



COMUNE DI CENATE SOPRA

(Provincia di Bergamo)

Oggetto

Riqualificazione Via Padre Belotti e Via Papa Giovanni XXIII.

<u>Elaborato</u>
Relazione geologica con modellazione geotecnica

<u>Committente</u>	<u>Data</u>
Comune di Cenate Sopra	Agosto 2022

A cura di:

Dott. Geol. Roberto Pagani

Iscritto all'Ordine dei Geologi della Lombardia al n. 1664



Via Milano, 36
Cologno al Serio, 24055, BG
Telefono: 3202694979
Posta elettronica: studio@rpgeologia.com
Sito web: www.rpgeologia.com

SOMMARIO

1. PREMESSA.....	4
1.1. Informazioni preliminari.....	4
1.2. Ubicazione dell'area di studio.....	5
1.3. Sintesi degli elementi di progetto.....	6
2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO.....	7
3. QUADRO VINCOLISTICO.....	7
3.1. Dosri/Studio rischio idraulico.....	7
3.2. Direttiva alluvioni/PAI PGRA.....	8
3.3. Piano di Governo del Territorio.....	8
4. QUADRO TERRITORIALE DI RIFERIMENTO.....	11
4.1. Caratteri geomorfologici.....	11
4.2. Caratteri litologici, stratigrafici e strutturali.....	12
4.3. Caratteri idrografici.....	13
4.4. Caratteri idrogeologici.....	13
5. CAMPAGNA GEOGNOSTICA.....	14
5.1. Piano dell'indagine.....	14
5.2. Rilevamento geologico tecnico dell'area in esame.....	17
5.3. Prove penetrometriche dinamiche.....	17
5.3.1. Indagini eseguite nel 2011.....	17
5.3.2. Risultati ottenuti.....	18
5.3.3. Indagini eseguite nel 2022.....	23
5.3.4. Risultati ottenuti.....	24
6. MODELLAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA.....	27
6.1. Modello geologico.....	27
6.2. Modello geotecnico.....	28
7. ASPETTI SISMICI.....	32
7.1. Pericolosità sismica di base.....	32
7.1.1. Premessa.....	32
7.1.2. Zona sismica.....	33
7.1.3. Pericolosità sismica locale.....	34
7.1.4. Categoria di sottosuolo.....	35

7.1.5. Condizioni topografiche.....	36
7.1.6. Forme spettrali.....	37
7.2. Risposta sismica locale e stabilità del sito.....	37
7.2.1. Parametri sismici.....	37
7.2.2. Stabilità nei confronti della liquefazione.....	38
8. VERIFICHE INDICATIVE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI.....	40
8.1. Premessa.....	40
8.1.1. Stati limite ultimi.....	41
8.1.2. Stati limite di esercizio.....	41
8.2. Condizioni di verifica.....	42
8.3. Verifica nei confronti degli stati limite ultimi (SLU): rottura per carico limite.....	43
8.4. Verifica agli stati limite di esercizio (SLE): cedimenti e distorsioni.....	43
8.5. Considerazioni sui calcoli geotecnici agli stati limite.....	44
9. INDICAZIONI TECNICHE.....	45
9.1. Fondazioni.....	45
9.1.1. Coefficiente di sottofondazione.....	45
9.2. Sbancamenti.....	46
9.3. Interferenze tra strutture e falda.....	47
9.4. Sintesi delle pericolosità geologiche.....	47
10. CONCLUSIONI.....	48
11. BIBLIOGRAFIA.....	50

1. PREMESSA

1.1. Informazioni preliminari

Su incarico della committenza è redatta la presente relazione geologica con modellazione geotecnica a supporto del progetto di realizzazione di un nuovo magazzino comunale in Via Padre Belotti nel comune di Cenate Sopra.

La presente relazione, seguendo i dettami delle normative vigenti e dello stato dell'arte, parte dalla creazione del modello geologico di riferimento, comprendente la ricostruzione dei caratteri litologici, stratigrafici, strutturali, idrogeologici, geomorfologici e, più in generale, di pericolosità geologica del territorio.

Successivamente, in funzione del tipo di opera o di intervento e della complessità del contesto geologico, sono state concordate con la committenza specifiche indagini, finalizzate alla ricostruzione del modello geotecnico, in conformità ai requisiti richiesti dal paragrafo 6.2.2 del Decreto Ministeriale 17 Gennaio 2018 (NTC 2018). Quest'ultimo si può definire come uno schema rappresentativo del volume significativo di terreno, suddiviso in unità omogenee sotto il profilo fisico - meccanico. Per volume significativo di terreno si intende la parte di sottosuolo influenzata, direttamente o indirettamente, dalla costruzione del manufatto e che influenza il manufatto stesso.

Sono descritti, inoltre, i risultati delle analisi indicative e parziali eseguite per la verifica della sicurezza e delle prestazioni nei riguardi degli stati limite ultimi e di esercizio.

La presente relazione, infine, si riferisce esclusivamente alle opere previste dal progetto fornito dalla committenza.

1.2. Ubicazione dell'area di studio

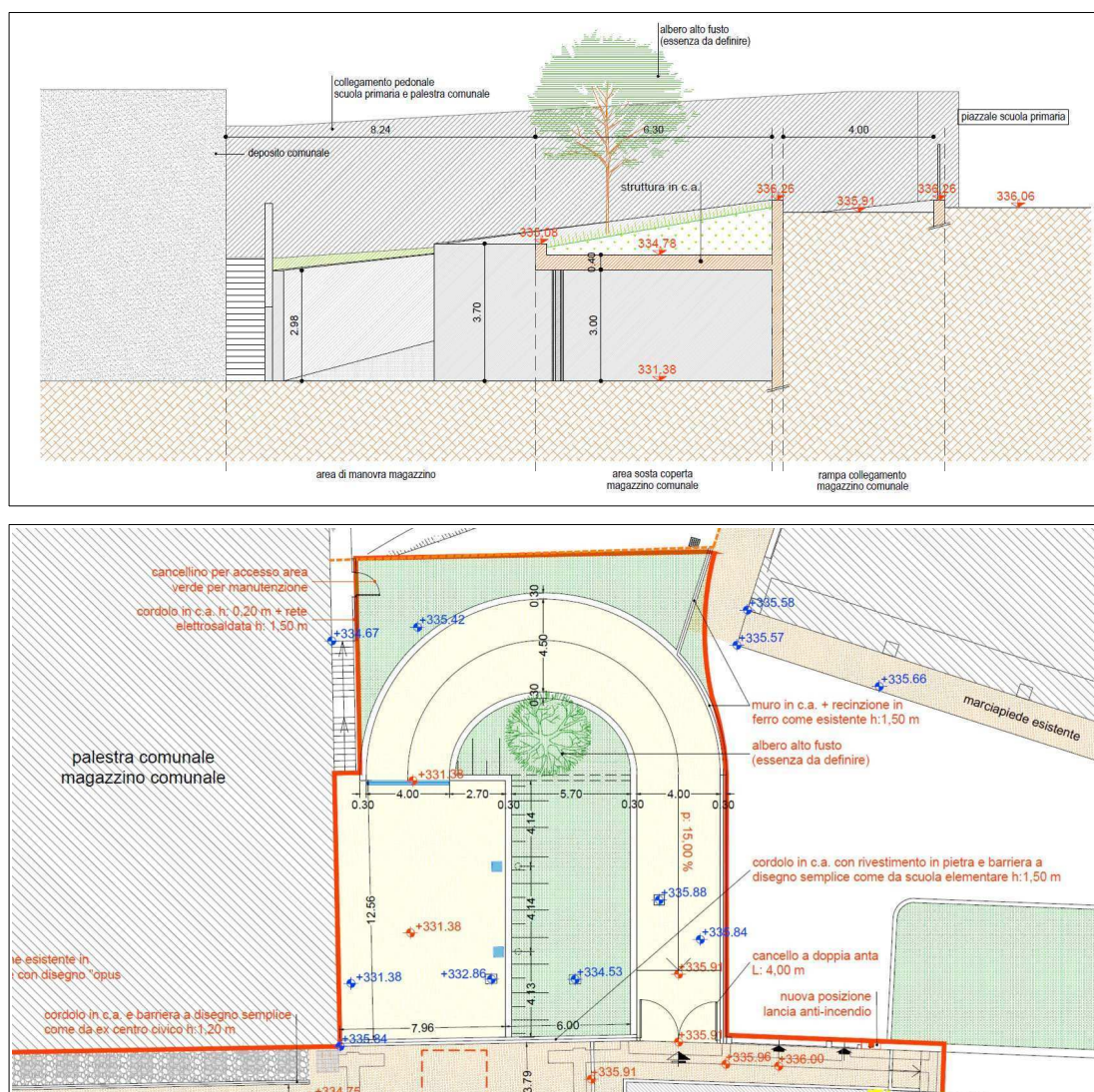
L'area di studio è situata nel territorio comunale di Cenate Sopra, in Via Padre Belotti, su terreni identificati nella cartografia catastale al foglio n. 9 - mappale n. 5574. La quota di riferimento è pari a 335 m s.l.m. circa. L'esatta ubicazione dell'area è visibile nella figura seguente.



Ubicazione del sito d'intervento su base ortofoto (Geoportale Regione Lombardia).

1.3. Sintesi degli elementi di progetto

Il progetto, redatto a cura dell'Architetto Daniele Chiarolini, prevede la riqualificazione urbanistica della zona indicata in figura precedente e la modifica della rampa di collegamento tra Via Belotti e il magazzino comunale, il quale sarà ampliato come da progetto. La quota d'imposta delle fondazioni è prevista a circa 2,5 m dalla quota del p.c. di Via Padre Belotti. Per maggiori dettagli si rimanda ai documenti progettuali.



Stralcio delle tavole di progetto.

In ottemperanza alle leggi vigenti in materia, sono state definite le specifiche inerenti l'intervento, di seguito riportate.

- Tipo di costruzione = 2, da cui Vita nominale (V_N) = 50 anni.
- Classi d'uso = II, da cui Coefficiente d'uso C_U = 1,0.
- Periodo di riferimento per l'azione sismica: $V_R = V_N \cdot C_U$ = 50 anni.

2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Le principali normative di riferimento per il presente elaborato sono elencate di seguito.

- Decreto Ministeriale 17 Gennaio 2018. Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni (in seguito, per brevità: NTC 2018).
- L.R. 11 Marzo 2005 n. 12 e s.m.i.. – Legge per il governo del territorio; con particolare riferimento alla D.G.R. 30 Novembre 2011 n. IX/2616 - “Aggiornamento dei ‘Criteri ed indirizzi per la definizione della componente geologica, idrogeologica e sismica del piano di governo del territorio”.

Oltre a quelle sopra elencate vengono tenute in considerazione anche altre leggi e norme, che non vengono riportate in elenco per brevità.

3. QUADRO VINCOLISTICO

3.1. Dosri/Studio rischio idraulico

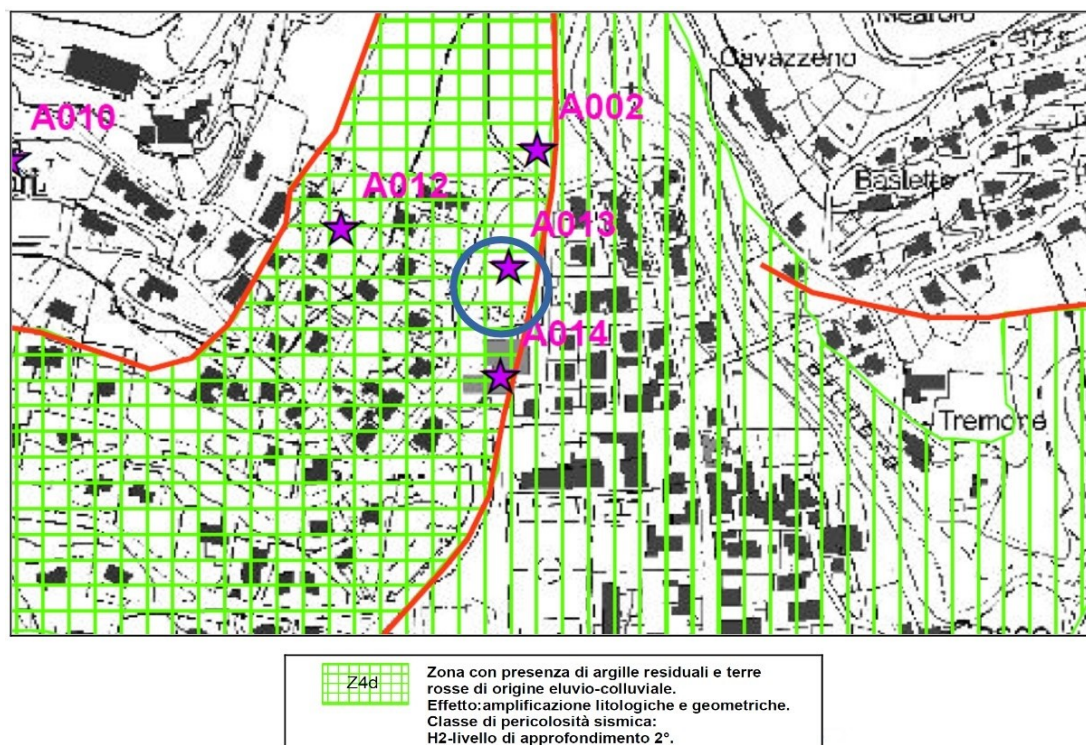
Questi documenti non sono disponibili per il comune di Cenate Sopra.

3.2. *Direttiva alluvioni/PAI PGRA*

Secondo la cartografia della Direttiva Alluvioni 2007/60/CE - Revisione 2020, l'area in esame non ricade all'interno di aree potenzialmente interessate da alluvioni. L'area inoltre non è compresa all'interno di fasce PAI. Ai sensi degli strumenti pianificatori vigenti, pertanto, l'intervento non è soggetto a verifica di compatibilità idraulica.

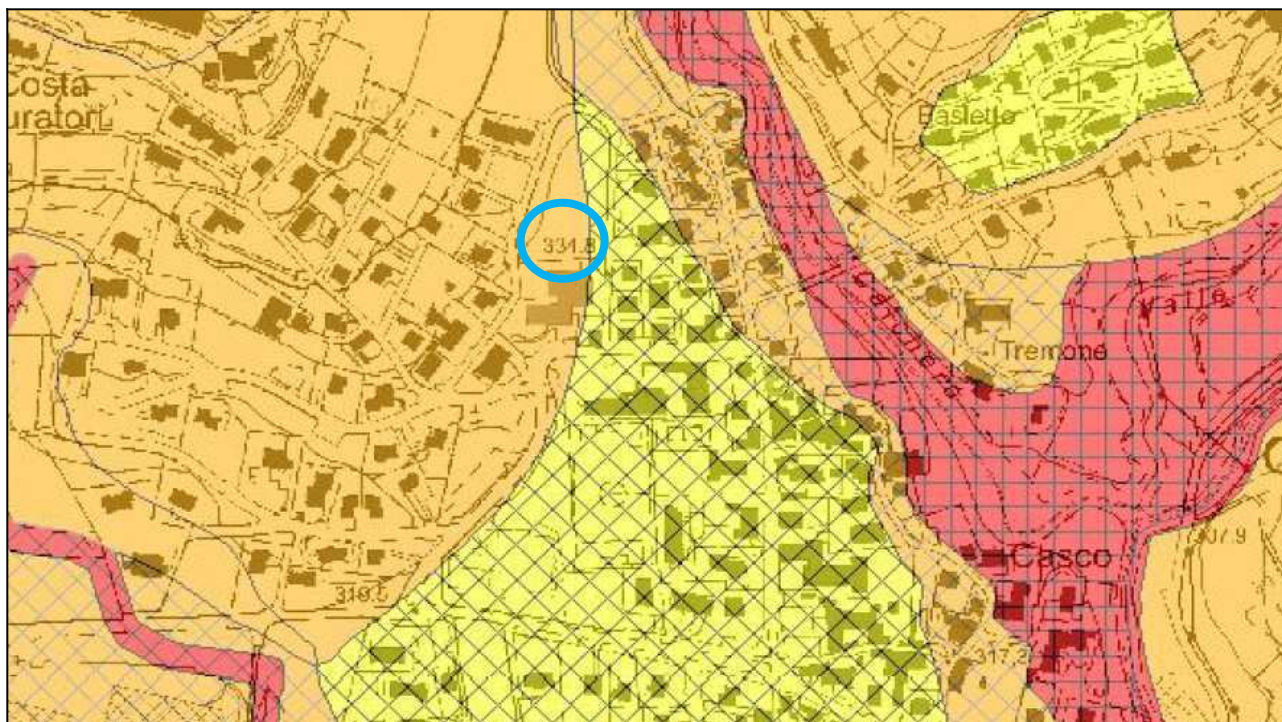
3.3. *Piano di Governo del Territorio*

Secondo la Carta dei vincoli, l'area in esame non è interessata da vincoli di carattere geologico ambientale. Secondo la Carta della pericolosità sismica locale, l'area di intervento è situata all'interno di uno scenario di tipo Z4d. Gli effetti attesi consistono in amplificazioni litologiche e geometriche.



Stralcio della Carta della pericolosità sismica locale con relativa legenda. Indicata in blu l'area in esame.

Secondo la Carta di fattibilità geologica, l'area di intervento ricade nella classe 3 - Fattibilità con consistenti limitazioni.



Stralcio della Carta di fattibilità geologica con relativa legenda. Indicata in azzurro l'area di intervento.

Le norme geologiche di attuazione del P.G.T., a riguardo delle classi di fattibilità in oggetto esprimono quanto segue.

Classe 3 - Fattibilità con consistenti limitazioni.

La Classe III comprende zone in cui sono state riscontrate consistenti limitazioni all'utilizzo a scopi edificatori e/o alla modifica della destinazione d'uso per le condizioni di pericolosità/vulnerabilità individuate, per il superamento delle quali potrebbero rendersi necessari interventi specifici o opere di difesa.

Sono comprese aree acclivi potenzialmente soggette all'influenza di fenomeni di dissesto idrogeologico e fenomeni alluvionali con trasporto in massa, terreni con scarsa qualità geotecnica o potenziale instabilità, forme di degrado antropico.

L'utilizzo di queste zone sarà pertanto necessariamente subordinato alla realizzazione di indagini

dettagliate finalizzate all'acquisizione di una maggiore conoscenza geologico tecnica dell'area e del suo intorno, mediante campagne geognostiche, prove in situ e di laboratorio, nonché mediante studi specifici di varia natura (geologici, geofisici, idrogeologici, idraulici, ambientali, pedologici, ecc.).

Ciò dovrà consentire di precisare le idonee destinazioni d'uso, le volumetrie ammissibili, le tipologie costruttive più opportune, non che le necessarie opere di sistemazione e bonifica.

Per l'edificato esistente dovranno essere fornite indicazioni in merito alle indagini da eseguire per la progettazione e la realizzazione delle opere di difesa, sistemazione idrogeologica e degli eventuali interventi di mitigazione degli effetti negativi indotti dall'edificato. Potranno essere inoltre predisposti idonei sistemi di monitoraggio geologico che permettano di tenere sotto controllo l'evoluzione dei fenomeni in atto o indotti dall'intervento.

L'utilizzo di queste zone sarà pertanto subordinato alla realizzazione di indagini mirate all'acquisizione di una maggiore conoscenza geologico - tecnica, idrogeologica o idraulica dell'area e di un suo immediato intorno. Tale approfondimento tecnico dovrà essere attuato attraverso l'effettuazione di approfonditi studi geologici - geotecnici, idrogeologici e l'esecuzione di campagne geognostiche, prove di laboratorio, verifiche di stabilità, etc..

Nel caso di problematiche di tipo idraulico, gli studi saranno necessari non solo in corrispondenza dei principali corsi d'acqua, ma anche dei corsi d'acqua minori che nel passato hanno manifestato significative forme di dissesto.

Il risultato delle indagini condotte dovrà valutare la compatibilità dell'intervento edificatorio e la portata massima che esso può avere in relazione alle caratteristiche del sito.

Gli interventi di bonifica idraulica o idrogeologica dovranno, ove possibile, essere eseguiti con tecniche di bioingegneria forestale.

Pur tenendo conto del fatto che sarebbe opportuno limitare nuovi consistenti insediamenti nelle aree appartenenti alla Classe III, si ribadisce naturalmente che in questo caso le relazioni geologiche e geologico-tecniche andranno eseguite sui nuovi fabbricati singoli e su tutti quegli interventi che presentano un significativo impatto sul territorio (es. viabilità, reti tecnologiche, ecc.).

Anche in questo caso si ritiene opportuno, nel caso della realizzazione di qualsiasi edificio, di mantenere una distanza di sicurezza di almeno 20 metri dal ciglio di scarpate in classe 4.

Nel caso di realizzazione di edifici in prossimità di un ciglio di scarpata si ritiene necessaria la predisposizione di verifiche di stabilità della scarpata sottostante, che tengano in considerazione

l'applicazione del sovraccarico che comporta la realizzazione dell'edificio.

Nel caso che la realizzazione dell'edificio comporti la formazione di un fronte di scavo a monte e/o ai lati (es: realizzazione di un edificio su un pendio inclinato, esecuzione di box e di locali interrati in fregio a edifici esistenti e magari di vecchia costruzione), si ritiene necessaria la predisposizione di verifiche di stabilità del pendio in relazione alla realizzazione del fronte di scavo previsto. Questo per predisporre un progetto adeguato in merito alle opere di sostegno necessarie evitando così che l'esecuzione di scavi in prossimità di edifici esistenti possano indurre lesioni nelle strutture adiacenti.

4. QUADRO TERRITORIALE DI RIFERIMENTO

4.1. Caratteri geomorfologici

L' area è collocata in un contesto urbanizzato e compreso tra diversi edifici. L'ambito territoriale considerato è caratterizzato da una morfologia complessivamente pianeggiante, posta alle pendici dei rilievi collinari.

I processi morfogenetici più significativi che hanno determinato il modellamento del paesaggio di questo comparto territoriale sono ascrivibili alla dinamica di versante antica e recente, nonché all'alterazione delle rocce e dei depositi.

Molto importante, infine, l'impronta antropica, che si manifesta attraverso l'urbanizzazione del territorio.

4.2. Caratteri litologici, stratigrafici e strutturali

L'area è situata all'imbocco della Val Cavallina, caratterizzata in questa zona dalla presenza di rocce cretache sovrastate da depositi quaternari poligenici.

Secondo il Foglio 98 – Bergamo della Carta geologica d'Italia (ISPRA, 2012), l'area d'intervento è posta in posizione limite tra le unità Sass de la Luna (SDL) e Supersistema di Palazzago (PA).

Il Sass de la Luna, unità datata Albiano Superiore, comprende marne e marne calcaree grigie, localmente rossastre, in strati medi e spessi da omogenei a gradati e/o laminati, passanti verso l'alto a calcari marnosi in banchi piano paralleli a base calcarenitica, associati a marne emipelagiche grigie ed a calcilutiti in strati sottili. Associazioni a foraminiferi planctonici.

Il Supersistema di Palazzago, datato Pliocene - Pleistocene, comprende in questa zona depositi di debris flow costituiti da diamicton con abbondante matrice sabbioso limosa e argillosa e clasti locali sino a centimetrici.

Da un punto di vista tettonico, infine, non si rilevano lineamenti strutturali significativi che possano interferire con le opere di progetto.



Stralcio della Carta Geologica d'Italia, Foglio 098 Bergamo. Indicata in rosso l'area in esame.

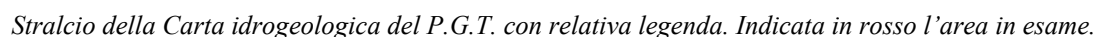
4.3. Caratteri idrografici

L'elemento idrografico più importante è certamente il Torrente Calchera, posto ad est dell'area di intervento, a circa 170 m di distanza e quindi non interferente con le opere di progetto.

4.4. Caratteri idrogeologici

Dall'elaborazione dei dati raccolti emerge che nell'area in esame non è presente un vero e proprio acquifero continuo, poiché le caratteristiche del substrato roccioso favoriscono il deflusso superficiale rispetto all'infiltrazione. Non si possono escludere temporanee ed effimere presenze di acqua nel sottosuolo, legate agli apporti dal versante e dai vicini corsi d'acqua superficiali.

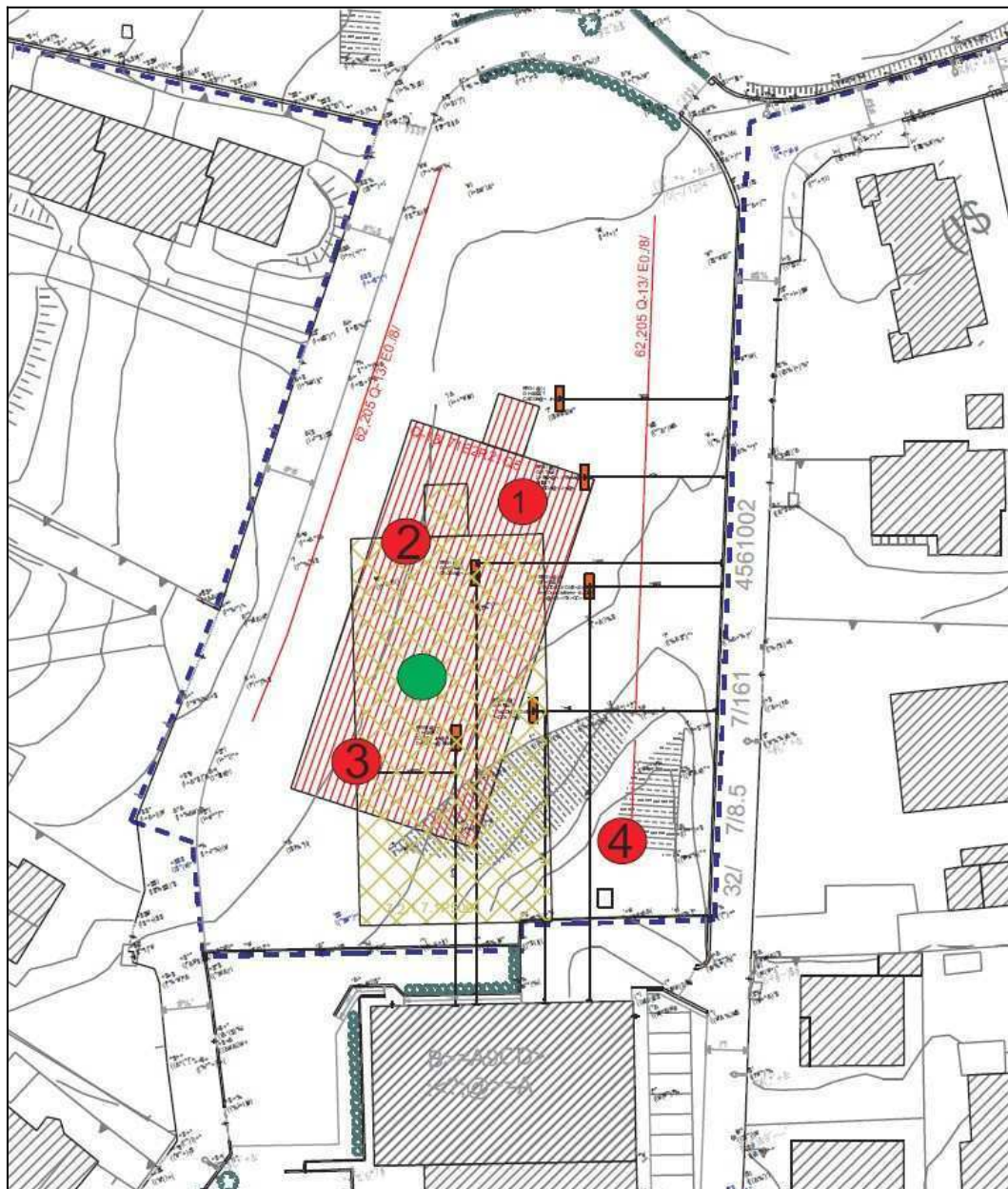
Infine, per quanto riguarda la permeabilità dei terreni, la lo studio geologico comunale assegna all'area in esame valori medi.



5.1. Piano dell'indagine

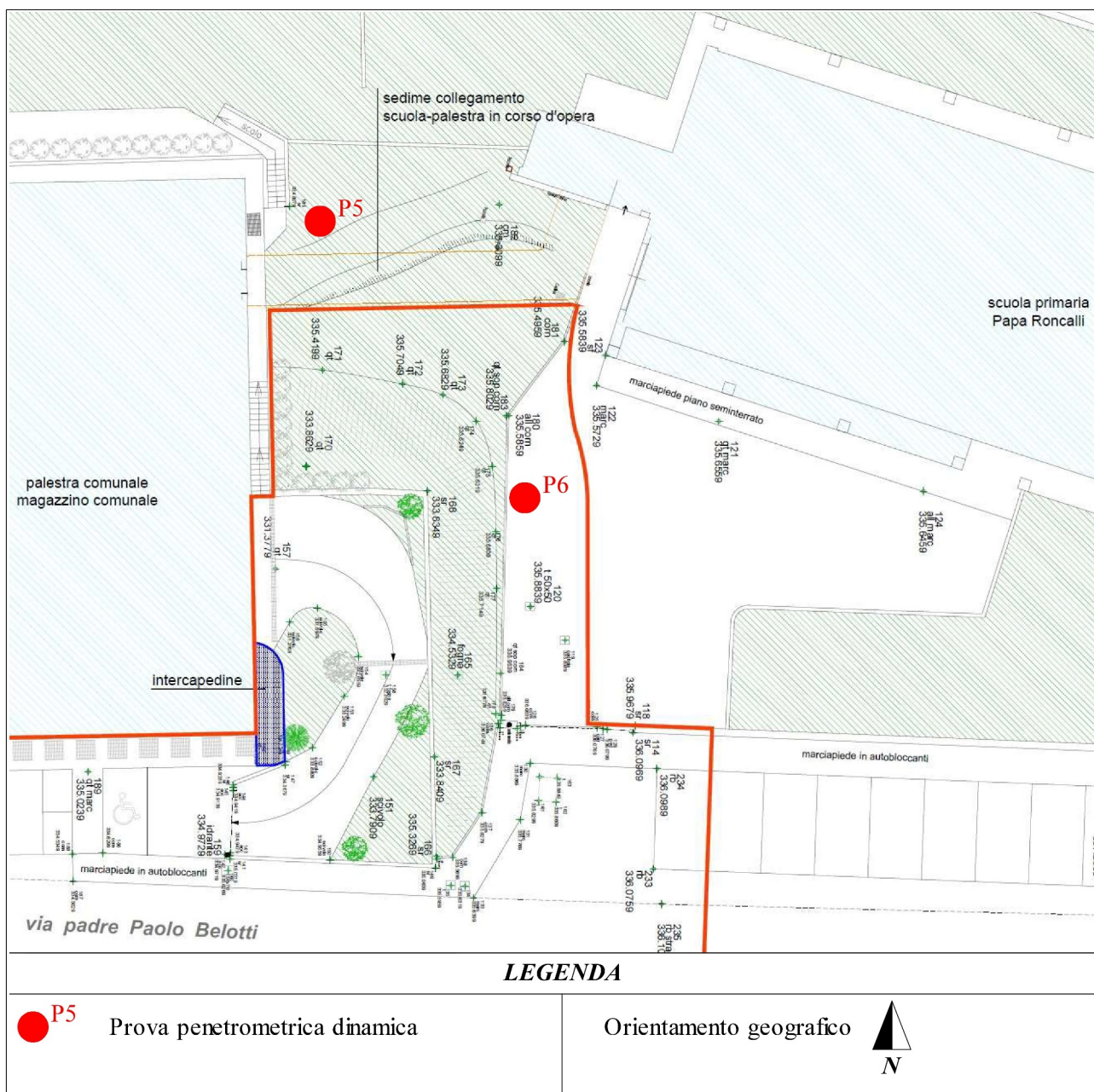
- rilevamento geologico – tecnico dell’area in esame e di un suo significativo intorno;
- n. 4 prove penetrometriche dinamiche eseguite con penetrometro DPSH;
- n. 1 sondaggio meccanico attrezzato con carotaggio continuo, SPT in foro, indagine sismica down hole.

Si precisa che tali indagini sono state eseguite nel 2011 dallo Studio Hattusas, per la realizzazione della scuola primaria Papa Roncalli confinante con il sito d'intervento. La relazione geologica è stata poi messa a disposizione dagli uffici comunali. L'esatta ubicazione delle indagini eseguite è visibile nella figura seguente.



Ubicazione indagini geognostiche eseguite nel 2011 dallo Studio Hattusas; indicate in rosso le prove penetrometriche, in verde il sondaggio.

In aggiunta alle suddette indagini sono state eseguite n. 2 prove penetrometriche dinamiche, realizzate specificamente nel sito d'intervento.



Ubicazione indagini geognostiche eseguite nel 2022 dallo scrivente.

5.2. Rilevamento geologico tecnico dell'area in esame

I rilievi di terreno effettuati nell'intorno del sito di progetto e la consultazione della documentazione bibliografica specifica, nonché le testimonianze raccolte in loco, hanno evidenziato l'assenza di processi morfodinamici attivi o evidenze premonitrici interferenti con l'area in esame.

Da un punto di vista tettonico non si rilevano lineamenti strutturali potenzialmente interferenti con le opere di progetto

In merito alla conoide segnalata nella Carta PAI del PGT si precisa che lo stretto ambito di intervento è esterno a tale conoide. Ad ogni modo non sono segnalate problematiche legate all'esondazione fluviale o torrentizia nello stretto ambito interessato dalle opere.

5.3. Prove penetrometriche dinamiche

5.3.1. Indagini eseguite nel 2011

5.3.1.1. Caratteristiche della strumentazione

Le prove penetrometriche dinamiche DP sono state eseguite con penetrometro dinamico automatico DPSH del tipo Penni 63. I dati tecnici del penetrometro sono riassunti nella tabella seguente.

	DPSH ISSMFE
<i>Peso del maglio [kg]</i>	63,5
<i>Passo di lettura [cm]</i>	20
<i>Volata del maglio [cm]</i>	75
<i>Diametro punta conica [mm]</i>	50,8
<i>Angolo di apertura della punta [°]</i>	60

La prova consiste nel misurare il numero dei colpi (N_{20}) necessari all'infissione delle aste per un intervallo pari a 20 centimetri (N/colpi/piede) seguite, nel caso di terreni particolarmente coesivi, dai tubi di rivestimento per evitare l'eventuale attrito tra aste e terreno (e per l'avanzamento dei quali si registra il numero dei colpi necessario allo stesso).

5.3.2. Risultati ottenuti

La prove penetrometriche hanno fornito gli esiti indicati di seguito.

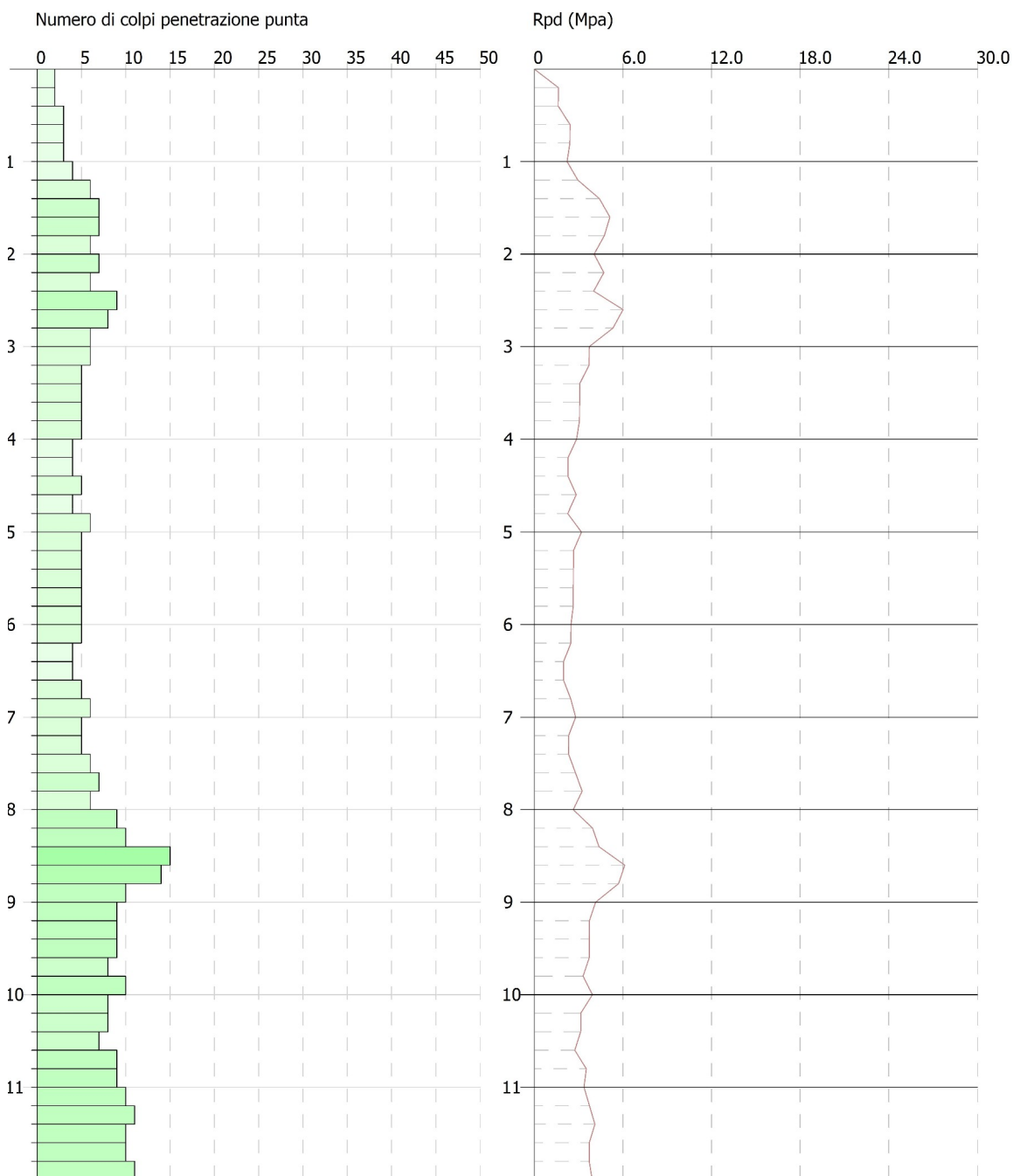
<i>Numero prova</i>	<i>Profondità raggiunta (m da p.c.)</i>	<i>Aste bagnate (m da p.c.)</i>	<i>Rifiuto</i>
1	12	No	No
2	12	No	No
3	12	No	No
4	9	No	No

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.1
 Strumento utilizzato... DPSH (Dinamic Probing Super Heavy)

Committente: Comune
 Descrizione:
 Localita': Cenate Sopra

01-02-2011

Scala 1:58

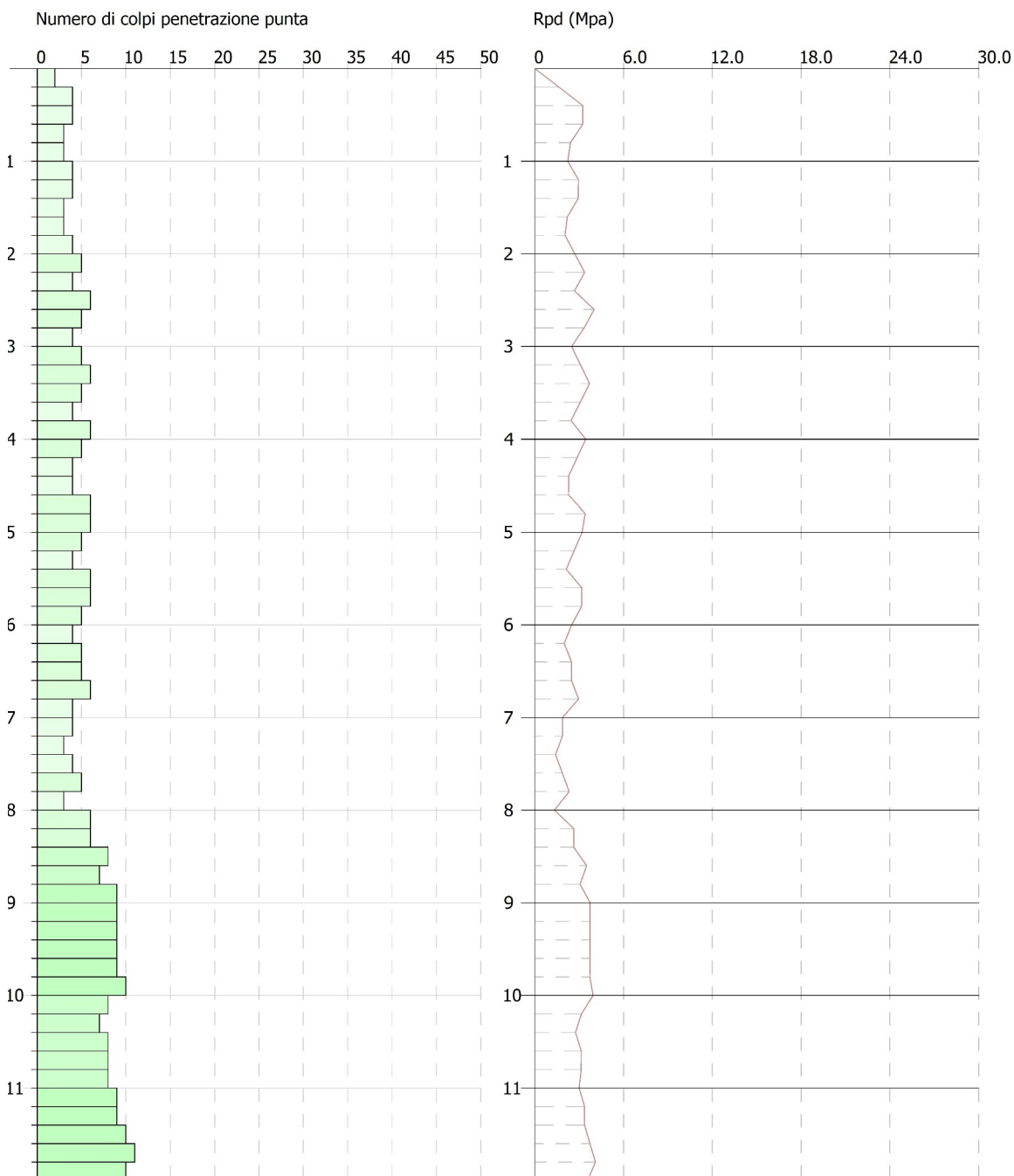


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.2
 Strumento utilizzato... DPSH (Dinamic Probing Super Heavy)

Committente: Comune
 Descrizione:
 Localita': Cenate Sopra

01-02-2011

Scala 1:58

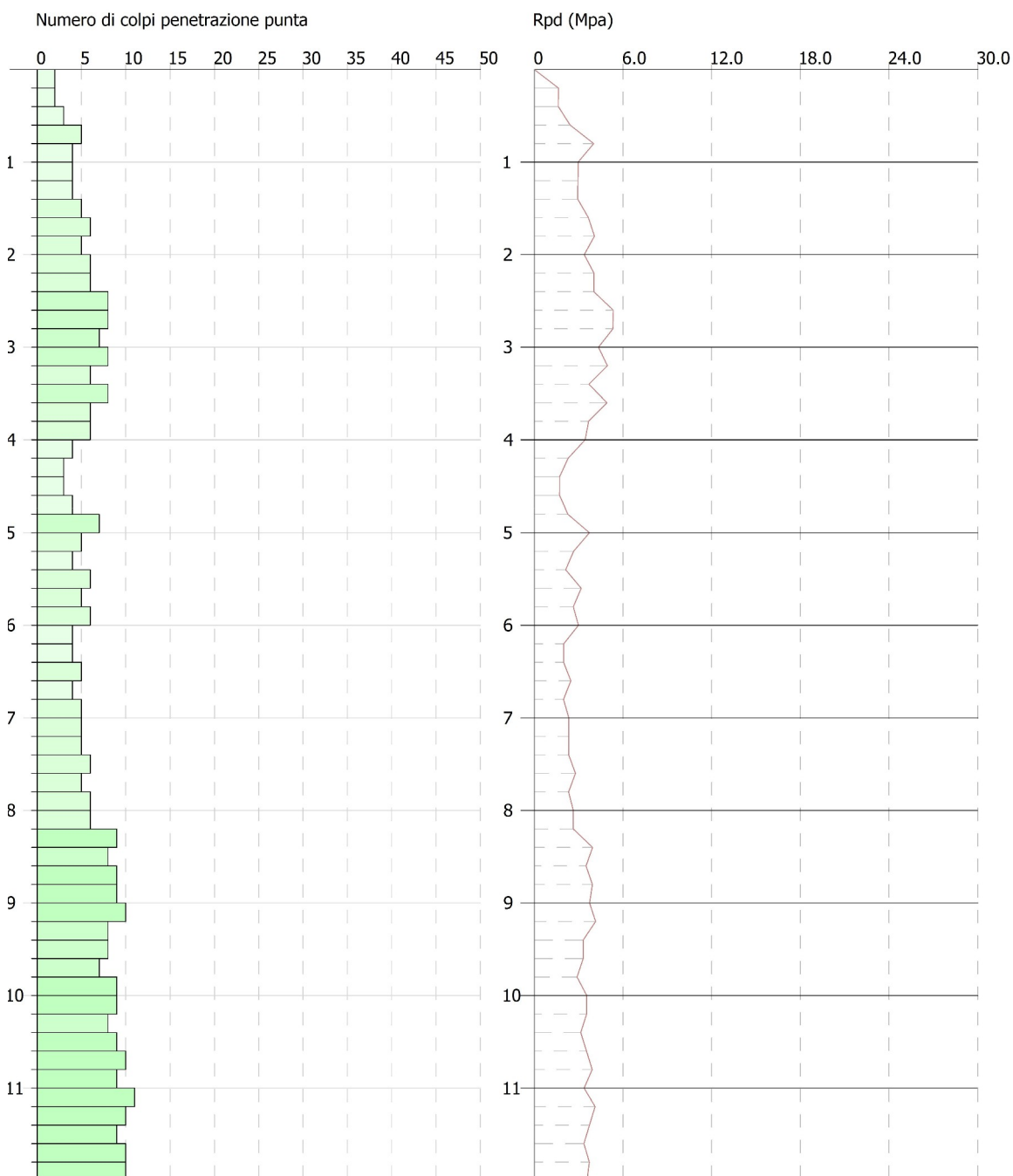


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.3
 Strumento utilizzato... DPSH (Dinamic Probing Super Heavy)

Committente: Comune
 Descrizione:
 Localita': Cenate Sopra

01-02-2011

Scala 1:58

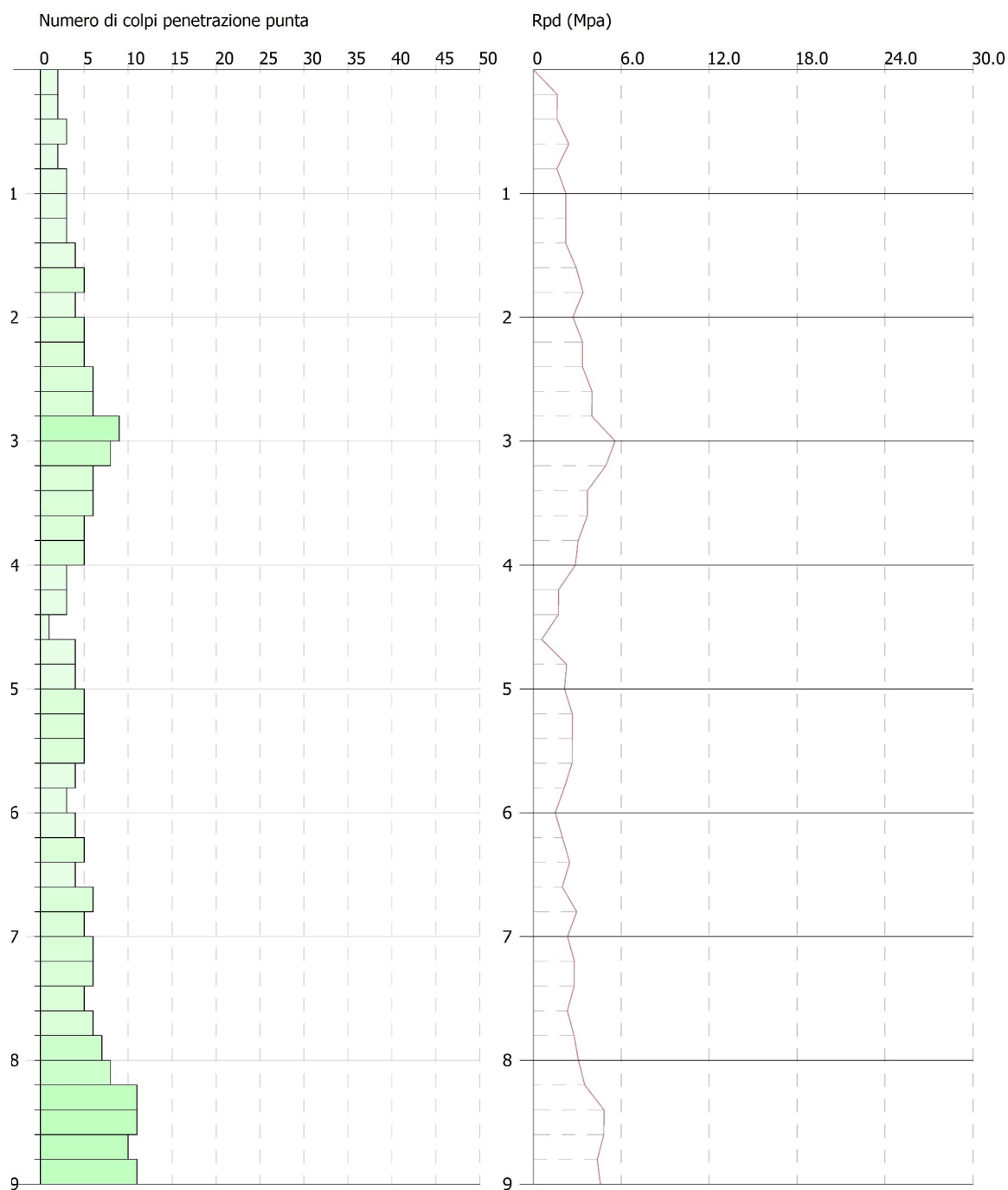


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.4
 Strumento utilizzato... DPSH (Dinamic Probing Super Heavy)

Committente: Comune
 Descrizione:
 Localita': Cenate Sopra

01-02-2011

Scala 1:43



5.3.3. Indagini eseguite nel 2022

5.3.3.1. Caratteristiche della strumentazione

Le prove penetrometriche dinamiche DP sono state eseguite con penetrometro dinamico automatico DPSH AGI Meardi del tipo Pagani TG73-100L. I dati tecnici del penetrometro sono riassunti nella tabella seguente.

	<i>DPSH AGI Meardi</i>
<i>Peso del maglio [kg]</i>	73,0
<i>Passo di lettura [cm]</i>	30
<i>Volata del maglio [cm]</i>	75
<i>Area di base della punta conica [cm²]</i>	20,27
<i>Diametro punta conica [mm]</i>	50,8
<i>Angolo di apertura della punta [°]</i>	60

La prova consiste nel misurare il numero dei colpi (N_{30}) necessari all'infissione delle aste per un intervallo pari a 30 centimetri (N/colpi/piede) seguite, nel caso di terreni particolarmente coesivi, dai tubi di rivestimento per evitare l'eventuale attrito tra aste e terreno (e per l'avanzamento dei quali si registra il numero dei colpi necessario allo stesso).

5.3.4. Risultati ottenuti

La prove penetrometriche hanno fornito gli esiti indicati di seguito.

<i>Numero prova</i>	<i>Profondità raggiunta (m da p.c.)</i>	<i>Aste bagnate (m da p.c.)</i>	<i>Rifiuto</i>
5	10,8	No	No
6	9,0	No	Sì



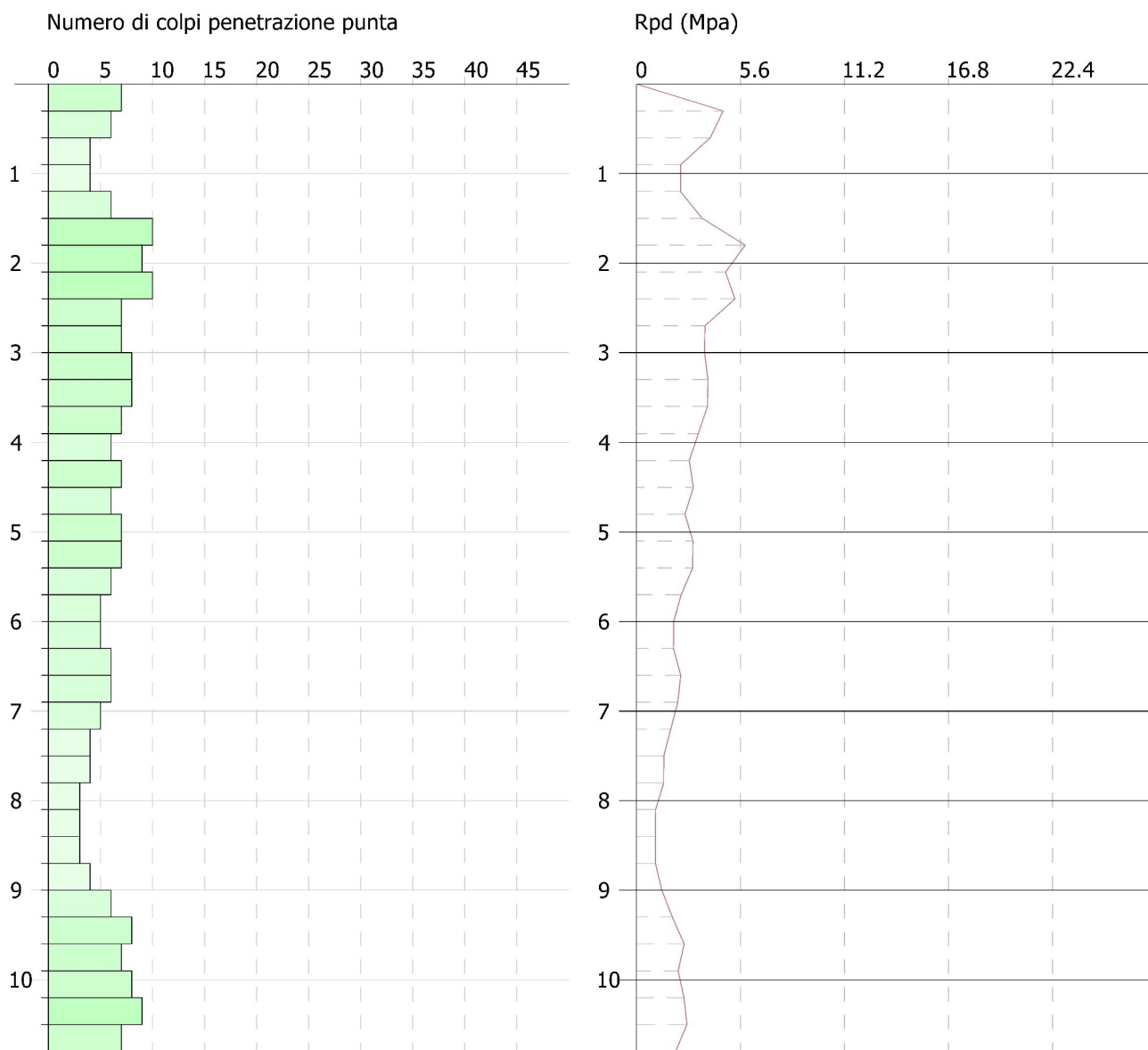
Esecuzione delle prove penetrometriche dinamiche.

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.5
Strumento utilizzato... MEARDI AGI

Committente: Comune di Cenate Sopra
Descrizione: Indagini geognostiche
Localita': Via Padre Belotti, Cenate Sopra

15/07/2022

Scala 1:75

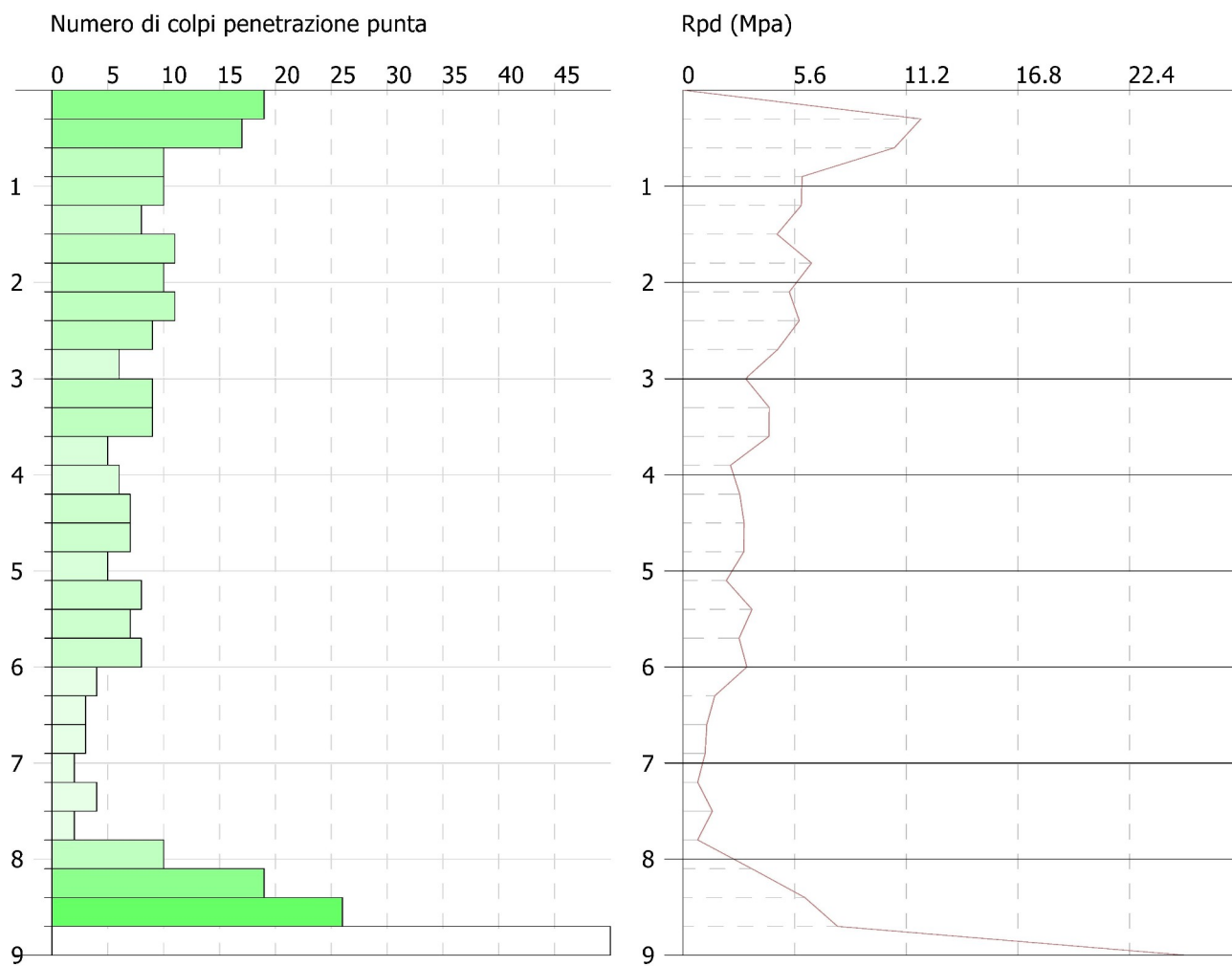


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.6
Strumento utilizzato... MEARDI AGI

Committente: Comune di Cenate Sopra
Descrizione: Indagini geognostiche
Localita': Via Padre Belotti, Cenate Sopra

15/07/2022

Scala 1:75



6. MODELLAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA

6.1. Modello geologico

Sulla base del rilevamento geologico dell'area di intervento, della consultazione della bibliografia disponibile e dei risultati della campagna geognostica realizzata, viene definito il seguente modello geologico, del quale sono parte integrante le informazioni contenute nel capitolo 4.

L'assetto stratigrafico locale, al netto di eventuali disomogeneità laterali e verticali che possono caratterizzare qualsiasi terreno, è così sintetizzabile.

N.B.: è importante ricordare che le seguenti quote sono riferite alle quote di esecuzione delle indagini geognostiche.

Livelli	Profondità	Descrizione
A	Da 0 m a 1,20 m / 1,50 m circa	Profilo di alterazione comprendente argille poco consistenti
B	Da 1,20 m / 1,50 m circa a 8,00 m / 8,50 m circa	Depositi di debris flow costituiti prevalentemente da argille e limi mediamente consistenti
C	Da 8,00 m / 8,50 m circa ad almeno 12 m circa	Depositi di debris flow costituiti prevalentemente da argille e limi consistenti

Acquiferi e falde.

Dall'elaborazione dei dati raccolti emerge che nell'area in esame non è presente un vero e proprio acquifero continuo, poiché le caratteristiche del substrato roccioso favoriscono il deflusso superficiale rispetto all'infiltrazione. Non si possono escludere temporanee ed effimere presenze di acqua nel sottosuolo, legate agli apporti dal versante e dai vicini corsi d'acqua superficiali.

6.2. *Modello geotecnico*

A partire dalla ricostruzione stratigrafica delineata nel capitolo precedente, è possibile procedere alla definizione del modello geotecnico del sito (§ 6.2.2 delle NTC 2018) relativo al volume di terreno significativo.

Utilizzando il software GeoStru Dynamic Probing, è stato possibile elaborare i dati strumentali delle indagini a disposizione, attribuendo i principali parametri geomeccanici nominali ai livelli litotecnici riconosciuti mediante consolidate correlazioni di letteratura messe a disposizione dall'applicativo.

Successivamente, grazie al software GeoStru CVSoil è stato possibile elaborare in termini geostatistici i parametri geomeccanici nominali, giungendo alla definizione dei parametri caratteristici di ciascuno strato, valutati sull'intera popolazione di dati.

Alle unità litotecniche descritte precedentemente sono stati assegnati, in prima battuta, i parametri nominali ottenuti elaborando i dati con correlazioni empiriche note in letteratura; in particolare si è fatto riferimento ai seguenti autori: Begemann, Mesre et al., Trofimenkov, Mitchell e Gardner, Meyerhof, Terzaghi e Peck, A.G.I. (1977).

Nella tabella seguente si riassumono i parametri geomeccanici medi derivanti dall'elaborazione geostatistica complessiva.

Livello	A	B	C
Comportamento geotecnico	Coesivo	Coesivo	Coesivo
N_{SPT} [-]	4,62	7,83	13,87
Peso di volume naturale [kN/m³]	16,99	18,47	20,07
Peso di volume saturo [kN/m³]	18,38	19,55	22,01
Angolo d'attrito [°]	-	-	-
Coesione non drenata [kN/m²]	71,51	76,00	98,83
Coesione drenata [kN/m²]	nd	nd	nd
Modulo edometrico [kN/m²]	4801	8009	14049

Parametri geotecnici medi.

A partire dai parametri medi, sono stati poi ricavati i valori caratteristici per ciascuno strato. È importante sottolineare che, secondo quanto indicato dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici in merito alle NTC 2018, appare giustificato il riferimento a valori prossimi ai valori medi quando nello stato limite considerato è coinvolto un elevato volume di terreno, ovvero si è in presenza di resistenze compensate (per esempio nel caso di fondazioni superficiali, frane, pendii e fronti di scavo); al contrario, nel caso in cui siano coinvolti modesti volumi di terreno, ovvero nel caso in cui si è in presenza di resistenze non compensate (ad esempio pali con portate di punta, verifica a scorrimento di un muro, plinti e travi non collegati tra loro, strutture non abbastanza rigide), appare giustificato l'utilizzo di valori caratteristici prossimi ai valori minimi.

Nel caso in oggetto, poiché le fondazioni saranno di tipo superficiale, si ritiene possibile ricavare parametri geomeccanici caratteristici in condizioni di resistenze compensate.

Nella seguente tabella si riassumono i parametri caratteristici.

Livello	A	B	C
Comportamento geotecnico	Coesivo	Coesivo	Coesivo
N_{SPT} [-]	4,21	7,55	13,39
Peso di volume naturale [kN/m³]	16,76	18,36	20,00
Peso di volume saturo [kN/m³]	18,34	19,37	21,92
Angolo d'attrito [°]	-	-	-
Coesione non drenata [kN/m²]	65,09	69,69	90,15
Coesione drenata [kN/m²]	15	12,9	10,8
Modulo edometrico [kN/m²]	4384	7727	13569

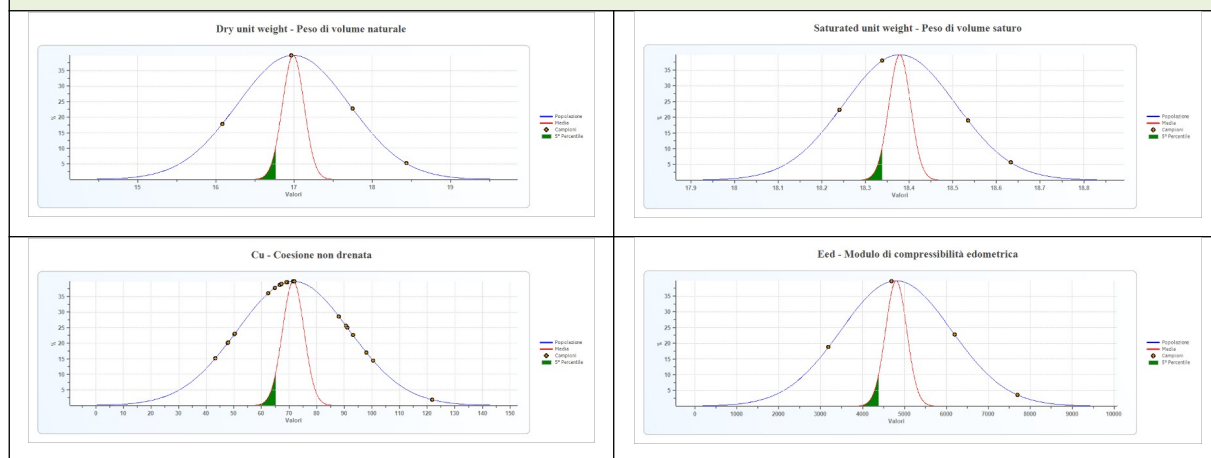
Parametri geotecnici caratteristici.

Si precisa inoltre che i valori caratteristici vanno intesi come una stima ragionata e cautelativa per ogni stato limite considerato (criterio prudenziale); pur potendo essere plausibilmente estesi all'intero sito di progetto, significative variazioni litologiche verticali o laterali dei terreni potrebbero alterarli anche in modo rilevante.

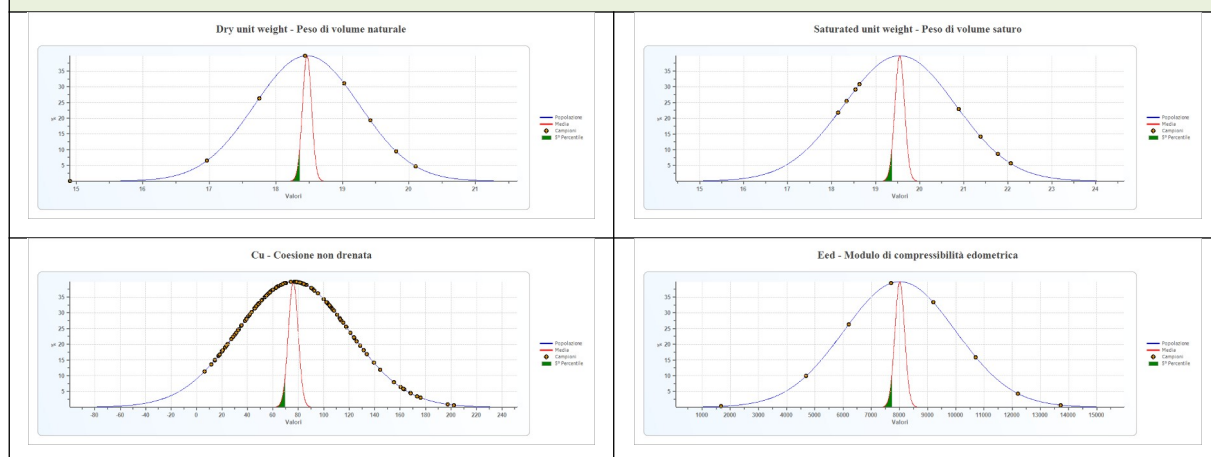
Si ritiene infine ragionevole calibrare i valori caratteristici riportati in tabella con la situazione sito specifica del sito e soprattutto con l'esperienza dello scrivente in terreni analoghi e/o prossimali a quelli d'intervento, anche in virtù del fatto che le correlazioni di letteratura, per quanto basate su rigorosi studi scientifici, non possono essere esaustive di ogni possibile casistica reale.

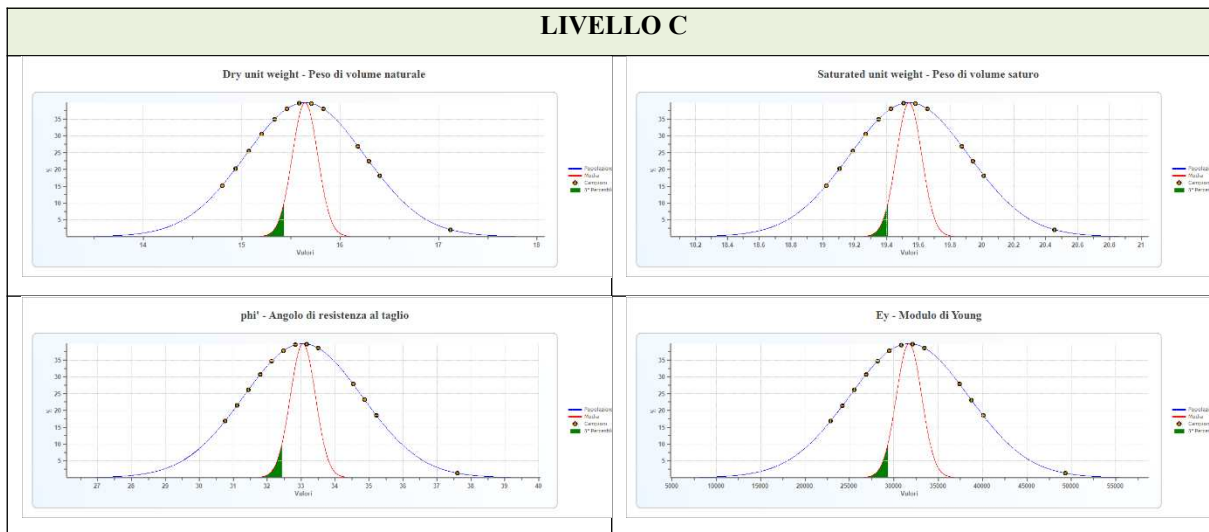
Di seguito si riportano infine i grafici relativi alle elaborazioni geostatistiche dei livelli riconosciuti, con particolare riferimento ai parametri caratteristici.

LIVELLO A



LIVELLO B





7. ASPETTI SISMICI

7.1. Pericolosità sismica di base

7.1.1. Premessa

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite, si definiscono mediante un approccio sito dipendente a partire dalla pericolosità sismica di base del sito di costruzione.

Quest'ultima deve essere descritta con un sufficiente livello di dettaglio, e cioè:

- in termini di valori di accelerazione orizzontale massima a_g e dei parametri che permettono di definire gli spettri di risposta nelle condizioni di sito di riferimento rigido orizzontale;
- in corrispondenza dei punti di un reticolo (reticolo di riferimento) i cui nodi sono sufficientemente vicini fra loro (non distano più di 10 km);
- per diverse probabilità di superamento in 50 anni e/o diversi periodi di ritorno T_R ricadenti in un intervallo di riferimento compreso almeno tra 30 e 2475 anni, estremi inclusi.

L'azione sismica così individuata viene successivamente variata, nei modi chiaramente precisati dalle NTC 2018, per tener conto delle modifiche prodotte dalle caratteristiche morfologiche e stratigrafiche del sito. Tali modifiche caratterizzano la risposta sismica locale.

7.1.2. Zona sismica

L'ordinanza della Presidenza del Consiglio dei Ministri 28 aprile 2006 n. 3519, richiamata da Regione Lombardia all'interno della D.G.R. 11 luglio 2014 n. X/2129, ha come oggetto la nuova classificazione sismica del territorio nazionale.

Il territorio italiano è stato diviso in 4 zone a pericolosità sismica decrescente, caratterizzate da quattro diversi valori di accelerazione (a_g) orizzontale massima convenzionale su suolo di tipo A, ai quali ancorare lo spettro di risposta elastico.

zona sismica	Accelerazione orizzontale con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni [a_g/g]	Accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico [a_g/g]
1	> 0.25	0.35
2	0.15 – 0.25	0.25
3	0.05 – 0.15	0.15
4	< 0.05	0.05

Zone sismiche e relativi valori di accelerazione (O.P.C.M. 3519 del 28 aprile 2006).

Il comune di Cenate Sopra ricade nella zona sismica 3, a cui corrisponde una accelerazione orizzontale con probabilità di superamento del 10% in 50 anni compresa tra 0,05 e 0,15 (a_g/g), che si traduce in una accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico pari a 0,15 (a_g/g) riferita a suoli molto rigidi.

7.1.3. *Pericolosità sismica locale*

Secondo la Carta della pericolosità sismica locale, l'area di intervento è situata all'interno di uno scenario di tipo Z4d, nel quale gli effetti attesi consistono in amplificazioni litologiche e geometriche.

Pertanto è necessario eseguire l'approfondimento relativo all'amplificazione secondo quanto previsto dalle normative regionali in materia di costruzioni in zona sismica (D.G.R. 2616/2011; L.R. 33/2015; D.G.R. 5001/2016).

7.1.3.1. *Approfondimento relativo agli aspetti sismici – Amplificazione*

La valutazione eseguita secondo i criteri regionali ha fornito i seguenti risultati:

- scheda litologica: limoso sabbiosa tipo 2;
- curva (profondità - Vs strato superficiale): n. 1;
- periodo proprio del sito $T = 0,63$ s;
- $F_a(0,1 - 0,5) = 2,26$.

V_{seq}	Intervallo	Valori Soglia			
244 m/s (categoria C)	0,1 - 0,5	B	C	D	E
		1,5	1,9	2,3	2,0

I fattori di amplificazione ottenuti risultano superiori al valore soglia. Pertanto la normativa è da considerarsi insufficiente a tenere in considerazione i possibili effetti di amplificazione litologica e quindi è necessario utilizzare lo spettro di norma caratteristico della categoria di suolo superiore rispetto a quella derivante dalla campagna geognostica, che nel caso in esame corrisponde alla D.

7.1.4. Categoria di sottosuolo

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, l'effetto della risposta sismica locale si valuta mediante specifiche analisi o, in alternativa, con un approccio semplificato, nel quale la classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio: $V_{s_{eq}}$. I valori dei parametri meccanici necessari per le analisi di risposta sismica locale o delle velocità V_s per l'approccio semplificato costituiscono parte integrante della caratterizzazione geotecnica dei terreni compresi nel volume significativo. Per depositi con profondità H del substrato ($V_s \geq 800$ m/s) superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{s_{eq}}$ è definita dal parametro V_{s30} . Per qualsiasi condizione di sottosuolo non classificabile nelle categorie riportate di seguito, è necessario predisporre specifiche analisi di risposta locale per la definizione delle azioni sismiche.

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

7.1.5. Condizioni topografiche

Per la progettazione o la verifica di opere e sistemi geotecnici realizzati su versanti e per l'analisi delle condizioni di stabilità dei pendii, la valutazione dell'amplificazione topografica può essere effettuata mediante analisi di risposta sismica locale o utilizzando il coefficiente di amplificazione topografica S_T . Gli effetti topografici possono essere trascurati per pendii con inclinazione media inferiore a 15° . Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale, mentre per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica	
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$	
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$	
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$	
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$	

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

Categorie topografiche e valori del coefficiente S_T .

Ad ogni categoria topografica è associato un coefficiente di amplificazione topografica S_T , in funzione della categoria stessa e dell'ubicazione del sito di studio.

L'area di progetto si trova in un sito pianeggiante. Dunque in questo caso è opportuno considerare la categoria topografica T1. A tale categoria si può associare un fattore S_T pari a 1,0.

7.1.6. Forme spettrali

La pericolosità sismica di base è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A come definita al § 3.2.2 – NTC 2018), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} come definite nel § 3.2.1 – NTC 2018, nel periodo di riferimento V_R , come definito nel § 2.4– NTC 2018. In alternativa è ammesso l'uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla pericolosità sismica locale dell'area della costruzione. Ai fini delle NTC 2018 le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento V_R , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

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

7.2. Risposta sismica locale e stabilità del sito

7.2.1. Parametri sismici

Il moto sismico atteso alla superficie di un sito, associato a ciascuna categoria di sottosuolo, può essere definito mediante l'accelerazione massima attesa in superficie (a_{max}) ed una forma spettrale ancorata ad essa.

In accordo con le NTC 2018, per il sito in esame si ottengono i coefficienti riassunti nella tabella seguente.

Stati limite

Classe Edificio

III. Affollamento significativo...

Vita Nominale: 50

Interpolazione: Media ponderata

CU = 1.5

Stato Limite	Tr [anni]	a _g [g]	F _o	T _c * [s]
Operatività (SLO)	45	0.041	2.429	0.218
Danno (SLD)	75	0.054	2.410	0.237
Salvaguardia vita (SLV)	712	0.142	2.456	0.275
Prevenzione collasso (SLC)	1462	0.181	2.495	0.284
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	75			

Coefficienti sismici

Tipo: Stabilità dei pendii e fondazioni

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

H (m): 1 us (m): 0.1

Cat. Sottosuolo: D

Cat. Topografica: T1

	SLO	SLD	SLV	SLC
SS Amplificazione stratigrafica	1,80	1,80	1,80	1,72
CC Coeff. funz categoria	2,68	2,57	2,38	2,35
ST Amplificazione topografica	1,00	1,00	1,00	1,00

☐ Acc.ne massima attesa al sito [m/s²]: 0.6

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.015	0.019	0.061	0.075
kv	0.007	0.010	0.031	0.037
Amax [m/s²]	0.730	0.956	2.503	3.050
Beta	0.200	0.200	0.240	0.240

Parametri sismici puntuali per il sito di intervento.

7.2.2. Stabilità nei confronti della liquefazione

Il sito presso il quale è ubicato il manufatto deve essere stabile nei confronti della liquefazione, intendendo con tale termine quei fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche che agiscono in condizioni non drenate.

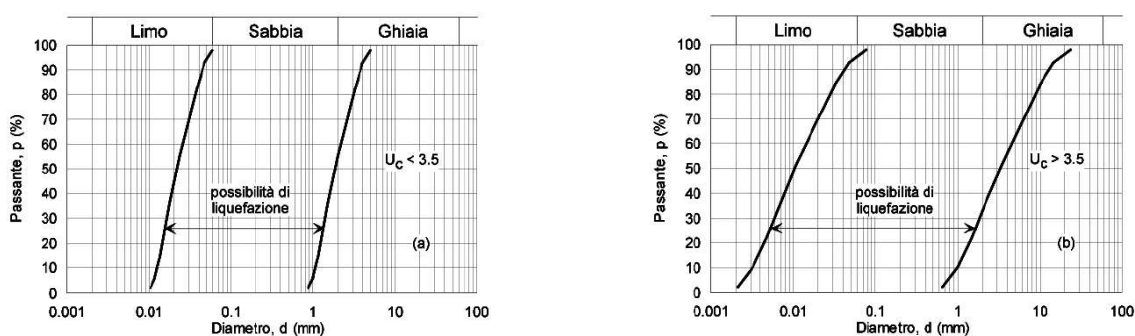
Se il terreno risulta suscettibile di liquefazione e gli effetti conseguenti appaiono tali da influire sulle condizioni di stabilità di pendii o manufatti, occorre procedere ad interventi di consolidamento

del terreno e/o trasferire il carico a strati di terreno non suscettibili di liquefazione.

In assenza di interventi di miglioramento del terreno, l'impiego di fondazioni profonde richiede comunque la valutazione della riduzione della capacità portante e degli incrementi delle sollecitazioni indotti nei pali.

La verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

- accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g;
- profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub - orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
- depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $N_{160} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$ dove N_{160} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
- distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella figura successiva, con riferimento al valore del coefficiente di uniformità U_c .



Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione.

Nel sito in esame risulta sicuramente soddisfatta la seconda condizione dell'elenco precedente. Molto probabilmente risulta soddisfatta anche la quarta. Per tali motivi la verifica a liquefazione è stata omessa.

8. VERIFICHE INDICATIVE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI

8.1. Premessa

Le NTC 2018 prevedono che le verifiche di sicurezza nei confronti degli stati limite per le opere e i sistemi geotecnici siano eseguite utilizzando i valori dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle sottostanti, tratte dal testo della normativa.

	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_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

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	1,0	1,0

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

8.1.1. Stati limite ultimi

La metodologia della verifica consiste nell'utilizzo di coefficienti di sicurezza parziali applicati ai vari fattori che determinano il risultato dell'equazione seguente.

$$Rd/\gamma R \geq Ed$$

dove Rd è la resistenza di progetto, mentre Ed è il valore di progetto dell'effetto delle azioni.

Le verifiche agli stati limite ultimi SLU di fondazioni superficiali devono essere effettuate applicando la combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali prevista dall'Approccio 2.

8.1.2. Stati limite di esercizio

Le opere e le varie tipologie strutturali devono garantire la sicurezza anche nei confronti degli stati limite di esercizio SLE, intesi come la capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio.

Deve quindi essere verificata l'equazione seguente:

$$Ed \leq Cd$$

dove Ed è il valore di progetto degli effetti dell'azione (cedimento) e Cd è il valore limite dell'effetto delle azioni (spostamenti e deformazioni che possono compromettere la funzionalità di una struttura).

8.2. Condizioni di verifica

In assenza di indicazioni specifiche differenti i calcoli geotecnici sono stati sviluppati considerando le seguenti condizioni.

- Geometria della fondazione (B · L): travi 1,0 m · 5,0 m · 0,4 m (spessore).
- Piano di posa della fondazione (D): - 2,5 m da p.c..
- Altezza di incastro: 0,4 m.
- Azioni: non sono disponibili, di competenza dello strutturista.
- Fattore di struttura (q): 1,5.
- Coefficiente di smorzamento: 5%.
- Condizioni di verifica (al piano di posa della fondazione): non drenate.

I dati di calcolo fanno riferimento al modello geotecnico descritto al capitolo 6 ed alle condizioni esposte nell'elenco precedentemente. Tutto questo dovrà essere verificato dallo strutturista e, in caso di difformità rispetto al progetto, le verifiche dovranno necessariamente essere aggiornate.

8.3. Verifica nei confronti degli stati limite ultimi (SLU): rottura per carico limite

Per il calcolo della resistenza del sistema geotecnico R_d/γ_R è stata utilizzata la relazione di Brinch Hansen, considerando la falda assente ed introducendo per la verifica in condizioni sismiche i fattori correttivi z e z_q proposti da Paolucci e Pecker (1997), che tengono conto dell'inerzia del terreno in condizioni sismiche in funzione del coefficiente sismico k_h . I calcoli sono stati effettuati secondo l'Approccio II - combinazione unica.

B · L (m)	D (m)	Combinazione fondamentale - R_d/γ_R (kPa)	Combinazione sismica - R_d/γ_R (kPa)
Trave 1,0 · 5,0	2,5	33	40

8.4. Verifica agli stati limite di esercizio (SLE): cedimenti e distorsioni

I cedimenti sono stati calcolati ipotizzando un carico uniformemente distribuito e utilizzando i metodi riepilogati nella tabella seguente.

Cedimenti delle fondazioni				
B · L (m)	D (m)	Carico Q (kPa)	Cedimenti complessivi S (mm)	Metodo di calcolo
Trave 1,0 · 5,0	2,5	20	5	Edometrico

8.5. Considerazioni sui calcoli geotecnici agli stati limite

Sono stati eseguiti i calcoli geotecnici agli stati limite prospettati dalla normativa vigente, sia in condizioni statiche sia dinamiche, nelle quali l'azione sismica viene espressa tramite i coefficienti sismici k_{hk} (effetto cinematico) e k_{hi} (effetto inerziale).

Non essendo disponibili i valori e la distribuzione areale dei carichi, di competenza dello strutturista, non è stato possibile sviluppare un calcolo completo dei cedimenti al di sotto delle fondazioni secondo il metodo agli stati limite (cedimenti differenziali, SLD etc.). Per gli stessi motivi non è stato possibile nemmeno eseguire le verifiche relative allo scorrimento sul piano di posa, che spettano quindi allo strutturista.

Queste ipotesi fondazionali e le conseguenti verifiche sviluppate in prima analisi dovranno essere sottoposte al giudizio dello strutturista, a cui competono dimensionamento e verifiche agli stati limite. In particolare, sulla base delle azioni di progetto, lo strutturista dovrà completare le suddette verifiche secondo lo schema seguente.

- Per gli stati limite ultimi dovrà appurare che $R_d/\gamma R \geq E_d$.
- Per gli stati limite di esercizio dovrà completare le verifiche ed esprimere un giudizio sull'ammissibilità del carico ipotizzato e delle deformazioni ottenute.

Si ribadisce, infine, che ogni altra diversa configurazione strutturale dovrà essere rivalutata.

9. INDICAZIONI TECNICHE

9.1. *Fondazioni*

In merito alla posa delle fondazioni, si consiglia l'esecuzione delle seguenti operazioni preliminari.

- Costipare adeguatamente il sottofondo naturale.
- Realizzare di uno strato di magrone, nel quale annegare una rete elettrosaldata.

9.1.1. Coefficiente di sottofondazione

Per modulo o coefficiente di sottofondazione si definisce la relazione che esiste fra la pressione di contatto in ogni punto della fondazione e la relativa deformazione del terreno. Generalmente ci si basa sull'ipotesi che il modulo k sia costante sotto ogni punto della fondazione, come proposto da Winkler e da Westergaard. Se ciò si può verificare nel caso di fondazioni rigide, per fondazioni elastiche l'assunzione non è più valida. Per il calcolo di tale coefficiente è stato utilizzato il metodo di Bowles (1974): si tratta di una formula di semplice utilizzo, lo scrivente, pertanto, consiglia di usarla solo per ottenere una prima indicazione di massima.

$$k = \frac{Q}{s}$$

Nella formula precedente si assume che:

- Q è la resistenza R_d moltiplicata per il coefficiente di sicurezza γ_R (si veda il capitolo 8.3).
- Il cedimento s viene assunto pari a 25 mm.

B · L (m)	D (m)	Coefficiente di sottofondazione K (kN/m³)
Trave 1,0 · 5,0	2,5	3052

9.2. Sbancamenti

Gli scavi, oltre a svolgersi parzialmente in terreni con caratteristiche geomeccaniche mediocri o scadenti, verranno eseguiti in adiacenza a porzioni preesistenti di edificio, con il conseguente rischio di indurre lesioni e cedimenti alle relative strutture murarie e fondazionali.

Pertanto, si ritiene necessario predisporre adeguate opere di sostegno provvisorie e/o definitive, volte a salvaguardare l'incolumità delle maestranze ed a preservare la stabilità delle pareti di scavo e delle strutture adiacenti (DLgs 9 aprile 2008 n.81, Testo Unico sulla salute e sicurezza sul lavoro).

Si suggerisce di adottare la tecnica degli scavi a setti limitati ed alternati tra loro, attendendo la piena maturazione della malta prima di passare da un setto all'altro. Si raccomanda inoltre di sospendere i lavori di sbancamento in condizioni meteorologiche avverse e di non lasciare esposte le pareti di scavo all'azione degli agenti meteorici, ad esempio coprendoli con teli impermeabili.

Sarà molto importante assicurarsi dell'integrità - naturalità delle terre preventivamente, in modo da escludere successivi fenomeni imprevisti (variazioni di volume, etc.), oltre ad appurare l'assenza di contaminazioni ai sensi delle normative vigenti.

Infine, si precisa che nel sottosuolo potrebbero essere presenti limitati orizzonti particolarmente addensati e/o cementati, per i quali si raccomanda di procedere con opportuni mezzi e metodologie di scavo. La scelta definitiva delle modalità di sbancamento rimane comunque di esclusiva competenza e responsabilità dello strutturista incaricato e/o della Direzione Lavori.

9.3. Interferenze tra strutture e falda

Andrà attentamente considerato il problema della falda, soprattutto dal punto di vista della vulnerabilità dell'acquifero. Dovrà essere evitata qualsiasi attività che possa determinare contaminazioni della falda e pertanto dovranno essere adottati gli accorgimenti seguenti.

- Si dovrà evitare l'utilizzo di sostanze contaminanti durante le attività di cantiere.
- Sono tassativamente da escludersi dispersioni di acque nere nel sottosuolo, che andranno invece convogliate nella rete fognaria.
- Se del caso, l'intervento dovrà essere assoggettato a progetto di invarianza idraulica ai sensi del R.R. 7/2017 e s.m.i..

Sarà importante garantire la massima impermeabilizzazione (sia di fondo che laterale) e il migliore smaltimento delle acque meteoriche e di ruscellamento subsuperficiale.

Si ricorda che la scelta e il dimensionamento dell'impianto fondazionale, dei drenaggi e delle eventuali impermeabilizzazioni rimangono comunque di esclusiva competenza e responsabilità del professionista incaricato.

9.4. Sintesi delle pericolosità geologiche

Di seguito si riassumono le pericolosità geologiche riscontrate in sito ed i relativi approfondimenti eseguiti.

<i>Criticità</i>	<i>Presenza</i>
Instabilità dei versanti dal punto di vista statico	No
Idrogeologiche	No
Idrauliche	No
Scadenti caratteristiche geotecniche	Sì
Sismiche	No

10. CONCLUSIONI

Su incarico della committenza è redatta la presente relazione geologica con modellazione geotecnica a supporto del progetto di realizzazione di un nuovo magazzino comunale in Via Padre Belotti nel comune di Cenate Sopra.

La presente relazione si riferisce esclusivamente alle opere previste dal progetto fornito dal committente. Pertanto, nel caso in cui gli interventi di progetto fossero sottoposti a successive modifiche oppure le informazioni fornite non fossero pienamente conformi all'effettiva realtà dei luoghi e delle opere (per aggiunte o eliminazioni di parti degli interventi, cambiamenti di volumi o superfici, etc.), lo scrivente dovrà essere tempestivamente informato per valutare le nuove condizioni. La presente relazione, inoltre, ha carattere unicamente geologico e non effettua alcuna considerazione sulla qualità ambientale e/o sulle caratteristiche chimiche dei terreni interessati dal progetto.

Il progetto, redatto a cura dell'Architetto Daniele Chiarolini, prevede la riqualificazione urbanistica della zona indicata in figura precedente e la modifica della rampa di collegamento tra Via Belotti e il magazzino comunale, il quale sarà ampliato come da progetto. La quota d'imposta delle fondazioni è prevista a circa 2,5 m dalla quota del p.c. di Via Padre Belotti. Per maggiori dettagli si rimanda ai documenti progettuali.

Per quanto riguarda i risultati ottenuti e le conseguenti indicazioni tecniche si rimanda ai relativi capitoli.

Si ribadisce che i terreni sono un sistema naturale, che come tale può presentare significative eterogeneità e variabilità nello spazio. Pertanto, sebbene l'indagine sia stata condotta con le migliori tecniche ed il massimo grado di approfondimento, non si possono escludere, all'interno dell'area di intervento, variazioni rispetto al modello geotecnico illustrato nella presente relazione. Per questo motivo, se durante l'esecuzione degli scavi dovessero manifestarsi difformità rispetto a quanto descritto nel presente elaborato, si dovranno tempestivamente avvisare la Direzione Lavori e lo

scrivente, al fine di concordare eventuali approfondimenti o nuove soluzioni.

In sede di esecuzione dei lavori si raccomanda di procedere con le opportune cautele, sia nelle fasi di riporto e rimodellamento del materiale superficiale, sia nelle operazioni di sterro.

Lo scrivente si dichiara disponibile per eventuali chiarimenti e sopralluoghi che dovessero rendersi necessari dopo gli scavi di sbancamento.

Nel rispetto delle condizioni contenute nella presente relazione si ritiene che, eseguendo i lavori a regola d'arte, non vi siano controindicazioni di carattere geologico e geotecnico alla realizzazione delle opere di progetto.

Cologno al Serio, Agosto 2022

Dott. Geol. Roberto Pagani

Iscritto all'Ordine dei Geologi della Lombardia al n. 1664

11. BIBLIOGRAFIA

- Associazione Geotecnica Italiana, 1977. Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche. 96 pp. Associazione geotecnica italiana, Roma.
- Studio associato Hattusas, 2015. Componente geologica, idrogeologica e sismica del Piano di Governo del Territorio. 632 pagine, 8 tavole. Comune di Cenate Sopra.
- Studio associato Hattusas, 2016. Individuazione reticolo idrico minore ai sensi della D.G.R. n. X /4229 del 23 Ottobre 2015. 115 pagine, 5 tavole. Comune di Cenate Sopra.
- Hattusas s.r.l., 2011. Relazione geologico-geotecnica di supporto al progetto di realizzazione delle nuove scuole elementari. 56 pagine. Comune di Cenate Sopra.
- Gruppo di lavoro MS, 2008. Indirizzi e criteri per la microzonazione sismica. Conferenza delle Regioni e delle Province autonome - Dipartimento della protezione civile, Roma, 3 vol. e Dvd.
- ISPRA - Istituto Superiore per la Protezione e la Ricerca Ambientale – Servizio Geologico d'Italia, 2012. Carta geologica d'Italia in scala 1:50.000 con relativa nota illustrativa: Foglio 098 Bergamo. 298 pp, 1 foglio geologico. Regione Lombardia - Progetto CARG, Milano.
- Repertorio dati della Regione Lombardia, www.geoportale.regione.lombardia.it.
- Repertorio dati della Provincia di Bergamo, www.siter.provincia.bergamo.it.