Commitente:

Ospedale di Desio

Sistema Socio Sanitario
Regione Lombardia
ASST Monza

via Pergolesi ,33
20900 Monza (MB)

Oggetto:

AMPLIAMENTO DEL PRONTO SOCCORSO DEL PRESIDIO OSPEDALIERO DI DESIO
Via Mazzini, 20832 Desio (MB)



Direttore generale	Direttore sanitario	RUP- S.C. Gestione Tecnico Patrimoniale	Direttore generale dei lavori	Imprese aggiudicatarie
Dr. Mario Nicola Francesco Alparone	Dott.ssa Laura Radice	Dott. Ing. Sabrina Piatti		

Progetto Architettonico	Progetto Strutturale	Geologo	Progetto Impiantistico	Coor. Sic. in fase di Progettazione
Keller Associati S.r.l. Arch. Sergio Carangelo	Keller Associati S.r.l. Ing. Alberto Farioli	Keller Associati S.r.l. dott. Alessandro Ferrario	Corbellini S.r.l. Ing. Umberto Corbellini Ing. Maurizio Siciliano	Corbellini S.r.l. Ing. Umberto Corbellini

Dr. Geologo ALESSANDRO FERRARIO n. 1084

R.T.P.

KELLER ASSOCIATI s.r.l.
Via Inganni, n°84 - 20147 - Milano - Tel./fax 024151049
e_mail: milano@kellerassociati.it

Corbellini srl
Strada 8 n. 6 - Milano, San Felice Tel. 027533344 - fax 027532008
e_mail: info@corbellini.com

Rev	Data	Emesso	Redatto	Controllato	Approvato
0	25.11.19	Emesso per consegna progetto esecutivo	Ferrario	Ferrario	Ferrario
1	23.12.19	Emesso a seguito di verbale di validazione del 10.12.19	Ferrario	Ferrario	Ferrario

Progetto esecutivo	Elaborati	Commessa	Fase / Serie / n° elaborato	Revisione
		281	4.E.19	1
Relazione geologica e geotecnica		Scala: -	Data: 23.12.19	
		File: 281_4.E.19 rev 1 _23.12.19 - Relazione geologica e geotecnica		

A NORMA DI LEGGE IL PRESENTE ELABORATO NON PUO' ESSERE RIPRODOTTO O COMUNICATO A TERZI SENZA ESPRESSA E PREVENTIVA AUTORIZZAZIONE DEL TITOLARE

RELAZIONE GEOLOGICA

INDICE

1 PREMESSA **2**
1.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO **2**
1.2 DOCUMENTAZIONE TECNICA CONSULTATA **2**
2 INQUADRAMENTO GENERALE **3**
2.1 INQUADRAMENTO URBANISTICO E TERRITORIALE **3**
2.2 GEOLOGIA **4**
2.3 GEOMORFOLOGIA E DINAMICA MORFOLOGICA **6**
2.4 IDROGRAFIA **6**
2.5 IDROGEOLOGIA **6**
2.6 SISMICITÀ DELL'AREA **7**
2.7 VINCOLI E FATTIBILITÀ GEOLOGICA **7**
3 ANALISI DELLA PERICOLOSITÀ GEOLOGICA **8**
3.1 PERICOLOSITÀ GEOTECNICA **8**
3.2 PERICOLOSITÀ GEOMORFOLOGICA **8**
3.3 PERICOLOSITÀ IDROGEOLOGICA **9**
3.4 PERICOLOSITÀ SISMICA **9**
3.4.1 SISMICITÀ DELL'AREA **10**
4 INDAGINI GEOGNOSTICHE **12**
4.1 PROGRAMMA DI INDAGINE **12**
4.2 PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE **13**
4.3 INDAGINI GEOFISICHE **14**
5 CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA **14**
5.1 PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE **14**
5.2 MODELLO GEOLOGICO **16**
5.3 CONDIZIONI IDROGEOLOGICHE **17**
6 CARATTERIZZAZIONE SISMICA **17**
6.1 INDAGINE GEOFISICA **17**
6.2 ANALISI DEI RISULTATI **18**
6.3 CATEGORIA DI SOTTOSUOLO **19**
6.4 AMPLIFICAZIONE TOPOGRAFICA **20**
7 CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE **20**

1 PREMESSA

La presente relazione costituisce la relazione geologica ai sensi del D.M. 17/01/2018 "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" (cap. 6.2.1) e della d.g.r. IX/2616 per la realizzazione di una scala di sicurezza antincendio presso il corpo E del presidio ospedaliero di Desio.

Il lavoro è stato eseguito con lo scopo di definire:

- la caratterizzazione e la modellazione geologica del sito (litologia e stratigrafia dei terreni);
- il modello geologico e geotecnico del volume significativo dei terreni di fondazione;
- la caratterizzazione sismica dell'area.

La redazione del presente documento è basata su distinte fasi di lavoro:

- raccolta e studio della letteratura e della documentazione di carattere geologico esistente;
- rilievo geologico e geomorfologico dell'area e di un suo intorno significativo;
- esecuzione di prove in sito (prove penetrometriche) e loro interpretazione.

1.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n° 3274 - 20 marzo 2003 – "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica";
- Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica; Parte I: Regole Generali (UNI ENV 1997-1, 1997); Parte II: Progettazione assistita da prove di laboratorio (UNI ENV 1997-2, 2002); Parte III: Progettazione assistita con prove in sito (UNI ENV 1997-3, 2002);
- Eurocodice 8 (1998) – "Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture; Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici (UNI ENV 1998-5, 1998-2003)";
- L.R. 12 ottobre 2015, n. 33 – "Disposizioni in materia di opere o di costruzioni e relativa vigilanza in zone sismiche";
- Delibera Giunta regionale – Regione Lombardia - 11 luglio 2014 - n. X/2129 – "Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia (l.r. 1/2000, art. 3, c. 108, lett. d)";
- Delibera Giunta regionale – Regione Lombardia – 30 marzo 2016 - n. X/5001 – "Approvazione delle linee di indirizzo e coordinamento per l'esercizio delle funzioni trasferite ai comuni in materia sismica (artt. 3, comma 1, e 13, comma 1, della l.r. 33/2015)";
- Regolamento regionale 23 novembre 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 legge regionale 11 marzo 2005, n. 12 (Legge per il governo del territorio)" e s.m.i.;
- Decreto ministeriale 17 gennaio 2018 – "Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»".
- Circolare 21 gennaio 2019 , n. 7 C.S.LL.PP. "Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018".

1.2 DOCUMENTAZIONE TECNICA CONSULTATA

Per la redazione del presente studio sono stati consultati diversi lavori di carattere geologico e geotecnico, tra i quali:

[Rif.1] Raffaele Fiorentino, Ampliamento e ristrutturazione del presidio ospedaliero di Desio – Progetto Esecutivo" – Relazione Geologica e geotecnica, Marzo 1996;

[Rif.2] Agostino Pasquali Coluzzi, "Riqualificazione reparti e servizi del presidio, realizzazione nuovo edificio per attività ambulatoriali e anche per l.p. comprendente adeguamento del

presidio per ottenimento del C.P.I." – Denuncia Inizio Attività – Relazione geologica e geotecnica – Settembre 2009;

[Rif.3] Efrem Ghezzi, "Componente geologica, idrogeologica e sismica del Piano del Governo del Territorio ai sensi della L.R. 12/2005 e secondo i criteri della D.G.R. n. IX/2616/11", Settembre 2014;

[Rif.4] Gianluca Nascimbene, "Opere di adeguamento antincendio del presidio ospedaliero di Desio – Lotto 2 – Progetto Esecutivo" – Relazione geologica, Aprile 2018.

2 INQUADRAMENTO GENERALE

2.1 INQUADRAMENTO URBANISTICO E TERRITORIALE

L'area oggetto di studio è inserita nel Foglio B5 alla scala 1:50.000 della cartografia tecnica regionale e, in maggior dettaglio, nella sezione C.T.R. della Regione Lombardia B5b4 scala 1:10.000 (Figura 1).

Si sviluppa nel settore nord occidentale del comune di Desio, ad una quota di circa 205 m s.l.m.



Figura 1 – Ubicazione dell'area di intervento



Figura 2 – Foto aerea del presidio ospedaliero di Desio con indicazione dell'area di intervento – Ortofoto Geoportale Regione Lombardia

2.2 GEOLOGIA

Il territorio di Desio si sviluppa nella fascia della "media pianura" lombarda, nel settore centro-occidentale della Pianura Padana dove una potente coltre di depositi quaternari continentali poggia su un substrato roccioso Villafranchiano (Pliocene medio-Pleistocene Inf.) costituito da limi, sabbie fini e argille con frequenti torbe e bancate grossolane. Il substrato roccioso ha subito, durante le tardi fasi orogenetiche alpine, un sollevamento con conseguente deformazione ed erosione superficiale. Sul substrato si sono successivamente deposti sedimenti glaciali e fluvioglaciali legati alle diverse fasi di espansione e ritiro dei corpi glaciali del Pleistocene-Olocene.

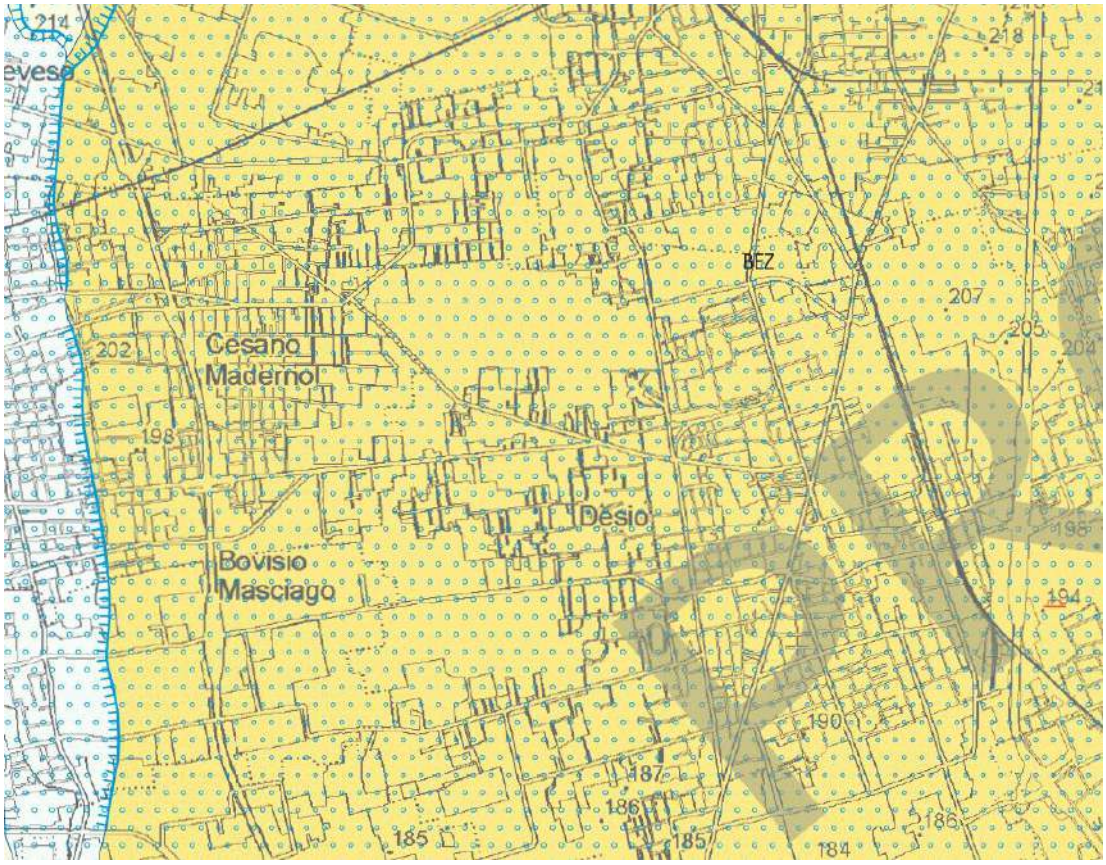
Durante l'ultima glaciazione sulle Alpi si estendevano grandi ghiacciai vallivi tra i quali il ghiacciaio dell'Adda proveniente dall'alta Valtellina e formato dalla coalescenza di più ghiacciai. Questo si estendeva lungo la valle del Lago di Como e nella zona di centro lago si divideva in più lingue; una lingua percorreva la Valsassina, una lingua percorreva la Val Menaggio verso il Lago di Lugano, dove entrava in coalescenza con il ghiacciaio del Ticino, una lingua percorreva il ramo di Como del lago e una il ramo di Lecco . Queste ultime due lingue formavano, in area pedemontana, un grande anfiteatro che durante alcune glaciazioni antiche (Glaciazione Bozzente) era unico, mentre durante le glaciazioni più recenti era diviso a formare quattro lobi, denominati da W verso E Lobo del Faloppio, Lobo di Como, Lobo della Brianza e Lobo di Lecco. I lobi di Como e della Brianza si estendevano verso sud fino a raggiungere Besana Brianza e Carimate. Dalle morene terminali dei lobi dell'anfiteatro si dipartono grandi piane fluvioglaciali che contraddistinguono la media pianura Lombarda formate dai sedimenti fluvioglaciali deposti dagli scaricatori glaciali che attraversano in senso N-S l'alta pianura.

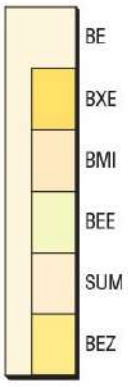
I sedimenti fluvioglaciali che caratterizzano la media pianura sono generalmente costituiti da ghiaie, mentre in prossimità dell'asse della pianura, coincidente con il fondovalle del Po, tali depositi sono costituiti prevalentemente da sabbie e limi con rare lenti di ghiaia. Il sollevamento e la progressiva emersione del settore orientale della Pianura Padana con la deposizione di sedimenti alluvionali olocenici, costituiti prevalentemente da sabbie, ghiaie e limi con lenti argillose costituisce l'ultima fase evolutiva Oligocenica.

Il territorio di Desio insiste direttamente sui depositi fluvioglaciali pleistocenici ghiaiosi trasportati e deposti dagli scaricatori glaciali Pliocenici.

Secondo quanto riportato nella Componente geologica a supporto del PGT del Comune di Desio e nella Carta geologica d'Italia in scala 1:50.000 -Progetto CARG (Foglio 96_Seregno) i depositi che costituiscono il sottosuolo dell'area di interesse appartengono al Supersintema di Besnate – Unità di Guanzate. Tali

depositi sono costituiti da ghiaie medio grossolane massive, occasionalmente a debole isorientazione, a supporto di matrice con clasti poligenici, di dimensioni modali centimetriche, da subarrotondati a subangolosi. La matrice è costituita da sabbie grossolane.





SUPERSINTEMA DI BESNATE

Diamicton massivi a supporto di matrice: depositi glaciali. Ghiaie stratificate a supporto di clasti o a supporto di matrice: depositi fluvioglaciali. Profilo di alterazione poco evoluto su spessori di circa 4 metri, con mediamente il 50% dei clasti alterati. Morfologie conservate.

UNITÀ DI BULGAROGRASSO (BXE): diamicton massivi a supporto di matrice e clastico: *till* di ablazione. Diamicton massivi a supporto di matrice, sovraconsolidati: *till* di alloggiamento. Ghiaie a supporto di matrice e localmente a supporto clastico, ghiaie a supporto di matrice, debolmente stratificate e gradate: depositi fluvioglaciali. Colore della matrice 10YR, 2.5Y e 5Y. Profilo di alterazione poco evoluto su spessori di circa 2 metri, con mediamente il 40% dei clasti alterati. Morfologie poco conservate e frammentate da successivo 'evento glaciale'.

UNITÀ DI MINOPRIO (BMI): diamicton massivi a supporto di matrice, debolmente compatti; ghiaie massive a supporto clastico e localmente a supporto di matrice: *till* di ablazione. Diamicton massivi a supporto di matrice, sovraconsolidati, diamicton massivi a supporto clastico, sovraconsolidati, ghiaie massive a supporto di matrice, addensate: *till* di alloggiamento. Limi massivi debolmente compatti con clasti mediamente millimetrici: *till* di colata. Limi argillosi laminati, sabbie fini limose e limi sabbiosi laminati, con clasti annegati pluricentimetrici: depositi glaciolacustri. Ghiaie massive a supporto di matrice sabbiosa debolmente limosa; ghiaie e ghiaie sabbiose massive a supporto clastico; diamicton massivi a supporto clastico con matrice interstiziale; sabbie fini limose con clasti centimetrici: depositi fluvioglaciali. Colore della matrice 10YR e 2.5Y. Profilo di alterazione poco evoluto su spessori di 1 metro, con mediamente il 30-40% dei clasti alterati. Morfologie poco conservate.

UNITÀ DI CADORAGO (BEE): diamicton massivi a supporto di matrice: *till* di ablazione. Diamicton massivi a supporto di matrice, sovraconsolidati: *till* alloggiamento. 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. Colore della matrice generalmente 10YR, localmente 7.5YR 2.5Y. Profilo di alterazione poco evoluto su spessori di circa 2 metri, con mediamente il 40% dei clasti alterati. Morene a morfologie ben conservate e ampie piane fluvioglaciali.

UNITÀ DI SUMIRAGO (SUM): ghiaie a stratificazione orizzontale, gradate; sabbie limose massive: depositi fluvioglaciali. Colore della matrice 2.5Y e 10YR. Profilo di alterazione spesso circa 4 metri con più del 50% dei clasti alterati. Morfologie conservate con ampie piane fluvioglaciali.

UNITÀ DI GUANZATE (BEZ): diamicton massivi a supporto di matrice: depositi glaciali. Ghiaie massive e localmente isorientate a supporto di matrice: depositi fluvioglaciali. Colore della matrice 10YR localmente 2.5YR e 7.5YR verso la sommità del profilo. L'alterazione interessa mediamente il 50% dei clasti. Massima avanzata dei ghiacciai 'Besnate' con morene a morfologie conservate e ampie piane fluvioglaciali.

PLEISTOCENE MEDIO - SUPERIORE

Figura 3 – Inquadramento geologico – Carta geologica d'Italia Progetto CARG Foglio 96 Seregno

I sedimenti fluvioglaciali dell'area sono caratterizzati dal fenomeno degli occhi pollini che interessa anche parzialmente i settori occidentali del territorio comunale, come documentato nello studio

geologico a corredo del PGT comunale. Gli "occhi pollini" si sono costituiti da cavità di dimensioni variabili che si possono generare nel sottosuolo e che può essere distinta in tipologie differenti per genesi e morfologia. In genere si formano nei depositi posso consolidati sopra falda, a profondità variabili da pochi decimetri fino a oltre 10 m e possono avere dimensioni notevoli.

2.3 GEOMORFOLOGIA E DINAMICA MORFOLOGICA

L'assetto morfologico sub pianeggiante dell'intero territorio comunale di Desio è legato alla genesi dei depositi fluvioglaciali caratteristici della media pianura. In generale la superficie topografica presenta una debole immersione verso SW con una quota media di circa 200 m s.l.m.

L'intesa urbanizzazione ha completamente obliterato l'originale morfologia rendendo indistinguibili i diversi elementi morfologici.

Nel dettaglio dell'area di intervento si osserva la presenza di un dosso artificiale allungato parallelamente all'edificio che risulta ribassato rispetto il territorio circostante di circa 2 m.

2.4 IDROGRAFIA

Il territorio comunale di Desio non è attraversato da corsi d'acqua. L'area di intervento non è direttamente interessata dalla presenza di corsi d'acqua.

2.5 IDROGEOLOGIA

La definizione dell'assetto idrogeologico dell'area è stato desunto dallo studio geologico a corredo del PGT vigente del Comune di Desio.

Secondo la più recente classificazione riportata nello studio "Geologia degli Acquiferi Padani" della Regione Lombardia, pubblicato nel 2002 in collaborazione con Eni-Divisione Agip e del relativo aggiornamento (marzo 2005) nel sottosuolo della Pianura Padana sonio distinguibili 4 differenti gruppi acquiferi separati da orizzonti argillosi metrici continui con ampia estensione areale:

- Gruppo Acquifero A (Olocene, Pleistocene Superiore – Pleistocene Medio); costituisce la porzione superiore del cosiddetto Acquifero Tradizionale. L'unità è costituita da depositi continentali in facies fluvioglaciale/fluviale di tipo braided ad alta energia e è presente con continuità in tutto il territorio. Dal punto di vista litologico è presente una netta predominanza di litotipi ghiaioso-sabbiosi con ciottoli, solo localmente parzialmente cementati, con subordinate intercalazioni di livelli sabbiosi e limoso-argillosi privi di continuità laterale. Presenta uno spessore contenuto (5-15 m) e assenza di circolazione idrica.
- Gruppo Acquifero B (Pleistocene Medio); costituisce la porzione inferiore del cosiddetto Acquifero Tradizionale. E' costituito da depositi continentali in facies fluvioglaciale/fluviale di tipo braided, prevalentemente ghiaie, sabbie con ciottoli e conglomerati a diverso grado di cementazione, anche formanti banchi di spessore consistente (fino a 50 m). All'interno dell'unità sono localmente presenti orizzonti a bassa permeabilità caratterizzati da una limitata estensione laterale. Il gruppo, di spessore variabile da 60 a 80 m, è sede dell'acquifero superiore di tipo libero e localmente semiconfinato, caratterizzato da una elevata permeabilità; la soggiacenza si attesta su valori di 35-38 m da p.c.
- Gruppo Acquifero C (Pleistocene Inferiore [Siciliano ed Emiliano]) e Gruppo Acquifero D (Pleistocene Inferiore [Santerniano]): sono costituiti da argille limose grigie / gialle in facies continentale/transizionale (gruppo acquifero C) e azzurre (gruppo acquifero D) a cui si intercalano livelli di sabbie fini e ghiaie sabbiose ad alto contenuto argilloso. Nei livelli più grossolani e permeabili sono presenti falde idriche intermedie e profonde di tipo confinato, captate dai pozzi pubblici presenti sul territorio comunale.

Gruppi acquiferi A e B costituiscono la Litozona ghiaioso-sabbiosa che è sede dell'acquifero tradizionale nel quale si sviluppa la falda freatica (I falda) alimentata dalle acque meteoriche e dalle acque di sub-alveo dei corsi d'acqua. Nell'area di studio la falda presenta una direzione di deflusso circa N-S, con una soggiacenza di circa 35 m dal p.c.

2.6 SISMICITÀ DELL'AREA

Dal punto di vista sismico l'area, secondo le indicazioni riportate nel PGT comunale, non rientra in alcuno scenario di pericolosità sismica. Tuttavia, poiché l'area non insiste direttamente su un bedrock sismico, ma su depositi sciolti, che determinano la variazione delle caratteristiche dell'onda sismica, essa può correttamente essere inserita in uno scenario scenario Z4a, definita come: "zona di fondovalle con presenza di depositi alluvionali e/o fluvio-glaciali granulari e/o coesivi".

2.7 VINCOLI E FATTIBILITÀ GEOLOGICA

La cartografia a corredo del PGT comunale non individua vincoli di carattere geologico interferenti con l'area di intervento, come evidenziato nella figura seguente.

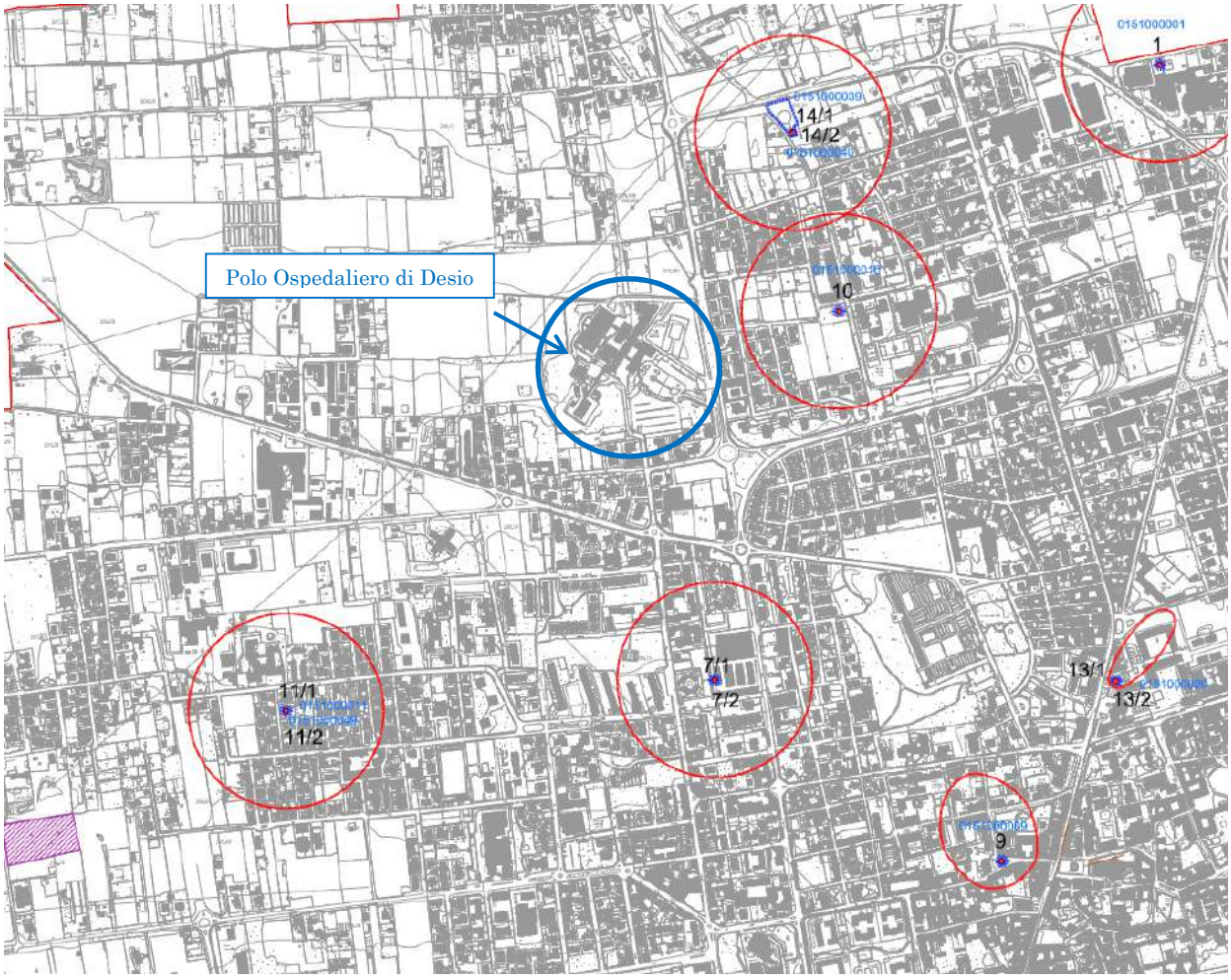
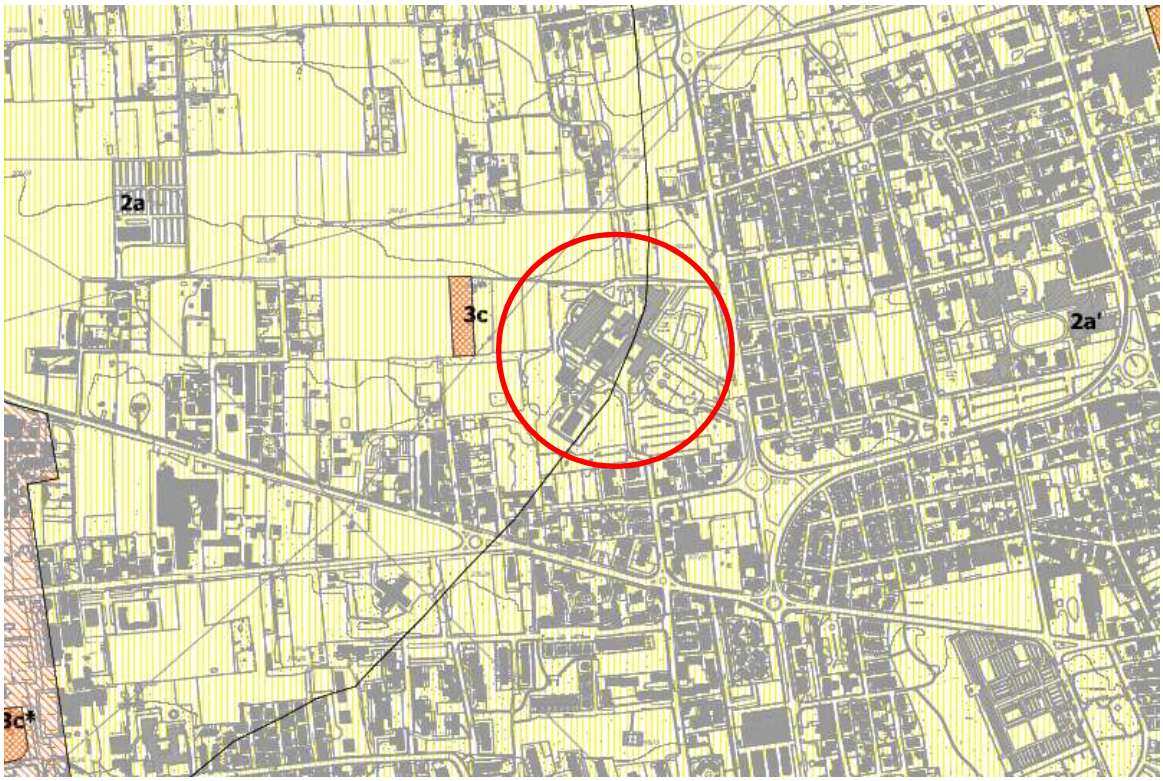


Figura 4 – Stralcio Carta dei Vincoli – PGT Comune di Desio

Secondo quanto riportato nella carta della fattibilità geologica della Componente Geologica, Idrogeologica e Sismica a corredo del PGT vigente, l'area è inserita in classe 2 di fattibilità geologica – tra la sottoclasse 2a e 2a' che comprende le zone nelle quali sono state riscontrate modeste limitazioni all'utilizzo a scopi edificatori e/o alla modifica della destinazione d'uso dei luoghi.

Le limitazioni di cui sopra possono essere superate mediante approfondimenti di indagine e accorgimenti tecnico costruttivi, senza l'esecuzione di opere di difesa. Si tratta di aree pianeggianti prive di reticolo idrografico il cui substrato è costituito da ghiaie a matrice sabbiosa con caratteristiche geotecniche da discrete a buone le cui problematiche sono legate alla probabile presenza di occhi pollini (classe 2a').



2a/2a' (Supersintema di Besnate) FATTIBILITA' CON MODESTE LIMITAZIONI	Aree a morfologia pianeggiante prive di reticolo idrografico, litologicamente costituite da ghiaie medio grossolane a supporto di matrice sabbiosa grossolana, con profilo di alterazione poco evoluto e presenza di copertura loessica.	Area costituita da terreni con discrete/buone caratteristiche portanti. Problematiche legate alla presenza di terreni a potenziale alta suscettività al fenomeno degli occhi pollini (classe 2a'). Vulnerabilità dell'acquifero di grado medio	Favorevole con modeste limitazioni legate alla verifica puntuale delle caratteristiche portanti dei terreni e alla salvaguardia dell'acquifero libero	Sono ammesse tutte le tipologie edificatorie. Per le opere esistenti sono ammessi gli interventi di cui alla L.R. 12/05 s.m.i. art. 27, comma 1, lett. a, b, c, d.

Figura 5 – Stralcio Carta della Fattibilità – PGT Comune di Desio

3 ANALISI DELLA PERICOLOSITÀ GEOLOGICA

3.1 PERICOLOSITÀ GEOTECNICA

L'area si sviluppa in corrispondenza di terreni caratterizzati da alternanze di livelli a diverso grado di addensamento e differente granulometria caratterizzati da distribuzione spaziale non omogenea sia laterale sia verticale.

In generale le caratteristiche geotecniche dei terreni sono da considerarsi discrete per gli orizzonti più superficiali e da discrete a buone per gli orizzonti più profondi, come confermato dalle indagini condotte in sito.

La presenza di strutture sepolte (occhi pollini) determina una potenziale criticità dal punto di vista geotecnico.

3.2 PERICOLOSITÀ GEOMORFOLOGICA

L'area si sviluppa all'interno di un contesto completamente pianeggiante privo di manifestazioni morfologiche di rilievo. Allo stato attuale non vi sono evidenze di fenomeni di dissesto in corrispondenza dell'area di intervento; l'area non presenta particolari elementi di pericolosità dal punto di vista geomorfologico.

3.3 PERICOLOSITÀ IDROGEOLOGICA

L'area è caratterizzata dalla presenza di una circolazione idrica ben sviluppata con elevata soggiacenza, ed è inoltre caratterizzata da terreni con grado di permeabilità medio o medio-alto. La presenza di acqua nel sottosuolo è un elemento di rilevante importanza in quanto può influire sulle caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione e può essere bersaglio di eventuali fenomeni di contaminazione. Durante l'esecuzione delle prove in sito non è stata rilevata la presenza di acqua che, secondo le indicazioni desunte dal PGT vigente si attesta a circa 35 m dal p.c.. L'elevata soggiacenza della falda determina condizioni di vulnerabilità medie per l'acquifero.

3.4 PERICOLOSITÀ SISMICA

"La pericolosità sismica, intesa in senso probabilistico, è lo scuotimento del suolo atteso in un dato sito con una certa probabilità di eccedenza in un dato intervallo di tempo, ovvero la probabilità che un certo valore di scuotimento si verifichi in un dato intervallo di tempo" (da: http://www.mi.ingv.it/pericolosita-sismica/); la sua valutazione deriva quindi dai dati sismologici disponibili e porta alla valutazione del rischio sismico di un sito in termini di danni attesi, a cose e persone, come prodotto degli effetti di un evento sismico.

Con il termine rischio sismico si identificano gli effetti prodotti da un terremoto sul territorio, misurabili come danni attesi.

La normativa antisismica vigente si basa sulla stima dello scuotimento del suolo previsto in un certo sito durante un dato periodo di tempo a causa dei terremoti e definisce i requisiti antisismici per le nuove costruzioni in determinate zone del Paese.

A livello nazionale le zone sismiche sono state individuate sulla base del documento di "Proposta di riclassificazione sismica del territorio nazionale" (d.lgs. 112/98) e della successiva ordinanza n. 3274 della Presidenza del Consiglio dei Ministri che ha sancito che tutto il territorio nazionale è da ritenersi simico.

La regione Lombardia, con la d.g.r. n. 7/14964 del 7 novembre 2003, aggiornata con la d.g.r. X/2129 del 11 Luglio 2014 ha recepito l'elenco delle zone sismiche secondo quanto stabilito dall'Ordinanza 3274/03 e s.m.i..

Il Comune di Desio è inserito in zona sismica 3, ai sensi della nuova classificazione sismica della Regione Lombardia di cui alla d.g.r. n. X/2129 del 11 Luglio 2014, in attuazione alla l'Ordinanza della Presidenza del Consiglio dei Ministri 3274 del 8 maggio 2003.

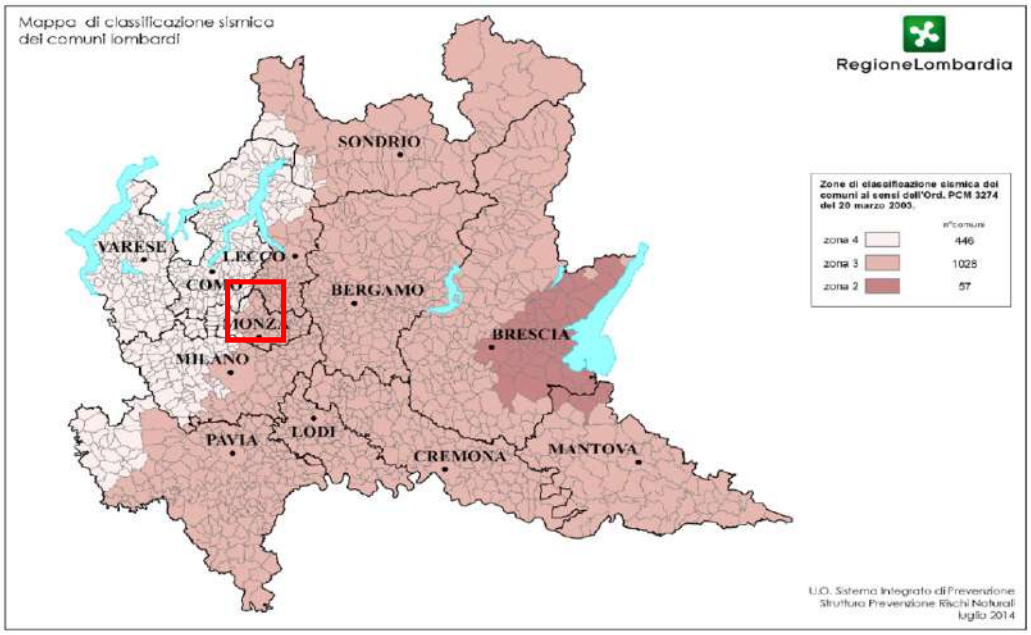


Figura 6 - Classificazione sismica dei comuni della Regione Lombardia in seguito all'Ordinanza 3274/2003.

3.4.1 SISMICITÀ DELL'AREA

Il Comune di Desio si trova nel settore centro-occidentale della regione Lombardia, caratterizzato nel complesso da un livello di sismicità basso (valori di Intensità macrosismica inferiori a 6), come evidenziato nella figura seguente.

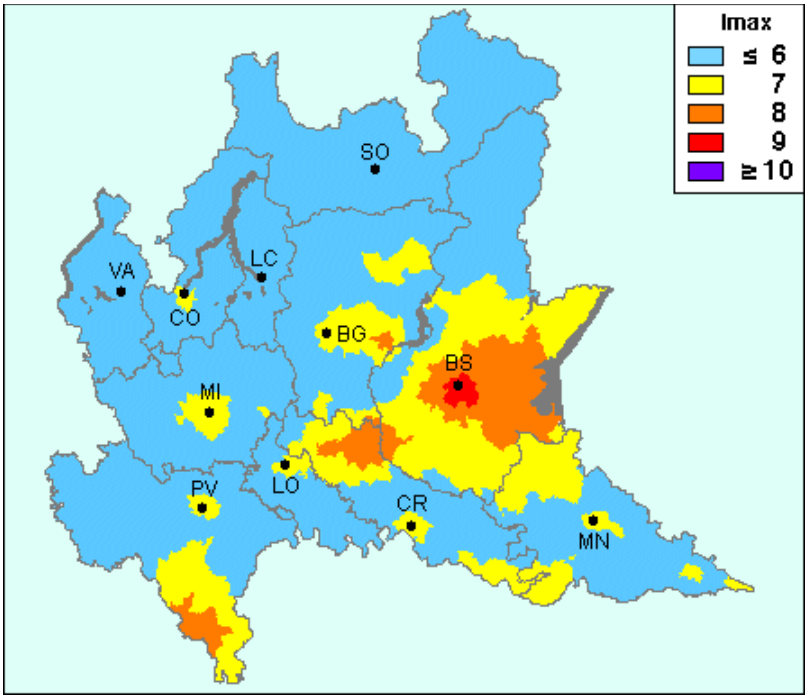


Figura 7 - Carta della massima intensità macrosismica attesa (Moliniet et al., 1996).

La pericolosità sismica valutata all'interno di un sito viene stimata come l'accelerazione orizzontale massima al suolo roccioso (categoria di suolo A) in un dato periodo di tempo, determinata con riferimento ai valori puntuali già definiti per un'apposita griglia (10x10 km) da uno studio dell'INGV (Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia) e riassunti nelle tabelle dell'allegato B delle NTC Norme Tecniche per le Costruzioni D.M. 17-1-2018).

Nella figura seguente vengono rappresentate le accelerazioni di riferimento su suolo rigido (suolo A) ai punti della griglia (elaborazione tratta dal progetto INGV-DPC S1) per il periodo di ritorno di 475 anni (probabilità di eccedenza pari al 10% in 50 anni).

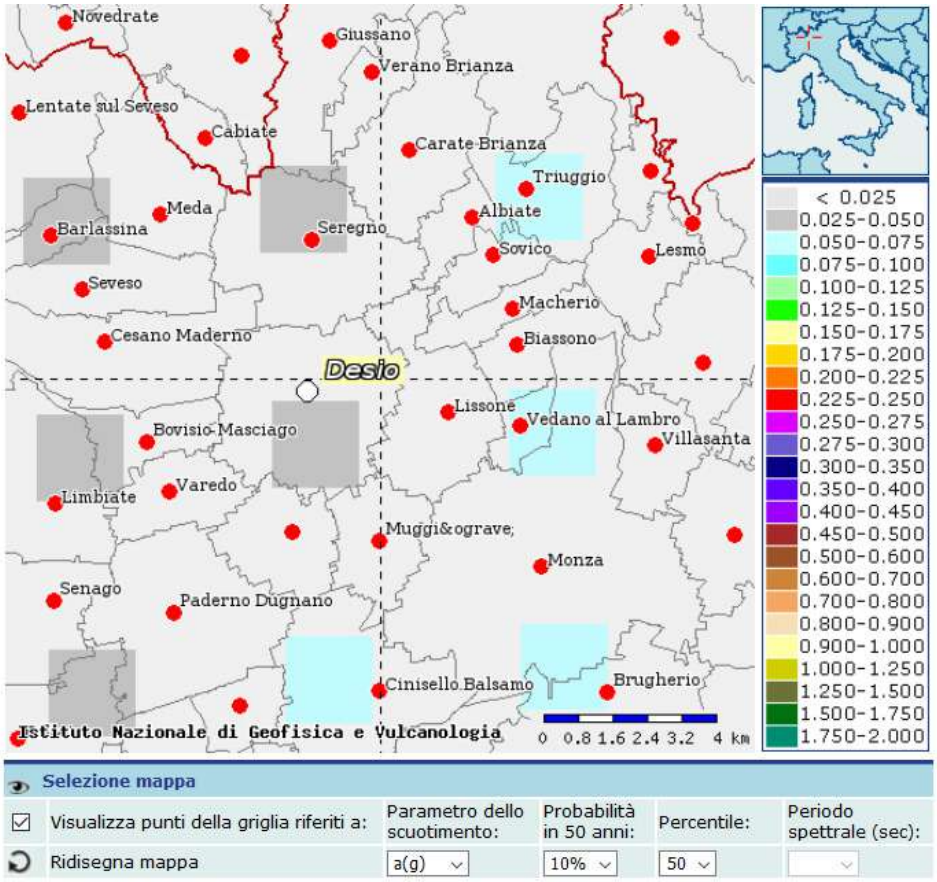


Figura 8 - Pericolosità sismica: accelerazione di riferimento su suolo rigido per un periodo di riferimento pari a 475 anni (elaborazione da Progetto DPC-INGV S1, recepita dalle Norme Tecniche 2018).

Per l'area in esame i valori del parametro a(g) sono compresi tra 0,025 – 0,050g. Un'analisi più di dettaglio, effettuata impiegando le coordinate geografiche del sito [ED50 – 45,62769 – 9,19583] permette di ottenere, tramite interpolazione dei valori di griglia, l'accelerazione di riferimento su suolo rigido a_g ed i parametri spettrali Fo e Tc* per i diversi periodi di ritorno dell'azione sismica, riportati nella seguente tabella.

	Tr [anni]	a_g [g/10]	Fo [adm]	Tc* [s]
Media dei valori dei parametri dei 4 punti per la località in esame	30	0,018	2,560	0,159
	50	0,023	2,537	0,187
	72	0,027	2,576	0,198
	101	0,030	2,576	0,212
	140	0,033	2,604	0,224
	201	0,037	2,631	0,243
	475	0,048	2,645	0,279
	975	0,058	2,684	0,298
	2475	0,073	2,759	0,315

Tabella 1 - Valori dei parametri a_g, Fo e Tc* per suolo rigido (suolo A) per i diversi periodi di ritorno dell'azione sismica, in corrispondenza delle coordinate geografiche che identificano il sito di interesse, ottenuti per interpolazione dei valori di griglia.

Secondo la mappa delle accelerazioni di riferimento su suolo rigido (fig. 8) per il periodo di ritorno di 475 anni (probabilità di eccedenza pari al 10% in 50 anni), l'area di indagine è soggetta ad accelerazioni

orizzontali massime comprese tra 0,025 e 0,050 g. Il valore di picco su suolo rigido con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni, ca. 475 anni di periodo di ritorno risulta, per il sito di studio, di 0,039g

La disaggregazione della pericolosità sismica, espressa in valore di a_g, permette di valutare il contributo di diverse sorgenti sismiche alla pericolosità del sito e fornisce il terremoto che domina lo scenario, inteso come evento di magnitudo M a distanza R dal sito. Il grafico di disaggregazione ottenuto per l'area di studio e riportato nella figura seguente evidenzia che la probabilità massima è associata ad eventi di magnitudo di 4,5 – 5,0 e distanze epicentrali di circa 30-40 km (valori medi: magnitudo M = 4,99 e distanza epicentrale R = 57 km).

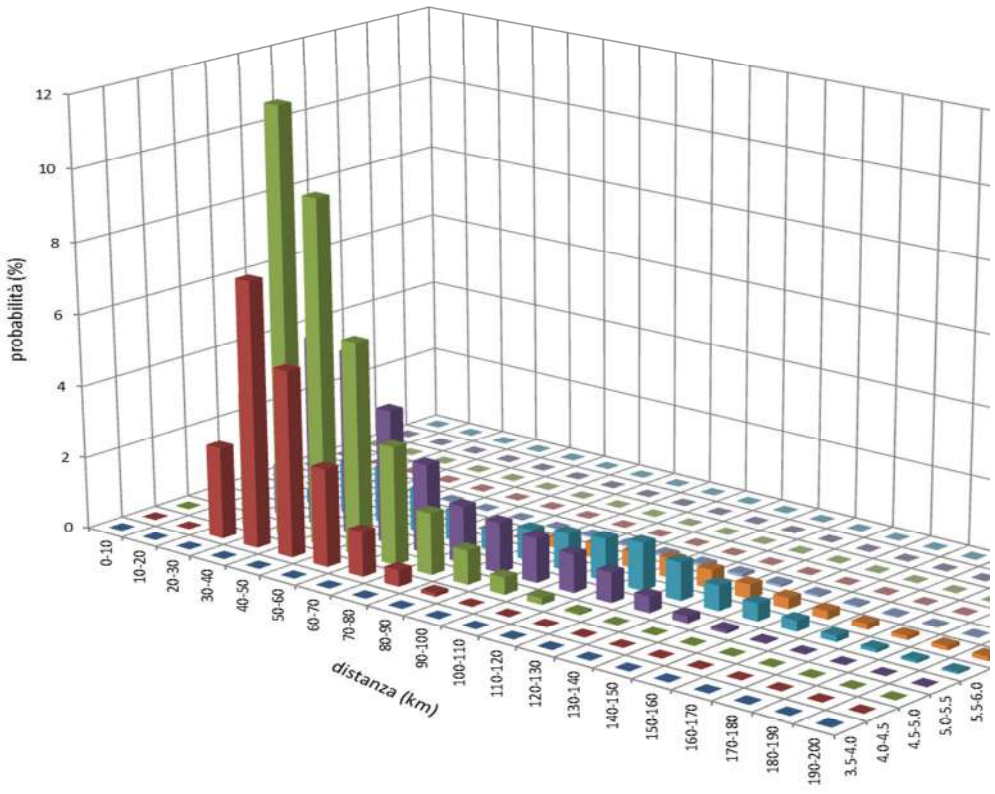


Figura 7 – Grafico di disaggregazione del valore di a_g.

Secondo la più recente zonazione sismogenetica ZS9 del territorio nazionale l'area di Desio non rientra in alcuna delle zone sismogenetiche identificate, pur ricadendo in prossimità della zona 907 che si sviluppa a circa 30 km ad est di Desio a sottolineare l'assenza di strutture geologiche in grado di generare terremoti. La pericolosità sismica del sito è definibile, nel complesso, bassa o molto bassa.

4 INDAGINI GEOGNOSTICHE

Il modello geologico è stato definito sulla base di osservazioni stratigrafiche di dettaglio eseguite su spaccati naturali o artificiali in aree limitrofe e sulla base di specifiche indagini eseguite per la redazione del presente lavoro e descritte nei seguenti paragrafi.

4.1 PROGRAMMA DI INDAGINE

Per la caratterizzazione geologica e geotecnica del sito è stata realizzata, nel mese di agosto 2019, una campagna geognostica che ha previsto l'esecuzione delle seguenti indagini:

- n. 2 prove pentrometriche dinamiche (DP)

Le indagini sono state ubicate in modo da ottenere un inquadramento generale dell'area e la definizione delle caratteristiche del volume significativo di sottosuolo in corrispondenza delle aree di intervento.

Per la caratterizzazione sismica del sito si è invece fatto riferimento a due stendimenti sismici MASW realizzati all'interno dello stesso Polo Ospedaliero nel mese di gennaio 2018 (cfr. "Opere di adeguamento antincendio del presidio ospedaliero di Desio – Lotto 2, Progetto Esecutivo – Relazione geologica e sismica", a firma di Dott. Geol. Gianluca Nascimbene).

4.2 PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE

La prova penetrometrica dinamica (DP) consiste nell'infissione verticale di una punta conica metallica posta all'estremità di un'asta d'acciaio. L'infissione avviene per battuta di un maglio di peso 63,5 Kg che cade direttamente sulla testa di battuta da un'altezza di cm 75.

Viene registrato il numero di colpi necessario per l'infissione di cm 30 delle aste nel terreno (NSCPT) in modo continuo, fino alla profondità di fine prova. Il numero di colpi necessario all'infissione fornisce indicazioni sui parametri geotecnici in funzione della resistenza che il terreno stesso offre alla penetrazione.

Le prove sono state eseguite secondo le norme ISSFME (International Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering) con penetrometro dinamico tipo TG 63/100 KN che, secondo la normativa europea ISSFME '88, è paragonabile ad un DPSH (Dynamic Probing Super Heavy).

Le prove DP1 e DP2 sono state eseguite in corrispondenza dell'impronta a terra della struttura in progetto. L'ubicazione delle indagini è riportata nella figura seguente.

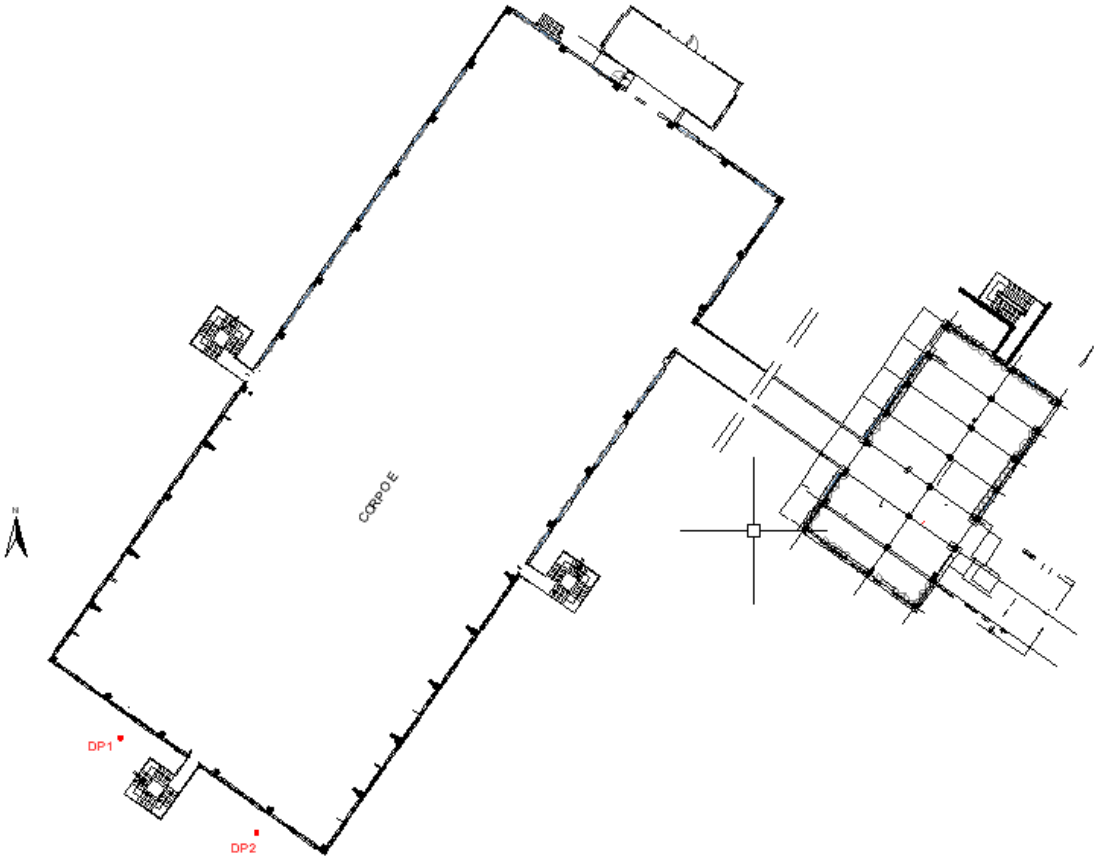


Figura 8 – Ubicazione delle prove penetrometriche

4.3 INDAGINI GEOFISICHE

Come sopra riportato per il presente progetto non è stata eseguita una specifica indagine geofisica: si è fatto riferimento a due stendimenti sismici MASW realizzati all'interno dello stesso polo ospedaliero nel mese di gennaio 2018 (cfr. "Opere di adeguamento antincendio del presidio ospedaliero di Desio – Lotto 2, Progetto Esecutivo – Relazione geologica e sismica", a firma di Dott. Geol. Gianluca Nascimbene).

L'indagine geofisica ha previsto l'esecuzione di due stendimento sismico MASW, eseguiti in corrispondenza delle aree interessate dagli interventi in progetto con lo scopo di ricostruire il profilo delle onde di taglio con la profondità (profilo Vs-z).

L'ubicazione delle indagini è riportata nella figura seguente.

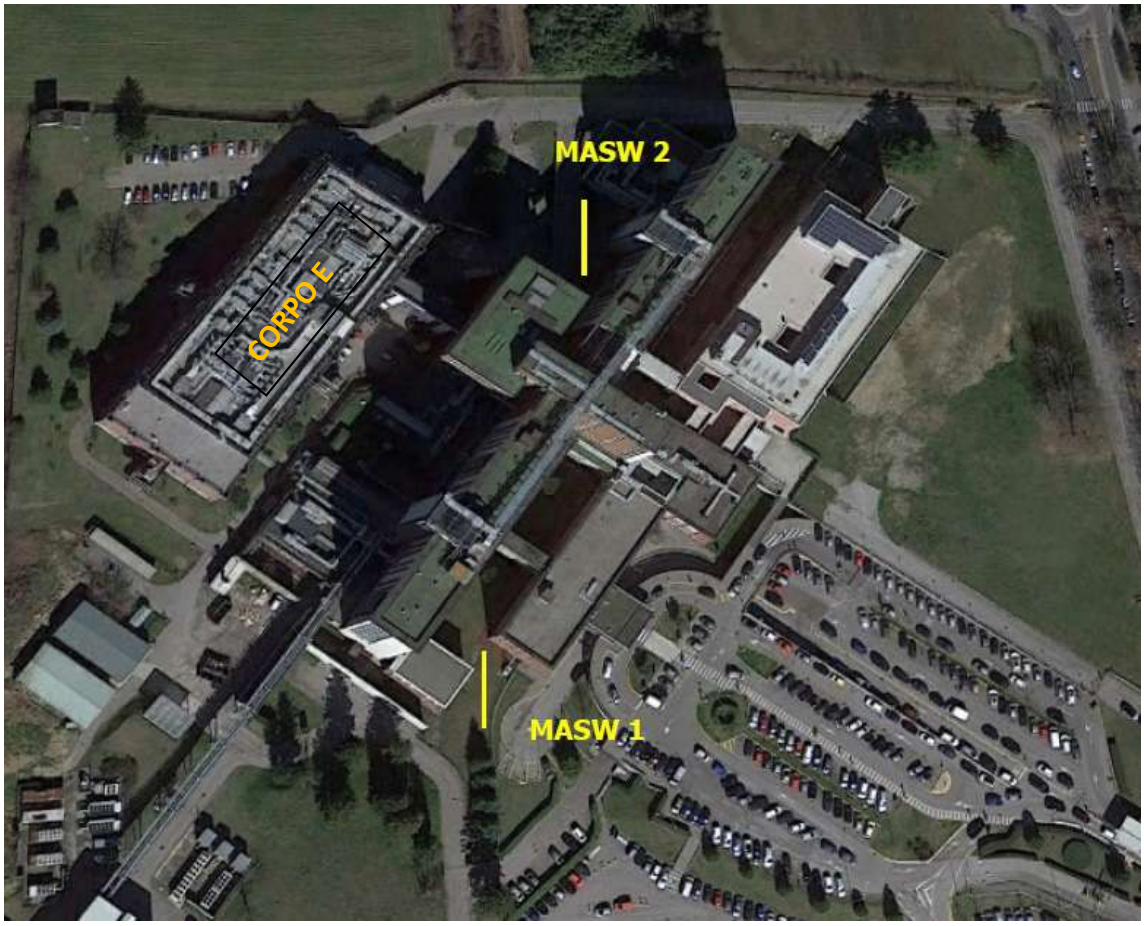


Figura 9 – Ubicazione degli stendimenti sismici

5 CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA

5.1 PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE

Le prove penetrometriche eseguite evidenziano caratteristiche relativamente omogenee dei terreni attraversati dalle verticali di prova; il sottosuolo risulta caratterizzato da terreni stratificati con discreta continuità laterale e da un generale miglioramento delle caratteristiche geotecniche con la profondità.

Nella tabella seguente si riportano i risultati, espressi in numero di colpi vs profondità di infissione, delle prove DP eseguite.

Profondità (m da p.c.)	DP1	DP2
0,0		
0,3	16	12
0,6	34	6
0,9	37	14
1,2	16	9
1,5	5	6
1,8	5	6
2,1	4	8
2,4	6	8
2,7	7	5
3,0	8	5
3,3	7	6
3,6	12	6
3,9	28	23
4,2	34	100
4,5	11	
4,8	5	
5,1	5	
5,4	20	
5,7	35	
6,0	21	
6,3	100	

Tabella 2 – Risultati prove DP

Nel dettaglio sono stati riconosciuti, 3 orizzonti distinti; dall'alto verso il basso si riconoscono:

- un primo orizzonte superficiale (orizzonte R) costituito da materiale granulare e caratterizzato da notevole variabilità sia verticale sia orizzontale con spessore di circa 1,2 m e numero di colpi NDP molto variabile, mediamente compreso tra 6 e 37, in corrispondenza della prova DP2 NDP è risultato sempre più contenuto;
- un orizzonte intermedio (orizzonte A) continuo, di spessore compreso tra 2,1 m (DP1) e 2,4 m (DP2), caratterizzato da materiali granulari (sabbia, sabbia fine), poco addensati (NDP compreso tra 4 e 8). L'orizzonte A è presente lungo la verticale DP1 anche a profondità comprese tra 4,5 e 5,0 m circa;
- un orizzonte profondo (orizzonte B), a profondità comprese tra 3,6 m dal p.c. (DP1) e 3,9 m da p.c. (DP2) caratterizzato da un grado di addensamento medio con NDP compresi tra 23 e 35 colpi/piede. Presenta notevole variabilità verticale dovuta probabilmente alla presenza di ciottoli. Lungo la verticale DP1 l'orizzonte B è stato intercettato anche a partire da 5,4 m circa dal p.c.. Entrambe le prove sono state interrotte al raggiungimento del rifiuto (DP1 a 6,3 m e DP2 a 4,2 m).

Dal punto di vista generale si osserva, al di sotto del primo orizzonte di probabile materiale di riporto rilevato in tutte le prove, un andamento abbastanza regolare della stratigrafia dei terreni con la presenza di livelli a diverso grado di addensamento. Sono presenti lenti di materiali più grossolani, sabbioso-ghiaiosi.

Durante l'esecuzione delle prove non è stata riscontrata la presenza di acqua.

Nelle figure seguenti si riportano i dati di prova in formato grafico.

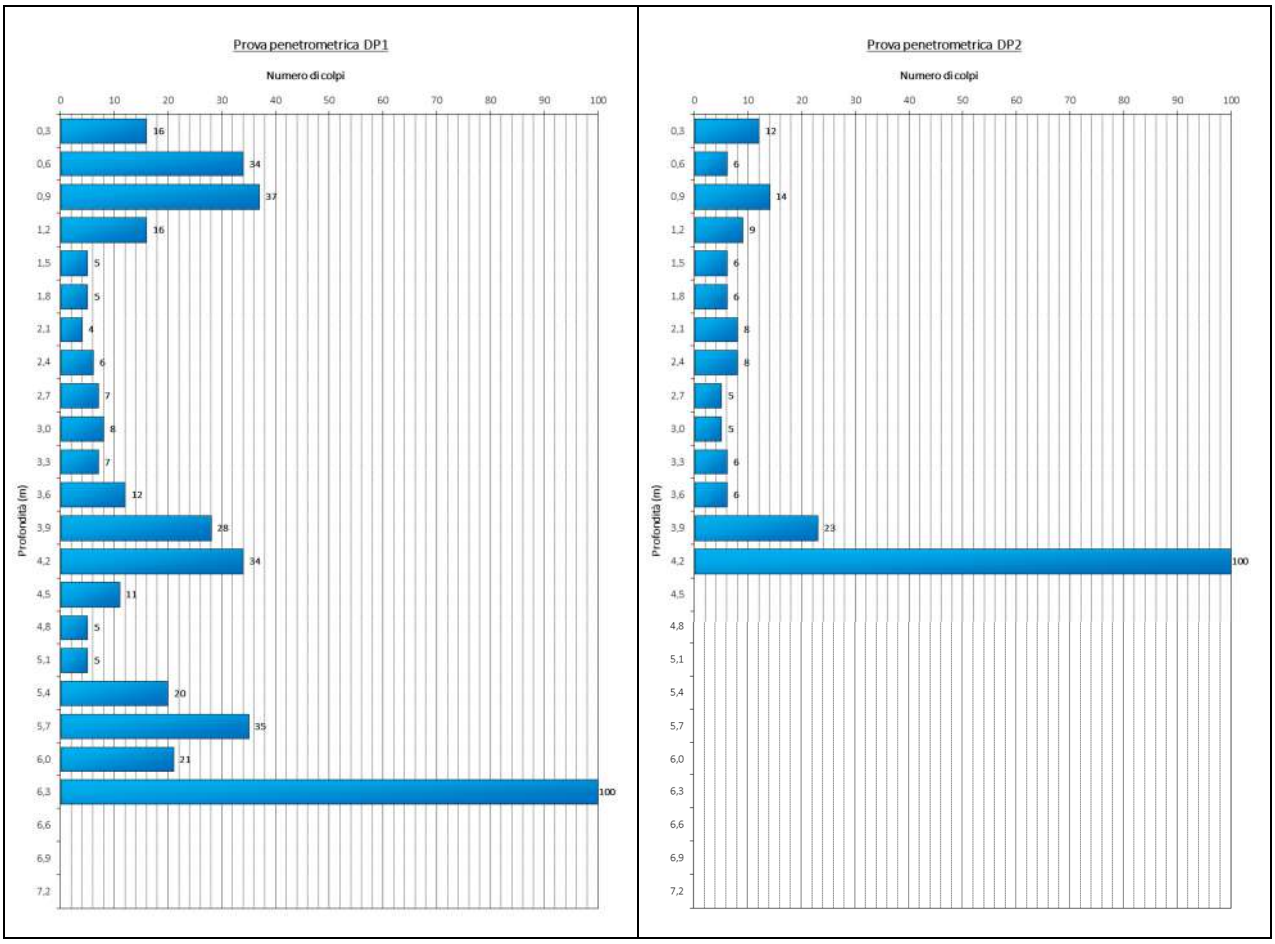


Figura 10 – Risultati prove DP1 – DP2

5.2 MODELLO GEOLOGICO

Sulla base dei dati desunti dalle indagini eseguite sul sito, dalle stratigrafie desumibili da aree limitrofe (sondaggi geognostici e prove penetrometriche eseguite all'interno dello stesso polo ospedaliero) e dai dati bibliografici (studio geologico a corredo del PGT, stratigrafie di pozzi presenti in zona) risulta che i terreni in esame sono costituiti da depositi fluvio-glaciali del supersintema di Besnate, essenzialmente ghiaie da medie a grossolane a supporto di matrice sabbiosa.

Sulla base dei dati raccolti si è ricostruito il profilo geologico del sottosuolo che può essere schematizzato come segue:

- Orizzonte R - riporti – grado di addensamento molto variabile sia in senso verticale sia orizzontale, con spessore di circa 1,2 m, costituito da sabbia molto fine e limo con ghiaia e frammenti lateritici, come desunto da sondaggi geognostici eseguiti nell'area del Polo Ospedaliero;
- Orizzonte A - sabbia - continuo, costituito da sabbia, sabbia fine con subordinata frazione limosa, e ghiaia da poco a mediamente addensato. Presenta una geometria regolare, esteso da 1,2 m circa fino a 3,3 – 3,6 m da p.c. in corrispondenza della prova DP1 è presente un secondo livello tra 4,8 e 5,4 m da p.c.;
- Orizzonte B – sabbia con ghiaia - costituito da sabbia grossolana con ghiaia da media a grossolana, presenta continuità laterale.

Durante l'esecuzione delle prove non è stata riscontrata la presenza di acqua.

L'assetto geologico dell'area è rappresentato tramite una sezione interpretativa riportata in Figura 11.

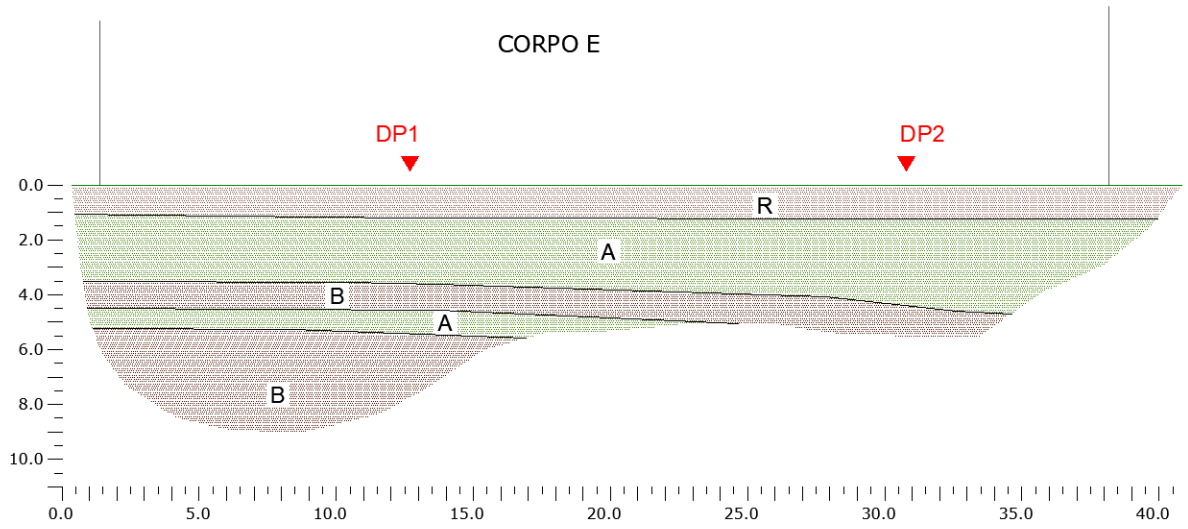


Figura 11 – Modello geologico

5.3 CONDIZIONI IDROGEOLOGICHE

L'area di intervento è caratterizzata dalla presenza di una falda profonda (circa 35 m dal p.c.) con una direzione di deflusso circa N-S, la falda non è stata intercettata durante l'esecuzione delle prove.

6 CARATTERIZZAZIONE SISMICA

Per il presente lavoro non è stata condotta un'indagine geofisica specifica; si è fatto riferimento ai risultati dell'indagine condotta nel 2018 nel medesimo polo ospedaliero nell'ambito del progetto esecutivo per le opere di adeguamento antincendio [Rif.4]. Tale scelta è stata fatta sulla base dei risultati ottenuti dalla citata indagine e sulla base dell'omogeneità degli stessi e delle litologie che caratterizzano il primo sottosuolo dell'area.

Nel seguito si riportano brevemente le specifiche utilizzate per le indagini eseguite ed i risultati ottenuti che sono stati rielaborati alla luce del nuovo intervento in progetto.

6.1 INDAGINE GEOFISICA

Per la caratterizzazione sismica del sito sono stati realizzati n. 2 stendimenti sismici con la metodologia MASW con lo scopo di ricostruire l'andamento della velocità delle onde sismiche di taglio con la profondità (Vs-z) per una corretta progettazione antisismica delle strutture (O.P.C.M. 3274 e smi; D.M. 17/01/2018).

L'ubicazione dello stendimento sismico è riportata nella Figura 9.

La prova MASW, messa a punto nel 1999 da ricercatori del Kansas Geological Survey (Park C.B. et al., 1999) permette di determinare in modo dettagliato l'andamento della velocità delle onde sismiche di taglio (o onde S) in funzione della profondità attraverso lo studio della propagazione delle onde superficiali di Rayleigh.

Il metodo di indagine MASW si distingue in "attivo" e "passivo" (Zywicki D.J., 1999; Park C.B., Miller R.D., 2006; Roma V., 2006):

Nel "metodo attivo" le onde superficiali sono prodotte da una sorgente impulsiva disposta a piano campagna e vengono registrate da uno stendimento lineare composto da numerosi ricevitori posti a breve distanza (distanza intergeofonica).

Nel "metodo passivo" lo stendimento presenta le stesse caratteristiche geometriche del metodo attivo ma i ricevitori non registrano le onde superficiali prodotte da una sorgente impulsiva, bensì il rumore di fondo (detto anche "microtremori") prodotto da sorgenti naturali (vento) e antropiche (traffico, attività industriali).

Le due tecniche indagano bande spettrali differenti: mentre il metodo attivo consente di ottenere una curva di dispersione nel range di frequenza compreso tra 10 e 40 Hz e fornisce informazioni sulla parte più superficiale di sottosuolo (fino a circa 20-30 m di profondità in funzione della rigidezza del suolo), il metodo passivo consente di determinare una curva di dispersione nella banda di frequenza tra 4 e 20 Hz e fornisce informazioni sugli strati più profondi (generalmente al di sotto dei 30 m).

La combinazione delle due tecniche consente di ottenere uno spettro completo nella banda di frequenza comprese tra 4 e 40 Hz e permette una dettagliata ricostruzione dell'andamento della velocità delle onde di taglio fino a circa 30-40 m di profondità (sempre in funzione della rigidezza degli strati).

L'analisi delle onde superficiali è stata eseguita utilizzando la strumentazione classica per la prospezione sismica a rifrazione disposta sul terreno secondo un array lineare da 24 geofoni con spaziatura pari a 1.2 m (la configurazione geometrica adottata è stata dettata sia dalle condizioni logistiche che dalla necessità di ricostruire al meglio lo spettro di velocità delle onde superficiali di Rayleigh).

6.2 ANALISI DEI RISULTATI

Di seguito si riportano i risultati ottenuti dall'analisi dello spettro bidimensionale ricavati dagli stendimenti MASW eseguiti, così come riportati nella relazione geologica del gennaio 2018 [Rif.4].

Ognuno degli stendimenti MASW ha permesso di ricostruire un modello sismico monodimensionale del sottosuolo, il quale risulta costituito dall'andamento della velocità delle onde di taglio Vs in funzione della profondità.

Dall'inversione delle curve di dispersione (relative al "modo fondamentale" delle onde superficiali di Rayleigh) sono stati ottenuti, per ciascuno degli stendimenti eseguiti, i modelli medi di velocità delle onde sismiche di taglio con la profondità, ciascuno rappresentativo della zona investigata, riportati nei grafici sottostanti, tratti dalla citata relazione geologica [Rif.4].

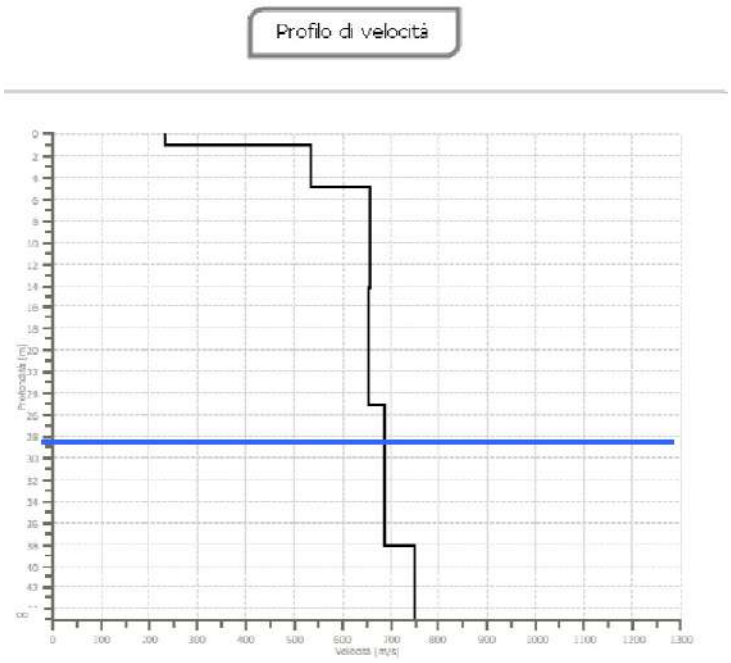


Figura 12 - velocità delle onde sismiche di taglio con la profondità – Stendimento MASW 1

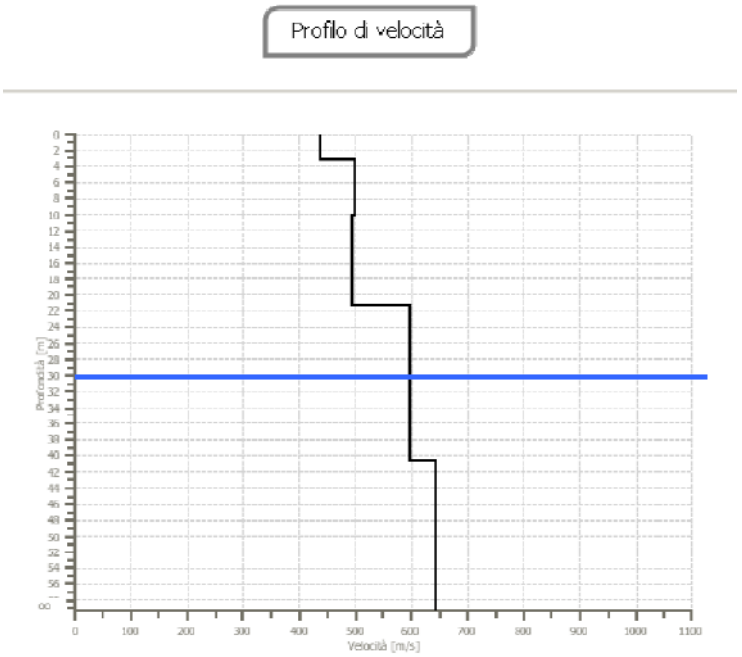


Figura 13 - velocità delle onde sismiche di taglio con la profondità – Stendimento MASW 2

6.3 CATEGORIA DI SOTTOSUOLO

Sulla base del modello sismico monodimensionale ricostruito attraverso l'indagine geofisica MASW è stato calcolato il valore delle $V_{s,30}$, che rappresenta la "velocità equivalente" di propagazione entro 30 m di profondità delle onde di taglio.

Per il calcolo delle $V_{s,30}$ si è fatto riferimento alla seguente espressione, riportata nel D.M. 17/01/2018 ("Norme tecniche per le costruzioni"):

$$V_{S,30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^{n} H_i / V_i}$$

dove

H_i = spessore in metri dello strato i-esimo

V_i = velocità delle onde sismiche nello strato i-esimo

N = strati presenti nei 30 m superiori.

Utilizzando la formula sopra riportata, sono stati ottenuti i seguenti valori di $V_{s,30}$:

- Stendimento MASW 1: 603,62 m/sec
- Stendimento MASW 2: 512,26 m/sec

Sulla base della classificazione proposta dal D.M. 17/01/2018 risulta che, per entrambe gli stendimenti eseguiti, il substrato dell'area, in corrispondenza di indagine appartengono alla categoria di sottosuolo di riferimento **B**: "Rocce tenere e depositi di terreni da grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori della velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s"

Categoria	Descrizione del profilo stratigrafico
A	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 uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m
B	Rocce tenere e depositi di terreni da grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori della velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s
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 della velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s
D	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 della velocità equivalente compresi tra 100 m/s e 180 m/s
E	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.

Tabella 3 - categorie di suolo di fondazione (D.M. 17/01/2018).

6.4 AMPLIFICAZIONE TOPOGRAFICA

L'area di intervento si sviluppa all'interno di un'area di fondovalle completamente pianeggiante La categoria topografica nella quale si inserisce è pertanto la T1 ai sensi della Tabella 3.2.IV del D.M. 17/01/2018.

Categoria	Descrizione del pendio	Ubicazione struttura	ST
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media inferiore a 15°	--	1
T2	Pendii con inclinazione media superiore a 15°	In corrispondenza della sommità	1,2
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media compresa tra 15 e 30°	In corrispondenza della cresta	1,2
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media superiore a 30°	In corrispondenza della cresta	1,4

Tabella 4 - categorie topografiche (D.M. 17/01/2018).

7 CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

L'area si sviluppa nel settore nord del comune di Desio, ad una quota di circa 205 m s.l.m.. Il sottosuolo è caratterizzato dalla presenza di depositi fluvioglaciali pleistocenici appartenenti al Supersintema di Besnate – Unità di Guanzate, costituiti da ghiaie medio grossolane massive e sabbie grossolane.

Le indagini geognostiche effettuate hanno permesso di definire un modello geologico tecnico valido per l'area di intervento. Esso è costituito da tre unità litotecniche principali:

- un primo orizzonte superficiale (orizzonte R) costituito da materiale granulare e caratterizzato da notevole variabilità sia verticale sia orizzontale con spessore di circa 1,2 m e numero di colpi NDP molto variabile, mediamente compreso tra 6 e 37, in corrispondenza della prova DP2 NDP è risultato sempre più contenuto;

- un orizzonte intermedio (orizzonte A) continuo, di spessore compreso tra 2,1 m (DP1) e 2,4 m (DP2), caratterizzato da materiali granulari (sabbia, sabbia fine), poco addensati (NDP compreso tra 4 e 8). L'orizzonte A è presente lungo la verticale DP1 anche a profondità comprese tra 4,5 e 5,0 m circa;
- un orizzonte profondo (orizzonte B), a profondità comprese tra 3,6 m dal p.c. (DP1) e 3,9 m da p.c. (DP2) caratterizzato da un grado di addensamento medio con NDP compresi tra 23 e 35 colpi/piede. Presenta notevole variabilità verticale dovuta probabilmente alla presenza di ciottoli. Lungo la verticale DP1 l'orizzonte B è stato intercettato anche a partire da 5,4 m circa dal p.c.. Entrambe le prove sono state interrotte al raggiungimento del rifiuto (DP1 a 6,3 m e DP2 a 4,2 m).

Sulla base della classificazione proposta dal D.M. 17/01/2018 i terreni che costituiscono il substrato dell'area di indagine appartengono alla categoria di sottosuolo di riferimento **B**: "*Rocce tenere e depositi di terreni da grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori della velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s*"

Il sottosuolo dell'area è caratterizzato dalla presenza di circolazione idrica sotterranea con un livello di falda che si attesta alla profondità di circa 35 m circa dal p.c.

L'area non presenta particolari fenomeni di dissesto in atto o potenziali.

Considerazioni di carattere generale

Si ricorda che in materia di sicurezza sul lavoro, in particolare in aree in cui sono presenti scavi e fondazioni, valgono le norme degli art. 118, 119 e 120 del D.Lgs. n. 81 del 9/04/2008 n.81 (Testo Unico sulla Salute e Sicurezza sul Lavoro) e la normativa del par. 6.8.6 (Fronti di scavo) del D.M. 17/01/2018.

In merito all'allontanamento e/o al riutilizzo in sito di terre e rocce da scavo eventualmente prodotte dalle lavorazioni dovranno essere rispettate le prescrizioni dell'art. 186 del D.Lgs 152/06 e s.m.i..

RELAZIONE GEOTECNICA

INDICE

1 PREMESSA **2**
1.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO **2**
1.2 DOCUMENTAZIONE TECNICA CONSULTATA **2**
2 INQUADRAMENTO GENERALE **3**
2.1 INQUADRAMENTO URBANISTICO E TERRITORIALE **3**
2.2 INQUADRAMENTO GEOLOGICO **4**
2.3 SISMICITÀ DELL'AREA **4**
3 INDAGINI GEOGNOSTICHE **4**
3.1 PROGRAMMA DI INDAGINE **4**
3.2 PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE **4**
3.3 INDAGINI GEOFISICHE **5**
4 CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA **6**
4.1 PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE **6**
4.2 CONDIZIONI IDROGEOLOGICHE **6**
5 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA **7**
5.1 ELABORAZIONE DELLE PROVE PENETROMETRICHE **7**
5.1.1 CONVERSIONE IN VALORI STANDARD (N_{SPT}) **7**
5.1.2 NORMALIZZAZIONE DEI VALORI DI N_{SPT} **7**
5.2 STRATIGRAFIA DI PROGETTO **7**
5.2.1 PARAMETRI GEOTECNICI **8**
6 CARATTERIZZAZIONE SISMICA **9**
6.1 ANALISI DEI RISULTATI **10**
6.2 VALUTAZIONE DELLA SUSCETTIBILITÀ SISMICA **11**
6.3 DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA SECONDO LA NORMATIVA **11**
6.3.1 IL PROGETTO **11**
6.3.2 PARAMETRI SISMICI **12**
6.4 VERIFICA LIQUEFAZIONE **13**
7 VERIFICHE GEOTECNICHE **14**
7.1 STATI LIMITE ULTIMI **15**
7.2 STATO LIMITE DI ESERCIZIO **17**
7.2.1 FATTORI CORRETTIVI SISMICI **17**
7.3 IPOTESI DI CALCOLO **18**
7.4 RISULTATI DELLE VERIFICHE CONDOTTE **19**
8 CONCLUSIONI **23**

8 PREMESSA

La presente relazione costituisce la relazione geotecnica ai sensi del D.M. 17/01/2018 “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni” (cap. 6.2.1) e della d.g.r. IX/2616 e la relazione geotecnica ai sensi del D.M. 17/01/2018 (cap. 6.2.2) per la realizzazione di montalettighe e balconi per le vie di fuga antincendio per il corpo E del presidio ospedaliero di Desio – progetto esecutivo

Il lavoro è stato eseguito con lo scopo di definire:

- il modello geotecnico del volume significativo dei terreni di fondazione;
- la caratterizzazione sismica.

La redazione del presente documento è basata su distinte fasi di lavoro:

- esecuzione di prove in sito (prove penetrometriche) e loro interpretazione;
- verifica delle fondazione agli stati limite.

8.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n° 3274 - 20 marzo 2003 – “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”;
- Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica; Parte I: Regole Generali (UNI ENV 1997-1, 1997); Parte II: Progettazione assistita da prove di laboratorio (UNI ENV 1997-2, 2002); Parte III: Progettazione assistita con prove in sito (UNI ENV 1997-3, 2002);
- Eurocodice 8 (1998) – “Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture; Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici (UNI ENV 1998-5, 1998-2003)”;
- L.R. 12 ottobre 2015, n. 33 – “Disposizioni in materia di opere o di costruzioni e relativa vigilanza in zone sismiche”;
- Delibera Giunta regionale – Regione Lombardia - 11 luglio 2014 - n. X/2129 – “Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia (l.r. 1/2000, art. 3, c. 108, lett. d)”;
- Delibera Giunta regionale – Regione Lombardia – 30 marzo 2016 - n. X/5001 – “Approvazione delle linee di indirizzo e coordinamento per l’esercizio delle funzioni trasferite ai comuni in materia sismica (artt. 3, comma 1, e 13, comma 1, della l.r. 33/2015)”;
- Regolamento regionale 23 novembre 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 legge regionale 11 marzo 2005, n. 12 (Legge per il governo del territorio)” e s.m.i.;
- Decreto ministeriale 17 gennaio 2018 – “Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»”.
- Circolare 21 gennaio 2019 , n. 7 C.S.LL.PP. “Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”.

8.2 DOCUMENTAZIONE TECNICA CONSULTATA

Per la redazione del presente studio sono stati consultati diversi lavori di carattere geologico e geotecnico, tra i quali:

[Rif.5] Raffaele Fiorentino, Ampliamento e ristrutturazione del presidio ospedaliero di Desio – Progetto Esecutivo” – Relazione Geologica e geotecnica, Marzo 1996;

[Rif.6] Agostino Pasquali Coluzzi, “Riqualificazione reparti e servizi del presidio, realizzazione nuovo edificio per attività ambulatoriali e anche per l.p. comprendente adeguamento del presidio per ottenimento del C.P.I.” – Denuncia Inizio Attività – Relazione geologica e geotecnica – Settembre 2009;

[Rif.7] Efrem Ghezzi, “Componente geologica, idrogeologica e sismica del Piano del Governo del Territorio ai sensi della L.R. 12/2005 e secondo i criteri della D.G.R. n. IX/2616/11”, Settembre 2014;

[Rif.8] Gianluca Nascimbene, “Opere di adeguamento antincendio del presidio ospedaliero di Desio – Lotto 2 – Progetto Esecutivo” – Relazione geologica, Aprile 2018.

9 INQUADRAMENTO GENERALE

9.1 INQUADRAMENTO URBANISTICO E TERRITORIALE

L'area in oggetto di studio è inserita nel Foglio B5 alla scala 1:50.000 della cartografia tecnica regionale e, in maggior dettaglio, nella sezione C.T.R. della Regione Lombardia B5b4 scala 1:10.000 (Figura 1).

Si sviluppa nel settore nord occidentale del comune di Desio, ad una quota di circa 205 m s.l.m.



Figura 1 – Ubicazione dell’area di intervento



Figura 2 – Foto aerea del presidio ospedaliero di Desio con indicazione dell’area di intervento – Ortofoto Geoportale Regione Lombardia

9.2 INQUADRAMENTO GEOLOGICO

Il territorio di Desio insiste sui depositi fluvioglaciali pleistocenici ghiaiosi del Supersintema di Besnate – Unità di Guanzate costituiti da ghiaie medio grossolane massive a supporto di matrice di sabbie grossolane.

I sedimenti fluvioglaciali dell'area sono caratterizzati dal fenomeno degli occhi pollini che interessa anche parzialmente i settori occidentali del territorio comunale, come documentato nello studio geologico a corredo del PGT comunale. Gli "occhi pollini" si sono costituiti da cavità di dimensioni variabili che si possono generare nel sottosuolo e che può essere distinta in tipologie differenti per genesi e morfologia. In genere si formano nei depositi posso consolidati sopra falda, a profondità variabili da pochi decimetri fino a oltre 10 m e possono avere dimensioni notevoli.

Nel dettaglio dell'area di intervento si osserva la presenza di un dosso artificiale allungato parallelamente all'edificio che risulta ribassato rispetto il territorio circostante di circa 2 m.

Nell'area di studio la falda presenta una direzione di deflusso circa N-S, con una soggiacenza di circa 35 m dal p.c. e si sviluppa all'interno dei Gruppi acquiferi A e B costituendi la Litozona ghiaioso-sabbiosa, sede dell'acquifero tradizionale.

9.3 SISMICITÀ DELL'AREA

Dal punto di vista sismico l'area, secondo le indicazioni riportate nel PGT comunale, non rientra in alcuno scenario di pericolosità sismica. Tuttavia, poiché l'area non insiste direttamente su un bedrock sismico ma su depositi sciolti che determinano la variazione delle caratteristiche dell'onda sismica, essa può correttamente essere inserita in uno scenario scenraio Z4a, definita come: "zona di fondovalle con presenza di depositi alluvionali e/o fluvio-glaciali granulari e/o coesivi".

10 INDAGINI GEOGNOSTICHE

Il modello geotecnico è stato definito sulla base di osservazioni stratigrafiche di dettaglio eseguite su spaccati naturali o artificiali in aree limitrofe e sulla base di specifiche indagini eseguite per la redazione del presente lavoro e descritte nella relazione relativa geologica.

10.1 PROGRAMMA DI INDAGINE

Per la caratterizzazione geologica e geotecnica del sito è stata realizzata, nel mese di agosto 2019, una campagna geognostica che ha previsto l'esecuzione delle seguenti indagini:

- n. 2 prove pentrometriche dinamiche (DP)

Le indagini state ubicate in modo da ottenere un inquadramento generale dell'area e la definizione delle caratteristiche del volume significativo di sottosuolo in corrispondenza delle aree di intervento.

Per la caratterizzazione sismica del sito si è invece fatto riferimento a due stendimenti sismici MASW realizzati all'interno dello stesso Polo Ospedaliero nel mese di gennaio 2018 (cfr. "Opere di adeguamento antincendio del presidio ospedaliero di Desio – Lotto 2, Progetto Esecutivo – Relazione geologica e sismica", a firma di Dott. Geol. Gianluca Nascimbene).

10.2 PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE

Le prove penetrometriche dinamiche DP1 e DP2 sono state eseguite in corrispondenza dell'impronta a terra della struttura in progetto. L'ubicazione delle indagini è riportata nella figura seguente.

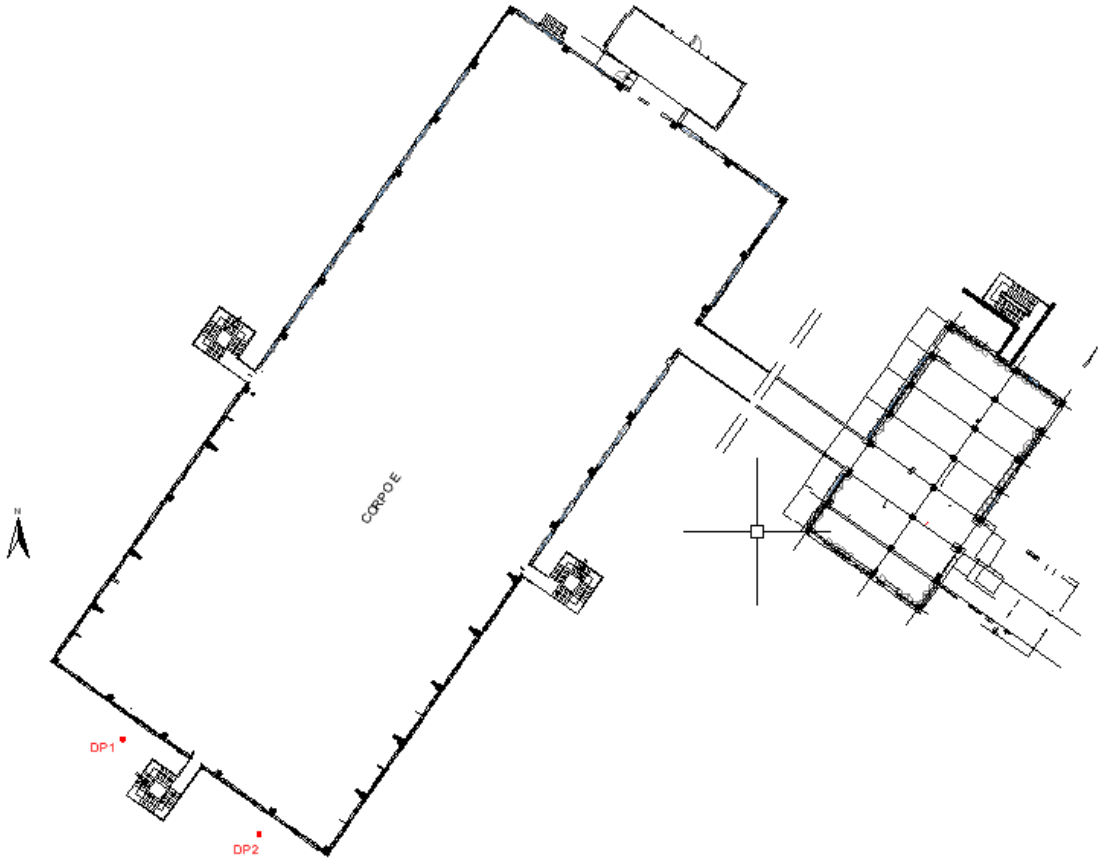


Figura 3 – Ubicazione delle prove penetrometriche

10.3 INDAGINI GEOFISICHE

Per la caratterizzazione sismica del sito si è fatto riferimento a due stendimenti sismici MASW realizzati all'interno dello stesso Polo Ospedaliero nel mese di gennaio 2018 (cfr. "Opere di adeguamento antincendio del presidio ospedaliero di Desio – Lotto 2, Progetto Esecutivo – Relazione geologica e sismica", a firma di Dott. Geol. Gianluca Nascimbene).

L'indagine geofisica ha previsto l'esecuzione di due stendimento sismico MASW, eseguiti in corrispondenza delle aree interessate dagli interventi in progetto con lo scopo di ricostruire il profilo delle onde di taglio con la profondità (profilo Vs-z).

L'ubicazione delle indagini è riportata nella figura seguente.

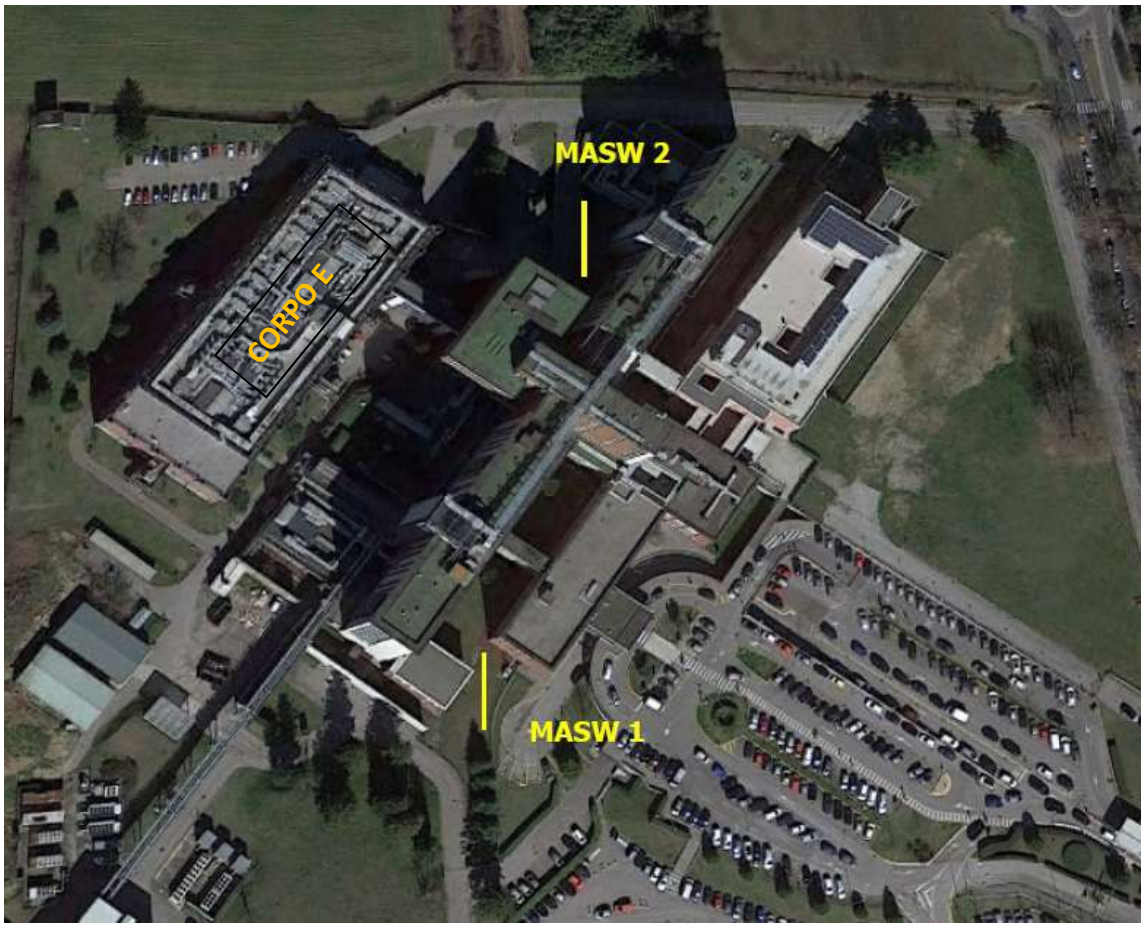


Figura 4 – Ubicazione degli stendimenti sismici

11 CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA

11.1 PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE

Le prove penetrometriche eseguite evidenziano caratteristiche relativamente omogenee dei terreni attraversati dalle verticali di prova; il sottosuolo risulta caratterizzato da terreni stratificati con discreta continuità laterale e da un generale miglioramento delle caratteristiche geotecniche con la profondità.

Sulla base dei dati raccolti si è ricostruito il profilo geologico del sottosuolo che può essere schematizzato come segue:

- Orizzonte R - riporti – grado di addensamento molto variabile sia in senso verticale sia orizzontale, con spessore di circa 1,2 m, costituito da sabbia molto fine e limo con ghiaia e frammenti lateritici, come desunto da sondaggi geognostici eseguiti nell'area del Polo Ospedaliero;
- Orizzonte A - sabbia - continuo, costituito da sabbia, sabbia fine con subordinata frazione limosa, e ghiaia da poco a mediamente addensato. Presenta una geometria regolare, esteso da 1,2 m circa fino a 3,3 – 3,6 m da p.c. in corrispondenza della prova DP1 è presente un secondo livello tra 4,8 e 5,4 m da p.c.;
- Orizzonte B – sabbia con ghiaia - costituito da sabbia grossolana con ghiaia da media a grossolana, presenta continuità laterale.

11.2 CONDIZIONI IDROGEOLOGICHE

L'area di intervento è caratterizzata dalla presenza di una falda profonda (circa 35 m dal p.c.) con una direzione di deflusso circa N-S, la falda non è stata intercettata durante l'esecuzione delle prove.

12 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

La caratterizzazione geotecnica dei terreni di sedime dell'area è stata eseguita sulla base delle indagini e delle prove eseguite in sito.

12.1 ELABORAZIONE DELLE PROVE PENETROMETRICHE

12.1.1 CONVERSIONE IN VALORI STANDARD (N_{SPT})

Il rapporto tra il numero di colpi misurati nella prova D_{PSH} (N_{DP}) e SPT (N_{SPT}), che costituisce la prova di riferimento, risulta molto variabile in particolare in funzione della natura del materiale (contenuto di fine, acqua, etc.) e della tensione geostatica (direttamente collegata alla profondità dal piano campagna). Per quanto riguarda la conversione dei valori di resistenza alla penetrazione dinamica nei corrispondenti valori di Standard Penetration Test (SPT) la relazione tra i due valori è generalmente regolata da rapporti empirici basati sullo studio di esperienze pratiche.

Nel caso della strumentazione utilizzata per la prova si ha:

$$N_{SPT} = \beta t \cdot N_{DP} \quad \text{con} \quad \beta t = \frac{Q_{DP}}{Q_{SPT}} = 1{,}489 \cong 1{,}49$$

Dove

Q = energia specifica del colpo (prova SPT: Q_{SPT} = 0,768 kN/m^2)

Per la strumentazione utilizzata si ha Q_{DP}= 1,143 kN/m^2

Il rapporto utilizzato (N_{SPT}/N_{DP} = 1,49) rappresenta un'ipotesi conservativa e ampiamente confortata da dati di letteratura e da esperienze pregresse su terreni analoghi.

12.1.2 NORMALIZZAZIONE DEI VALORI DI N_{SPT}

Per la corretta determinazione dei parametri geotecnici, il valore di N_{SPT} misurato nel corso della prova deve essere normalizzato in funzione del rendimento energetico del dispositivo di infissione secondo un rendimento di riferimento identificato pari al 60% (N_{60}), secondo la formula

$$N_{60} = ER \cdot N_{SPT}$$

Il fattore di correzione ER utilizzato si basa sulla formula proposta da Skempton che tiene conto di diversi fattori correttivi (tipo di maglio, diametro del foro, tipo di campionatore, lunghezza della fune).

Sulla base delle attrezzature utilizzate per l'esecuzione delle prove si ha

$$ER = 0.75$$

Il valore di N_{60} viene poi normalizzato per tenere conto dell'influenza della pressione litostatiche del terreno sovrastante mediante la formula

$$(N1)_{60} = CN \cdot N_{60}$$

$$\textit{con} \quad \mathrm{CN} = 1/(\sqrt{\sigma'_{V0}}) \textit{ (Liao e Whitman, 1986) e CNmax = 1,7}$$

Sulla base dei valori normalizzati e dei valori standard come sopra definiti, sono stati determinati i parametri geotecnici fondamentali dei terreni, calcolati con l'utilizzo di relazioni empiriche proposte da diversi Autori.

12.2 STRATIGRAFIA DI PROGETTO

Sulla base del modello geologico del sottosuolo integrato con i parametri geotecnici determinati sulla base delle prove DP eseguite è stato ricostruito il modello geotecnico del sottosuolo, descritto nei paragrafi seguenti.

Dall'analisi delle indagini geognostiche effettuate è stato possibile individuare quattro unità litotecniche principali che costituiscono il substrato dell'area.

A partire dalla superficie sono stati riconosciuti i seguenti orizzonti:

- Unità R - Orizzonte superficiale costituito da sabbia molto fine e limo con ghiaia e frammenti lateritici con grado di addensamento molto variabile sia in senso verticale sia orizzontale, raggiunge la profondità di c.ca 1,2 m dal p.c. L'unità è caratterizzata da numero di colpi molto variabile (6 – 37). Il comportamento geotecnico è di tipo granulare con discrete caratteristiche geotecniche;
- Unità A – costituito da sabbia, sabbia fine con subordinata frazione limosa, e ghiaia da poco a mediamente addensato. Presenta una geometria regolare, esteso da 1,2 m circa fino a 3,3 – 3,6 m da p.c. in corrispondenza della prova DP1 è presente un secondo livello tra 4,8 e 5,4 m da p.c.; l'Unità è costituita da terreni granulari poco addensati (NSPT compreso tra 4 e 8) con mediocri caratteristiche geotecniche;
- Unità B – orizzonte costituito da sabbia grossolana con ghiaia da media a grossolana, a profondità comprese tra 3,6 m dal p.c. (DP1) e 3,9 m da p.c. (DP2) caratterizzato da un grado di addensamento medio con NDP compresi tra 23 e 35 colpi/piede.

12.2.1 PARAMETRI GEOTECNICI

I parametri geotecnici degli orizzonti individuati e descritti nel modello stratigrafico del terreno sono stati ricavati mediante formule empiriche applicate ai risultati delle prove DPSH elaborati secondo quanto riportato nei paragrafi precedenti.

In particolare sono stati calcolati:

Per quanto concerne l'angolo di resistenza al taglio, si è fatto riferimento alle indagini in sito (prove penetrometriche dinamiche continue), utilizzando le correlazioni di letteratura proposte da Shioi e Fukuni, valide per sabbie fini e sabbie medie grossolane (1982; contenuta nelle Road Bridge Specification):

$$\varphi' (°) = (15 \cdot N_{SPT})^{0.5} + 15$$

$$\varphi' (°) = 0{,}3 \cdot N_{SPT} + 27$$

Per quanto concerne il modulo di deformazione E, si è fatto riferimento alle indagini in sito (prove penetrometriche dinamiche continue), utilizzando le correlazioni di letteratura proposte da Bowles (1991)

$$E (MPa) = 0{,}5 \cdot (N_{SPT} + 15)$$

$$E (MPa) = 1{,}2 \cdot (N_{SPT} + 6)$$

Di seguito si riportano i campi di variabilità dei valori di φ e E calcolati per le diverse unità litotecniche che caratterizzano il sito.

γ_n (kN/m^3)	20,0	19,0	20,0
Dr (%)	45 - 60	30 - 40	60 - 90
ϕ' (°)	29 - 38	23 - 28	33 - 37
ϕ'_k (°)	29,9	24,2	33,9
ϕ'_d (°)	24,7	19,7	28,3
E (MPa)	14 - 26	9,5 - 11,0	20,2 - 48,5
E_k (MPa)	17,3	10,2	26,7

Tabella 1 – Parametri geotecnici – campi di variabilità

Per la definizione dei parametri geotecnici sono stati confrontati criticamente tutti i dati ottenuti dalle elaborazioni, considerando l'applicabilità e l'attendibilità delle singole formule alle caratteristiche granulometriche delle differenti unità, unitamente a considerazioni sulla tipologia dei terreni da analisi della letteratura e da esperienza pregressa.

Si riportano di seguito i valori tipici delle unità litotecniche riconosciute e dei parametri caratteristici (indicati con pedice k) e di progetto (indicati con pedice d) calcolati secondo la definizione del Nuovo Testo Unico delle Costruzioni (D.M. 17/01/2018). Il valore proposto rappresenta una stima cautelativa che tiene conto del numero di dati a disposizione, della loro dispersione, della modalità di prova e della variabilità naturale del sottosuolo.

parametro	Unità R	Unità A	Unità B
N_{SPT}	6 - 37	4 - 8	20 - 35
γ_n (kN/m^3)	20,0	19,0	20,0
Dr (%)	45 - 60	30 - 40	60 - 90
ϕ'_k (°)	29,9	24,0	31,9
ϕ'_d (°)	2,7	19,6	26,5
E_k (MPa)	17,3	3,4	26,7

Tabella 2 – Parametri geotecnici caratteristici

Il modello geotecnico dell'area è rappresentato tramite una sezione interpretativa riportata in Figura seguente.

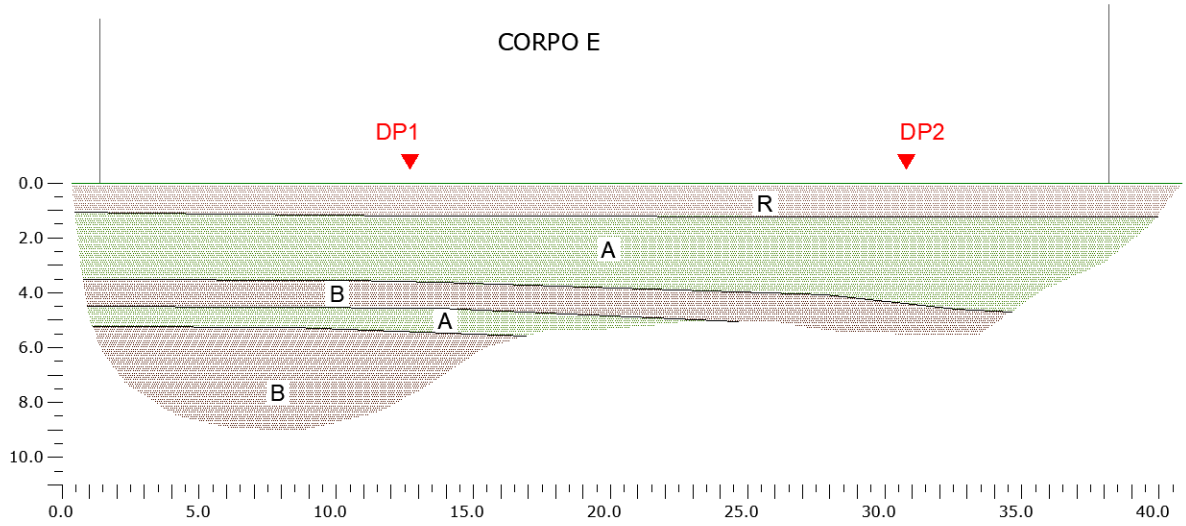


Figura 5 – Modello geologico

13 CARATTERIZZAZIONE SISMICA

Per il presente lavoro si è fatto riferimento ai risultati dell'indagine condotta nel 2018 nel medesimo Polo Ospedaliero nell'ambito del progetto esecutivo per le opere di adeguamento antincendio [Rif.4]. Per la caratterizzazione sismica del sito sono stati realizzati n. 2 stendimenti sismici con la metodologia MASW con lo scopo di ricostruire l'andamento della velocità delle onde sismiche di taglio con la profondità (Vs-z) per una corretta progettazione antisismica delle strutture (O.P.C.M. 3274 e smi; D.M. 17/01/2018).

13.1 ANALISI DEI RISULTATI

Di seguito si riportano i risultati ottenuti dall'analisi dello spettro bidimensionale ricavati dagli stendimenti MASW eseguiti, così come riportati nella relazione geologica del gennaio 2018 [Rif.4].

Sulla base della classificazione proposta dal D.M. 17/01/2018 risulta che, per entrambe gli stendimenti eseguiti, il substrato dell'area, in corrispondenza di indagine appartengono alla categoria di sottosuolo di riferimento **B**: "Rocce tenere e depositi di terreni da grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori della velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s"

Categoria	Descrizione del profilo stratigrafico
A	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 uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m
B	Rocce tenere e depositi di terreni da grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori della velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s
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 della velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s
D	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 della velocità equivalente compresi tra 100 m/s e 180 m/s
E	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.

Tabella 3 - categorie di suolo di fondazione (D.M. 17/01/2018).

L'area di intervento si sviluppa all'interno di un'area di fondovalle completamente pianeggiante La categoria topografica nella quale si inserisce è pertanto la T1 ai sensi della Tabella 3.2.IV del D.M. 17/01/2018.

Categoria	Descrizione del pendio	Ubicazione struttura	ST
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media inferiore a 15°	--	1
T2	Pendii con inclinazione media superiore a 15°	In corrispondenza della sommità	1,2
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media compresa tra 15 e 30°	In corrispondenza della cresta	1,2
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media superiore a 30°	In corrispondenza della cresta	1,4

Tabella 4 - categorie topografiche (D.M. 17/01/2018).

13.2 VALUTAZIONE DELLA SUSCETTIBILITÀ SISMICA

Al fine di determinare i valori di Fa dal punto di vista degli effetti litologici, sono stati utilizzati i risultati emersi dall'esecuzione dei due stendimenti geofisici eseguiti con metodo MASW.

Mediante tale elaborazione e con l'utilizzo di apposite schede messe a disposizione dalla Regione Lombardia, contenute nella D.G.R. 8/7374 del 28/05/2008, si è calcolato il valore di Fa (fattore di amplificazione) per edifici bassi e per edifici alti, da confrontare con i limiti di riferimento indicati dalla Regione Lombardia.

In funzione dei periodi di riferimento calcolati per i due stendimenti MASW eseguiti risultano, per le diverse tipologie di edifici, i seguenti valori di Fa:

- MASW 1 (T=0,19) - Fa edifici bassi = 1,40 – Fa edifici alti = 1,20
- MASW 2 (T=0,24) - Fa edifici bassi = 1,45 – Fa edifici alti = 1,30

In tutti e due i casi il valore di Fa calcolato, ammettendo una variabilità di +/- 0,1 come indicato dalla normativa, risulta essere congruo al valore di Fa di riferimento per la categoria del suolo B, sia per edifici alti (1,70) che per edifici bassi (1,40), pertanto i valori calcolati di Fa sono accettabili e conformi alla categoria di suolo individuata.

Per i dettagli relativi alle verifiche sopra citate si rimenda alla relazione geologica redatta nel gennaio 2018 nel medesimo Polo Ospedaliero nell'ambito del progetto esecutivo per le opere di adeguamento antincendio [Rif.4].

13.3 DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA SECONDO LA NORMATIVA

13.3.1 IL PROGETTO

Il progetto prevede la realizzazione di un impianto montalettighe e di due balconi di servizio alla via di fuga antincendio del corpo E del presidio Ospedaliero.

Classificazione dell'opera e vita attesa

Ai fini della verifiche di sicurezza e delle prestazioni dell'opera è necessario definirne classe d'uso e tipologia ai sensi del DM 17/01/2018.

La struttura in progetto viene classificata come costruzioni con livelli prestazionali elevati (tipo 3 di cui alla tabella n.2.1) cui corrisponde il seguente valore di vita nominale pari a: $V_N \geq 100$anni.

Tipi di costruzioni		Valori minimi di V_N (anni)
Costruzioni temporanee e provvisorie	1	10
Costruzioni con livelli di prestazione ordinari	2	50
Costruzioni con livelli di prestazione elevati	3	100

Tabella 5 – Tipo e vita nominale dell'opera (DM 17/01/2018 – tabella 2.4.I)

In relazione alle conseguenze di una interruzione di funzionalità o collasso in caso di sisma l'opera (cfr. tabella n.2.4.II – NTC) può essere classificata in classe d'uso IV cui viene associato un coefficiente d'uso (CU) pari a 2,0 (cfr. tabella n.2.2).

Classe d'uso	I	II	III	IV
Coefficiente CU	0.7	1.0	1.5	2.0

Tabella 6 – Classi e coefficienti d'uso (DM 17/01/2018 – tabella 2.4.II)

Il periodo di riferimento (V_R) dell'evento sismico viene pertanto definito (cfr. paragrafo n.2.4.3 – NTC) come prodotto tra la vita nominale (V_N) ed il coefficiente d'uso (CU) ottenendo:

V_R = 100 anni x 2,0 = 200 anni

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, devono essere individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Nel calcolo dell'azione sismica si è fatto riferimento a quanto contenuto nel D.M. 17/01/2018, in particolare ai capitoli 2 e 3. Le ipotesi assunte nella definizione degli spettri di risposta elastici in accelerazione risultano:

- Zona sismica = 3;
- Vita nominale della struttura: V_N= 100 anni;
- Classe d'uso = IV;
- Periodo di riferimento per l'azione sismica V_R= 200 anni;

13.3.2 PARAMETRI SISMICI

Stabilita la vita di riferimento dell'opera, in funzione della probabilità di superamento P_{VR} definita dalle NTC 2018, si ottengono tramite Spettri-NTC i valori del periodo di ritorno dell'azione sismica T_R ai quali corrispondono specifiche accelerazioni massime attese su suolo rigido dei parametri a_g, Tc* e Fo, oltre agli altri parametri caratteristici della risposta sismica del sito.

Parametri sismici						
stato limite	T_R [anni]	a_g [g]	a_{max} [m/s^2]	F_O	T_C* [s]	P_{VR}
SLO	120	0,032	0,37	2,591	0,218	81%
SLD	201	0,037	0,44	2,631	0,243	63%
SLV	1898	0,068	0,81	2,738	0,310	10%
SLC	2475	0,073	0,86	2,759	0,315	5%

Tabella 7- Valori di accelerazione massima orizzontale e dei parametri spettrali per i diversi stati limite

T_R = periodo di ritorno

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa al sito (valore nominale)

Fo= valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale

T_C*= periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

P_{VR} = probabilità di superamento nel periodo di riferimento in riferimento ai vari stati limite

Nella tabella seguente si riportano i coefficienti sismici orizzontali e verticali calcolati.

	Stato limite			
Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.008	0.009	0.016	0.018
kv	0.004	0.004	0.008	0.009
Amax [m/s²]	0.374	0.435	0.806	0.863
Beta	0.200	0.200	0.200	0.200
S_S	1,20			
C_C	1,49	1,46	1,39	1,39
S_T	1,00			

Tabella 8 – Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Kh = Coefficiente sismico orizzontale

Kv = Coefficiente sismico verticale

S_s = coefficiente di amplificazione stratigrafica

C_c = coefficiente di categoria di sottosuolo

S_T = coefficiente di amplificazione topografica

13.4 VERIFICA LIQUEFAZIONE

Ai sensi delle N.T.C. 2018 la verifica alla liquefazione può essere omessa quando si manifesta almeno una delle seguenti circostanze:

1. eventi sismici attesi di magnitudo M inferiore a 5;
2. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1 g; ($ag_{max} = a_g.S_S.S_T$)
3. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali (misura riferita al valore medio stagionale;
4. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata N1(60)>30 oppure qc1N>180 dove (N1)60 è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e qc1N è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
5. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura 6a nel caso di terreni con coefficiente di uniformità Uc < 3,5 ed in Figura 6b nel caso di terreni con coefficiente di uniformità Uc > 3,5.

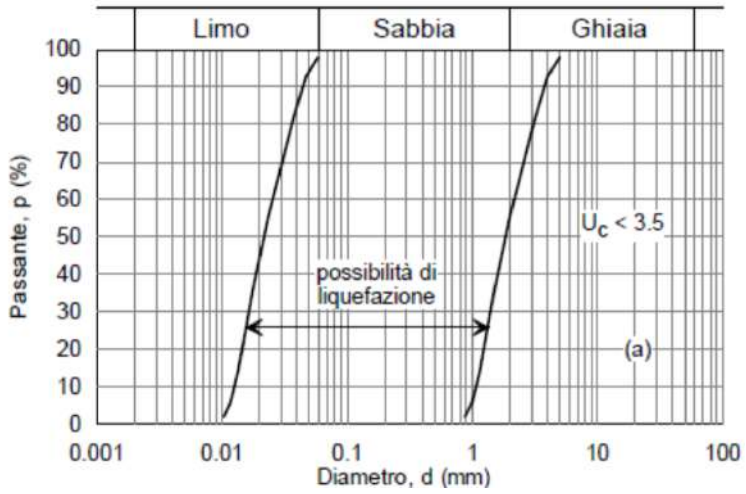


Figura 6a - Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione

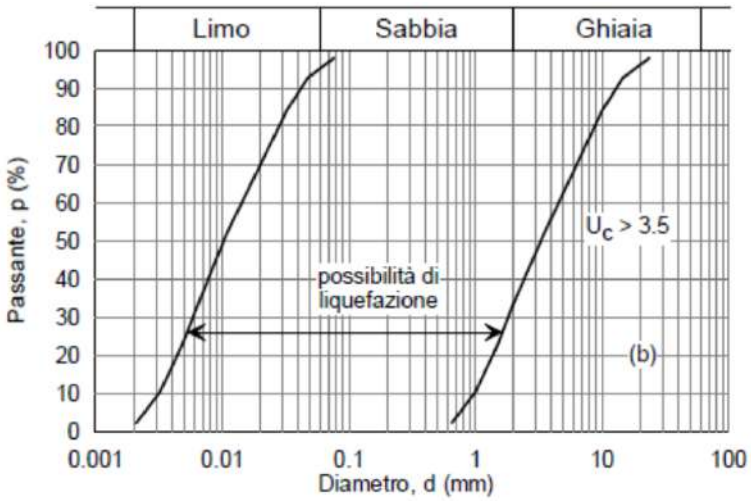


Figura 6b - Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione

Per il sito di intervento sono certamente rispettate le condizioni 2 e 3, in particolare:

- Condizione 2: considerando un'accelerazione di riferimento su suolo rigido per un periodo di riferimento pari a 475 anni di 0,048g (cfr. Tab. 1 della relazione geologica), i fattori di amplificazione stratigrafica per la categoria di sottosuolo B, S_S = 1,2 ed il fattore di amplificazione topografica per la categoria topografica T1 S_T = 1 risulta un'accelerazione massima attesa al suolo ag_{max} pari a 0,058;
- Condizione 3: secondo i dati a disposizione relativamente all'assetto idrogeologico del sito risulta che la soggiacenza media della falda si attesta a circa 35 m dal p.c.

Risultano pertanto soddisfatte le condizioni 2 e 3 di cui ai punti precedenti, pertanto, ai sensi delle N.T.C. 2018, per l'area di intervento non viene eseguita la verifica di suscettibilità alla liquefazione.

14 VERIFICHE GEOTECNICHE

Le fondazioni dell'opera in progetto sono costituite da una platea in cls armato di 0,4 m di spessore con dimensioni complessive di 8,20 m x 5,06 m che costituisce la fondazione del vano montalettighe all'interno della quale è ricavata una fossa da 2,80 x 2,26 m e da due travi rovesce da 36,95 m x 0,60 m unite da 5 travi di dimensioni 1,12 m x 0,6 m sulle quali agiranno complessivamente 11 pilasti di sostegno dei terrazzi di accesso al blocco E.

Per semplicità e a favore di sicurezza per l'esecuzione delle verifiche geotecniche si fa riferimento a due fondazioni, entrambe aventi spessore 40 cm e profondità del piano di posa a 90 cm dal p.c. per i cedimenti è stata inoltre considerata la fondazione della fossa ascensore con piano di posa a 170 cm dal p.c.:

- Platea rettangolare di larghezza 5,06m e lunghezza 8,20m;
- Fondazione nastriforme equivalente di lunghezza 36,85 m e larghezza 1,21m. La larghezza equivalente è stata calcolata sulla base dell'effettiva area reagente della fondazione a graticcio, depurando le zone vuote tra le fondazioni.

La Normativa NTC 2018 richiede che siano svolte verifiche agli stati limite delle fondazioni, in presenza di carichi di tipo statico e di azioni dinamiche, secondo le combinazioni descritte al capitolo 2 della Norma.

Le verifiche geotecniche eseguite non tengono conto della presenza di falda idrica che si sviluppa alla profondità di 35 m dal p.c., pertanto a profondità non interessate dal carico trasmesso dalla fondazione; in considerazione della profondità del piano di falda e della granulometria dei terreni di fondazione le verifiche sono condotte in condizioni drenate.

14.1 STATI LIMITE ULTIMI

La fondazione è stata verificata secondo quanto prescritto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni NTC2018, nei confronti degli Stati Limite Ultimi inerenti la capacità portante dell'insieme fondazione – terreno.

La capacità portante delle fondazioni è stata valutata utilizzando la formulazione proposta nell'appendice D dell'Eurocodice 7 (CEN, 2004), introducendo le seguenti ipotesi:

- nei calcoli che saranno svolti di seguito saranno applicati i fattori di sicurezza parziali previsti dalla normativa vigente (NTC2018).
- data la successione stratigrafica emersa dalle prove, la capacità portante delle fondazioni sarà calcolata in condizioni drenate.

Il carico limite della fondazione viene quindi calcolato come:

$$R/A = \frac{1}{2}B\gamma s_\gamma + q'N_q s_q + c'N_c s_c$$

dove compaiono i seguenti termini:

Coefficienti di capacità portante

$$N_q = e^{\pi \tan\varphi'} \cdot \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2}\right);\ N_c = (Nq - 1)/\tan\phi;\ N_\gamma = 2 \cdot (Nq + 1)\tan\varphi'$$

Coefficienti per la forma della fondazione (per fondazioni rettangolari)

$$s_q = 1 + \frac{B'}{L'}\text{sen}\varphi' \qquad s_\gamma = 1 - 0.30\frac{B'}{L'} \qquad s_c = \frac{(s_q \cdot N_q - 1)}{(N_q - 1)}$$

La verifica della fondazione nei confronti dello stato limite ultimo è stata condotta secondo le prescrizioni delle NTC2018. La normativa impone che le verifiche siano eseguite secondo la combinazione (A1+M1+R3) dove A1, M1, R3 rappresentano fattori di correzione.

Di seguito si riportano le tabelle con i fattori di correzione (coefficienti parziali) così come contenute nella normativa:

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

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

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

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

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

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

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

Tabella 9 – Coefficienti parziali secondo le N.T.C. 2018

Ne consegue che:

- Le azioni di progetto sono costituite dai carichi applicati dalla struttura, dal peso della fondazione e dal peso della bonifica; questi sono moltiplicati per un coefficiente parziale pari ad 1.3 (carichi permanenti sfavorevoli) o 1.50 (carichi variabili sfavorevoli e permanenti non strutturali sfavorevoli) in condizioni statiche.
- In condizioni sismiche, sono applicati inoltre i coefficienti correttivi che tengono conto dell'inerzia del terreno di fondazione, secondo la formulazione proposta da Paolucci e Pecker (1997):

$$z_q = \left(1 - \frac{kH}{\tan\phi}\right)^{0.35} \qquad z_\gamma = \left(1 - \frac{kH}{\tan\phi}\right)^{0.35} \qquad z_c = 1$$

Secondo quanto richiesto dalla normativa inoltre, le verifiche in condizioni sismiche sono state eseguite utilizzando i valori caratteristici dei parametri di resistenza ed assumendo pari ad 1.00 tutti i coefficienti parziali per le azioni.

Le verifiche agli stati limite ultimi sono state condotte separatamente per la platea e la trave equivalente.

14.2 STATO LIMITE DI ESERCIZIO

La verifica della fondazione nei confronti dello stato limite di esercizio viene svolta stimando i cedimenti assoluti e differenziali della fondazione, secondo quanto previsto dalla combinazione di carico SLE proposta dalle NTC2018.

Il calcolo dei cedimenti viene svolto secondo la seguente procedura:

- Sono analizzate separatamente la platea e la trave equivalente, trascurando il fatto che queste costituiscono in realtà un'unica fondazione e la presenza dell'edificio adiacente.
- Viene simulato lo scavo di 90 cm per la costruzione delle fondazioni;
- Viene simulata la costruzione delle fondazioni e delle strutture soprastanti applicando al piano di fondazione un carico distribuito qV = 48.61kPa (platea) e qV = 48.63kPa (trave equivalente);
- Viene valutata la variazione dello stato tensionale lungo la verticale posta al di sotto della fondazione; ciò viene fatto risolvendo il problema di Boussinesq nei punti del dominio di calcolo, tenendo conto dello scarico tensionale inizialmente indotto dalle operazioni di scavo e della fase di ricarico causata dalla costruzione delle strutture;
- Il terreno di fondazione viene suddiviso in un numero n di sotto-strati, in corrispondenza dei quali vengono valutati la variazione dello stato tensionale Δσ'V ed il cedimento ad essa associato, pari a

$$\Delta s_{V,i} = \frac{\Delta\sigma_{V,i}}{E} \cdot \Delta Hi$$

- Il cedimento totale viene infine calcolato sommando il contributo di tutti i sotto-strati analizzati.

14.2.1 FATTORI CORRETTIVI SISMICI

Le NTC 2018 calcolano i coefficienti kh e kv in dipendenza di vari fattori:

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

$$kv = \pm 0{,}5 \cdot Kh$$

dove

β = Coefficiente di riduzione accelerazione massima attesa al sito;

a_{max} = Accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = Accelerazione di gravità;

Tutti i fattori presenti nelle precedenti formule dipendono dall'accelerazione massima attesa sul sito di riferimento rigido e dalle caratteristiche geomorfologiche del territorio.

$$a_{max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

dove

S_S (effetto di amplificazione stratigrafica) = 0.90 ≤ Ss ≤ 1.80; è funzione di F_0 (Fattore massimo di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e della categoria di suolo (per il sito in esame, categoria B - cfr. Tab. 3).

S_T (effetto di amplificazione topografica) = 1.0 (per il sito in esame, categoria topografica T1 – cfr. Tab. 4).

Questi valori sono calcolati come funzione del punto in cui si trova il sito oggetto di analisi.

Il parametro di entrata per il calcolo è il tempo di ritorno dell'evento sismico che è valutato come segue:

$$T_R=-V_R/\ln(1-PVR)$$

dove

V_R = vita di riferimento della costruzione

PV_R = probabilità di superamento associata allo stato limite considerato.

14.3 IPOTESI DI CALCOLO

Di seguito si riportano le ipotesi di calcolo utilizzate per le verifiche geotecniche condotte, in funzione degli stati limite di riferimento.

Per la determinazione dei valori di progetto sono stati utilizzati i carichi di progetto tenendo conto del peso proprio della fondazione.

SLU

Nd platea = 2868,00 kN (progetto)

Nd trave equivalente = 80,12 kN (progetto)

SLV

Nd platea = 2816,04 kN (progetto)

Nd trave equivalente = 76,48 kN (progetto)

Il carico esercitato è in posizione eccentrica rispetto al baricentro della platea e della trave equivalente secondo la direzione della lunghezza, in particolare:

platea eL = 0,30 m

trave equivalente eL = 0,03 m

Si originano quindi momenti nelle due direzioni pari a:

ML platea = 844,81 kNm

ML trave equivalente = 2,16 kNm

SLE

Sulla base dei carichi, si assumono per lo stato limite di esercizio i seguenti carichi distribuiti sul piano di fondazione:

Nd platea = 2365,00 kN

(qSLE = 414,90 kPa)

(eccentricità del carico e = 0.30 m in direzione della lunghezza)

Nd trave equivalente = 58,85 kN/m

(qSLE = 48,63 kPa)

(eccentricità del carico e = 0.03 m in direzione della larghezza)

14.4 RISULTATI DELLE VERIFICHE CONDOTTE

Calcolo della capacità portante del terreno

Per la verifica delle resistenze del terreno agli stati limite si è fatto riferimento alla Combinazione (A1+M1+R3). I valori caratteristici della pressione limite sul terreno si ottengono utilizzando, nelle formule sopra citate, i parametri meccanici caratteristici del terreno divisi per i coefficienti parziali (M1) propri della Combinazione considerata.

Sulla base delle considerazioni sopra esposte si ottiene, per condizioni drenate in assenza di sisma

Platea

$$\mathbf{Q_{lim} = 514{,}38\ kN/m^2}$$

Per ottenere un valore di calcolo è necessario dividere per il coefficiente parziale di sicurezza relativo al gruppo R3, γR = 2,3. Si ottiene così il valore di calcolo della resistenza del terreno:

Rd = 8600,40 kN

Considerando un azione di progetto Ed di 2668,00 kN la condizione Ed<Rd risulta **VERIFICATA**.

Trave equivalente

$$\mathbf{Q_{lim} = 255{,}66\ kN/m^2}$$

Per ottenere un valore di calcolo è necessario dividere per il coefficiente parziale di sicurezza relativo al gruppo R3, γR = 2,3. Si ottiene così il valore di calcolo della resistenza del terreno:

Rd = 126,45 kN

Considerando un azione di progetto Ed di 80,12 kN la condizione Ed<Rd risulta **VERIFICATA**.

Considerando la presenza di sisma si ottiene:

Platea

$$\mathbf{Qlim = 493{,}66\ kN/m^2}$$

Per ottenere un valore di calcolo è necessario dividere per il coefficiente parziale di sicurezza relativo al gruppo R3, γR = 2,3. Si ottiene così il valore di calcolo della resistenza del terreno:

Rd = 8253,95 kN

Considerando un azione di progetto Ed di 2816,24 kN la condizione Ed<Rd risulta **VERIFICATA**.

Trave equivalente

$$\mathbf{Qlim = 246{,}05\ kN/m^2}$$

Per ottenere un valore di calcolo è necessario dividere per il coefficiente parziale di sicurezza relativo al gruppo R3, γR = 2,3. Si ottiene così il valore di calcolo della resistenza del terreno:

Rd = 123,40 kN

Considerando un azione di progetto Ed di 76,48 kN la condizione Ed<Rd risulta **VERIFICATA**.

Nelle tabelle seguenti si riportano le verifiche eseguite

RECTANGULAR SHALLOW FOUNDATION BEARING CAPACITY [NTC2018 A1+M1+R3 - After Eurocode 7 App.D]

PROJECT: DESIO - POLO ESPEDALIERO Progetto Definitivo PLATEA

Foundation Geometrical Settings			
Width	B	5,06	m
Lenght	L	8,20	m
Embedment	H	0,90	m
Slope angle	ω	0,00	°
Base slope	α	0,00	°

Foundation Soil Parameters (Char. values)			
Unit weight	γk	19,00	kN/m3
Friction angle	ϕ'k	24,00	°
Cohesion	c'k	0,00	kPa
Und. Cohesion	Cuk	-	kPa
Unit weight, lat	γlat,k	20,00	kN/m3

Foundation Soil Parameters (Des. values)			
Unit weight	γd	19,00	kN/m3
Friction angle	ϕ'd	0,42	rad
Cohesion	c'd	0,00	kPa
Und. Cohesion	Cud	-	kPa
Unit weight, lat	γlat,d	20,00	kN/m3

Local Design Loads Values (SLU)			
Vertical Load	N	2868,00	kN
Horizontal Load	TB	0,00	kN
Horizontal Load	TL	0,00	kN
Overt. Moment	MB	860,42	kN.m
Overt. Moment	ML	860,42	kN.m

Local Design Loads Values (SLV)			
Vertical Load	N	2816,04	kN
Horizontal Load	TB	32,27	kN
Horizontal Load	TL	0,00	kN
Overt. Moment	MB	0,00	kN.m
Overt. Moment	ML	844,81	kN.m

Effective Foundation			
		SLU	SLV
Eccentricity	eB (m)	0,00	0,00
Eccentricity	eL (m)	0,30	0,30
Effect. Width	B' (m)	5,06	5,06
Effect. Lenght	L' (m)	7,60	7,60

Design Loads Values (SLU)			
Vertical Load	N	2868,00	kN
Horizontal Load	TB	0,00	kN
Horizontal Load	TL	0,00	kN
Overt. Moment	MB	0,00	kN.m
Overt. Moment	ML	860,42	kN.m

Design Loads Values (SLV)			
Vertical Load	N	2816,04	kN
Horizontal Load	TB	32,27	kN
Horizontal Load	TL	0,00	kN
Overt. Moment	MB	0,00	kN.m
Overt. Moment	ML	844,81	kN.m

Bearing Capacity & Correction Factors			
	q (-)	c (-)	γ (-)
Bear. Capacity N	9,60	19,32	7,66
Found. Base b	1,00	1,00	1,00
F. shape s SLU (D)	1,27	1,30	0,80
F. shape s SLV (D)	1,27	1,30	0,80
F. shape s SLU (U)	-	1,13	-
F. shape s SLV (U)	-	1,13	-
Load incl. i SLU (D)	1,00	1,00	1,00
Load incl. i SLV (D)	0,98	0,98	0,97
Load incl. i SLU (U)	-	-	-
Load incl. i SLV (U)	-	-	-
Slope g	1,00	1,00	1,00
Found. Depth d	1,00	1,00	1,00
Earthquake e	0,98	0,99	0,98

Resulting Horizontal Load			
		SLU	SLV
Total Hor. Load	T (kN)	0,00	32,27

Verifications Summary			
	Ed (kN)	Rd (kN)	VERIF.
B.C. Drained SLU	2868,00	8600,40	OK
B.C. Drained SLV	2816,04	8253,95	OK
B.C. Undr. SLU	2868,00	-	-
B.C. Undr. SLV	2816,04	-	-
SLID. Drained SLU	0,00	1160,83	OK
SLID. Drained SLV	32,27	1139,80	OK
SLID. Undr. SLU	0,00	-	-
SLID. Undr. SLV	32,27	-	-

Parameters Partial Coefficients M1			
Unit weight	γγ	1,00	-
Tang. Fric. Angle	γϕ	1,00	-
Cohesion	γc'	1,00	-
Und. Cohesion	γCu	1,00	-

Resistance Partial Coefficients R3			
Bearing capacity	γBear	2,30	-
Shear capacity	γShear	1,10	-

Earthquake data			
Hor. Coefficient	kH	0,02	-

Inclined Loads Coefficients			
		SLU	SLV
Incl. Load Coef.	mB	1,60	1,60
Incl. Load Coef.	mL	1,40	1,40
Incl. Load Coef.	θ (rad)	1,57	1,57
Incl. Load Coef.	m	1,60	1,60

Bearing Capacity Calculation			
Drained, SLU	qlim	514,38	kPa
	Vmax	19780,91	kN
	Rd	8600,40	kN
Drained, SLV	qlim	493,66	kPa
	Vmax	18984,09	kN
	Rd	8253,95	kN
Undrained, SLU	qlim	-	kPa
	Vmax	-	kN
	Rd	-	kN
Undrained, SLV	qlim	-	kPa
	Vmax	-	kN
	Rd	-	kN

Sliding Resistance Calculation			
Drained, SLU	Tmax	1276,92	kN
	Rd	1160,83	kN
Drained, SLV	Tmax	1253,78	kN
	Rd	1139,80	kN
Undrained, SLU	Tmax	-	kN
	Rd	-	kN
Undrained, SLV	Tmax	-	kN
	Rd	-	kN

Tabella 10 – Verifiche geotecniche platea

Foundation Geometrical Settings			
Width	B	1,21	m
Embedment	H	0,90	m
Slope angle	ω	0,00	°
Base slope	α	0,00	°

Design Loads Values (SLU)			
Vertical Load	N	80,12	kN/m
Horizontal Load	T	0,00	kN/m
Overt. Moment	M	2,90	kN.m/m

Parameters Partial Coefficients M1			
Unit weight	γγ	1,00	-
Tang. Fric. Angle	γφ	1,00	-
Cohesion	γc'	1,00	-
Und. Cohesion	γCu	1,00	-

Foundation Soil Parameters (Char. values)			
Unit weight	γk	19,00	kN/m3
Friction angle	φ'k	24,00	°
Cohesion	c'k	0,00	kPa
Und. Cohesion	Cuk	-	kPa
Unit weight, lat	γlat,k	20,00	kN/m3

Design Loads Values (SLV)			
Vertical Load	N	76,48	kN/m
Horizontal Load	T	0,94	kN/m
Overt. Moment	M	2,16	kN.m/m

Resistance Partial Coefficients R3			
Bearing capacity	γBear	2,30	-
Shear capacity	γShear	1,10	-

Earthquake data			
Hor. Coefficient	kH	0,01	-

Foundation Soil Parameters (Des. values)			
Unit weight	γd	19,00	kN/m3
Friction angle	φ'd	0,42	rad
Cohesion	c'd	0,00	kPa
Und. Cohesion	Cud	-	kPa
Unit weight, lat	γlat,d	20,00	kN/m3

Bearing Capacity & Correction Factors			
	q (-)	c (-)	γ (-)
Bear. Capacity N	9,60	19,32	7,66
Found. Base b	1,00	1,00	1,00
Found. Shape s	1,00	1,00	1,00
Load incl. i SLU (D)	1,00	1,00	1,00
Load incl. i SLV (D)	0,98	0,97	0,96
Load incl. i SLU (U)	-	-	-
Load incl. i SLV (U)	-	-	-
Slope g	1,00	1,00	1,00
Found. Depth d	1,00	1,00	1,00
Earthquake e	0,99	1,00	0,99

Bearing Capacity Calculation			
Drained, SLU	qlim	255,66	kPa
	Vmax	290,84	kN/m
	Rd	126,45	kN/m
Drained, SLV	qlim	246,05	kPa
	Vmax	283,83	kN/m
	Rd	123,40	kN/m
Undrained, SLU	qlim	-	kPa
	Vmax	-	kN/m
	Rd	-	kN/m
Undrained, SLV	qlim	-	kPa
	Vmax	-	kN/m
	Rd	-	kN/m

Local Design Loads Values (SLU)			
Vertical Load	N	80,12	kN/m
Horizontal Load	T	0,00	kN/m
Overt. Moment	M	2,90	kN.m/m

Local Design Loads Values (SLV)			
Vertical Load	N	76,48	kN/m
Horizontal Load	T	0,94	kN/m
Overt. Moment	M	2,16	kN.m/m

Effective Foundation			
		SLU	SLV
Eccentricity	e (m)	0,04	0,03
Effect. Width	B' (m)	1,14	1,15

Verifications Summary			
	Ed (kN/m)	Rd (kN/m)	VERIF.
B.C. Drained SLU	80,12	126,45	OK
B.C. Drained SLV	76,48	123,40	OK
B.C. Undr. SLU	80,12	-	-
B.C. Undr. SLV	76,48	-	-
SLID. Drained SLU	0,00	32,43	OK
SLID. Drained SLV	0,94	30,96	OK
SLID. Undr. SLU	0,00	-	-
SLID. Undr. SLV	0,94	-	-

Sliding Resistance Calculation			
Drained, SLU	Tmax	35,67	kN/m
	Rd	32,43	kN/m
Drained, SLV	Tmax	34,05	kN/m
	Rd	30,96	kN/m
Undrained, SLU	Tmax	-	kN/m
	Rd	-	kN/m
Undrained, SLV	Tmax	-	kN/m
	Rd	-	kN/m

Tabella 11 – Verifiche geotecniche trave equivalente

Cedimenti

Per la platea sono stati verificati i cedimenti in corrispondenza della platea e della fossa.

Il cedimento massimo previsto in corrispondenza del centro della platea è pari a circa 12 mm mentre al bordo è di circa 7 mm; il massimo cedimento differenziale si verifica tra il centro e lo spigolo della fondazione ed è pari a circa 5 mm.

N corrispondenza della fossa si prevedono cedimenti compresi tra 14 mm (bordo fossa) e 19 mm (centro fossa).

Dal momento che tutti gli strati di terreno coinvolti sono di natura granulare, i cedimenti avverranno in maniera pressoché immediata.

Nel grafico seguente si mostra l'andamento delle deformazioni in corrispondenza della base della fondazione, per ognuno dei punti analizzati.

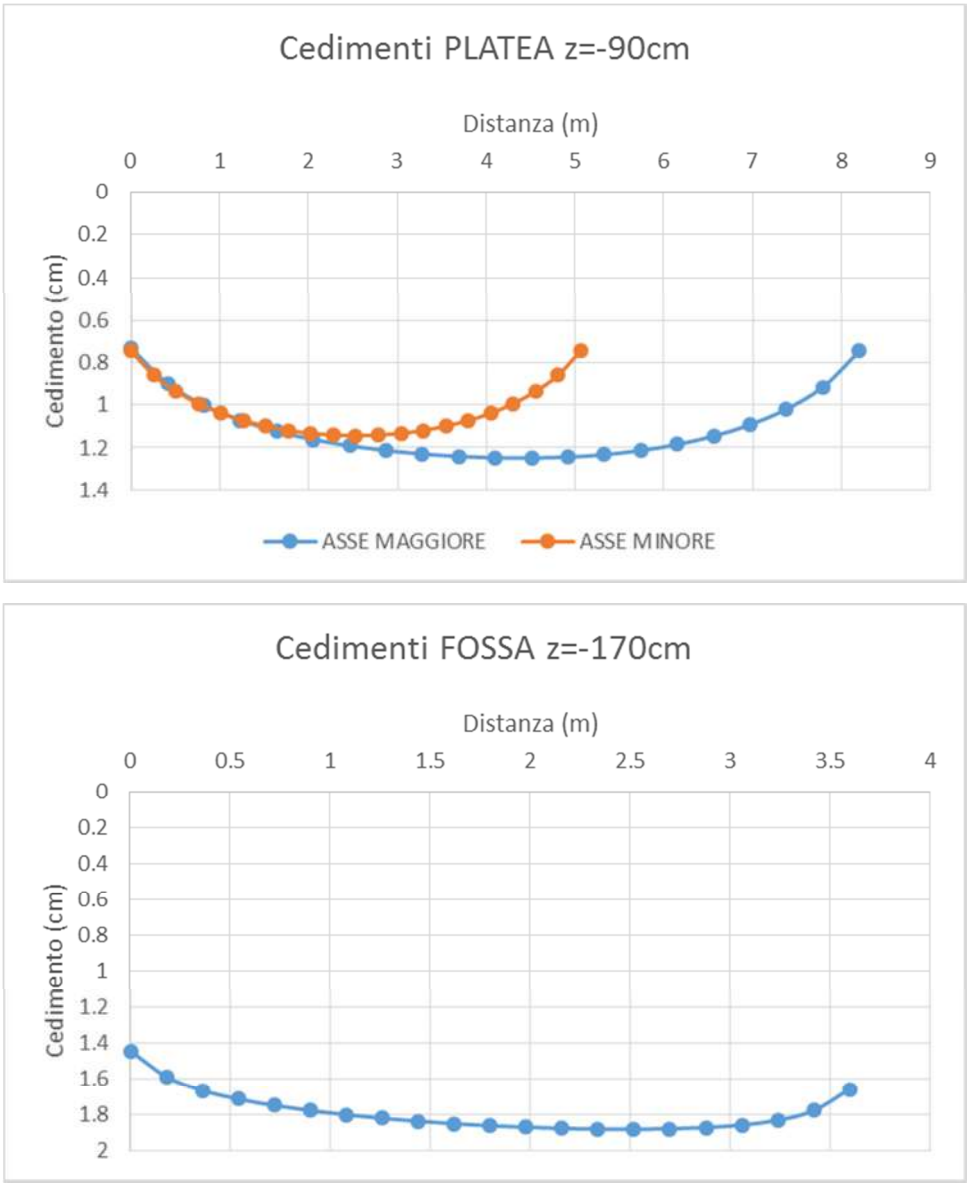


Figura 7 – Cedimenti platea

Il cedimento massimo previsto in corrispondenza del centro della trave è di circa 5,2 mm

Dal momento che tutti gli strati di terreno coinvolti sono di natura granulare, i cedimenti avverranno in maniera pressoché immediata.

Nel grafico seguente si mostra l'andamento delle deformazioni in corrispondenza della base della fondazione, per ognuno dei punti analizzati.

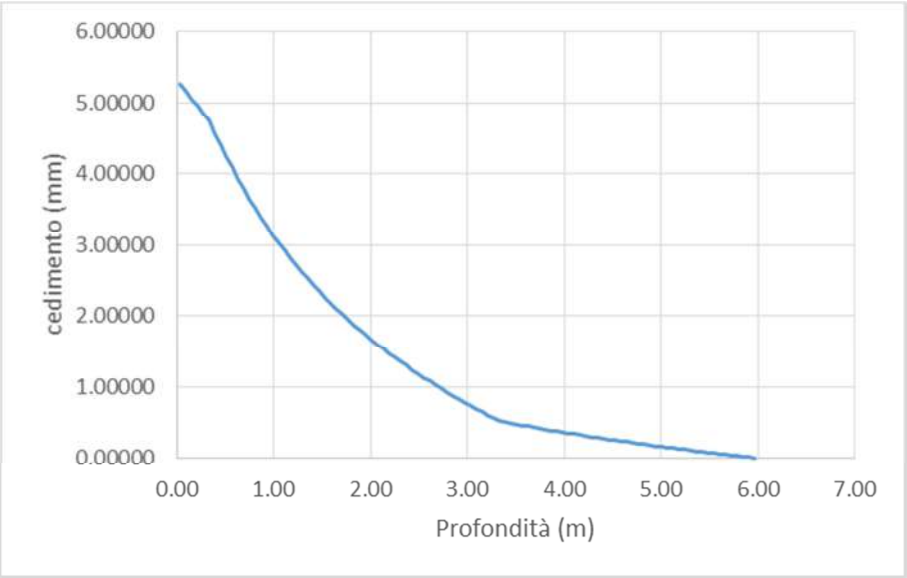


Figura 8 – Cedimenti trave equivalente

15 CONCLUSIONI

L'area in esame si sviluppa nel settore nord occidentale del comune di Desio, ad una quota di circa 205 m s.l.m. Il sottosuolo è caratterizzato dalla presenza di depositi fluvioglaciali pleistocenici appartenenti al Supersintema di Besnate – Unità di Guanzate, costituiti da ghiaie medio grossolane massive e sabbie grossolane.

Le indagini geognostiche effettuate hanno permesso di definire un modello geologico tecnico valido per l'area di intervento. Esso è costituito da tre unità litotecniche principali:

- Unità R - Orizzonte superficiale costituito da sabbia molto fine e limo con ghiaia e frammenti lateritici con grado di addensamento molto variabile sia in senso verticale sia orizzontale, raggiunge la profondità di c.ca 1,2 m dal p.c. L'unità è caratterizzata da numero di colpi molto variabile (6 – 37). Il comportamento geotecnico è di tipo granulare con discrete caratteristiche geotecniche;
- Unità A – costituito da sabbia, sabbia fine con subordinata frazione limosa, e ghiaia da poco a mediamente addensato. Presenta una geometria regolare, esteso da 1,2 m circa fino a 3,3 – 3,6 m da p.c. in corrispondenza della prova DP1 è presente un secondo livello tra 4,8 e 5,4 m da p.c.; l'Unità è costituita da terreni granulari poco addensati (NSPT compreso tra 4 e 8) con mediocri caratteristiche geotecniche;
- Unità B – orizzonte costituito da sabbia grossolana con ghiaia da media a grossolana, a profondità comprese tra 3,6 m dal p.c. (DP1) e 3,9 m da p.c. (DP2) caratterizzato da un grado di addensamento medio con NDP compresi tra 23 e 35 colpi/piede.

Sulla base della classificazione proposta dal D.M. 17/01/2018 i terreni che costituiscono il substrato dell'area di indagine appartengono alla categoria di sottosuolo di riferimento **B**: "*Rocce tenere e depositi di terreni da grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori della velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s*"

Il sottosuolo dell'area è caratterizzato dalla presenza di circolazione idrica sotterranea con un livello di falda che si attesta alla profondità di circa 35 m circa dal p.c.

L'area non presenta particolari fenomeni di dissesto in atto o potenziali.

Fondazioni

Le fondazioni in progetto risultano verificate secondo quanto prescritto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni NTC2018, nei confronti degli Stati Limite Ultimi (S.L.U. e S.L.E) inerenti la capacità portante dell'insieme fondazione – terreno.

Scavi

Le operazioni di sbancamento dovranno avvenire in modo graduale, osservando il comportamento del fronte in merito alla stabilità dei fronti di scavo e delle strutture adiacenti e realizzando pareti di pendenza idonea a garantire la stabilità a lungo termine tenendo conto dei fenomeni di precipitazione causa di erosioni e dissesti.

Regimazione delle acque meteoriche e di ruscellamento

Il sito è caratterizzato dalla presenza di depositi permeabili che determinano un buon drenaggio delle acque di corrivazione senza pertanto generare problemi di ristagno. E' in ogni caso necessaria la messa in opera di un adeguato sistema di raccolta, regimazione ed allontanamento delle acque dall'area di interesse.

Le acque meteoriche dispioventi dalle coperture dovranno essere correttamente regimate e smaltite in un adeguato sistema drenante. In considerazione della presenza di una circolazione idrica sotterranea poco profonda si consiglia la realizzazione di un sistema disperdente poco profondo che non interagisca direttamente con le acque presenti nel sottosuolo al fine di garantire un'adeguata capacità drenante.

Considerazioni di carattere generale

Si ricorda inoltre che in materia di sicurezza sul lavoro, in particolare in aree in cui sono presenti scavi e fondazioni, valgono le norme degli art. 118, 119 e 120 del D.Lgs. n. 81 del 9/04/2008 n.81 (Testo Unico sulla Salute e Sicurezza sul Lavoro) e la normativa del par. 6.8.6 (Fronti di scavo) del D.M. 17/01/2018.

In merito all'allontanamento e/o al riutilizzo in sito di terre e rocce da scavo dovranno essere rispettate le prescrizioni dell'art. 186 del D.Lgs 152/06 e s.m.i..