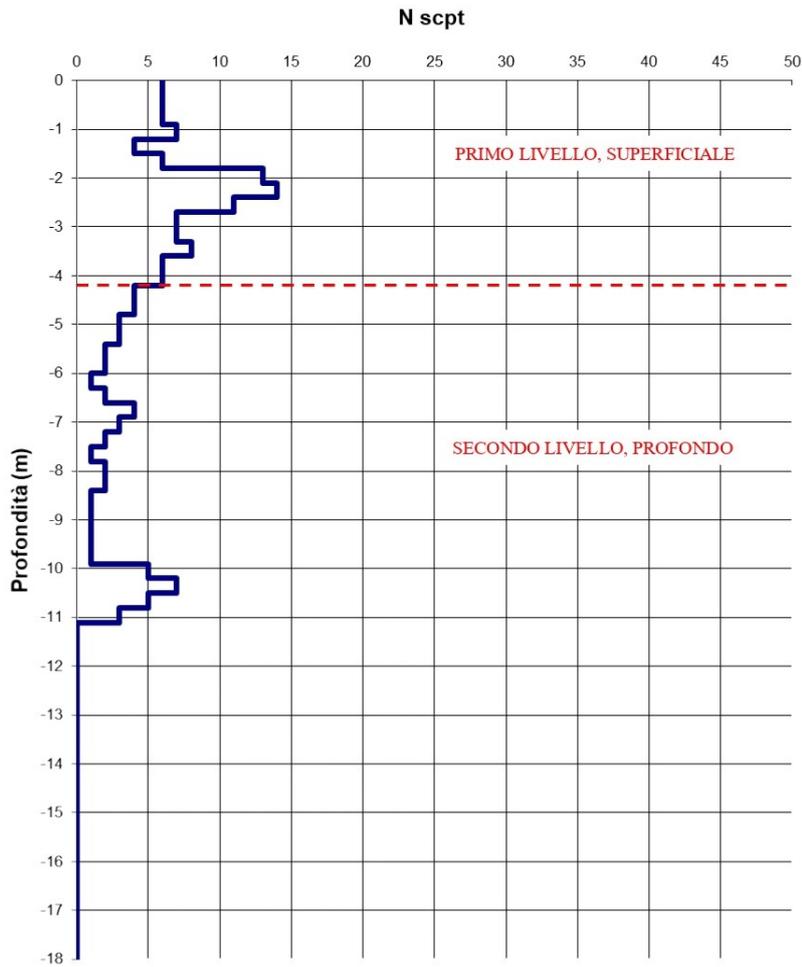
$$X_k = \bar{X} - 1.645 \left(\frac{\sigma}{\sqrt{n}} \right)$$

dati	media dati
28	27,50
27	COV Φ %
	7
	n° dati
	2

2° livello, profondo

Xk	
25,3	Valore caratteristico
Xd	
20,7	Valore di progetto

$$X_k = \bar{X} - 1.645 \left(\frac{\sigma}{\sqrt{n}} \right)$$



Comparto sud - area Giardino pubblico Fornace Capra: diagramma penetrometrico medio delle prove eseguite e profilo litotecnico del sottosuolo.

4.3. Criticità legate alla presenza degli occhi pollini e di materiali di riporto

Le indagini geotecniche eseguite hanno permesso l'individuazione, nell'area oggetto di studio, di condizioni di criticità geotecnica riconducibili a possibili strutture polliniche nel sottosuolo.

In particolare, sono stati definiti i seguenti tre criteri di riconoscimento:

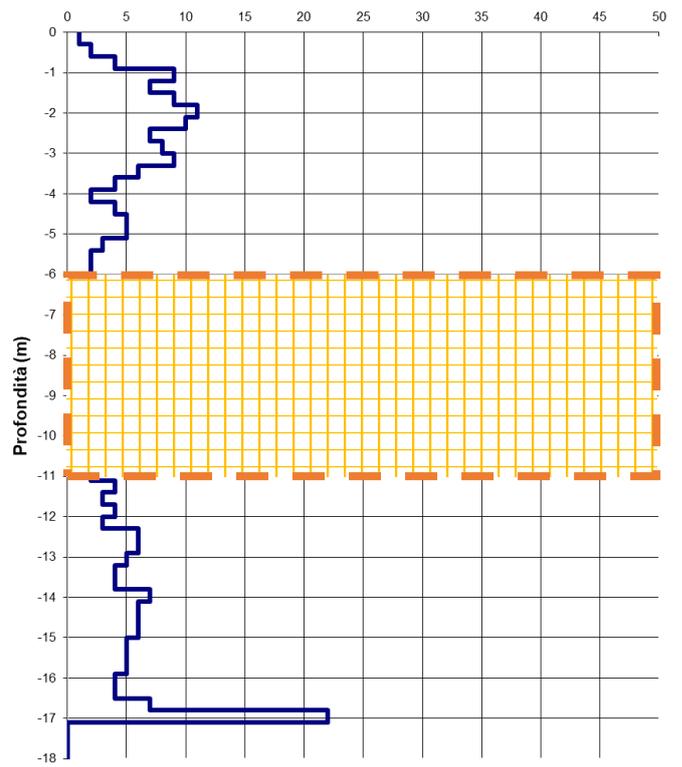
- 1) valori SPT: $N_{spt} < 3 \approx N_{spt} 0-2$;
- 2) spessore: > 60 cm (non si esclude la possibilità che esistano vuoti più piccoli, ma non sono riconoscibili con sicurezza dalle prove penetrometriche);
- 3) profondità: > 2 m (i livelli più superficiali possono avere scadenti caratteristiche geotecniche indipendentemente dalla presenza di occhi pollini; non si esclude la possibilità che esistano vuoti vicino alla superficie, ma non sono riconoscibili con sicurezza dalle prove penetrometriche).

Prof. (m)	Prova n° 1 N (colpi)	Prova n° 2 N (colpi)	Prova n° 3 N (colpi)	Prova n° 4 N (colpi)	Prova n° 5 N (colpi)	Prova n° 6 N (colpi)	Prova n° 7 N (colpi)
2,10	10	11	1	10	5	18	9
2,40	11	8	1	13	11	21	9
2,70	8	10	1	10	11	19	9
3,00	8	7	2	11	6	19	4
3,30	7	8	7	8	2	14	1
3,60	7	9	21	8	1	14	1
3,90	6	6	21	4	1	14	2
4,20	5	4	13	3	1	8	5
4,50	5	2	3	3	4	8	5
4,80	2	4	2	6	6	6	3
5,10	3	5	1	6	5	4	4
5,40	2	5	2	3	3	5	2
5,70	2	3	2	3	4	4	2
6,00	4	2	2	6	4	3	1
6,30	6	2	1	6	5	4	1
6,60	5	1	2	5	4	2	1
6,90	8	2	2	6	5	2	2
7,20	4	2	2	6	6	3	5
7,50	4	1	2	11	11	3	3
7,80	6	1	1	9	16	3	1
8,10	6	1	7	4	26	2	1
8,40	10	1	7	6	rifiuto	3	1
8,70	14	1	9	6		2	2
9,00	24	1	14	6		1	2
9,30	20	1	21	5		1	1
9,60	28	2	rifiuto	5		1	1
9,90	41	2		5		2	1
10,20		2		4		10	1
10,50		2		8		13	2
10,80		2		7		9	2
11,10		2		11		3	3

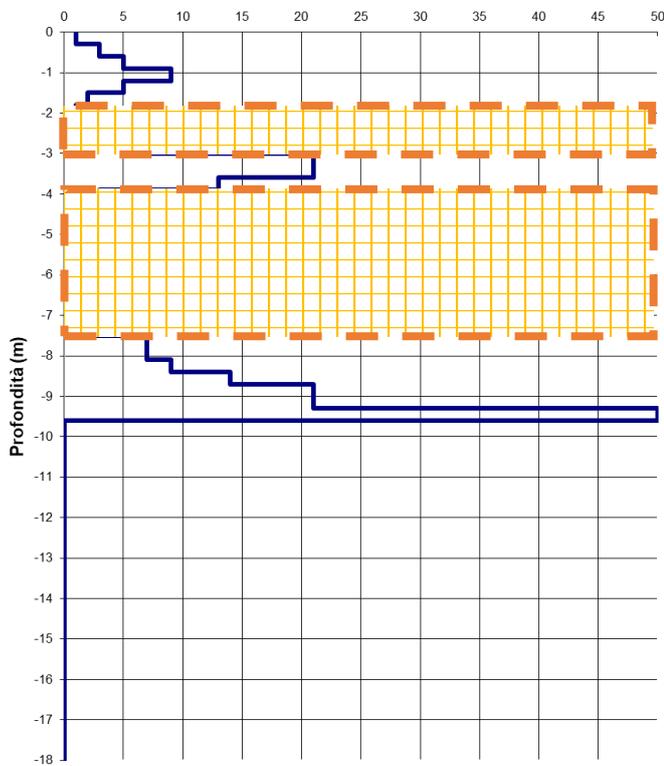
Intervalli di profondità riconducibili alla presenza di possibili strutture polliniche nel sottosuolo.

POSSIBILE OCCHIO POLLINO

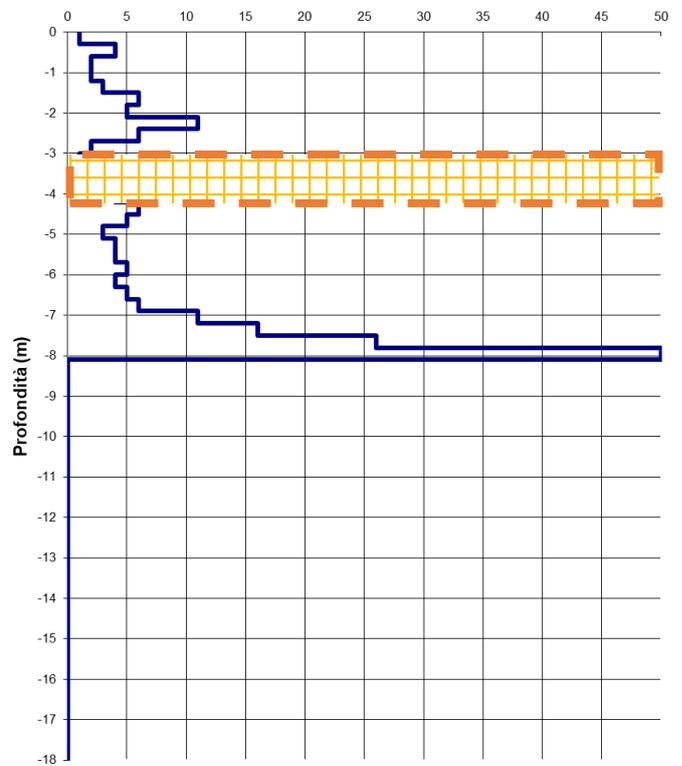
Prova Penetrometrica N° 2
N scpt

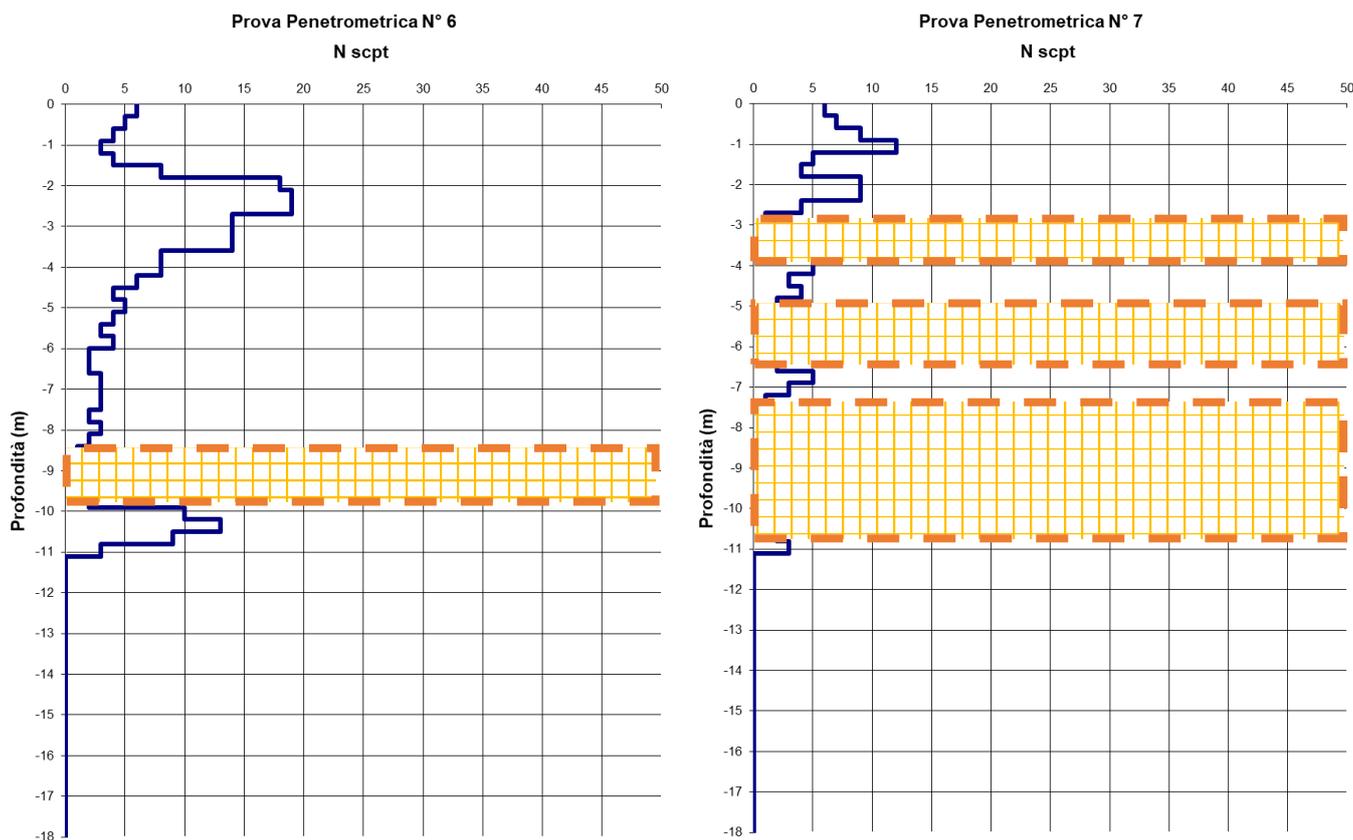


Prova Penetrometrica N° 3
N scpt



Prova Penetrometrica N° 5
N scpt





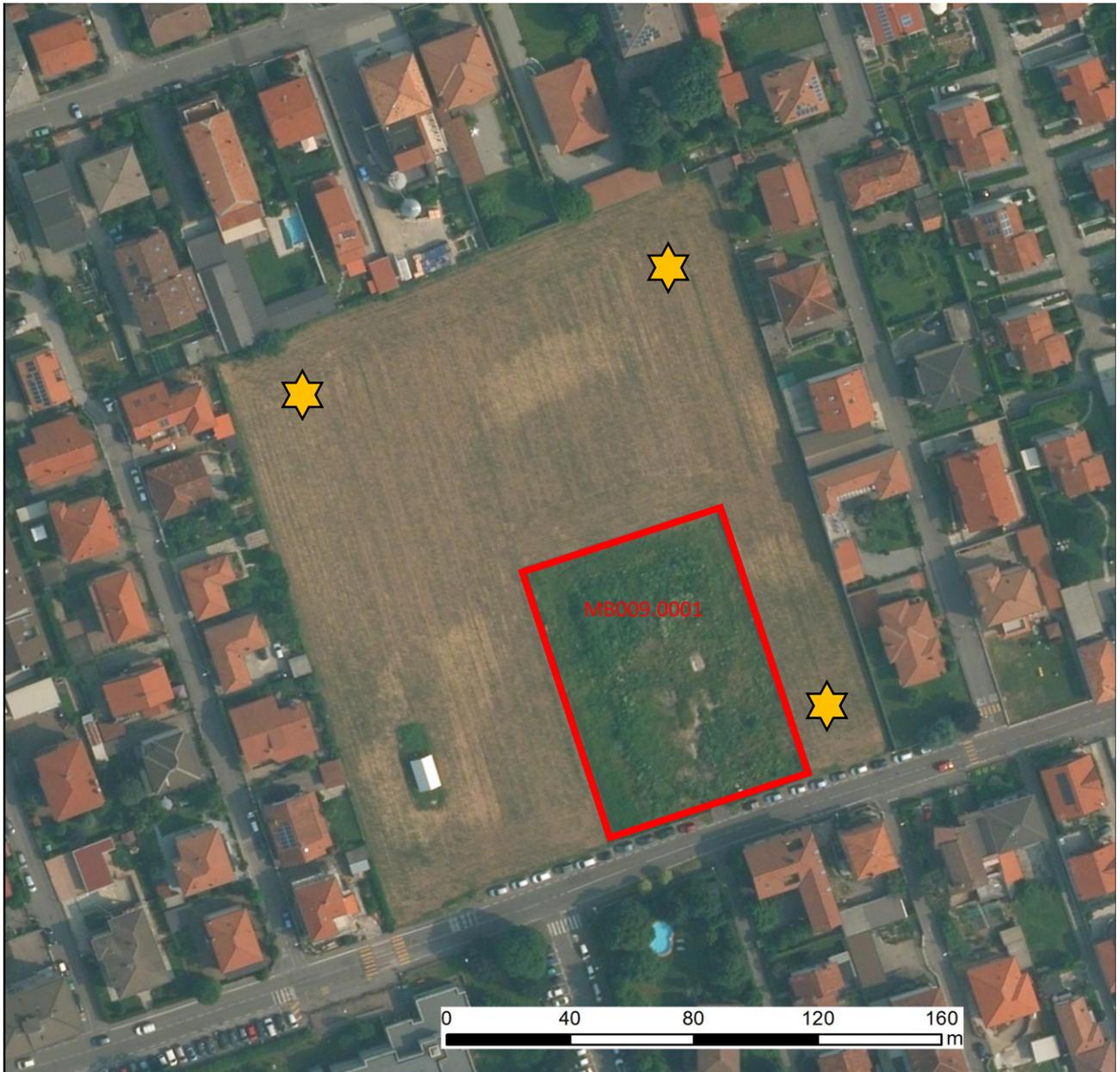
Sulla base di quanto sopra, si ritiene necessario che vengano adottati gli opportuni accorgimenti tecnici per limitare i carichi unitari trasmessi al sottosuolo.

Le prove penetrometriche sono eseguite in genere con una maglia troppo ampia per individuare e descrivere con precisione il fenomeno; si tenga presente, infatti, che anche occhi pollini molto piccoli possono potenzialmente ingrandirsi una volta che è stata costruita l'opera e causare danni notevoli. Inoltre, la possibilità che le cavità siano parzialmente o totalmente riempite di materiale di crollo o sedimenti derivanti dalla circolazione idrica sotterranea può rendere difficile il riconoscimento delle cavità stesse solo dall'analisi delle prove penetrometriche.

I dati e i parametri illustrati nella presente relazione, pertanto, non possono essere direttamente utilizzati per la progettazione esecutiva e la costruzione delle opere, sia perché a carattere generale sia perché le caratteristiche di "portanza" dei terreni dipendono dal comportamento del sistema manufatto-terreno di fondazione, variabile quindi da caso a caso e dalla tipologia e dimensionamento delle fondazioni medesime.

Considerata la presenza nella zona di occhi pollini, inoltre, non si ritiene opportuno prevedere la dispersione delle acque meteoriche nel sottosuolo se non in una zona distale a un'adeguata distanza dai fabbricati in progetto.

Particolare attenzione, infine, dovrà essere posta alla porzione identificata con codice AGISCO (Anagrafe e gestione Integrata Siti Contaminati, Regione Lombardia) MB009.0001 - IDSC Diocesi di Milano (v. figura seguente, in rosso); in quest'area, che risulta ad oggi bonificata, si sono osservati materiali di riporto che possono avere caratteristiche geotecniche estremamente variabili in funzione della natura e dell'eterogeneità del deposito.



Comparto nord di via Locatelli: criticità legate alla presenza di occhi pollini (★) e materiali di riporto (□).



Comparto sud - area Giardino pubblico Fornace Capra: criticità legate alla presenza di occhi pollini (★).

5. ANALISI DEGLI ASPETTI SISMICI

5.1. Individuazione della pericolosità del sito

Il Comune di Biassono, secondo la classificazione dei comuni lombardi di cui alla D.G.R. n. 2129 del 11 luglio 2014, ricade in **Zona sismica 3**. L'accelerazione sismica orizzontale massima su suolo rigido e pianeggiante, che ha una probabilità del 10% di essere superata in un intervallo di tempo di 50 anni, è pari a $A_{g_{max}} = 0,055888 \text{ g}$ (v. O.P.C.M. 3519/06, in Lombardia varia da 0,037 a 0,163 g).

In linea generale, non esistono misure di mitigazione atte a contenere il danno provocato potenziale; le uniche raccomandazioni riguardano accorgimenti logistici e progettuali tali da prevenire un ulteriore rischio di amplificazione locale e in generale un piano di sicurezza generale che preveda anche l'eventualità di condizioni sovrastimate. Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla **Pericolosità sismica di base** del sito di costruzione. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche. In particolare, la pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa ag.

Come da NTC, la pericolosità sismica di base costituisce la "prima azione", che si trasmette a partire dal cosiddetto «bedrock» o sito di riferimento rigido. La seconda azione, che modifica la prima, è data dalle variazioni, indotte sulla prima azione, dalle caratteristiche morfologiche e stratigrafiche del sottosuolo sovrastante il bedrock; l'insieme dei fenomeni di trasformazione fisica (ondulatoria, variazioni in ampiezza e contenuto in frequenza) che affligge il treno d'onde che si propaga in tale sottosuolo, passa sotto il nome di **Risposta Sismica Locale (RSL)**, poiché caratterizzata da effetti propri del sito.

Per ridurre gli effetti dei terremoti, l'azione dello Stato si è concentrata sulla classificazione del territorio, in base all'intensità e frequenza dei terremoti del passato, e sull'applicazione di speciali norme per le costruzioni nelle zone classificate sismiche. In Regione Lombardia le condizioni geologiche non sono così drammatiche come in molte altre regioni italiane, tant'è che in generale il livello di pericolosità sismica è basso o molto basso, con la sola eccezione dell'area del Lago di Garda. Anche il patrimonio edilizio nel suo insieme può essere considerato da buono a ottimo (con esclusione degli edifici storici) e il terremoto di Salò del 24 novembre 2004 (grado Mercalli di 7/8) ha causato un danno complessivo di circa 200 milioni di euro, cifra importante ma non paragonabile ai miliardi di euro dei terremoti in Umbria, Marche e Molise.

Il terremoto di Verona del 3 gennaio 1117 fu l'evento sismico più forte avvenuto nel nord Italia di cui si abbia notizia (Guidoboni *et al.*, 2005) e che ebbe effetti devastanti in tutta l'area raggiungendo una magnitudo momento Mw pari a 6,52. Approfonditi studi recenti hanno verificato come gli effetti siano dovuti alla concomitanza di più eventi (Guidoboni & Comastri, 2005). Esso venne avvertito anche in buona parte dell'Europa centrale e fu causa di sconvolgimenti economico/sociali (Guidoboni & Boschi, 1991). Ad oggi non si sa ancora se è stato un evento 'random' oppure un vero e proprio terremoto caratteristico.

Il terremoto di Asolo del 1695 interessò l'alto trevigiano a sud del Monte Grappa con distruzioni gravissime in più di 30 centri abitati. La scossa fu avvertita anche da territori emiliani e lombardi sino a Varese. Provocò centinaia di morti, acuendo una crisi economica già in corso e causando lo spopolamento di diversi centri (Guidoboni *et al.* 2007).

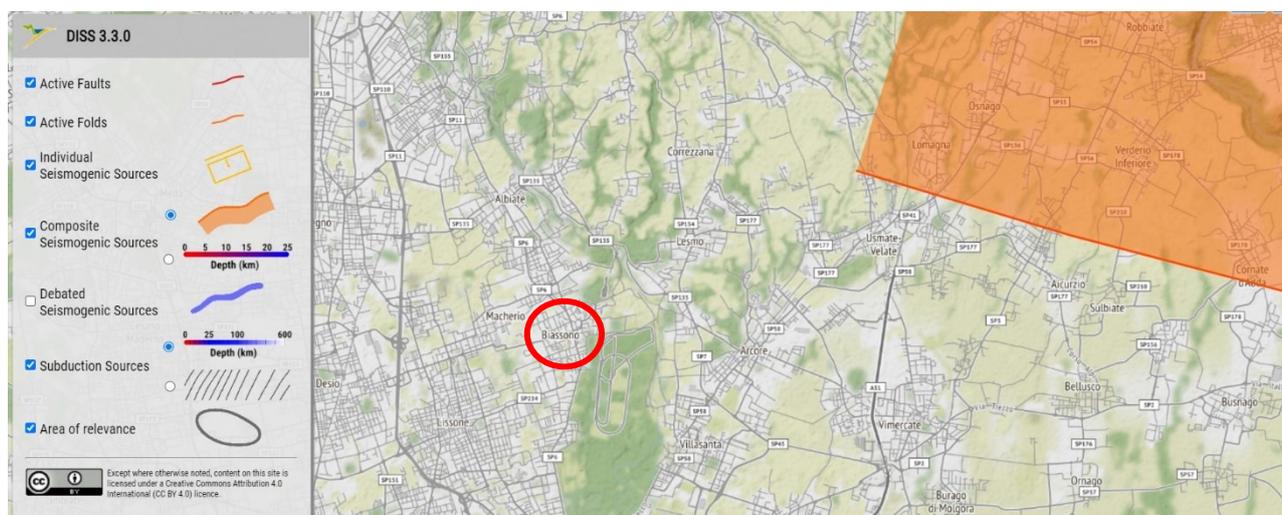
Nonostante l'apparente monotonia della pianura lombarda, la geometria del sottosuolo risulta molto complessa e interessata da sovrascorrimenti, duplicazioni, ondulazioni e pieghe, generate dalle stesse spinte orogenetiche che hanno determinato la formazione delle Alpi e degli Appennini. In profondità sono infatti presenti tre serie di thrust sepolti, di cui due a sviluppo sequenziale frontale e uno a sviluppo sequenziale a ritroso, costituenti sistemi di grandi pieghe asimmetriche con andamento anticlinalico; essi si sono formati attraverso faglie inverse e sovrascorrimenti immergenti verso sud-ovest con inclinazioni comprese tra 15° e 30°. In Letteratura

queste zone di scollamento tettonico sono note “*External Thrust Front*” sull’allineamento Parma – Reggio Emilia – Ferrara, “*Pedeapenninic Thrust Front*” lungo il margine morfologico dell’Appennino Settentrionale, e “*Pedealpine Thrust Front*” sull’allineamento Lodi – Peschiera del Garda – Val d’Adige. Tali zone di scollamento tettonico si estendono su scala regionale in tutto il bacino padano da ovest ad est per convergere verso sud, all’altezza di Ravenna, seguendo l’allineamento Appennini – Mare Adriatico.

Nel complesso le strutture note come Pieghe emiliane e Pieghe Ferraresi costituiscono delle dorsali sepolte (o alti strutturali) che separano o inglobano bacini satelliti subsidenti, nei quali si assiste ad un notevole ispessimento dei sedimenti marini e continentali; si tratta di strutture depresse profonde con andamento tipicamente sinclinalico. In questi settori la subsidenza è instaurata da vari milioni di anni ed in maniera più accentuata dall’inizio del Pliocene con tasso di abbassamento di uno o più mm all’anno. Il tracciato del Po nell’area in esame è quindi impostato in corrispondenza della struttura sinclinalica della Monoclinale Pedealpina, compresa tra l’*External Thrust Front* e il *Pedealpine Thrust Front*.

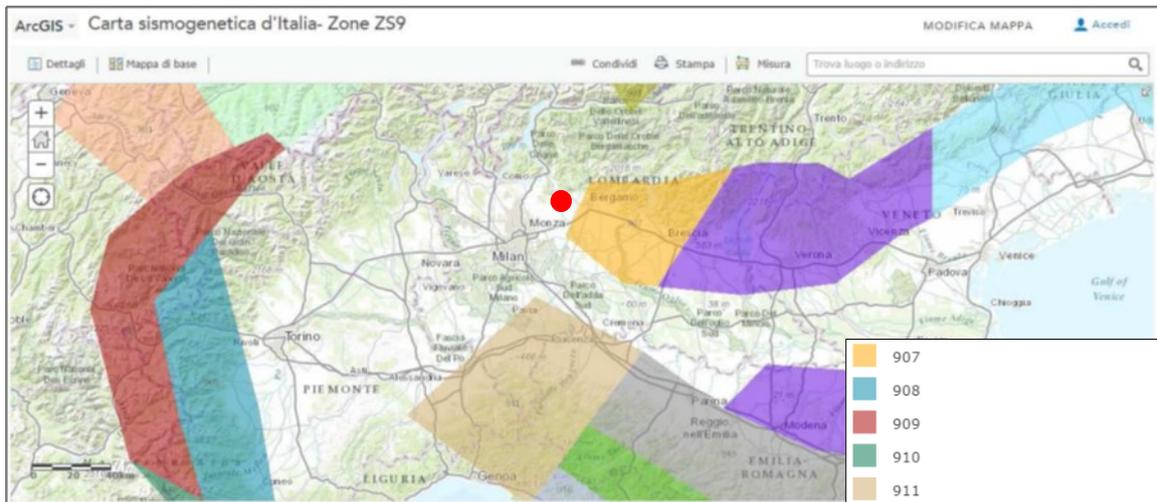
La figura seguente evidenzia la distribuzione delle sorgenti sismogenetiche contenute nel catalogo più aggiornato e disponibile DISS version 3.3.0 (*Database of Individual Seismogenic Sources*, a cura dell’INGV-Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia). Il territorio comunale di Biassono non è interessato dalla presenza di sorgenti sismogenetiche composite e la sorgente ITCS010 denominata “*Western S-Alps internal thrust*” è esterna all’area e a una distanza di circa 10 km a nord-est. La sorgente, che marginalmente potrebbe interessare la zona in esame, presenta le seguenti caratteristiche sismo-tettoniche:

- profondità minima = 5,0 km;
- profondità massima = 12,0 km;
- magnitudo momento massima $M_w = 6,9$;
- velocità di scorrimento compresa tra 0,10 e 0,50 mm/anno.



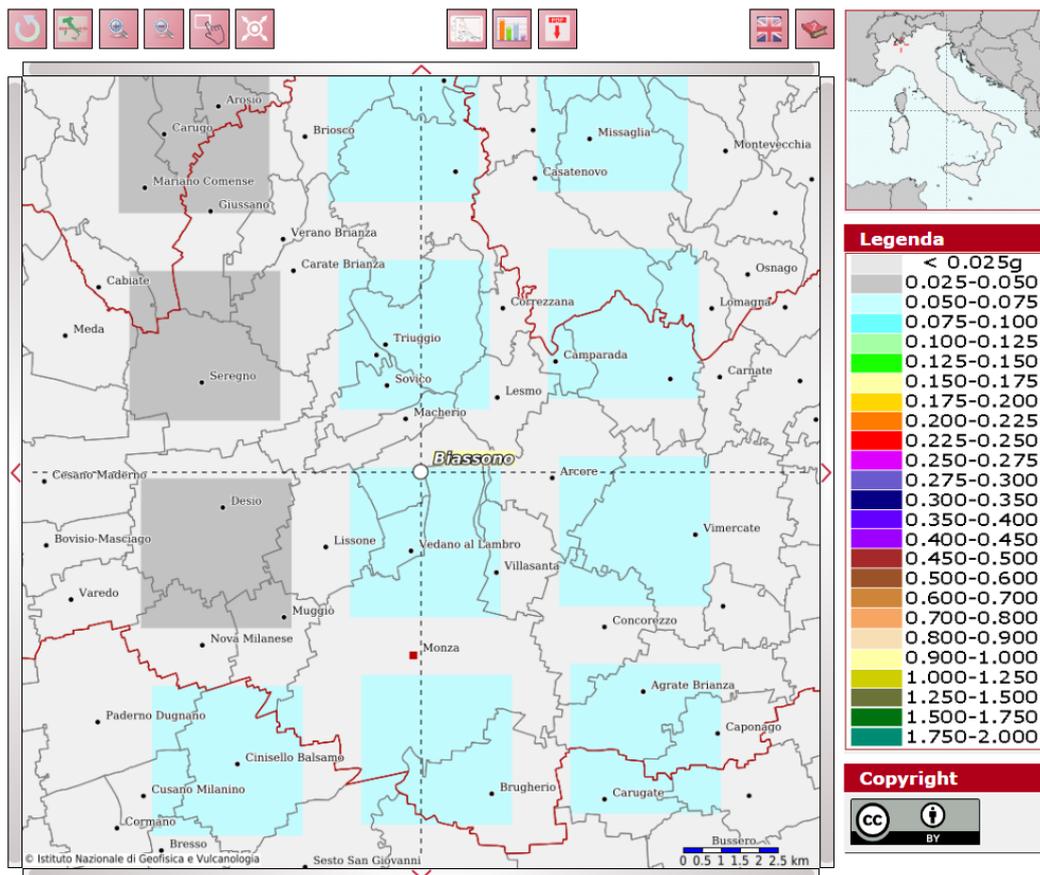
Principali sorgenti sismogenetiche per terremoti di magnitudo >5.5 (Catalogo DISS versione 3.3.0. dell’INGV).

Consultando la zonizzazione della Carta sismogenetica ZS9 dell’INGV relativa al nord Italia si riesce a definire la “profondità efficace”, ovvero quella profondità alla quale avviene il maggior numero di eventi sismici che determinano la pericolosità della zona. Una zona sismogenetica è la proiezione in superficie delle faglie maestre e delle faglie minori ad esse associate che formano in una certa area un sistema attivo cinematicamente omogeneo capace di generare terremoti (Meletti *et al.* 2000). Il territorio comunale di Biassono è posto ad ovest della Zona 907, che include la parte più bassa delle province di Bergamo e Brescia ed è caratterizzata da una sismicità di energia normalmente medio – bassa con la sola eccezione del terremoto di Soncino del 1802, a cui viene assegnata una magnitudo M_w intorno a 5.9.

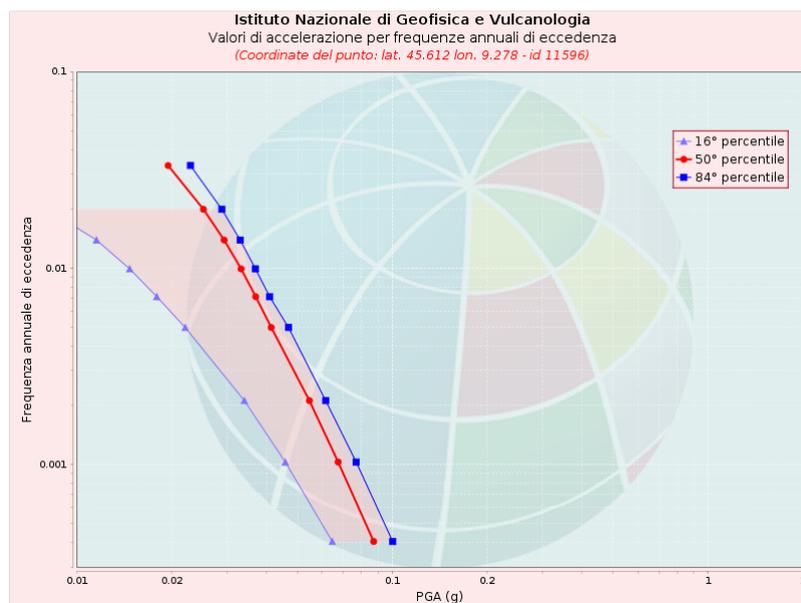


Carta sismogenetica ZS9 dell'INGV relativa al nord Italia. In rosso, il territorio di Biassono.

Utilizzando il grafico della disaggregazione estratto dalla Mappa interattiva di pericolosità sismica messa a disposizione dall'INGV (<http://esse1-gis.mi.ingv.it/>, v. figure seguenti), la magnitudo media di riferimento risulta pari a 4.93 per un sisma a una distanza di 46,7 km.



Modello di pericolosità sismica MPS04-S1 (2004): i diversi colori indicano il valore di scuotimento (PGA = Peak Ground Acceleration - accelerazione di picco del suolo, espressa in termini di accelerazione di gravità g) atteso con una probabilità di eccedenza pari al 10% in 50 anni su suolo rigido (classe A, $V_{s30} > 800$ m/s) e pianeggiante. Il Comune di Biassono è individuato in corrispondenza del nodo della griglia di calcolo al centro della mappa.

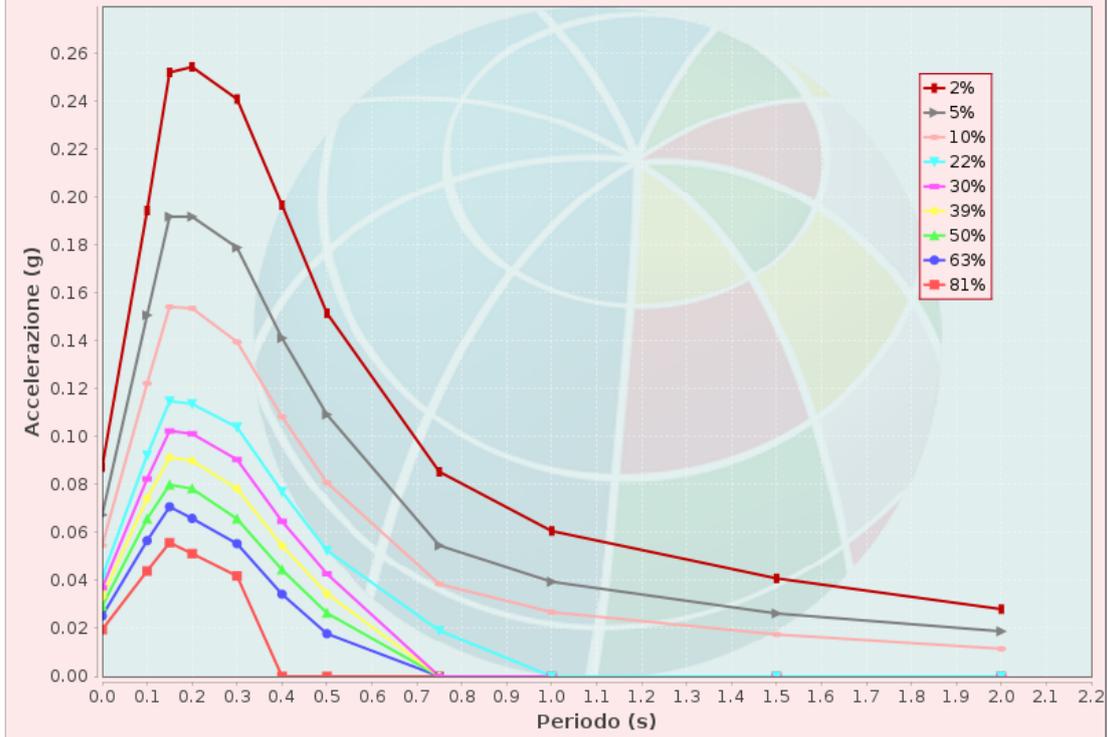


Valori di accelerazione per frequenze annuali di eccedenza

Frequenza annuale di ecc.	PGA (g)		
	16° percentile	50° percentile	84° percentile
0.0004	0.065	0.087	0.100
0.0010	0.046	0.067	0.077
0.0021	0.034	0.055	0.062
0.0050	0.022	0.041	0.047
0.0071	0.018	0.037	0.041
0.0099	0.015	0.033	0.037
0.0139	0.012	0.029	0.033
0.0199	0.008	0.025	0.029
0.0332	0.000	0.020	0.023

In alto, la curva di pericolosità. La pericolosità è l'insieme dei valori di scuotimento (in questo caso per la PGA) per diverse frequenze annuali di eccedenza (valore inverso del periodo di ritorno). La tabella sottostante riporta i valori mostrati nel grafico, relativi al valore mediano (50° percentile) e incertezza, espressa attraverso il 16° e l'84° percentile.

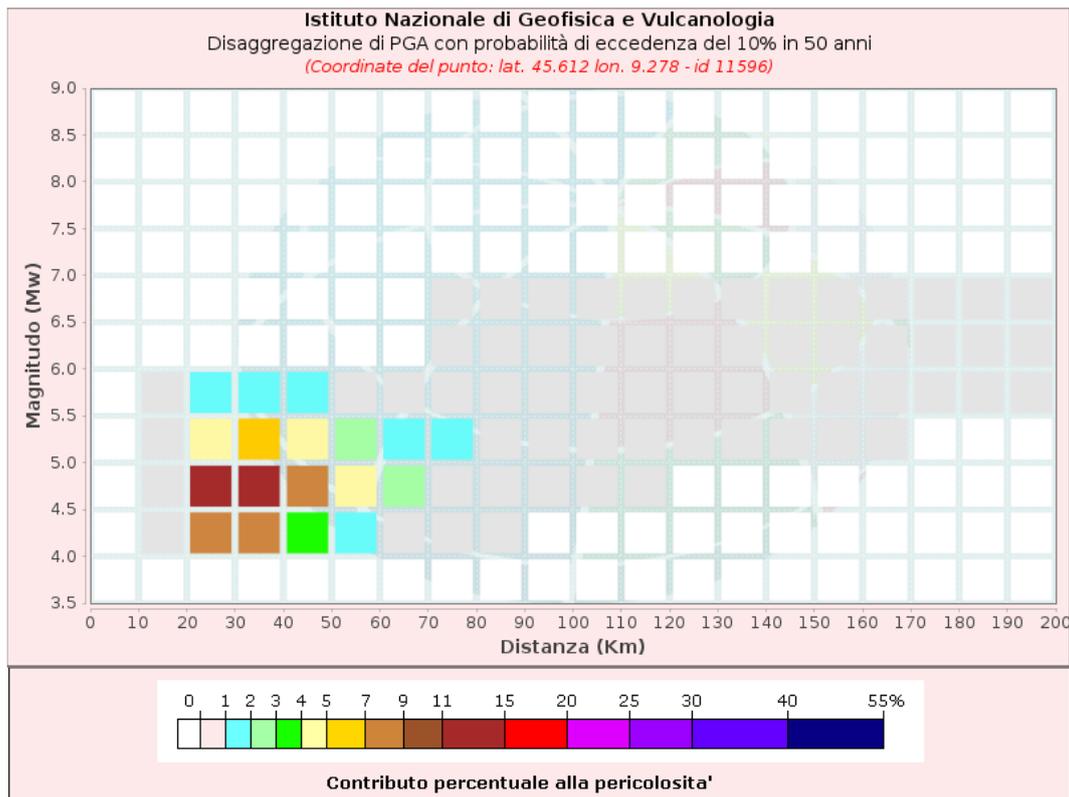
Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia
 Spettri a pericolosità uniforme (50° percentile)
 (Coordinate del punto: lat. 45.612 lon. 9.278 - id 11596)



Spettri a pericolosità uniforme (50° percentile)

PoE in 50 anni	Accelerazione (g)										
	Periodo (s)										
	0.0	0.1	0.15	0.2	0.3	0.4	0.5	0.75	1.0	1.5	2.0
2%	0.087	0.195	0.252	0.254	0.241	0.197	0.152	0.085	0.061	0.041	0.028
5%	0.067	0.151	0.192	0.192	0.179	0.141	0.109	0.055	0.039	0.026	0.019
10%	0.055	0.122	0.154	0.154	0.140	0.108	0.081	0.039	0.027	0.017	0.012
22%	0.041	0.092	0.115	0.114	0.104	0.077	0.053	0.019	0.000	0.000	0.000
30%	0.037	0.082	0.102	0.101	0.091	0.065	0.043	0.000	0.000	0.000	0.000
39%	0.033	0.074	0.091	0.090	0.078	0.055	0.034	0.000	0.000	0.000	0.000
50%	0.029	0.066	0.080	0.078	0.066	0.045	0.026	0.000	0.000	0.000	0.000
63%	0.025	0.057	0.071	0.066	0.055	0.034	0.018	0.000	0.000	0.000	0.000
81%	0.020	0.044	0.056	0.051	0.042	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Spettri a pericolosità uniforme. Gli spettri indicano i valori di scuotimento calcolati per 11 periodi spettrali, compresi tra 0 e 2 secondi. La PGA corrisponde al periodo pari a 0 secondi. Il grafico è relativo alle stime mediane (50° percentile) proposte dal modello di pericolosità. I diversi spettri nel grafico sono relativi a diverse probabilità di eccedenza (PoE) in 50 anni. La tabella riporta i valori mostrati nel grafico.



Disaggregazione di PGA con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni

Distanza in Km	Magnitudo										
	3.5-4.0	4.0-4.5	4.5-5.0	5.0-5.5	5.5-6.0	6.0-6.5	6.5-7.0	7.0-7.5	7.5-8.0	8.0-8.5	8.5-9.0
0-10	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
10-20	0.0000	0.0960	0.1260	0.0411	0.0094	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
20-30	0.0000	8.5500	12.5000	4.7700	1.2300	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
30-40	0.0000	7.2700	12.3000	5.7700	1.7500	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
40-50	0.0000	3.7400	7.4300	4.2700	1.3900	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
50-60	0.0000	1.6900	4.0700	2.8400	0.9870	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
60-70	0.0000	0.6110	2.0100	1.7400	0.6460	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
70-80	0.0000	0.1380	0.9480	1.1600	0.5890	0.1440	0.0211	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
80-90	0.0000	0.0043	0.4300	0.9870	0.7840	0.3430	0.0525	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
90-100	0.0000	0.0000	0.1500	0.7810	0.8130	0.3710	0.0597	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
100-110	0.0000	0.0000	0.0337	0.5220	0.7300	0.3490	0.0583	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
110-120	0.0000	0.0000	0.0032	0.3210	0.7560	0.3810	0.0599	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
120-130	0.0000	0.0000	0.0000	0.1410	0.5980	0.3530	0.0582	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
130-140	0.0000	0.0000	0.0000	0.0469	0.3790	0.2650	0.0465	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
140-150	0.0000	0.0000	0.0000	0.0163	0.2420	0.1980	0.0351	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
150-160	0.0000	0.0000	0.0000	0.0037	0.1320	0.1390	0.0259	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
160-170	0.0000	0.0000	0.0000	0.0002	0.0641	0.0898	0.0180	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
170-180	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0316	0.0607	0.0133	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
180-190	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0205	0.0578	0.0101	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
190-200	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0135	0.0591	0.0079	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

Valori Medi: magnitudo = 4.93 ; distanza = 46.7 ; epsilon = 1.4

Grafico di disaggregazione. Il grafico rappresenta il contributo percentuale delle possibili coppie di valori di magnitudo-distanza epicentrale alla pericolosità del nodo, rappresentata in questo caso dal valore della PGA mediana, per una probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni. La tabella riporta i valori mostrati nel grafico ed i valori medi di magnitudo, distanza ed epsilon.

5.2. Valutazione dei parametri sismici sito-specifici (approccio semplificato)

L'approccio semplificato previsto dalle NTC-18 prevede l'analisi e valutazione dei seguenti parametri sismici:

- *vita nominale di progetto,*
- *classe d'uso,*
- *periodo di riferimento per l'azione sismica,*
- *condizioni topografiche,*
- *categoria di sottosuolo.*

Nella scelta della strategia di progettazione si sono considerati i seguenti parametri di input:

- vita nominale di progetto $V_N = 50$ anni
- classe d'uso $C_u = III$
- coefficiente d'uso $C = 1,5$
- periodo di riferimento per l'azione sismica $V_r = V_N \cdot C = 75$ anni
- coefficiente di smorzamento viscoso $\xi = 5\%$

Vita nominale di progetto

La vita nominale V_N di un'opera strutturale viene intesa come il numero di anni nel quale l'opera, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, debba poter essere usata per lo scopo a cui è destinata; la vita nominale dei diversi tipi di opere è riportata nella tab. 2.4.I. delle NTC-18: per le "costruzioni con livelli di prestazioni ordinari" deve essere utilizzato un valore minimo di V_N pari a 50 anni.

Classe d'uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso. L'opera in progetto qui considerata ricade in Classe d'uso III: "Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi". **Qualora l'edificio in progetto debba anche svolgere funzioni strategiche per l'emergenza, la verifica nell'ipotesi di classe IV dovrà essere svolta separatamente e in aggiunta alla verifica per la classe III.**

Periodo di riferimento per l'azione sismica

Le azioni sismiche su una costruzione sono valutate in relazione a un periodo di riferimento V_R che si ricava moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C ($V_R = V_N \cdot C$) (v. anche tab. 2.4.II. delle NTC-18). Nel caso in esame, il periodo di riferimento per la costruzione è pari a 75 anni.

Condizioni topografiche

Per configurazioni superficiali come quella in esame non sono attese amplificazioni e, adottando la classificazione prevista dalle NTC, risulta la categoria T1: "Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ ". Il valore del coefficiente topografico S_T corrispondente alla categoria T1 è $S_T = 1$.

Categoria di sottosuolo

L'identificazione della categoria di sottosuolo è stata eseguita sulla base della prova MASW effettuata, che ha fornito un valore di $V_{s,eq}$ pari a 359 m/s. La tabella 3.2.II. delle NTC 2018 indica la categoria sismica di appartenenza del suolo di fondazione: in base al valore di V_s ottenuto il terreno è assimilabile alla categoria C.

Fattore di comportamento

Il valore del fattore di comportamento q da utilizzare per ciascuna direzione dell'azione sismica dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità, dai criteri di progettazione adottati e prende in conto le non linearità del materiale. Esso può essere calcolato tramite la seguente espressione:

$$q = q_0 \cdot K_R$$

dove:

- q_0 è il valore massimo del fattore di comportamento, che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto α_u/α_1 tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la

formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione;

- K_R è un fattore riduttivo con valore pari a 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari.

Gli Stati Limite sono intesi come gli stati oltre i quali la struttura non soddisfa i criteri di progetto, ovvero gli stati situati alla frontiera tra il dominio di stabilità e quello di instabilità. Le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito, che è descritta dalla probabilità che, in un fissato lasso di tempo (periodo di riferimento V_r), in detto sito si verifichi un evento sismico di entità almeno pari ad un valore prefissato; la probabilità è denominata “*probabilità di eccedenza o di superamento nel periodo di riferimento*” P_{VR} . Il “*periodo di ritorno*” T_r è il periodo medio intercorrente fra un sisma e il successivo di eguale intensità. Per ciascuno Stato Limite e relativa probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento, il periodo di ritorno del sisma è dato da:

$$T_r = -V_r / \ln(1 - P_{VR}) = -C_U \cdot V_N / \ln(1 - P_{VR}) \quad (C.3.2.1)$$

Per il sito in esame, i periodi di ritorno per la definizione dell’azione sismica sono:

Valori di progetto		T_r (anni)
Stati limite di esercizio - SLE	SLO – $P_{VR} = 81\%$	45
	SLD – $P_{VR} = 63\%$	75
Stati limite ultimi - SLU	SLV – $P_{VR} = 10\%$	712
	SLC – $P_{VR} = 5\%$	1462

ove:

- **SLO = Stato Limite di Operatività:** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed intenzioni d'uso significativi;
- **SLD = Stato Limite di Danno:** a seguito del sisma la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali e orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell’interruzione d’uso di parte delle apparecchiature;
- **SLV = Stato Limite di salvaguardia della Vita:** 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 rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- **SLC = Stato Limite di prevenzione del Collasso:** a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Introducendo il periodo fondamentale di struttura T_1 e il fattore di comportamento q , che devono essere forniti dal Progettista e/o Ing. strutturista responsabile, si potranno ricavare gli *spettri di progetto* $S_d(T)$. Per costruzioni civili o industriali che non superano i 40 m di altezza e con massa uniformemente distribuita, il periodo del modo di vibrare principale, in assenza di calcoli più dettagliati, può essere stimato con la seguente relazione:

$$T_1 = c_1 \cdot H^{3/4} \text{ (analisi lineare statica)}$$

ove:

- H = altezza della costruzione, in metri, dal piano di fondazione;
- c_1 = coefficiente pari a 0.085 per costruzioni con struttura a telaio in acciaio, 0.075 per costruzioni con struttura a telaio in calcestruzzo armato, 0.050 per costruzioni con qualsiasi altro tipo di struttura.

5.3. Analisi della suscettibilità a liquefazione

Per una stima accurata della probabilità di liquefazione di un deposito sabbioso saturo durante un terremoto attualmente non esiste un unico modello in grado di tenere in conto tutti i fattori che concorrono a creare le condizioni perché essa possa verificarsi. Questo è dovuto al fatto che sono troppo numerosi i parametri che governano il fenomeno. I criteri di previsione e i metodi di calcolo che sono stati avanzati in questi ultimi anni si accentrano però su un numero di fattori molto più ridotto rispetto a quelli che intervengono a guidare il fenomeno.

Per liquefazione di un terreno si intende il quasi totale annullamento della sua resistenza al taglio, con l'assunzione del comportamento meccanico caratteristico dei liquidi. I fenomeni di liquefazione interessano in genere depositi non coesivi saturi e dipendono principalmente da:

- proprietà geotecniche dei terreni,
- caratteristiche delle vibrazioni sismiche e loro durata,
- genesi e storia geologica dei terreni,
- profondità della falda.

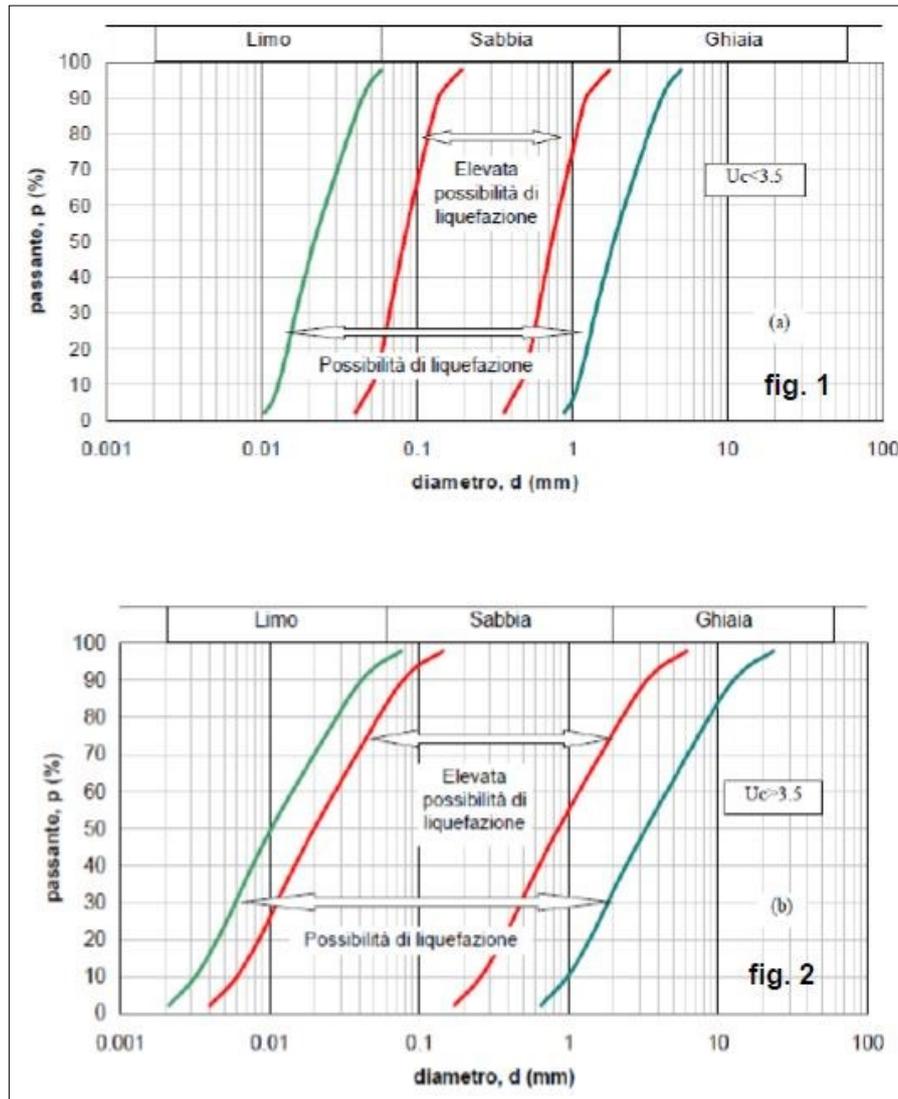
Le cronache ufficiali disponibili registrano fenomeni riconducibili alla liquefazione nei terremoti del 17/11/1570 nel ferrarese (liquefazione a Ficarolo, Torre della Fossa, La Punta, Polesino San Giovanni Battista, Polesino San Giorgio, Boara, Giara del Po), del 12/05/1802 nella Valle dell'Oglio (liquefazione a Soncino e a Ticengo), del 30/10/1901 a Salò, e di quelli più recenti a Medolla e Cavezzo. Durante gli eventi sismici emiliani del maggio 2012, tuttavia, non si sono riscontrati fenomeni più critici riconducibili a fluidificazione (con perdita della capacità portante dei sedimenti al di sotto delle costruzioni) e neppure scorrimenti significativi nelle scarpate degli argini; anche i cedimenti rilevati degli edifici sono risultati complessivamente limitati e per lo più uniformi al di sotto delle costruzioni (Fonte: "*Rapporto preliminare sui diffusi fenomeni di liquefazione verificatisi durante il terremoto in pianura padana emiliana del maggio 2012*", C. Crespellani et Al., 2012. Per ulteriori aspetti teorici, si rimanda alla letteratura scientifica e in particolare ai rapporti tecnici elaborati a seguito del sisma del maggio 2012, consultabili anche on line nel sito del SGSS).

Nell'ambito della verifica dell'esistenza del rischio di liquefazione dei terreni di fondazione, l'adempimento necessario in presenza di terreni spiccatamente granulari sotto falda è in ragione della prescrizione di cui alle NTC 2018. Facendo riferimento ai criteri di esclusione delle NTC, la verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti quattro circostanze:

- accelerazioni massime attese al piano campagna ($A_{g_{max}}$), in assenza di manufatti (condizioni di campo libero), minori di 0,1g;
- profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal p.c., per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
- depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 30$, dove $(N_1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
- distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella figura alla pagina seguente in caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ e in caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.

La profondità minima di verifica, per opere ordinarie a basso rischio e fondazioni superficiali, è pari a 15-20 m (non sono riportati casi in letteratura di liquefazione in strati granulari profondi oltre 15-20 metri).

Nel seguito si espone, per l'area oggetto di intervento, la valutazione delle ricorrenze di cui sopra al fine di verificare se può essere omessa o meno la verifica di liquefazione.



Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione: il parametro U_c - coefficiente di uniformità - è dato dal rapporto D_{60}/D_{10} , ove D_{60} e D_{10} sono i diametri delle particelle corrispondenti rispettivamente al 60% e al 10% del passante sulla curva granulometrica cumulativa.

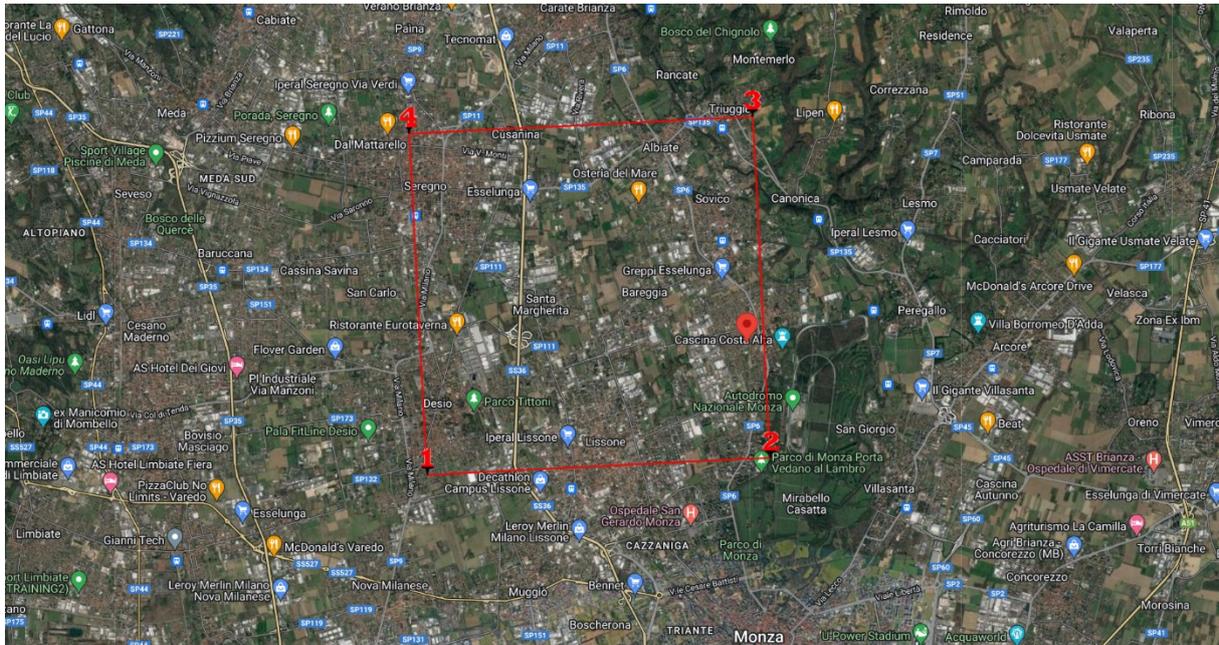
1. Accelerazioni massime attese

Al fine della caratterizzazione delle azioni sismiche di cui alla normativa e della definizione delle forme spettrali in base ai parametri correlati al reticolo di riferimento, le coordinate del sito in oggetto (coordinate geografiche decimali) sono le seguenti (la sigla ED50 si riferisce all'ellissoide di riferimento adottato per la carta di pericolosità dell'INGV, ovvero il sistema di coordinate del reticolo sismico di riferimento European Datum 1950):

- Longitudine: λ_{ED50} 9,272999°
- Latitudine: ϕ_{ED50} 45,628401°

I nodi di riferimento del reticolo sono:

- Vertice 1 Lat: 45,6091 Lon: 9,2066 Distanza: 5595,285
- Vertice 2 Lat: 45,6116 Lon: 9,2778 Distanza: 1903,905
- Vertice 3 Lat: 45,6615 Lon: 9,2743 Distanza: 3686,178
- Vertice 4 Lat: 45,6591 Lon: 9,2028 Distanza: 6431,001



Vertici della maglia di appartenenza (nodi del reticolo intorno al sito).

Utilizzando gli Stati Limite di riferimento ed una categoria di sottosuolo di tipo B si ottengono, per l'area d'intervento, i valori dei parametri a_g , F_0 , T_c^* per i periodi di ritorno T_r associati a ciascuno Stato Limite. Detti valori, riportati nella tabella seguente, sono stati determinati utilizzando sia il metodo della "media ponderata" (definito dalle NTC).

<i>Stato Limite</i>	<i>Probabilità di superamento [%]</i>	<i>Tr [anni]</i>	<i>ag [g]</i>	<i>Fo</i>	<i>Tc* [s]</i>
Operatività (SLO)	81	45	0,023	2,548	0,183
Danno (SLD)	63	75	0,029	2,554	0,206
Salvaguardia vita (SLV)	10	712	0,059	2,641	0,289
Prevenzione collasso (SLC)	5	1462	0,072	2,683	0,303
Periodo di riferimento per l'azione sismica: 50					

Valori dei parametri sismici a_g , F_0 , T_c^* per i periodi di ritorno T_r associati a ciascuno Stato Limite.

I parametri a_g , F_0 e T_c^* di cui sopra definiscono le forme spettrali:

- a_g = accelerazione orizzontale massima al sito (m/s^2);
- F_0 = valore max. del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale (-);
- T_c^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale (sec).

K_h e K_v sono i coefficienti sismici orizzonte e verticale, che dipendono da vari fattori:

$$K_h = \beta \cdot (a_{max} / g)$$

$$K_v = \pm 0,5 \cdot K_h$$

ove:

- β = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;
- a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
- g = accelerazione di gravità = 9,80665.

<i>Stato Limite</i>	<i>Ss</i>	<i>Cc</i>	<i>St</i>	<i>Kh</i>	<i>Kv</i>	<i>A_{max} [m/s²]</i>	<i>β</i>
Operatività SLO	1,5	1,84	1,0	0,007	0,003	0,342	0,20
Danno SLD	1,5	1,77	1,0	0,009	0,004	0,426	0,20
Salvaguardia vita SLV	1,5	1,58	1,0	0,018	0,009	0,869	0,20
Prevenz. collasso SLC	1,5	1,56	1,0	0,022	0,011	1,061	0,20

Coefficienti Sismici (tipo di elaborazione: stabilità dei pendii e fondazioni).

Generalmente il potenziale di liquefazione è estremamente basso o nullo per *accelerazioni massime SLV al p.c. minori di 0,1 g = 0,980 m/s²*, pertanto i valori calcolati di accelerazioni massime attese, per le condizioni imposte, consentono di escludere il rischio di liquefazione.

2. Profondità media stagionale della falda

Juan e Elton nel 1991 hanno valutato la suscettibilità alla liquefazione SL di un sito in funzione della soggiacenza della falda SF:

- SL molto alta SF < 1,5 m
- SL alta 1,5 m < SF < 3,0 m
- SL media 3,0 m < SF < 6,0 m
- SL bassa 6,0 m < SF < 10,0 m
- SL molto bassa 10,0 m < SF < 15,0 m
- **SL nulla SF > 15,0 m**

La distanza della superficie piezometrica dal p.c. attuale risulta, nell'area di intervento, a una profondità maggiore di 15 m, pertanto la suscettibilità alla liquefazione è nulla.

3. Resistenza meccanica del terreno di fondazione

La resistenza meccanica del terreno di fondazione è stata calcolata sulla base delle risultanze delle prove penetrometriche. Dal parametro N_{SPT} , una volta normalizzato alla pressione di 100 Kpa, si ottiene il parametro $(N_1)_{60CS}$, funzione del contenuto di FC: $(N_1)_{60} = N_{SPT} * C_N * C_E * C_B * C_R * C_S$

In genere, il potenziale di liquefazione è estremamente basso per resistenze comprese tra 20 e 30, nullo per resistenze $(N_1)_{60} > 30$.

4. Distribuzione granulometrica dei terreni di fondazione

In assenza di analisi granulometriche specifiche, non è possibile individuare il coefficiente di uniformità U_c del deposito né la posizione della sua curva granulometrica nell'ambito del fuso di riferimento normativo.

Alla luce di quanto indicato, considerando le verifiche esposte relative ai 4 parametri analizzati, si ritiene possano essere esclusi incipienti fenomeni di liquefazione nell'intorno dell'area investigata.

5.4. Verifica sismica di 2° livello

L'area d'intervento, relativamente alla pericolosità sismica locale, è inserita nello scenario **Z4a - Zona di fondovalle e di pianura con presenza di depositi alluvionali e/o fluvio-glaciali granulari e/o coesivi** (effetti: amplificazioni litologiche e geometriche). Secondo quanto previsto dal p.to 2.2 dell'Allegato 5 alla D.G.R. IX/2616 del 30 novembre 2011, in fase di pianificazione, in Zona sismica 3 nelle aree urbanizzate e urbanizzabili, bisogna applicare l'analisi sismica di 2° livello. La procedura consiste in un approccio di tipo semiquantitativo e fornisce la stima quantitativa della risposta sismica dei terreni in termini di valore di Fattore di amplificazione Fa. Il valore di Fa si riferisce ai due intervalli di periodo proprio delle tipologie edilizie presenti più frequentemente nel territorio regionale, intervalli rispettivamente compresi tra 0.1-0.5 s e 0.5-1.5 s; in particolare l'intervallo 0.1-0.5 si riferisce a strutture relativamente basse, regolari e piuttosto rigide (edifici fino a 5 piani), mentre l'intervallo 0.5-1.5 si riferisce a strutture più alte e più flessibili.

La procedura di 2° livello implica l'analisi, ai fini della valutazione dell'amplificazione locale, di effetti di diverso tipo (topografici e litologici) e fornisce, per gli effetti litologici, valori di Fa per entrambi gli intervalli di periodo considerati. Nel caso in esame i suoli sismici definiti in base alla Vs30 (velocità medie delle Vs tra 0 e 30 m di profondità) risultano di tipo C.

Nel caso dell'area in esame si è così proceduto:

- scelta dello scenario corrispondente a suoli di tipo C corrispondenti alla scheda litologica "EFFETTI LITOLOGICI – SCHEDA LITOLOGIA LIMOSO – ARGILLOSA TIPO 2";
- scelta della curva di correlazione T/Fa sulla base delle caratteristiche dello strato superficiale (il valore di Vs dello strato superficiale riportato nella scheda è da intendersi come limite massimo di ogni intervallo): CURVA 1 - ROSSA;
- calcolo del periodo proprio di sito utilizzando la relazione:

$$T = \frac{4 \times \sum_{i=1}^n h_i}{\frac{\sum_{i=1}^n V_{s_i} \times h_i}{\sum_{i=1}^n h_i}}$$

- calcolo del valore di Fa per i due intervalli di periodo 0.1-0.5 s e 0.5-1.5 s in funzione del valore del periodo proprio calcolato e della curva scelta;
- confronto del valore di Fa calcolato dalle curve di correlazione e il valore di soglia comunale (variabilità di 0,1).

Per il Comune di Biassono, i valori regionali di soglia Fa dei suoli sismici di categoria C sono:

- periodo tra 0.1-0.5 = 1,8
- periodo tra 0.5-1.5 = 2,4

Le verifiche dei Fattori di Amplificazione effettuati per l'area in studio e nei termini esposti in precedenza nel testo, con **periodo proprio di sito T = 0.28**, hanno evidenziato i seguenti valori calcolati di Fa:

- periodo tra 0.1-0.5 = 2,28
- periodo tra 0.5-1.5 = 1,21

Nella prospettiva della realizzazione degli interventi in progetto, sulla base dei risultati di quanto sopra, valgono le seguenti prescrizioni in relazione all'aspetto sismico:

- per il periodo 0.5-1.5 la normativa è da considerarsi sufficiente a tenere in considerazione anche i possibili effetti di amplificazione litologica del sito e quindi si applica lo spettro previsto dalla normativa;
- **per il periodo 0.1-0.5 a seguito dell'applicazione del 2° livello si è dimostrata l'inadeguatezza della normativa sismica nazionale all'interno dello scenario Z4a individuato, pertanto si chiede**

L'attuazione di un 3° livello di approfondimento tramite indagini e analisi più approfondite, secondo le prescrizioni della norma regionale. In alternativa, si dovrà utilizzare lo spettro di norma caratteristico della categoria di suolo superiore (anziché lo spettro della categoria di suolo C, si utilizzerà quello della categoria di suolo D).

EFFETTI LITOLOGICI – SCHEDA LITOLOGIA LIMOSO – ARGILLOSA TIPO 2

PARAMETRI INDICATIVI

GRANULOMETRIA e NOTE: come per la litologia limoso - argillosa TIPO 1, a cui in aggiunta è possibile associare i seguenti range di valori per alcuni parametri geotecnici significativi validi per argille con limi ghiaiosi debolmente sabbiosi:

PARAMETRO		INTERVALLO
Peso di volume naturale	γ [kN/m ³]	19.5-20.0
Peso specifico particelle solide	γ_s [kN/m ³]	25.7-26.7
Contenuto d'acqua naturale	w [%]	20-25
Limite di liquidità	w _L [%]	30-50
Limite di plasticità	w _p [%]	15-20
Indice di plasticità	I _p [%]	15-30
Indice dei vuoti	e	0.5-0.7
Grado di saturazione	S _r [%]	90-100
Coefficiente di spinta a riposo	K ₀	0.5-0.6
Indice di compressione	C _c	0.15-0.30
Indice di rigonfiamento	C _s	0.02-0.06
Coefficiente di consolidazione secondaria	C _s	0.001-0.005
Grado di consolidazione	OCR	1-3
Numero colpi prova SPT (nei primi 10 m)	N _{spt}	15-30

ANDAMENTO DEI VALORI DI Vs CON LA PROFONDITA'

Correlazione T - Fa 0.1-0.5 s

Correlazione T - Fa 0.5-1.5 s

$$Fa_{0.5-1.5} = -T^2 + 1.48T + 0.88$$

Curva	Tratto polinomiale	Tratto logaritmico
1	0.10 < T ≤ 0.40 $Fa_{0.1-0.5} = -13.9T^2 + 10.4T + 0.46$	0.40 < T ≤ 1.00 $Fa_{0.1-0.5} = 2.12 - 0.30LnT$
2	0.08 < T ≤ 0.40 $Fa_{0.1-0.5} = -12.8T^2 + 9.2T + 0.48$	0.40 < T ≤ 1.00 $Fa_{0.1-0.5} = 1.77 - 0.38LnT$
3	0.05 < T ≤ 0.40 $Fa_{0.1-0.5} = -10.6T^2 + 7.6T + 0.46$	0.40 < T ≤ 1.00 $Fa_{0.1-0.5} = 1.58 - 0.24LnT$

Scheda LITOLOGIA LIMOSO – ARGILLOSA TIPO 2: il valore di Vs dello strato superficiale (5,04 m) è pari a 192 m/sec, calcolato come media pesata del valore di Vs degli strati superficiali la cui somma supera i 4 m di spessore. Da qui la curva caratteristica di correlazione T/Fa n. 1 rossa (tratto polinomiale per il periodo 0.1-0.5).

6. CONCLUSIONI

Il comparto in esame ricade in classe di fattibilità geologica 3 con consistenti limitazioni all'edificabilità (v. p.to 3.1 della D.G.R. 2616/2011), sia per problematiche di drenaggio delle acque superficiali (aree contraddistinte da bassa permeabilità con valori minori di 10^{-4} m/s, pertanto con potenziale di infiltrazione naturale in superficie basso/molto basso), sia per la presenza di orizzonti con scarsa o nulla resistenza alla penetrazione associabili alla potenziale presenza/evoluzione di cavità sotterranee (scadenti caratteristiche geotecniche del sottosuolo).

Rispetto all'aspetto idrogeologico, la soggiacenza della falda è individuabile a una profondità di circa -30 m rispetto all'attuale p.c.

L'area d'indagine risulta parzialmente compresa all'interno della Zona di rispetto 200 m di raggio del pozzo pubblico comunale con codice SIF 150230003 di via Grandi / Piazza Libertà, ad uso idropotabile.

Rispetto alla pericolosità idraulica, l'area non è coinvolta da fenomeni di inondazione a carico del reticolo idrografico.

Le caratteristiche stratigrafiche, geologiche e geotecniche del sottosuolo sono state indagate svolgendo n. 7 prove penetrometriche dinamiche continue (SCPT) e un'indagine geofisica di tipo MASW. L'indagine sismica ha permesso di valutare i fenomeni di amplificazione attraverso la procedura semplificata basata sulla definizione della categoria di sottosuolo C di cui al punto 3.2.2 delle NTC 2018. La prova MASW non ha rilevato la presenza di inversioni di velocità significative.

L'analisi sismica di secondo livello è stata effettuata come previsto dalla D.G.R. IX/2616/2011, all. 5, p.to 2.2 per le aree PSL Z4a. A seguito della verifica condotta, per il periodo 0.1-0.5 si è dimostrata l'inadeguatezza della normativa sismica nazionale all'interno dello scenario Z4a individuato, pertanto si richiede l'attuazione di un 3° livello di approfondimento tramite indagini e analisi più approfondite, secondo le prescrizioni della norma regionale. In alternativa, si dovrà utilizzare lo spettro di norma caratteristico della categoria di suolo superiore (anziché lo spettro della categoria di suolo C, si utilizzerà quello della categoria di suolo D).

In relazione alla componente sismica di base, inoltre, sono stati ricavati gli elementi di base utili al calcolo dell'azione sismica; introducendo il periodo fondamentale di struttura T1 e il fattore di struttura q, il Progettista e/o Ing. Strutturista responsabile potrà ricavare gli spettri di progetto.

I fenomeni di amplificazione sismica di tipo topografico sono stati valutati attraverso la procedura semplificata basata sulla definizione della categoria topografica T1 mediante analisi morfologica di dettaglio.

La sicurezza nei confronti del fenomeno della liquefazione ha evidenziato l'assenza di fattori scatenanti e/o predisponenti.

Le indagini penetrometriche hanno confermato la presenza di occhi pollini a diverse profondità. Le prove penetrometriche sono eseguite in genere con una maglia troppo ampia per individuare e descrivere con precisione il fenomeno; si tenga presente, infatti, che anche occhi pollini molto piccoli possono potenzialmente ingrandirsi una volta che è stata costruita l'opera e causare danni notevoli. Inoltre, la possibilità che le cavità siano parzialmente o totalmente riempite di materiale di crollo o sedimenti derivanti dalla circolazione idrica sotterranea può rendere difficile il riconoscimento delle cavità stesse solo dall'analisi delle prove penetrometriche. I dati e i parametri illustrati nella presente relazione, pertanto, non possono essere direttamente utilizzati per la progettazione esecutiva e la costruzione delle opere, sia perché a carattere generale sia perché le caratteristiche di "portanza" dei terreni dipendono dal comportamento del sistema manufatto-

terreno di fondazione, variabile quindi da caso a caso e dalla tipologia e dimensionamento delle fondazioni medesime.

Sulla base di quanto sopra, la realizzazione degli interventi dovrà essere supportata da approfondimenti di carattere geotecnico riferiti al progetto esecutivo delle opere, per i quali, in merito alle scelte progettuali e alle condizioni di carico previste, il Progettista dovrà indicare i dati relativi alle prestazioni dell'opera e alle azioni di progetto. Sulla base di ciò si potranno effettuare le scelte per l'impostazione delle opere in termini di effettivo livello geotecnico e quota / profondità di posa, onde minimizzare i volumi da asportare e movimentare, tenendo conto anche delle necessità di gestione delle Terre da Scavo e di redazione del Piano di Utilizzo (ex "Piano Scavi"); relativamente a tale quota / profondità dovranno essere poi effettuate le verifiche geotecniche esecutive.

Considerata la presenza nella zona di occhi pollini, inoltre, non si ritiene opportuno prevedere la dispersione delle acque meteoriche nel sottosuolo se non in una zona distale a un'adeguata distanza dai fabbricati in progetto.

Particolare attenzione, inoltre, dovrà essere posta alla porzione identificata con codice AGISCO MB009.0001 - IDSC Diocesi di Milano; in quest'area, che risulta ad oggi bonificata, si sono osservati materiali di riporto che possono avere caratteristiche geotecniche estremamente variabili in funzione della natura e dell'eterogeneità del deposito.

Ad oggi non sono ancora disponibili informazioni tecniche di natura strutturale; una volta definiti i carichi allo SLU e allo SLE, sarà necessario effettuare tutte le verifiche richieste dalla normativa vigente (D.M. 17/01/2018), che dovranno essere finalizzate al corretto dimensionamento delle fondazioni. In sede di stesura del Progetto Esecutivo, sarà compito del Progettista e/o Ing. strutturista responsabile decidere il dimensionamento più adatto delle fondazioni in base al carico strutturale esistente su ciascuna fondazione. Sulla base delle scelte progettuali effettuate e in particolare in merito alle condizioni di carico previste, tenuto conto che per la progettazione delle opere le NTC-18 riguardano unicamente gli aspetti connessi alla sicurezza strutturale, il Progettista dovrà indicare i dati prestazionali dell'opera relativi alle azioni di progetto da considerare e necessari ai fini delle verifiche della sicurezza e delle prestazioni geotecniche, comprendenti nello specifico quanto meno:

- *peso proprio della struttura (carico permanente G1, in kN);*
- *peso proprio non strutturale (carico accidentale G2, in kN - es. pesi di impianti e macchinari, cose e oggetti disposti sulla struttura, ecc.);*
- *eventuali carichi variabili (Q1).*

Ad essi dovrà essere aggiunto il valore del carico max. neve, espresso in KN/m² e associato a un periodo di ritorno pari a 50 anni equivalente all'altezza in metri (in Lombardia varia da 1 a 9,7).

Nel momento in cui andranno effettuati i calcoli di verifica geotecnica sarà necessario applicare gli opportuni coefficienti di riduzione, determinati in base al singolo approccio progettuale per ottenere il valore di progetto del parametro geotecnico considerato (come richiesto dalla normativa).

Relativamente agli aspetti urbanistici faranno riferimento norme e prescrizioni fornite dalla L.R. 12/05 art. 57 – *“Componente geologica, idrogeologica e sismica del Piano di Governo del Territorio”* e dalle relative delibere attuative, di cui l'ultima è la D.G.R. 26 aprile 2022 - n. XI/6314 *“Modifiche ai criteri e indirizzi per la definizione della componente geologica, idrogeologica e sismica del piano di governo del territorio, in attuazione dell'art. 57 della l.r. 11 marzo 2005, n. 12 approvati con d.g.r. 2616/2011 e integrati con d.g.r. 6738/2017”*, nonché da quanto prescritto per il territorio comunale di Biassono nell'ambito del Regolamento Edilizio e della Normativa Geologica di Attuazione.