
Comune di Calcinate
Provincia di Bergamo

"Rapporto geologico - geotecnico con indicazioni idrogeologiche e di caratterizzazione sismica dei terreni siti in via Località ex S.S. n. 573, quale supporto specialistico al progetto di realizzazione edifici produttivi e viabilità nell'ambito dell'AtP 12 in Variante al PGT"

Elaborato R1 - R 2 - R3

Redatto ai sensi della D.G.R. 2616/2011 e delle NTC 2018

Committente:

California SRL
Piazza Madre Teresa di Calcutta, 11/12
24020 Villa di Serio (Bg)



Dott. Norberto Invernici
geologo
N° Iscr. O.R.G.L. 990

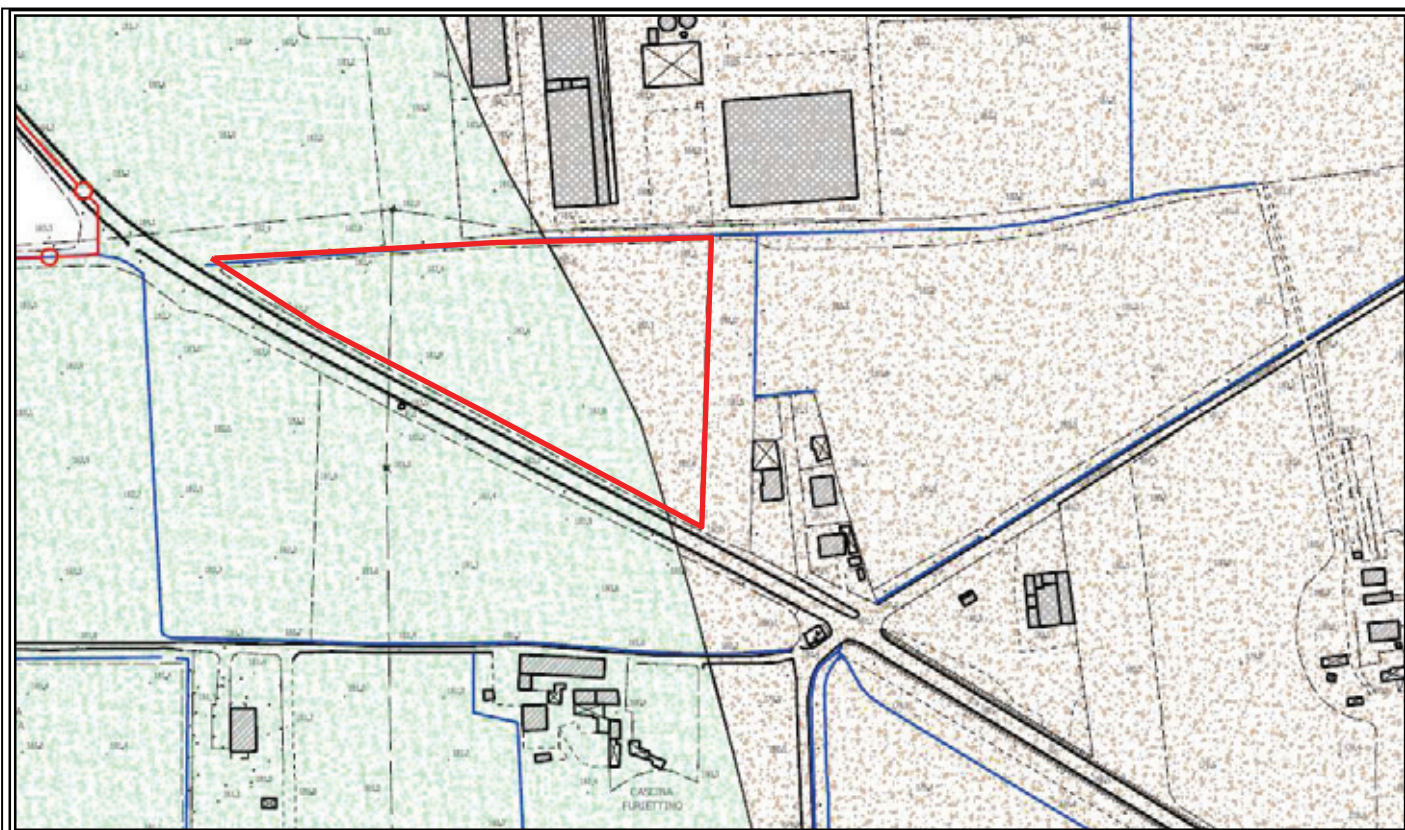
Bergamo, 22 Febbraio 2021

Indice

1.0 - Premessa	2
2.0 - Inquadramento geologico - geomorfologico - pedologico	3
3.0 - Indagini in sito	4
3.1 Prove penetrometriche dinamiche continue SCPT	4
3.2 Trincee esplorative e prove permeabilità del terreno	6
3.3 Indagini HVSR	9
4.0 Elementi di microzonazione sismica	10
5.0 Caratteristiche geotecniche terreni	11
5.1 Verifica liquefazione terreno di sottofondo	12
5.2 Verifica al carico limite dell'insieme fondazione-terreno	13
5.3 Esiti delle verifiche geotecniche relative alla resistenza dei terreni allo SLU	15
6.0 Conclusioni	16


1.0 - Premessa

Nel seguente rapporto sono illustrati gli esiti conseguiti dagli studi e dalle indagini di carattere geologico - geotecnico - idrogeologico e di caratterizzazione sismica dei terreni siti in via ex S.S. n° 573, in comune di Calcinate (Bg), proponendosi quale supporto specialistico al progetto di formazione edifici produttivi e viabilità nell'ambito del AtP 12 in Variante al PGT, secondo le indicazioni progettuali fornite dalla Committenza, ai cui elaborati si rimanda per i dettagli. L'area si colloca al margine meridionale dell'edificato, su terreni pianeggianti e risulta inserita parte in Classe 1 di fattibilità geologica (fattibilità senza particolari limitazioni), individuata nella porzione occidentale del lotto, e parte in Classe 3 di fattibilità geologica (fattibilità con consistenti limitazioni), individuata nella porzione più orientale del lotto, dal vigente PGT comunale, considerata, per l'ambito in Classe 3, la potenziale presenza di falde idriche sospese a quote anche superficiali e per consistenti disomogeneità tessiturali laterali/verticali dei terreni. Il lotto da edificare risulta inoltre compreso in ambito a pericolosità sismica Z4a per potenziali amplificazioni litologiche/stratigrafiche. Per tali aree, per nuovi interventi edificatori, permane in ogni caso l'obbligo di eseguire indagini geotecniche e sismiche ai sensi delle NTC 2018 e della DGR 2616/2011. Dal punto di vista sismico il territorio comunale di Calcinate (Bg) è stato inserito dalla D.G.R. della Lombardia n. X/2129, come comune in zona 3. Pertanto, in ottemperanza alle NtA di PGT e alle NTC 2018, è stato predisposto il seguente rapporto geologico - geotecnico con indicazioni idrogeologiche e di caratterizzazione sismica dei terreni di sottofondo, per definire la fattibilità, dal punto di vista geologico ed idrogeologico, delle opere di progetto nonché per acquisire i parametri idrogeologici e litotecnici caratteristici dei terreni di sottofondo (mediante esecuzione di indagini dirette in sito), indispensabili alla microzonazione sismica e alle verifiche geotecniche sulla portanza e sui cedimenti totali. L'assetto geologico del territorio è stato desunto dalla documentazione esistente (con particolare riferimento allo studio geologico di supporto alla pianificazione comunale di Calcinate) e dai sopralluoghi eseguiti sulle aree di studio, mentre per l'acquisizione dei parametri litotecnici dei terreni di sottofondo si è fatto ricorso a specifiche indagini in sito, eseguite in data 16 febbraio 2021, mediante prove penetrometriche dinamiche continue SCPT, utilizzando il penetrometro Compac 75 Superpesante DPSH (Dynamic Probing Super Heavy), normalizzato secondo gli standard ISSMFE, mediante trincee esplorative e relative prove di permabilità e mediante indagine sismica passiva a stazione singola HVSR, finalizzata alla stima del valore di Vs e all'attribuzione della categoria sismica. Lo studio è stato predisposto seguendo i riferimenti legislativi e normativi riportati nella DGR 5001/2016, nella L.R. 33/2015, nella D.G.R. 2616/2011 e nelle NTC 2018 e si propone sia quale studio geologico di maggior dettaglio rispetto allo studio geologico di PGT, a supporto della Variante di PGT, sia come relazione geologica e relazione geotecnica (elaborati R1, R2 ed R3 delle NTC2018 e della DGR 2616/2011) quale supporto al P.d.C. per la realizzazione delle strutture di progetto.



 Area intervento

LEGENDA

 Depositi di origine antropica

Bacino dell'Oglio - Sottobacino del Serio

 Unità Postglaciale (attuale): alluvioni attuali

 Unità Postglaciale (Olocene medio - superiore): alluvioni recenti (Unità Postglaciale I.s.)

 Unità Postglaciale (Olocene Inferiore 6.260±80 anni): alluvioni antiche (Unità di Cascina Pietrasanta)


Bacino del Serio - Sottobacino dello Zerra

 Unità Postglaciale (attuale): alluvioni attuali

 Unità Postglaciale (Olocene medio - superiore): alluvioni recenti

→  Unità Postglaciale (Olocene inferiore): alluvioni antiche

Bacino del Serio - Complesso del Serio

→  Unità di Cologno (Pleistocene superiore)

 Unità di Calcinate (Pleistocene medio - superiore)

Stralcio della *Carta Geologica* del vigente PGT
(non in scala)



○ Area intervento



Ghiaie sabbioso - limose con argilla

- Spessore del suolo: 0,5 ÷ 1,0 metri
- Peso di volume (γ_n): 16,0 ÷ 17,3 kN/m³
- Peso di volume saturo (γ_s): 17,0 ÷ 18,0 kN/m³
- Coesione (C_u): 0 ÷ 4 kPa
- Angolo d'attrito (ϕ): 28° ÷ 32°
- Possibilità di rinvenire livelli significativi con scarse caratteristiche geotecniche: alta
- Permeabilità superficiale: 10-2 ÷ 10-5 m/s
- Spessore massimo dell'unità litotecnica: 15 metri.
- Falda a profondità geotecnicamente significative: presenti piccole falde sospese



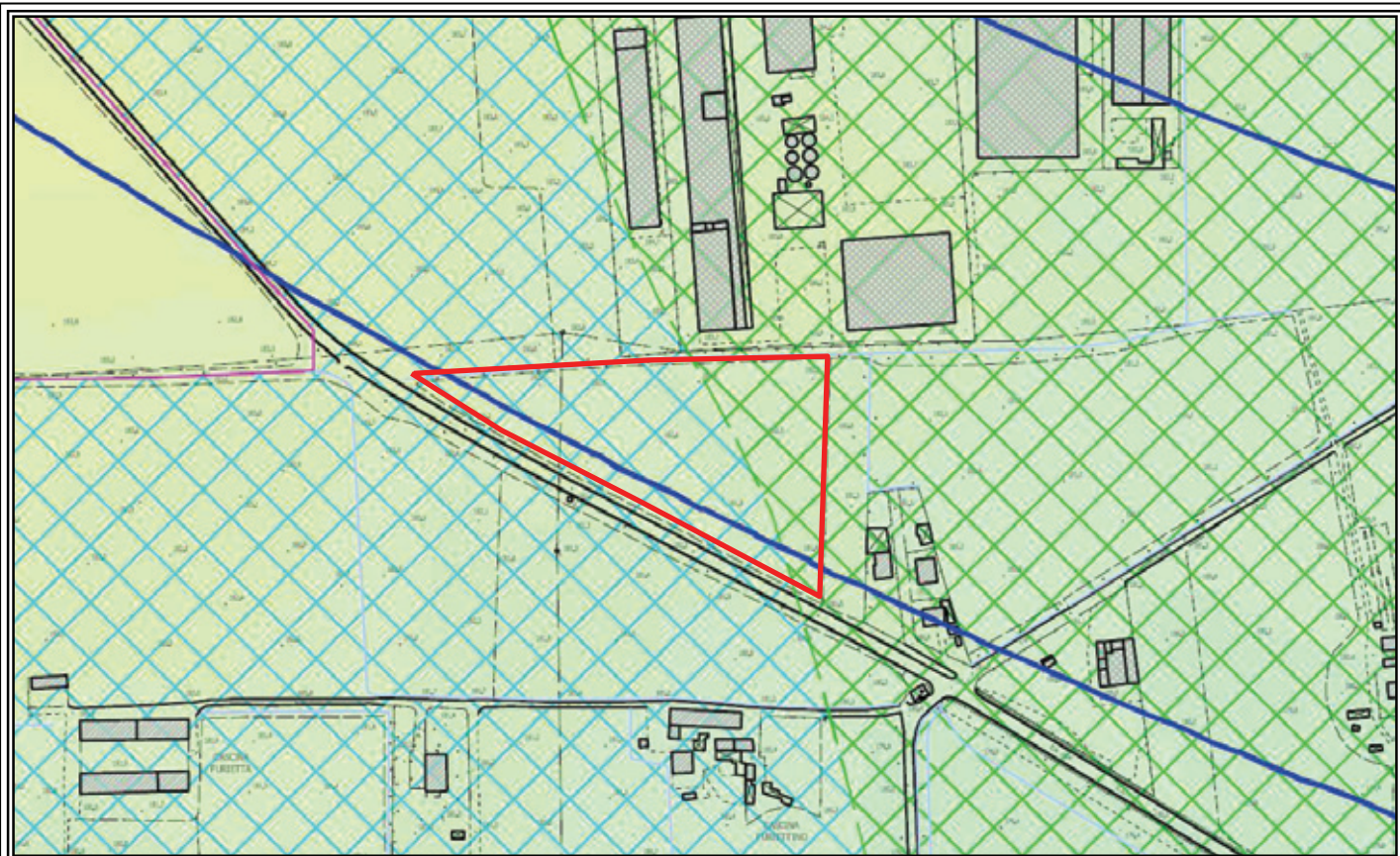
Ghiaie sabbiose con scarso limo

- Spessore del suolo: 0,5 ÷ 1,5 metri
- Peso di volume (γ_n): 17,8 ÷ 19,0 kN/m³
- Peso di volume saturo (γ_s): 18,0 ÷ 19,3 kN/m³
- Coesione (C_u): 0 ÷ 2 kPa
- Angolo d'attrito (ϕ): 33° ÷ 38°
- Possibilità di rinvenire livelli significativi con scarse caratteristiche geotecniche: bassa
- Permeabilità superficiale: 10-2 ÷ 10-4 m/s
- Spessore massimo dell'unità litotecnica: 30 metri.
- Falda a profondità geotecnicamente significative: assente

Stralcio della Carta Geotecnica del vigente PGT
(non in scala)

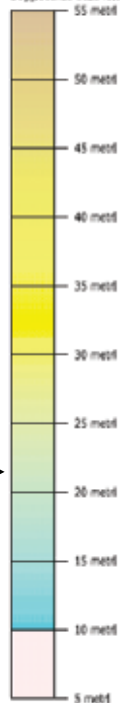
2.0 - Inquadramento geologico - geomorfologico - pedologico

L'area oggetto di intervento è posta nella porzione occidentale dell'abitato di Calcinatè, su terreni pianeggianti compresi parte in Classe 1 di fattibilità geologica (fattibilità senza particolari limitazioni) e parte in Classe 3 di fattibilità geologica (fattibilità con consistenti limitazioni), dal vigente PGT, considerate la potenziale presenza di falde idriche sospese a quote anche superficiali e per consistenti disomogeneità tessiturali laterali/verticali dei terreni, nonché in ambito a pericolosità sismica Z4 per potenziali amplificazioni litologiche/stratigrafiche. L'idrografia superficiale dell'area è governata dalla presenza del torrente Zerra, il cui alveo attivo scorre a circa 500 m verso Est, con direzione grossomodo N - S, a quote e distante tale da non potersi attendere interferenze con le dinamiche di deflusso delle portate di piena. Lungo il margine orientale e settentrionale del lotto scorrono due rogge irrigue di modesta portata, non vincolate dalla relativa fascia di rispetto idraulica. Tali elementi idrografici non determinano interferenze di alcun genere con le opere di progetto; sono tuttavia eventualmente in grado in grado di alimentare, durante i turni irrigui, falde di subalveo che trovando preferenziali vie di scorrimento all'interno di livelli più permeabili, possono contribuire all'instaurarsi di falde temporanee sospese a quote anche superficiali benchè la falda idrica freatica sia individuata nell'area solo a partire da circa 20 m da piano campagna. Seppure tali falde siano di limitata estensione e capacità, possono interferire con le strutture interrato; si raccomanda pertanto di prevedere l'efficace protezione delle fondazioni e delle strutture interrato con adeguati pacchetti impermeabilizzanti. La cartografia geologica ufficiale consultata riferisce per le aree di intervento, la presenza, al piano campagna, di sedimenti continentali quaternari olocenici in facies alluvionale dell'Unità Postglaciale (per la porzione orientale del lotto) e di sedimenti continentali quaternari in facies fluvioglaciale dell'Unità di Cologno (Pleistocene Sup.). Tali sedimenti sono costituiti da depositi rappresentati da ghiaie a supporto clastico (Gm), con matrice sabbiosa, subarrotondate, arrotondate e discoidali. L'assetto geomorfologico dell'area di studio risulta in equilibrio, non sono infatti riconoscibili, al piano campagna, evidenze morfologiche di fenomeni di dissesto in atto o quiescenti, si ritiene pertanto che nello scrupoloso rispetto delle prescrizioni oltre riportate e nell'esecuzione a regola d'arte delle opere, gli interventi di progetto non comportino controindicazioni dal punto di vista geologico e la loro realizzazione è compatibile con il locale equilibrio idrogeologico dell'ambito territoriale in cui si inseriscono. Da quanto emerso dall'analisi geologica ed idrogeologica dei terreni oggetto di intervento si ritiene che non sussistano controindicazioni, per gli aspetti specifici di competenza del geologo, alla realizzazione dell'intervento, nel rispetto scrupoloso delle prescrizioni indicate. Le indicazioni di carattere geologico, geomorfologico ed idrogeologico emerse dallo studio delle aree di intervento e dai sopralluoghi in sito non hanno evidenziato la presenza di processi geomorfologici relitti, quiescenti o in atto, che possano, a seguito della realizzazione delle opere di progetto, evolvere verso forme di dissesto idrogeologico o che possano in qualche modo interferire con esse; lo studio geologico di PGT, redatto ai sensi della L.R. 12/2005, non individua inoltre situazioni di potenziale criticità idrogeologica (fatte salve le citate problematiche relative a potenziali falde sospese superficiali) e non prescrive pertanto, per l'area di intervento, l'adozione di alcuna misura di mitigazione/protezione preventiva e l'intervento risulta pertanto compatibile con la classe di fattibilità geologica attribuita e rispetta quanto previsto dalla DGR 2616/2011.








Caratteristiche fisiche della falda

Soggiacenza della falda (m)



Isoipsoietiche in m s.l.m. (intervallo 1 m)

Classi di permeabilità

DEPOSITI DI COPERTURA	SUBSTRATO LAPIDEO	CLASSI DI PERMEABILITÀ SUPERFICIALE
	MA	Molto alta
	A	Alta
	M	Media
	R	Ridotta
	MR	Molto ridotta

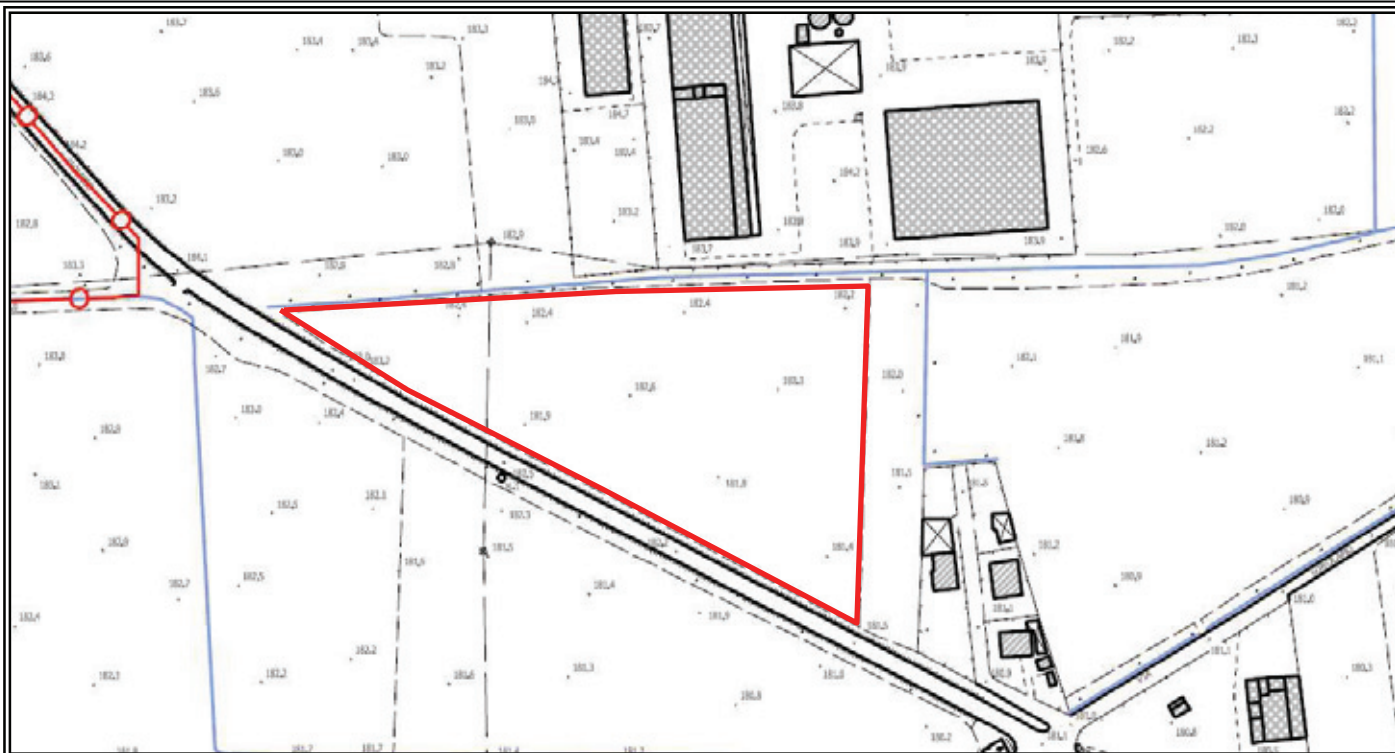
NB In grigio le classi di permeabilità non presenti in ambito comunale

--- Limite tra areali a permeabilità omogenea

Soggiacenza falda 20 m da p.c.

 Area intervento

Stralcio della Carta Idrogeologica del vigente PGT
(non in scala)



Vincoli derivanti dall'attività pianificatoria dell'Autorità di Bacino del Fiume Po (L. 183/1989)

Fasce fluviali riportate nello "Studio di fattibilità della sistemazione idraulica del fiume Oglio nel tratto da Sonico alla confluenza in Po e del suo affluente Cherio dal lago di Endine alla confluenza, del fiume Mella da Brozzo alla confluenza in Oglio, del fiume Garza dalla confluenza Valle del Loc alla confluenza in Chiese e del fiume Chiese da Gavardo alla confluenza in Oglio". Studio non ancora approvato ma fasce fluviali sono ritenute congruenti con l'assetto geomorfologico locale.

- Limite esterno fascia di esondazione "Fascia B" con andamento ricavato dalla cartografia dell'Autorità di Bacino del Fiume Po. Talora il limite è stato adeguato alla topografia locale ai sensi del comma 3, articolo 27 della Normativa di Attuazione del PAI.
- - - Limite esterno fascia di deflusso della piena "Fascia A". Limite con andamento ricavato dalla cartografia dell'Autorità di Bacino del Fiume Po.

Vincoli di Polizia Idrulica (DGR VII/7868/2002 e sml)

-  Alveo
-  Fasce di rispetto

Corso d'acqua	Reticolo	Ente Competente	Fascia di rispetto
Flume Cherio	Principale	AIPO	min 10 m
Torrente Zerra	Principale	Regione Lombardia	min 10 m escluso nel centro abitato ove è 5 m
Roggia Borgogna	Bonifica	Consorzio di Bonifica	10 m
Scolmatore torrente Zerra	Principale	Consorzio di Bonifica	10 m
Roggia Patera (Ramo a)	Bonifica	Consorzio di Bonifica	5 m
Roggia Patera (Ramo b)	Bonifica	Consorzio di Bonifica	5 m
Roggia Patera (Ramo c)	Bonifica	Consorzio di Bonifica	5 m
Roggia Seriola di Calcinato	Bonifica	Consorzio di Bonifica	5 m

Aree di salvaguardia delle captazioni ad uso idropotabile (d.lgs 258/2000, art. 5, d.lgs 152/2006, art. 94)

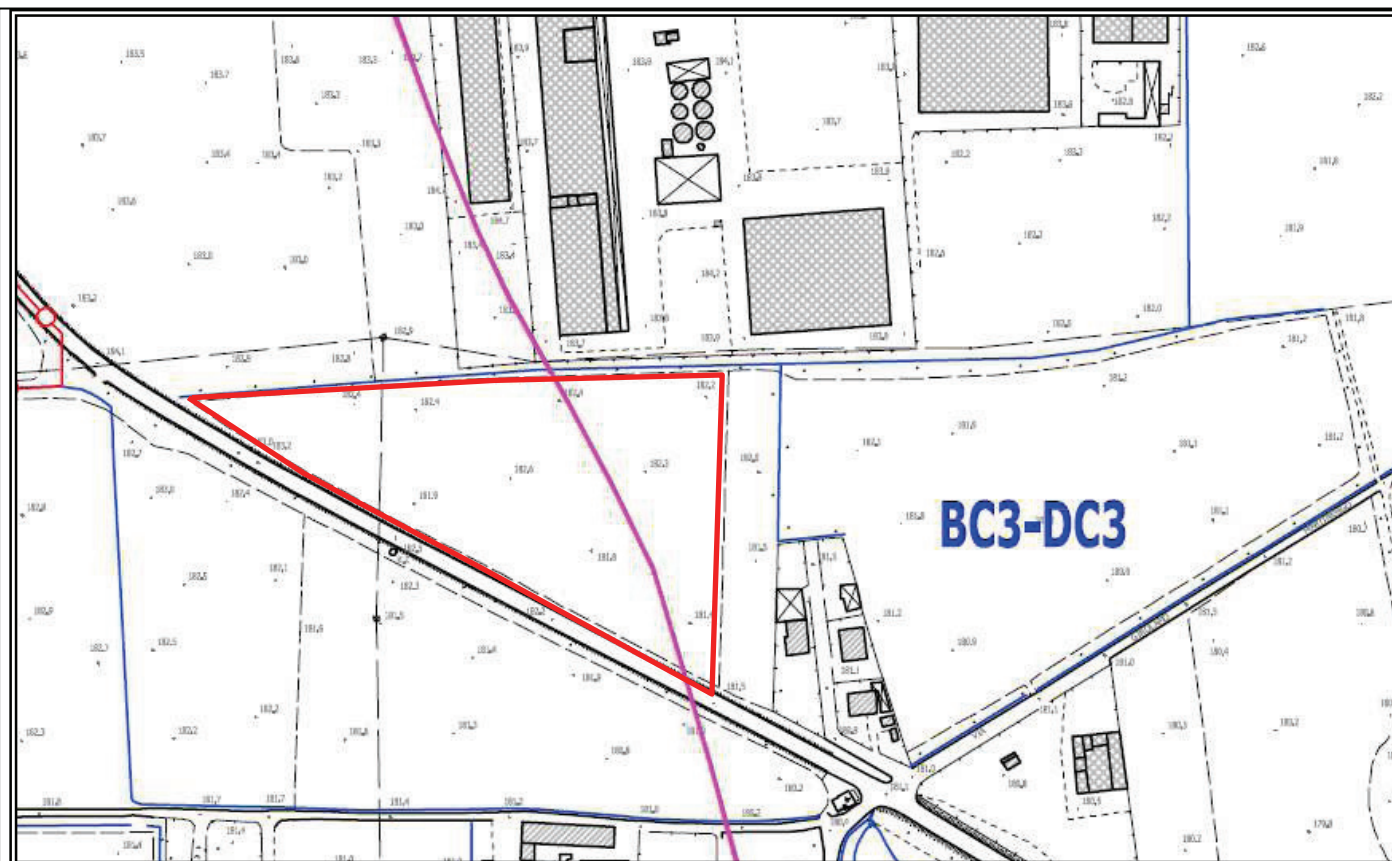


Limite esterno area di rispetto captazioni ad uso potabile pubblico identificate con criterio geometrico ($r = 200$). L'area di tutela assoluta non è rappresentata a causa della scala dell'elaborato.



Area intervento

Stralcio della Carta dei Vincoli del vigente PGT
(non in scala)






LEGENDA

Ambiti per caratteristiche di pericolosità / vulnerabilità omogenea (per ogni elemento di pericolosità / vulnerabilità si è valutato il grado di pericolosità)

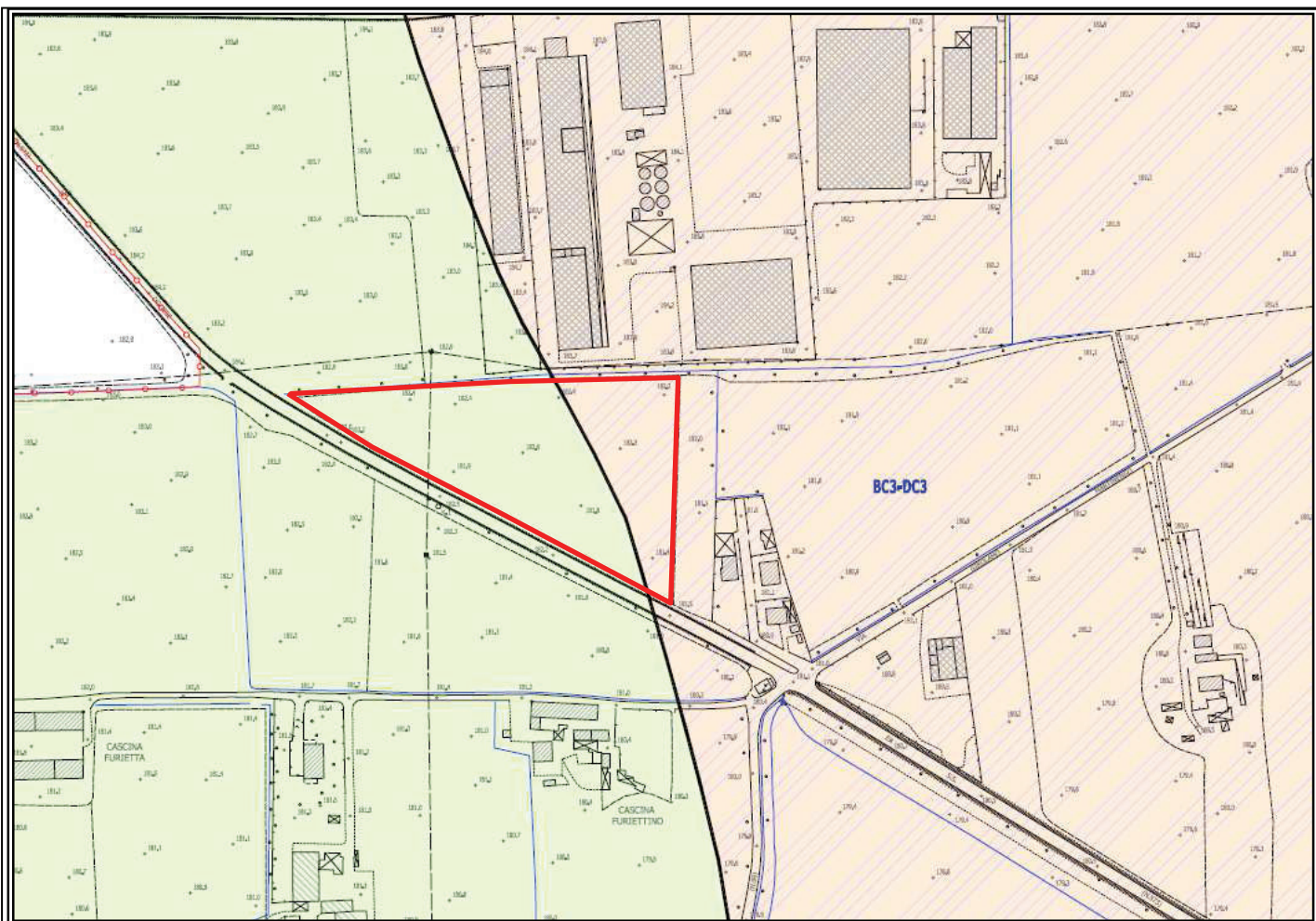
- **BC** Aree a bassa soggiacenza della falda o con presenza di falde sospese
- CA** Aree ripetutamente allagate in occasione di precedenti eventi alluvionali o frequentemente inondabili (indicativamente con tempi di ritorno inferiori a 20 - 50 anni), con significativi valori di velocità e/o altezze d'acqua o con consistenti fenomeni di trasporto solido
- CB** Aree allagate in occasione di eventi meteorici eccezionali o allagabili con minore frequenza (indicativamente con tempi di ritorno superiori a 100 anni) e/o con modesti valori di velocità ed altezze d'acqua tali da non pregiudicare l'incolumità delle persone, la funzionalità di edifici e infrastrutture e lo svolgimento di attività economiche
- CC** Aree potenzialmente inondabili individuate con criteri geomorfologici tenendo conto delle criticità derivanti da punti di debolezza delle strutture di contenimento quali tratti di sponde in erosione, punti di possibile tracimazione, sovralluvionamenti, sezioni di deflusso insufficienti anche a causa della presenza di depositi di materiale vario in alveo o in sua prossimità ecc.
- CG** aree adiacenti a corsi d'acqua da mantenere a disposizione per consentire l'accessibilità per interventi di manutenzione e per la realizzazione di interventi di difesa
- **DC** Aree con consistenti disomogeneità tessiturali verticali e laterali.



Opere idrauliche di difesa/protezione

-  Canale scolmatore del torrente Zerra
-  Opere di protezione / difesa spondale

 Area intervento

Stralcio della Carta di Sintesi del vigente PGT
(non in scala)





-  **Aree ricadenti in classe 1 di fattibilità:** Comprende aree per le quali non sono emerse controindicazioni di carattere geologico per l'attuazione degli interventi edili. Conseguentemente è possibile qualsiasi tipo d'intervento, nel rispetto delle normative vigenti e senza un controllo preventivo da parte del Comune sotto il profilo geologico.
-  **Aree ricadenti in classe 3 di fattibilità:** Tale classe comprende le zone nelle quali sono state riscontrate consistenti limitazioni rispetto all'attuazione degli interventi edili; per il superamento di tali limitazioni potrebbero rendersi necessari interventi specifici o opere di difesa da individuarsi a cura del professionista incaricato dell'indagine di dettaglio.

→ **BC** Aree a bassa soggiacenza della falda o con presenza di falde sospese;

→ **DC** Aree con consistenti disomogeneità tessiturali verticali e laterali;

AREE SOGGETTE AD AMPLIFICAZIONE SISMICA LOCALE

-  Aree per le quali si prescrivono approfondimenti di III° livello per tutti gli interventi.
-  Aree per le quali si prescrivono approfondimenti di III° livello per strutture / edifici con periodo di oscillazione maggiore di 0,5 s (In genere strutture di almeno 5 piani o con altezze equivalenti / superiori).

 Area intervento

Stralcio della Carta di Fattibilità geologica del vigente PGT
(non in scala)

3.0 - Indagini in sito

Mediante specifiche indagini in sito sono stati attribuiti ai terreni in oggetto i parametri geotecnici, sismici ed idrogeologici caratteristici, indispensabili alle verifiche e alle valutazioni geologiche - geotecniche ed idrogeologiche illustrate nella presente relazione; tali verifiche si propongono di definire la fattibilità geologica dell'intervento di progetto, in relazione alle specifiche locali condizioni, e definire i valori di capacità portante e dei cedimenti totali, procedere al dimensionamento di massima del sistema di dispersione delle acque meteoriche di dilavamento della aree variamente impermeabilizzate, nonché fornire agli Enti interessati, gli strumenti necessari al rilascio dei relativi pareri. Per l'ambito di intervento, così come espressamente richiesto dal Progettista Strutturista, sono state eseguite N° 5 prove penetrometriche dinamiche continue SCPT, n° 4 trincee esplorative eseguite con escavatore meccanico e relative prove di permeabilità in sito nella Trincea n° 1, e n° 2 indagini sismiche passive a stazione singola HVSR. Le indagini sono state ubicate dalla Committenza ed eseguite come da schema allegato.

3.1 Prove penetrometriche dinamiche continue SCPT

Per la caratterizzazione litotecnica dei terreni interessati dalle opere di progetto, sono state eseguite n° 5 prove penetrometriche dinamiche continue SCPT, ubicate come da schema allegato. Le prove sono state eseguite con l'impiego del penetrometro dinamico Compac DPSH - 75 le cui caratteristiche tecniche sono di seguito riportate:

Peso massa battente 63,5 Kg - altezza caduta libera 0,75 m - Diametro punta conica 50,8 mm - - Lunghezza delle aste 1 m - Peso aste per metro 6,3 Kg - Profondità di giunzione della prima asta 0,90 m - Avanzamento punta 0,20 m.

L'impiego di tale strumento consente la registrazione continua dei dati relativi alla resistenza all'avanzamento della punta penetrometrica ogni 20 cm permettendo la discretizzazione ottimale dei singoli livelli di terreno attraversato. Le successive elaborazioni ed interpretazioni dei dati forniti dalle prove penetrometriche consentono di attribuire a ciascun livello di terreno attraversato i parametri litotecnici significativi per il calcolo della capacità portante ammissibile e dei cedimenti totali applicando le formule maggiormente descritte in letteratura. I risultati conseguiti dalle prove penetrometriche dinamiche eseguite nell'area di studio sono illustrati nei grafici e nelle tabelle allegate:

Profondità da p.c. fino a cui sono state spinte le prove SCPT	
N° prova	Profondità in m da p.c.
1	3,20
2	3,40
3	3,60
4	3,80
5	1,80

Le prove sono state spinte fino al rifiuto all'avanzamento della punta penetrometrica, compatibile con il raggiungimento del livello ghiaioso profondo con ciottoli di dimensioni e/o grado di addensamento tali da interrompere l'avanzamento. Le prove eseguite hanno restituito bassi valori di resistenza dinamica all'avanzamento, compatibili con la presenza di un livello di alterazione superficiale a composizione limosa argillosa con ciottoli di



Legenda:

● **P1** – Prova penetrometrica dinamica continua SCPT n° 1

▲ **HVS1** – Indagini sismica passiva HVS1

■ **K1** – Trincea esplorativa e prova di permeabilità K1

Schema di ubicazione indagini in sito (ubicate su indicazioni committenza)
Non in scala

spessore massimo prossimo a 1,2 m dotato di scadenti caratteristiche geotecniche; oltre tale livello compaiono orizzonti in cui i termini ghiaiosi più grossolani aumentano progressivamente con la profondità fino a determinare il rifiuto all'avanzamento, dotati di buone caratteristiche geotecniche *Durante l'esecuzione delle prove non è stata riscontrata la presenza di acqua (aste estratte asciutte).*

3.1.1 - Correlazione SCPT - SPT ed interpretazioni geotecniche

Le correlazioni esistenti in letteratura tra i risultati di una prova penetrometrica dinamica continue SCPT ed i principali parametri geotecnici del terreno fanno riferimento essenzialmente alle prove SPT (Standar Penetration Test), è quindi necessario applicare una correzione ai risultati delle prove SCPT, per tenere conto delle diverse modalità esecutive. Nel caso specifico la correzione è stata operata sulla base delle differenti modalità esecutive della prova SCPT e della prova SPT (peso del maglio, volata, area della punta, ecc.) che comportano energie di infissione ovviamente differenti; per rapportare il numero di colpi dell' SPT con quelli del dinamico continuo diversi Autori propongono l'applicazione del seguente fattore correttivo:

$$Cf = \frac{M1 \cdot H1 \cdot P11 \cdot Ap1}{M2 \cdot H2 \cdot P12 \cdot Ap2}$$

dove:

M2	=	peso del maglio SPT (63.5 kg);
H2	=	volata del maglio SPT (75 cm);
P12	=	passo di lettura SPT (15 cm);
Ap2	=	area della punta SPT (20.4 cmq);
M1	=	peso del maglio del dinamico continuo;
H1	=	volata del maglio del dinamico continuo;
P11	=	passo di lettura del dinamico continuo;
Ap1	=	area della punta del dinamico continuo.

Il numero di colpi da utilizzare nel calcolo dei parametri geotecnici sarà dato da:

$$Nspt = CfNspt$$

Nel caso specifico il coefficiente di correlazione è stato assunto pari a 1,5 in accordo con i risultati ottenuti da Muromachi e Kobayashi (1981), che hanno presentato una correlazione fra N30 (colpi per 30 cm di penetrazione) ed Nspt attraverso l'utilizzo del penetrometro l'RTRI-HEAVY, giapponese, con maglio di 63,5 Kg, caduta 75 cm, dpunta = 5,08 cm, il quale è simile al penetrometro italiano tipo EMILIA-DPSH (e al penetrometro utilizzato per le seguenti prove). I due autori trovano che i dati, rilevati in materiali compresi in un'ampia gamma granulometrica, tenendo conto dell'influenza dell'attrito laterale la relazione diventa:

$$\frac{N_{30}}{Nspt} = 1,5$$

L'interpretazione dei dati forniti dalla prova penetrometrica ha consentito di attribuire agli orizzonti attraversati i parametri litotecnici illustrati nelle tabelle allegate. Le prove sono state spinte fino al rifiuto all'avanzamento della punta penetrometrica, compatibile con il raggiungimento del livello ghiaioso profondo con ciottoli di dimensioni e/o grado di addensamento tali da interrompere l'avanzamento. Le prove eseguite hanno restituito bassi valori di

PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE CONTINUE SCPT

Committente: California SRL
Cantiere: loc. Ex ss 573
Località: Calcinatè (Bg)

Caratteristiche Tecniche-Strumentali Sonda: SCPT Compac DPSH 75 - Tipo Emilia

Rif. Norme	DIN 4094
Peso Massa battente	30 Kg
Altezza di caduta libera	0,20 m
Peso sistema di battuta	12 Kg
Diametro punta conica	35,68 mm
Area di base punta	10 cm ²
Lunghezza delle aste	1 m
Peso aste a metro	2,4 Kg/m
Profondità giunzione prima asta	0,90 m
Avanzamento punta	0,10 m
Numero colpi per punta	N(10)
Coeff. Correlazione	0,765
Rivestimento/fanghi	No
Angolo di apertura punta	60 °

Classificazione ISSMFE (1988) delle sonde Penetrometriche dinamiche

Tipo	Sigla di riferimento	Peso della massa battente in Kg
Leggero	DPL (Light)	M<10
Medio	DPM (Medium)	10<M<40
Pesante	DPH (Heavy)	40<M<60
Super pesante	DPSH (Super Heavy)	M>60

PROVA ... Nr.1

Strumento utilizzato...

Compac DPSH 75

Prova eseguita in data

16/02/2021

Profondità prova

3.20 mt

Falda non rilevata

Tipo elaborazione Nr. Colpi: Medio

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm ²)	Res. dinamica (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)
0.20	1	0.855	6.47	7.58	0.32	0.38
0.40	2	0.851	12.89	15.15	0.64	0.76
0.60	4	0.847	25.67	30.30	1.28	1.52
0.80	4	0.843	25.56	30.30	1.28	1.52
1.00	13	0.790	73.16	92.64	3.66	4.63
1.20	15	0.786	84.04	106.89	4.20	5.34
1.40	14	0.783	78.10	99.76	3.90	4.99
1.60	16	0.780	88.88	114.01	4.44	5.70
1.80	18	0.776	99.57	128.26	4.98	6.41
2.00	21	0.723	102.15	141.25	5.11	7.06
2.20	20	0.770	103.60	134.53	5.18	6.73
2.40	24	0.717	115.77	161.43	5.79	8.07
2.60	23	0.714	110.50	154.71	5.52	7.74
2.80	22	0.711	105.28	147.98	5.26	7.40
3.00	24	0.709	108.33	152.87	5.42	7.64
3.20	26	0.706	116.92	165.60	5.85	8.28

Prof. Strato (m)	NPDM	Rd (Kg/cm ²)	Tipo	Clay Fraction (%)	Peso unità di volume (t/m ³)	Peso unità di volume saturo (t/m ³)	Tensione efficace (Kg/cm ²)	Coeff. di correlaz. con Nspt	NSPT	Descrizione
0.8	2.75	20.83	Incoerente	0	1.5	1.88	0.06	1.5	4.14	Limo argilloso e ciottoli
3.2	19.67	133.33	Incoerente	0	2.13	2.04	0.38	1.5	29.58	Ghiaia limosa

PROVA ... Nr.2

Strumento utilizzato...

Compac DPSH 75

Prova eseguita in data

16/02/2021

Profondità prova

3.40 mt

Falda non rilevata

Tipo elaborazione Nr. Colpi: Medio

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm²)	Res. dinamica (Kg/cm²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm²)
0.20	2	0.855	12.95	15.15	0.65	0.76
0.40	2	0.851	12.89	15.15	0.64	0.76
0.60	4	0.847	25.67	30.30	1.28	1.52
0.80	5	0.843	31.94	37.88	1.60	1.89
1.00	7	0.840	41.89	49.88	2.09	2.49
1.20	15	0.786	84.04	106.89	4.20	5.34
1.40	21	0.733	109.67	149.64	5.48	7.48
1.60	19	0.780	105.54	135.39	5.28	6.77
1.80	22	0.726	113.86	156.77	5.69	7.84
2.00	26	0.723	126.47	174.89	6.32	8.74
2.20	24	0.720	116.25	161.43	5.81	8.07
2.40	23	0.717	110.95	154.71	5.55	7.74
2.60	21	0.714	100.89	141.25	5.04	7.06
2.80	25	0.711	119.63	168.16	5.98	8.41
3.00	21	0.709	94.79	133.76	4.74	6.69
3.20	26	0.706	116.92	165.60	5.85	8.28
3.40	27	0.703	120.97	171.97	6.05	8.60

Prof. Strato (m)	NPDM	Rd (Kg/cm²)	Tipo	Clay Fraction (%)	Peso unità di volume (t/m³)	Peso unità di volume saturo (t/m³)	Tensione efficace (Kg/cm²)	Coeff. di correlaz. con Nspt	NSPT	Descrizione
1	4	29.67	Incoerente	0	1.58	1.89	0.08	1.5	6.02	Limo argilloso e ciottoli
3.4	22.5	151.71	Incoerente	0	2.17	2.07	0.42	1.5	33.84	Ghiaia limosa

PROVA ... Nr.3

Strumento utilizzato...

Compac DPSH 75

Prova eseguita in data

16/02/2021

Profondità prova

3.60 mt

Falda non rilevata

Tipo elaborazione Nr. Colpi: Medio

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm²)	Res. dinamica (Kg/cm²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm²)
0.20	2	0.855	12.95	15.15	0.65	0.76
0.40	3	0.851	19.34	22.73	0.97	1.14
0.60	2	0.847	12.83	15.15	0.64	0.76
0.80	3	0.843	19.17	22.73	0.96	1.14
1.00	7	0.840	41.89	49.88	2.09	2.49
1.20	6	0.836	35.75	42.75	1.79	2.14
1.40	18	0.783	100.41	128.26	5.02	6.41
1.60	19	0.780	105.54	135.39	5.28	6.77
1.80	18	0.776	99.57	128.26	4.98	6.41
2.00	21	0.723	102.15	141.25	5.11	7.06
2.20	19	0.770	98.42	127.80	4.92	6.39
2.40	18	0.767	92.88	121.08	4.64	6.05
2.60	22	0.714	105.69	147.98	5.28	7.40
2.80	24	0.711	114.85	161.43	5.74	8.07
3.00	23	0.709	103.82	146.50	5.19	7.32
3.20	21	0.706	94.43	133.76	4.72	6.69
3.40	26	0.703	116.49	165.60	5.82	8.28
3.60	27	0.701	120.53	171.97	6.03	8.60

Prof. Strato (m)	NPDM	Rd (Kg/cm²)	Tipo	Clay Fraction (%)	Peso unità di volume (t/m³)	Peso unità di volume saturo (t/m³)	Tensione efficace (Kg/cm²)	Coeff. di correlaz. con Nspt	NSPT	Descrizione
1.2	3.83	28.07	Incoerente	0	1.57	1.89	0.09	1.5	5.76	Limo argilloso e ciottoli
3.6	21.33	142.44	Incoerente	0	2.15	2.05	0.45	1.5	32.08	Ghiaia limosa

PROVA ... Nr.4

Strumento utilizzato...

Compac DPSH 75

Prova eseguita in data

16/02/2021

Profondità prova

3.80 mt

Falda non rilevata

Tipo elaborazione Nr. Colpi: Medio

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm²)	Res. dinamica (Kg/cm²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm²)
0.20	1	0.855	6.47	7.58	0.32	0.38
0.40	3	0.851	19.34	22.73	0.97	1.14
0.60	12	0.847	77.00	90.91	3.85	4.55
0.80	18	0.793	108.18	136.36	5.41	6.82
1.00	21	0.740	110.70	149.64	5.53	7.48
1.20	24	0.736	125.92	171.02	6.30	8.55
1.40	23	0.733	120.11	163.89	6.01	8.19
1.60	21	0.730	109.17	149.64	5.46	7.48
1.80	25	0.726	129.39	178.14	6.47	8.91
2.00	19	0.773	98.81	127.80	4.94	6.39
2.20	24	0.720	116.25	161.43	5.81	8.07
2.40	23	0.717	110.95	154.71	5.55	7.74
2.60	25	0.714	120.11	168.16	6.01	8.41
2.80	27	0.711	129.20	181.61	6.46	9.08
3.00	24	0.709	108.33	152.87	5.42	7.64
3.20	26	0.706	116.92	165.60	5.85	8.28
3.40	24	0.703	107.53	152.87	5.38	7.64
3.60	26	0.701	116.07	165.60	5.80	8.28
3.80	27	0.698	120.11	171.97	6.01	8.60

Prof. Strato (m)	NPDM	Rd (Kg/cm²)	Tipo	Clay Fraction (%)	Peso unità di volume (t/m³)	Peso unità di volume saturo (t/m³)	Tensione efficace (Kg/cm²)	Coeff. di correlaz. con Nspt	NSPT	Descrizione
0.6	5.33	40.4	Incoerente	0	1.66	1.91	0.05	1.5	8.02	Limo argilloso e ciottoli
3.8	23.56	159.46	Incoerente	0	2.18	2.08	0.45	1.5	35.43	Ghiaia limosa

PROVA ... Nr.5

Strumento utilizzato...

Compac DPSH 75

Prova eseguita in data

16/02/2021

Profondità prova

1.80 mt

Falda non rilevata

Tipo elaborazione Nr. Colpi: Medio

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm²)	Res. dinamica (Kg/cm²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm²)
0.20	2	0.855	12.95	15.15	0.65	0.76
0.40	2	0.851	12.89	15.15	0.64	0.76
0.60	17	0.797	102.64	128.79	5.13	6.44
0.80	21	0.743	118.26	159.09	5.91	7.95
1.00	24	0.740	126.51	171.02	6.33	8.55
1.20	24	0.736	125.92	171.02	6.30	8.55
1.40	24	0.733	125.33	171.02	6.27	8.55
1.60	26	0.730	135.16	185.27	6.76	9.26
1.80	25	0.726	129.39	178.14	6.47	8.91

Prof. Strato (m)	NPDM	Rd (Kg/cm²)	Tipo	Clay Fraction (%)	Peso unità di volume (t/m³)	Peso unità di volume saturo (t/m³)	Tensione efficace (Kg/cm²)	Coeff. di correlaz. con Nspt	NSPT	Descrizione
0.6	7	53.03	Incoerente	0	1.75	1.92	0.05	1.5	10.53	Limo argilloso e ciottoli
1.8	24	172.6	Incoerente	0	2.18	2.08	0.24	1.5	36.1	Ghiaia limosa

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.3

TERRENI INCOERENTI I

Densità relativa

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Densità relativa (%)
Strato (1) Limo argilloso e ciottoli	5.76	0.00-1.20	5.76	Schultze & Menzenbach (1961)	73.4
Strato (2) Ghiaia limosa	32.08	1.20-3.60	32.08	Schultze & Menzenbach (1961)	100

Angolo di resistenza al taglio

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Angolo d'attrito (°)
Strato (1) Limo argilloso e ciottoli	5.76	0.00-1.20	5.76	Peck-Hanson-Thornburn-Meyerhof 1956	28.65
Strato (2) Ghiaia limosa	32.08	1.20-3.60	32.08	Peck-Hanson-Thornburn-Meyerhof 1956	36.17

Modulo di Young

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Modulo di Young (Kg/cm²)
Strato (1) Limo argilloso e ciottoli	5.76	0.00-1.20	5.76	Schmertmann (1978) (Sabbie)	46.08
Strato (2) Ghiaia limosa	32.08	1.20-3.60	32.08	Schmertmann (1978) (Sabbie)	256.64

Modulo Edometrico

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Modulo Edometrico (Kg/cm²)
Strato (1) Limo argilloso e ciottoli	5.76	0.00-1.20	5.76	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	39.30
Strato (2) Ghiaia limosa	32.08	1.20-3.60	32.08	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	93.36

Classificazione AGI

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Classificazione AGI
Strato (1) Limo argilloso e ciottoli	5.76	0.00-1.20	5.76	Classificazione A.G.I	POCO ADDENSATO
Strato (2) Ghiaia limosa	32.08	1.20-3.60	32.08	Classificazione A.G.I	ADDENSATO

Peso unità di volume

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Peso Unità di Volume (t/m³)
Strato (1) Limo argilloso e ciottoli	5.76	0.00-1.20	5.76	Terzaghi-Peck 1948	1.42
Strato (2) Ghiaia limosa	32.08	1.20-3.60	32.08	Terzaghi-Peck 1948	1.72

Peso unità di volume saturo

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Peso Unità Volume Saturo (t/m³)
Strato (1) Limo argilloso e ciottoli	5.76	0.00-1.20	5.76	Terzaghi-Peck 1948	1.89
Strato (2) Ghiaia limosa	32.08	1.20-3.60	32.08	Terzaghi-Peck 1948	2.07

Modulo di Poisson

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Poisson
Strato (1) Limo argilloso e ciottoli	5.76	0.00-1.20	5.76	(A.G.I.)	0.34
Strato (2) Ghiaia limosa	32.08	1.20-3.60	32.08	(A.G.I.)	0.29

Modulo di deformazione a taglio dinamico

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	G (Kg/cm²)
Strato (1) Limo argilloso e ciottoli	5.76	0.00-1.20	5.76	Ohsaki (Sabbie pulite)	337.06
Strato (2) Ghiaia limosa	32.08	1.20-3.60	32.08	Ohsaki (Sabbie pulite)	1693.46

Coefficiente spinta a Riposo $K_0 = \sigma_{vh}/\sigma_v$

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	K_0
Strato (1) Limo argilloso e ciottoli	5.76	0.00-1.20	5.76	Navfac 1971-1982	1.16
Strato (2) Ghiaia limosa	32.08	1.20-3.60	32.08	Navfac 1971-1982	5.89

Qc (Resistenza punta Penetrometro Statico)

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Qc (Kg/cm²)
Strato (1) Limo argilloso e ciottoli	5.76	0.00-1.20	5.76	Robertson 1983	11.52
Strato (2) Ghiaia limosa	32.08	1.20-3.60	32.08	Robertson 1983	64.16

STRATIGRAFIA TERRENO - MODELLO STRATIGRAFICO GEOTECNICO CONCETTUALE CARATTERISTICO DI RIFERIMENTO

DH: Spessore dello strato; Gam: Peso unità di volume; Gams: Peso unità di volume saturo; Fi: Angolo di attrito; Ficorr: Angolo di attrito corretto secondo Terzaghi; c: Coesione; c Corr: Coesione corretta secondo Terzaghi; Ey: Modulo Elastico; Ed: Modulo Edometrico; Ni: Poisson; Cv: Coeff. consolidaz. primaria; Cs: Coeff. consolidazione secondaria; cu: Coesione non drenata

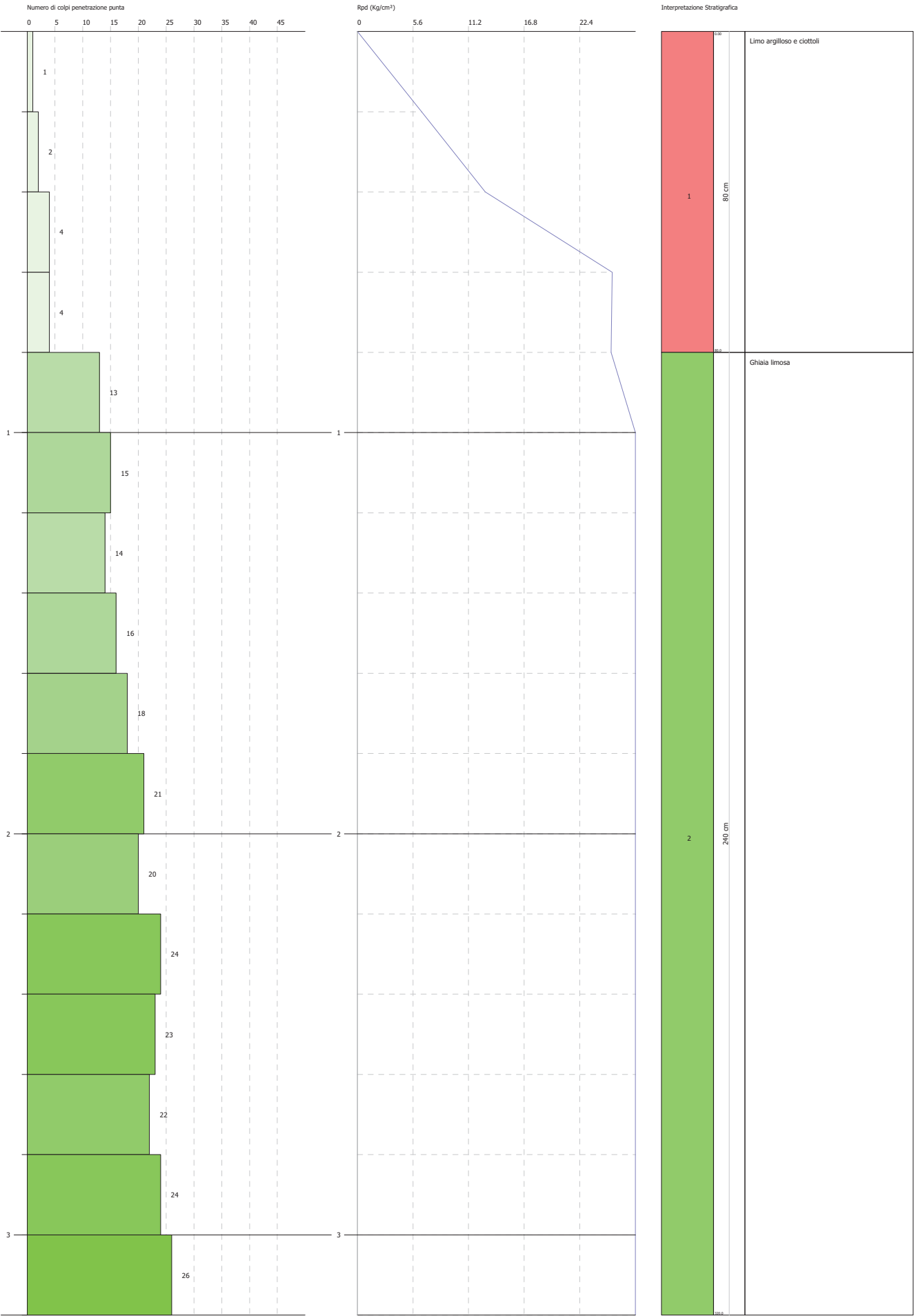
Spessore strato [m]	Peso unità di volume [Kg/m³]	Peso unità di volume saturo [Kg/m³]	Angolo di attrito [°]	Coesione [Kg/cm²]	Coesione non drenata [Kg/cm²]	Modulo Elastico [Kg/cm²]	Modulo Edometrico [Kg/cm²]	Poisson	Descrizione
1.2	1422.47	1885.77	28.0	0.0	0.0	46.0	39.0	0.34	Limo argilloso e ciottoli
5.0	1716.96	2067.95	32.0	0.0	0.0	250.0	90.0	0.29	Ghiaia limosa

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.1
Strumento utilizzato... Compac DPSH 75

Committente: California SRL
Descrizione: Loc Ex SS 573
Località: Calcinato (Bg)

Data: 16/02/2021

Scala 1:13

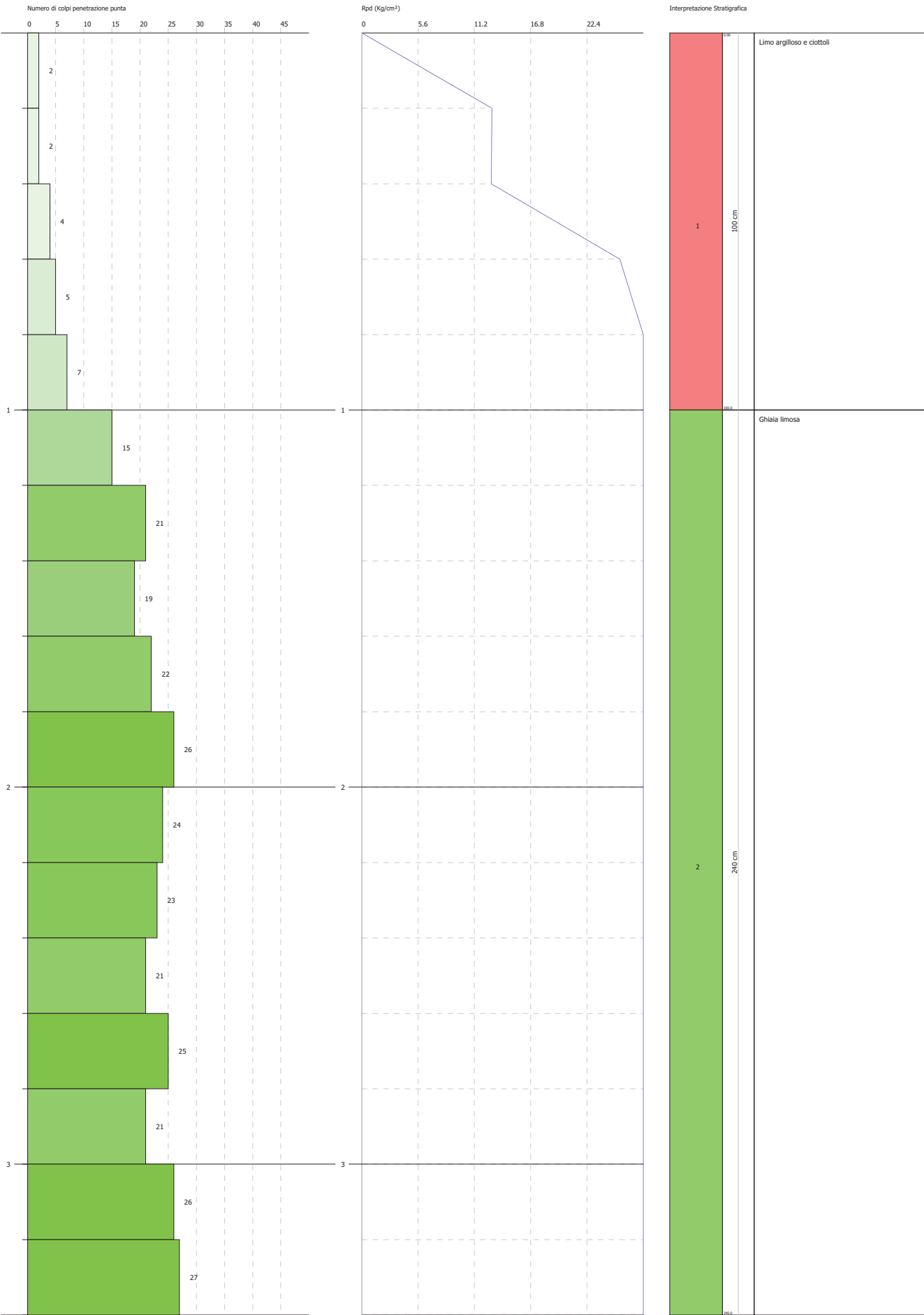


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.2
Strumento utilizzato... Compac DPSH 75

Committente: California SRL
 Descrizione: Loc. Ex SS 573
 Località: Calcinato (Bg)

Data: 16/02/2021

Scala 1:14

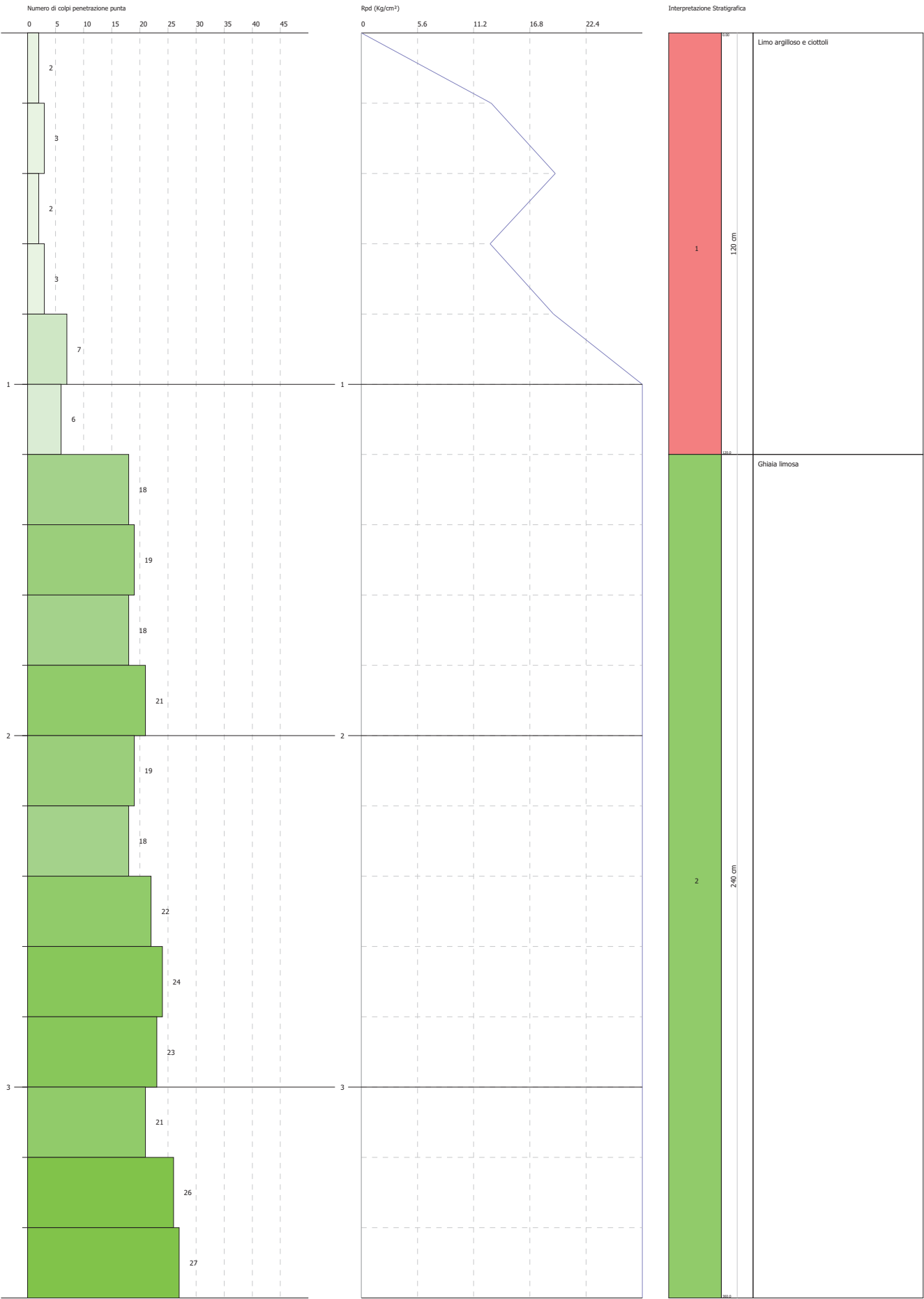


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.3
Strumento utilizzato... Compac DPH 75

Committente: California SRL
Descrizione: Loc. Ex SS 573
Località: Calcinato (Bg)

Data: 16/02/2021

Scala 1:15

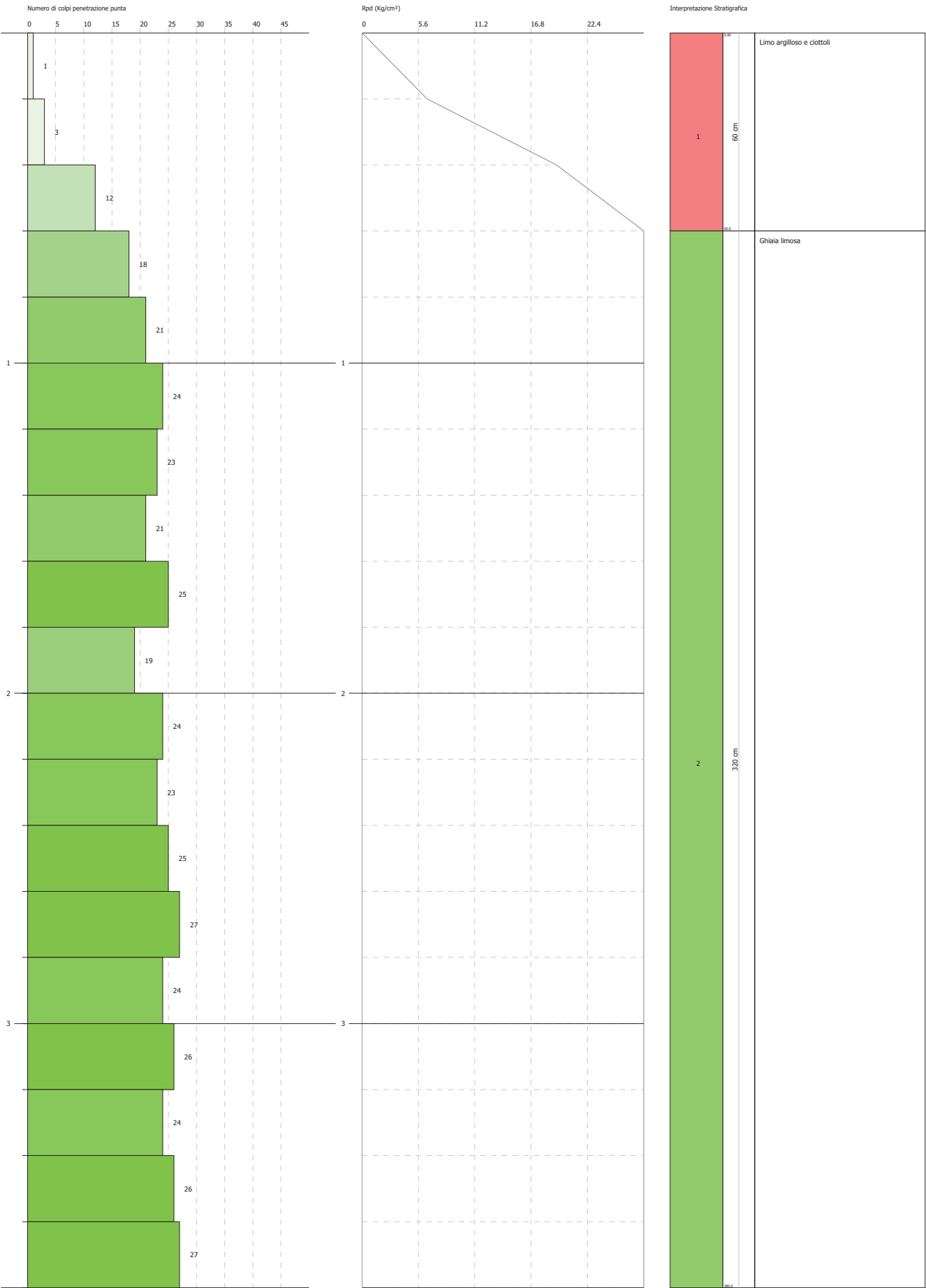


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.4
Strumento utilizzato... Compac DPSH 75

Committente: California SRL
 Descrizione: Loc. Ex SS 573
 Località: Calcinato (Bg)

Data: 16/02/2021

Scala 1:16



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.5
Strumento utilizzato... Compac DPSH 75

Committente: California SRL
Descrizione: Loc. Ex SS 573
Località: Calcinato (Bg)

Data: 16/02/2021

Scala 1:8





resistenza dinamica all'avanzamento, compatibili con la presenza di un livello di alterazione superficiale a composizione limosa argillosa di spessore massimo prossimo ai 1,2 m dotato di mediocri caratteristiche geotecniche; oltre tale livello compaiono orizzonti in cui i termini ghiaiosi più grossolani aumentano progressivamente con la profondità fino a determinare il rifiuto all'avanzamento, dotati di buone/discrete caratteristiche geotecniche, entro i quali saranno posate le fondazioni delle strutture di progetto.


L'intervento progettuale, così come da indicazioni fornite dalla Committenza, prevede la formazione di edifici produttivi con fondazioni a plinti posate a - 1,2 m da p.c. attuale. Le fondazioni risulteranno pertanto posate entro il livello geotecnicamente buono/discreto. Di tale situazione litotecnica la DL dovrà in ogni caso tener accuratamente conto in fase di esecuzione degli sbancamenti al fine di accertare scrupolosamente la reale condizione stratigrafica litotecnica del sottofondo e verificare che il modello concettuale caratteristico di riferimento illustrato nel seguente rapporto, ed utilizzato nelle relative verifiche geotecniche, sia coerente con la reale condizioni del sottofondo e sia rappresentativo per tutto il lotto da edificare. In fase di esecuzione degli scavi si raccomanda pertanto la massima cautela al fine di escludere la presenza, al piano di posa, di cavità e/o sacche di materiali geotecnicamente più scadenti e/o altre anomalie, che in tal caso andranno adeguatamente verificate e bonificate e/o trattate opportunamente per migliorarne le caratteristiche geotecniche.


3.2 Trincee esplorative e prove permeabilità del terreno

Al fine di stimare la permeabilità del terreno sono state eseguite prove di permeabilità a carico variabile entro trincee esplorative realizzate con escavatore meccanico, che risultano utili anche al fine di verificare la stratigrafia degli orizzonti più superficiali del suolo.

Trincea esplorativa T1		
Profondità da piano campagna (m)	Descrizione	Immagine
0 - 0,60	Limo argilloso e ciottoli	
0,60 - 1,50	Ghiaia sabbiosa limosa	

Trincea esplorativa T2		
Profondità da piano campagna (m)	Descrizione	Immagine
0 - 0,40	Limo argilloso e ciottoli	
0,40 - 1,50	Ghiaia sabbiosa limosa	

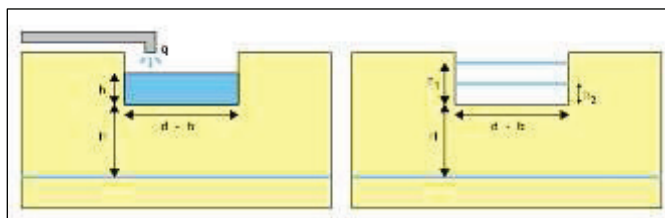
Trincea esplorativa T3		
Profondità da piano campagna (m)	Descrizione	Immagine
0 - 0,60	Limo argilloso con ciottoli	
0,60 - 1,70	Ghiaia limosa argillosa	

Trincea esplorativa T4		
Profondità da piano campagna (m)	Descrizione	Immagine
0 - 0,70	Limo argilloso con ciottoli	
0,70 - 1,70	Ghiaia limosa argillosa	

L'osservazione diretta delle sezioni stratigrafiche esposte lungo le trincee esplorative evidenzia la presenza, al di sotto di un livello superficiale di alterazione a composizione limosa argillosa, che si spinge fino a circa - 0.7 m da p.c. nella condizione più scadenti della Trincea 4, di un livello ghiaioso limoso argilloso dotato di discrete/buone caratteristiche geotecniche su tutto il lotto indagato, dunque anche nell'area orientale, caratterizzata dalla classe 3 di fattibilità.

Per la valutazione della permeabilità dei terreni finalizzata a verificare la fattibilità della dispersione delle acque meteoriche sul suolo - strati superficiali del sottosuolo, nonché per fornire i dati necessari ai professionisti incaricati delle verifiche ai sensi del RR 8/2019 (Invarianza Idraulica) sono state eseguite prove di permeabilità al fondo della trincea T1. Le prove di permeabilità in pozzetto consentono di determinare la permeabilità di un terreno sopra il livello della falda idrica.

Operativamente si realizza uno scavo, lo si riempie d'acqua e si valuta la portata necessaria per mantenere un livello costante (prove a carico costante) o si valuta l'abbassamento dell'acqua all'interno dello scavo (prove a carico variabile).



A sinistra: prova di permeabilità in pozzetto a carico costante; a destra: prova di permeabilità in pozzetto a carico variabile

Nella prova a carico costante si misura la portata q necessaria per mantenere nel pozzetto un livello dell'acqua uguale ad h . Nella prova a carico variabile si porta il livello dell'acqua alla quota h_1 e poi si misura in quanto tempo l'acqua scende al livello h_2 . Le dimensioni del pozzetto devono aumentare all'aumentare delle dimensioni dei granuli del

terreno; in particolare il lato o il diametro (per pozzetti circolari) deve essere superiore a 10 - 15 volte la dimensione della frazione granulometrica significativa. Se ad esempio la prova viene eseguita in ghiaie con dimensione dei granuli di circa 2 cm, la base del pozzetto non deve essere inferiore a 20 - 30 cm. Se il terreno è sabbioso o comunque con componente sabbiosa dominante, la dimensione del pozzetto è sempre superiore a 15 volte la dimensione dei granuli di sabbia. Le prove effettuate sono state eseguite a carico variabile ed interpretate utilizzando la seguente formulazione:

Significato delle variabili:

- b → lato equivalente del pozzetto $[(lato\ 1 + lato\ 2) / 2]$ (cm)
 h1 e h2 → altezze dell'acqua nel pozzetto all'inizio e alla fine della prova a carico variabile (cm)
 t2 - t1 → durata della prova a carico variabile (s)
 k → permeabilità (cm/s)

L'esito delle prove di infiltrazione eseguite nelle trincee esplorative è sostanzialmente uniforme e ha fornito i seguenti valori di permeabilità media del terreno di sottofondo:

Il valore della permeabilità cautelativa del terreno è stato assunto pari a $K = 8,5 * 10^{-4}$ m/s;

I terreni di sottofondo sono pertanto caratterizzati da Classe di Permeabilità Discreta

k (cm/s)	10 ²	10	1	10 ⁻¹	10 ⁻²	10 ⁻³	10 ⁻⁴	10 ⁻⁵	10 ⁻⁶	10 ⁻⁷	10 ⁻⁸	10 ⁻⁹
k (m/s)	1	10 ⁻¹	10 ⁻²	10 ⁻³	10 ⁻⁴	10 ⁻⁵	10 ⁻⁶	10 ⁻⁷	10 ⁻⁸	10 ⁻⁹	10 ⁻¹⁰	10 ⁻¹¹
Classi di permeabilità	EE	Elevata	Buona	Discreta	Bassa	BB	Impermeabile					
Tipi di terreno	Ghiaie pulite		Sabbie grossolane pulite e miscele di sabbie e ghiaie		Sabbie fini	Miscele di sabbie e limi		Limi argillosi e argille limose, fanghi argillosi		Argille omogenee e compatte		

3.3 Indagini HVSR

Al fine di stimare la Vs ai sensi della normativa vigente, sono state eseguite n. 2 indagini sismiche passive a stazione singola HVSR (horizontal vertical spectra ratio) note anche con il nome di prova Nakamura. Queste prove consentono, in condizioni ottimali, di evidenziare eventuali fenomeni di amplificazione sismica legati ad assetti particolari del substrato. Questa metodologia ha mostrato i migliori risultati in presenza di un substrato rigido con sedimenti sovrastanti poco consolidati o poco addensati. **Gli esiti delle indagini HVSR eseguite sono compatibili con la presenza di terreni di Categoria sismica B, confermando in ciò anche gli esiti degli studi di carattere sismico eseguiti a supporto dello studio geologico di PGT, del quale si allega un breve stralcio riepilogativo.**

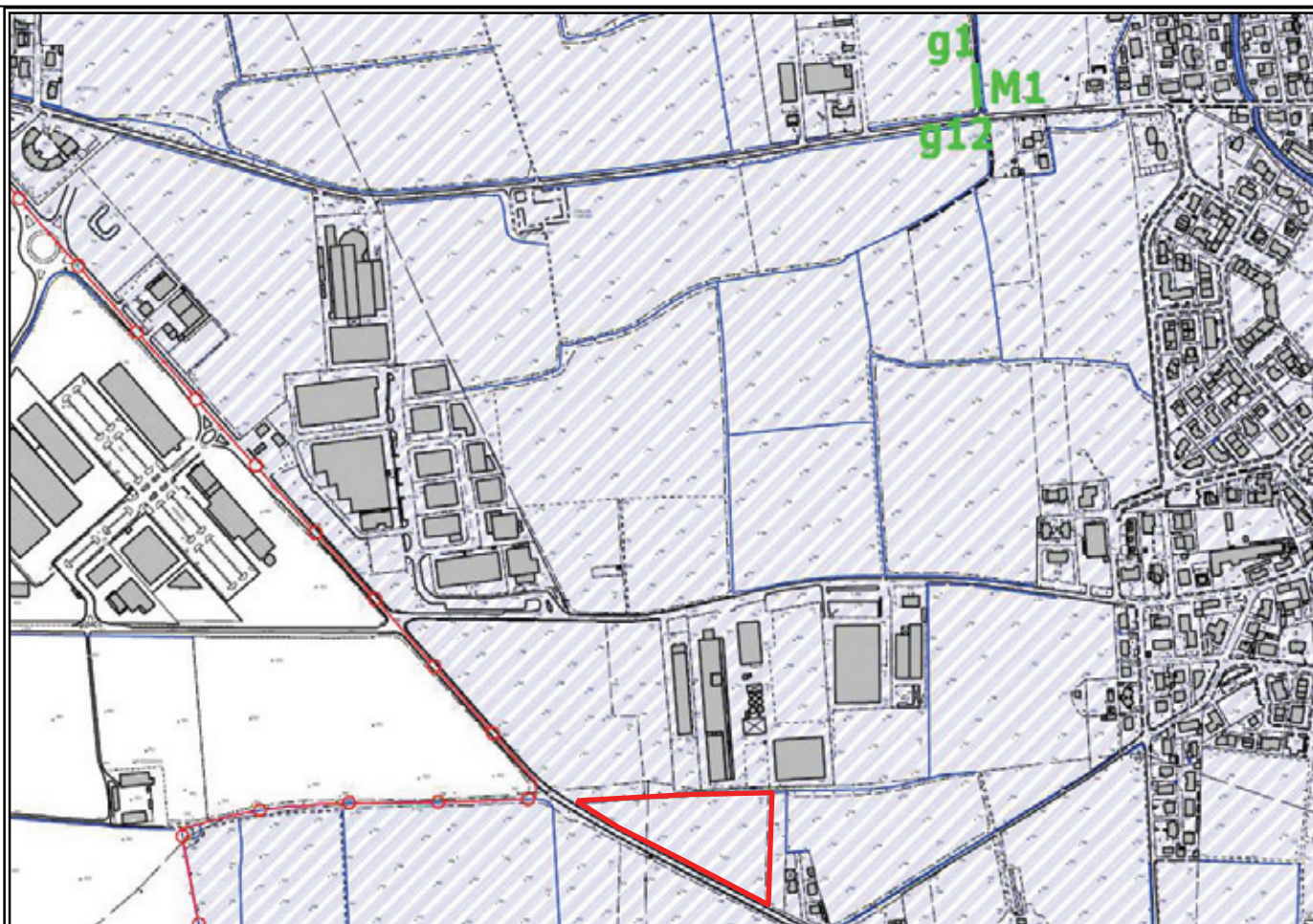
4.0 Elementi di microzonazione sismica

Dal punto di vista sismico il territorio comunale di Calcinate (Bg) è stato classificato dalla D.G.R. della Lombardia n. X/2129 dell'11 luglio 2014 "Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia (L.R. 1/2000, art. 3, c. 108, lett. d)", come comune in zona 3; tutti i progetti delle strutture riguardanti le nuove costruzioni, pubbliche e private, devono essere redatti in linea con le norme tecniche vigenti per la Zona 3". Le NTC, prevedono, in luogo delle accelerazioni sismiche per l'intero territorio comunale e per classi di sismicità, previste dall'O.P.C.M. 3274, l'adozione dei valori di accelerazione sismica di base considerando l'intero territorio suddiviso secondo griglie con un lato di circa 5,5 km, a ciascuna delle quali è attribuito un caratteristico ed uniforme valore di accelerazione sismica a_g . La "pericolosità sismica di base" del sito di intervento costituisce pertanto l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche attraverso la definizione di tre parametri: a_g = accelerazione orizzontale massima del sito; F_0 = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale; T^*c = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale. Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, l'effetto della risposta sismica locale si valuta mediante specifiche analisi, da eseguire con le modalità indicate nel § 7.11.3. In alternativa, qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle categorie definite nella Tab. 3.2.II, si può fare riferimento a un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio, V_s . Per il caso in esame è stato adottato il metodo semplificato mediante la stima del valore di V_s attraverso specifiche indagini in sito. 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, di cui al § 6.2.2. I valori di V_s sono ottenuti mediante specifiche prove ovvero, con giustificata motivazione e limitatamente all'approccio semplificato, sono valutati tramite relazioni empiriche di comprovata affidabilità con i risultati di altre prove in sito, quali ad esempio le prove penetrometriche dinamiche per i terreni a grana grossa e le prove penetrometriche statiche. La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, $V_{s,eq}$ (in m/s), definita dall'espressione:

con:	$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{s,i}}}$
h_i	spessore dell'i-esimo strato;
$V_{s,i}$	velocità delle onde di taglio nell'i-esimo strato;
N	numero di strati;
H	profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da V_s non inferiore a 800 m/s.

Per le fondazioni superficiali, la profondità del substrato è riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali è riferita alla testa dei pali. Nel caso di opere di sostegno di terreni naturali, la profondità è riferita alla testa dell'opera. Per muri di sostegno di terrapieni, la profondità è riferita al piano di imposta della fondazione. Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{s,eq}$ è definita dal parametro $V_{s,30}$, ottenuto ponendo $H=30$ m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

Le categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato sono definite in Tab. 3.2.II.



SIGLA	SCENARI DI PERICOLOSITÀ SISMICA LOCALE	EFFETTI	AZIONE DI PREVENZIONE
Z1a	Zona caratterizzata da movimenti franosi attivi	Instabilità	Si prescrivono indagini di III° livello in fase di progetto
Z1b	Zona caratterizzata da movimenti franosi quiescenti		
Z1c	Zona potenzialmente franosa o esposta a rischio di frana		
Z2	Zone con terreni di fondazione particolarmente scadenti (riporti poco addensati, depositi altamente compressibili, ecc.) / Zone con depositi granulari fini saturi	Cedimenti e/o liquefazioni	Si prescrivono indagini di III° livello in fase di progetto
Z3a	Zona di ciglio H > 10 m (scarpata, bordo di cava, nicchia di distacco, orlo di terrazzo fluviale o di natura antropica, ecc.)	Amplificazioni topografiche	Approfondimenti di II° livello in fase di pianificazione
Z3b	Zona di cresta rocciosa e/o cocuzzolo: appuntite - arrotondate		
Z4a	Zona di fondovalle e di pianura con presenza di depositi alluvionali e/o fluvio-glaciali granulari e/o coesivi		
Z4b	Zona pedemontana di falda di detrito, conoide alluvionale e conoide deltizio-lacustre	Amplificazioni litologiche e geometriche	Approfondimenti di II° livello in fase di pianificazione
Z4c	Zona morenica con presenza di depositi granulari e/o coesivi (compresi le coltri loessiche)		
Z4d	Zona con presenza di argille residuali e terre rosse di origine eluvio-colluviale		
Z5	Zona di contatto stratigrafico e/o tettonico tra litotipi con caratteristiche fisico-meccaniche molto diverse	Comportamenti differenziali	Si prescrivono indagini di III° livello in fase di progetto

Gli scenari di pericolosità sismica locale evidenziati in **rosso** sono quelli presenti in ambito comunale

→  Ubicazione profilo MASW per gli approfondimenti di II° livello

 Area intervento

Stralcio della Carta di Pericolosità Sismica Locale del vigente PGT
(non in scala)

Tab. 3.2.II – *Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.*

Categoria	Descrizione
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 terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	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.
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
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 di velocità equivalente compresi tra 100 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.

Per queste cinque categorie di sottosuolo, le azioni sismiche sono definibili come descritto al § 3.2.3 delle presenti norme. Per qualsiasi condizione di sottosuolo non classificabile nelle categorie precedenti, è necessario predisporre specifiche analisi di risposta locale per la definizione delle azioni sismiche. Condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale. Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione (Tab. 3.2.III):

Tab. 3.2.III – *Categorie topografiche*

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 $i > 30^\circ$

Gli esiti delle indagini HVSR eseguite sono compatibili con la presenza di terreni di Categoria sismica B, confermando in ciò anche gli esiti degli studi di carattere sismico eseguiti a supporto dello studio geologico di PGT, del quale si allega un breve stralcio riepilogativo. Le verifiche di II Livello predisposte a supporto dello studio geologico di PGT, indicano inoltre che per tali terreni i valori del F_a calcolato, per sottosuolo sismico B, risultano inferiori ad F_a di soglia; nelle verifiche geotecniche e sismiche si dovrà pertanto considerare un sottosuolo sismico di Categoria B per il quale la normativa di riferimento risulta adeguata a considerare i possibili effetti di amplificazione sismica.. Considerata la morfologia pianeggiante dei terreni, la categoria topografica è riferibile alla Classe T1.

5.0 Caratteristiche geotecniche terreni

Le NTC 2018, stabiliscono che in luogo dei parametri geotecnici nominali, nelle verifiche geotecniche debbano essere utilizzati i parametri geotecnici caratteristici.

Definire il valore caratteristico significa pertanto scegliere il parametro geotecnico che influenza il comportamento del terreno in quel determinato stato limite, ed adottarne un valore, o stima, a favore della sicurezza. Esistono due metodi per la determinazione dei parametri caratteristici: - Un primo metodo considera l'approccio probabilistico, considerando quindi le quantità statistiche ricavate su un opportuno campione di prove - Metodo statistico; - Un secondo metodo si valuta i valori caratteristici delle proprietà del terreno in funzione del livello di deformazione previsto per lo stato limite considerato - Metodo geotecnico.

Per il caso specifico si è adottato l'approccio geotecnico considerando valori caratteristici prossimi ai minimi più scadenti.

Nel caso specifico si adotteranno i seguenti parametri geotecnici caratteristici:

STRATIGRAFIA TERRENO - MODELLO STRATIGRAFICO GEOTECNICO CONCETTUALE CARATTERISTICO DI RIFERIMENTO

DH: Spessore dello strato; Gam: Peso unità di volume; Gams: Peso unità di volume saturo; Fi: Angolo di attrito; Ficorr: Angolo di attrito corretto secondo Terzaghi; c: Coesione; c Corr: Coesione corretta secondo Terzaghi; Ey: Modulo Elastico; Ed: Modulo Edometrico; Ni: Poisson; Cv: Coeff. consolidaz. primaria; Cs: Coeff. consolidazione secondaria; cu: Coesione non drenata

Spessore strato [m]	Peso unità di volume [Kg/m³]	Peso unità di volume saturo [Kg/m³]	Angolo di attrito [°]	Coesione [Kg/cm²]	Coesione non drenata [Kg/cm²]	Modulo Elastico [Kg/cm²]	Modulo Edometrico [Kg/cm²]	Poisson	Descrizione
1.2	1422.47	1885.77	28.0	0.0	0.0	46.0	39.0	0.34	Limo argilloso e ciottoli
5.0	1716.96	2067.95	32.0	0.0	0.0	250.0	90.0	0.29	Ghiaia limosa

5.1 Verifica liquefazione terreno di sottofondo

Le NTC consentono di omettere la verifica a liquefazione quando si manifestino, per l'ambito in esame, almeno una delle seguenti cinque condizioni:

- 1) accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campolibero) minori di 0,1g;
- 2) profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per pianocampagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
- 3) depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)_{60} > 30$ oppure $q_{ciN} > 180$ 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 q_{ciN} 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 nei fusi granulometrici di cui alle figure 7.11.1 (a) e b delle NTC.

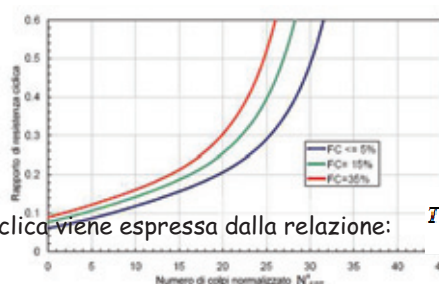
Per il caso specifico per la verifica a liquefazione si è fatto ricorso al metodo proposto da Seed e Idriss.

Con tale metodo il fattore di resistenza alla liquefazione FS viene valutato dal rapporto tra la capacità di resistenza normalizzata (R) e la domanda di resistenza ciclica (T), moltiplicato per un fattore di scala valutato considerando un evento sismico atteso di magnitudo $M=6.5$ che assume un valore costante pari a 1.19 (condizione peggiore).

La capacità di resistenza normalizzata rispetto alla tensione verticale efficace iniziale viene espressa dalla seguente relazione: $R = \frac{\tau_{ult}}{\sigma'_{v0}}$

e può essere determinata dal grafico rappresentato in Fig., funzione di parametri desunti da prove SPT opportunamente corretti e normalizzati.

Correlazione fra capacità di resistenza ciclica e numeri di colpi corretto della prova penetrometrica dinamica (N'_{SPT})



La domanda di resistenza ciclica viene espressa dalla relazione:

$$T = 0.65 \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_v} \frac{\sigma'_v}{\sigma'_v} r_d$$

dove:

g accelerazione di gravità;

σ_v , σ'_v rispettivamente la tensione verticale totale e quella efficace alla profondità considerata;

$r_d = 1 - 0.015z$ coefficiente correttivo che tiene conto della deformabilità del terreno al passaggio delle onde sismiche di taglio. Nell'espressione della domanda di resistenza (T), per tenere conto del carattere sporadico dei picchi di accelerazione, si corregge lo sforzo massimo ciclico indotto dall'evento sismico del 35% ottenendo un valore di "sforzo equivalente uniforme". Se $F_s > 1.3$ il deposito viene considerato non liquefacibile.

Esiti Verifica a Liquefazione Metodo del C.N.R. - GNDT Da Seed e Idriss

Svo: Pressione totale di confinamento; S'vo: Pressione efficace di confinamento; T: Tensione tangenziale ciclica; R: Resistenza terreno alla liquefazione; Fs: Coefficiente di sicurezza

Strato	Prof. Strato (m)	Nspt	Nspt'	Svo (Kg/cm ²)	S'vo (Kg/cm ²)	T	R	Fs	Condizione:
2	6.20	32.00	31.460	1.029	1.029	0.025	2.806	113.32	Livello non liquefacibile

Per il caso in esame i sedimenti potenzialmente liquefacibili sotto falda sono caratterizzato da un valore di $F_s > 1,3$ che testimonia una generale condizioni di stabilità anche in caso di sollecitazioni dinamiche.

5.2 Verifica al carico limite dell'insieme fondazione-terreno

Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione $Ed \leq Rd$, dove Ed è il valore di progetto dell'azione e dove Rd è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico (in questo caso del terreno di fondazione). Al fine di consentire l'esecuzione delle verifiche allo Stato Limite Ultimo (SLU) dell'opera in progetto, viene determinata la resistenza di progetto del terreno di fondazione al collasso per carico limite (Rd), che si ottiene dividendo la resistenza caratteristica del terreno R_k (coincidente con la capacità portante limite), per un fattore di sicurezza R variabile a seconda dell'approccio scelto per le suddette verifiche. Il calcolo della resistenza del sottofondo è stato condotto sia in condizioni statiche (assenza di sisma), sia in condizioni dinamiche (presenza di sisma). In condizioni dinamiche si è tenuto conto, nel calcolo della resistenza, dei coefficienti riduttivi dei fattori di portanza N_q , N_c ed N_g , legati all'accelerazione sismica orizzontale al piano di posa delle fondazioni, secondo quanto prescritto da Paolucci & Pecker (1997). Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine. Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa. Nel caso di fondazioni posizionate su o in prossimità di pendii naturali o artificiali deve essere effettuata la verifica anche con riferimento alle condizioni di stabilità globale del pendio includendo nelle verifiche le azioni trasmesse dalle fondazioni. Le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite, accertando che la condizione 6.2.1 sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

SLU di tipo geotecnico (GEO)

- collasso per carico limite dell'insieme fondazione - terreno;
- collasso per scorrimento sul piano di posa;
- stabilità globale.

SLU di tipo strutturale (STR)

- raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata, secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tab. 6.8.I per le resistenze globali. Le rimanenti verifiche devono essere effettuate applicando la combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali prevista dall'Approccio 2, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I. Nelle verifiche nei confronti di SLU di tipo strutturale (STR), il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.

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	$\gamma_R = 1,1$

Verifiche gli stati limite di esercizio (SLE)

Al fine di assicurare che le fondazioni risultino compatibili con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione (§§ 2.2.2 e 2.6.2), si deve verificare il rispetto della condizione 6.2.7, calcolando i valori degli spostamenti e delle distorsioni nelle combinazioni di carico per gli SLE specificate al §2.5.3, tenendo conto anche dell'effetto della durata delle azioni. Forma, dimensioni e rigidità della struttura di fondazione devono essere stabilite nel rispetto dei summenzionati requisiti prestazionali, tenendo presente che le verifiche agli stati limite di esercizio possono risultare più restrittive di quelle agli stati limite ultimi. Nelle verifiche geotecniche per la stima della capacità portante si sono adottati i metodi più diffusi in letteratura, applicando i relativi effetti sismici sulla base dei parametri scaturiti dalla caratterizzazione sismica del sito utilizzando il software commerciale LoadCap, versione 2020 implementato dalla Geostru.

Nelle verifiche geotecniche sono state ipotizzate le azioni e combinazioni di carico riportate nella tabella di seguito riportata; sarà cura dello strutturista verificare la congruenza di tali dati con le azioni effettivamente agenti sulle fondazioni e qualora necessario, saranno eseguite ulteriori iterazioni di verifica sulla base delle azioni di progetto.

Nelle verifiche sono state considerate fondazioni a plinti di dimensioni 150 x 150 cm posate a - 1,2 m da p.c. in condizioni drenate (lungo termine).

Fondazioni a plinti di dimensioni 150 x 150 cm - Profondità di posa - 1,2 m da p.c. Rinterro 70 cm Combinazione delle azioni sulle fondazioni (Kg/cmq) Ipotesi orientativa (da verificare)	
A1+M1+R3 Combinazione fondamentale statica SLU (STR)	1,8
sisma	1,8
SLE	1,8
SLD	1,8

5.3 Esiti delle verifiche geotecniche relative alla resistenza dei terreni allo SLU

Nella tabella allegata sono riportati gli esiti delle verifiche geotecniche eseguite con le combinazioni di calcolo indicate, sia in condizioni statiche che in condizioni dinamiche. Le verifiche geotecniche eseguite adottando l'Approccio 2 - Combinazione Unica hanno fornito i seguenti esiti:

Fondazioni	Sigma massima a compressione SLU - Qultima (K/cm ²)	Resistenza di progetto Rd (Kg/cm ²)	Tensione massima esercizio Ed (Kg/cm ²)	Coefficiente di sicurezza	Verifica geotecnica	Cedimenti totali (mm)
Plinti 150 x 150 cm posati a - 1,2 m	6,48	2,82	1,8	Verificato	Verificata	< 10 mm

Nel dimensionamento esecutivo delle fondazioni posate a - 1,2 m da p.c. (in ogni caso la DL dovrà verificare in fase di scavo che tutte le fondazioni siano posate entro il livello ghiaioso sabbioso dotato di discrete/buone caratteristiche geotecniche, non esitando ad approfondire localmente il piano di posa delle fondazioni se necessario e/o a bonificare il sottofondo) si raccomanda di adottare, a deciso favore di sicurezza, un valore di Tensione Massima di Esercizio Ed non superiore a Ed = 1,8 Kg/cm².

Nella verifica dei cedimenti totali, considerando fondazioni con carichi di esercizio indicati, i valori dei cedimenti totali risultano inferiori a 10 mm.

Le verifiche illustrate nel presente rapporto sono riferite esclusivamente all'intervento progettuale per il quale sono state predisposte, così come da indicazioni fornite dal Progettista ed esclusivamente per i Committenti titolati al loro utilizzo. Lo scrivente Dr. Geologo Norberto Invernici conserva la proprietà intellettuale su tutti gli elaborati consegnati; la Committenza può utilizzare gli stessi una sola volta per l'esclusivo fine per il quale il sono stati predisposti. Ogni utilizzo diverso dovrà essere autorizzato dallo scrivente. Qualsiasi variazione/modifica progettuale apportata dovrà essere nuovamente valutata per le necessarie verifiche geotecniche e per predisporre, se il caso, supplementi di indagini in sito o raccomandare diverse modalità esecutive. Nella seguente relazione sono illustrate le condizioni geologiche dell'area di intervento alla data di redazione; in ogni caso la DL prima dell'inizio dei lavori dovrà accertare che successivamente alla redazione della presente non siano intervenute alterazioni/modificazioni naturali od antropiche dello stato dei luoghi che possano in qualche modo determinare negative mutue interferenze con le opere di progetto o che possano alterare le condizioni di stabilità dell'area.

6.0 Conclusioni

Nel seguente rapporto sono illustrati gli esiti conseguiti dagli studi e dalle indagini di carattere geologico - geotecnico - idrogeologico e di caratterizzazione sismica dei terreni siti in loc. ex S.S. 573, in comune di Calcinato (Bg), proponendosi quale supporto specialistico al progetto di formazione edifici produttivi e viabilità nell'ambito del AtP 12, in variante al PGT, secondo le indicazioni progettuali fornite dalla Committenza, ai cui elaborati si rimanda per i dettagli.

L'area si colloca al margine meridionale dell'edificato, su terreni pianeggianti e risulta inserita parte in Classe 1 di fattibilità geologica (fattibilità senza particolari limitazioni), individuata nella porzione occidentale del lotto, e parte in Classe 3 di fattibilità geologica (fattibilità con consistenti limitazioni), individuata nella porzione più orientale del lotto, dal vigente PGT comunale, considerata, per l'ambito in Classe 3, la potenziale presenza di falde idriche sospese a quote anche superficiali e per consistenti disomogeneità tessiturali laterali/verticali dei terreni. Il lotto da edificare risulta inoltre compreso in ambito a pericolosità sismica Z4a per potenziali amplificazioni litologiche/stratigrafiche. Le prove geotecniche eseguite hanno restituito bassi valori di resistenza dinamica all'avanzamento solo negli orizzonti più superficiali, compatibili con la presenza di un livello di alterazione superficiale a composizione limosa argillosa di spessore prossimo ai 1,2 m dotato di scadenti caratteristiche geotecniche; oltre tale livello compaiono orizzonti in cui i termini ghiaiosi più grossolani aumentano progressivamente con la profondità fino a determinare il rifiuto all'avanzamento, dotati di discrete/buone caratteristiche geotecniche, entro i quali dovranno essere posate le fondazioni di progetto. Durante l'esecuzione delle prove non è stata riscontrata la presenza di acqua e le strutture di progetto non prevedono locali interrati; si raccomanda in ogni caso di dotare le strutture di idonee impermeabilizzazioni e vespai per evitare che a seguito di periodi piovosi prolungati che possono saturare la coltre superficiale, si verifichino fenomeni di infiltrazione/risalita capillare nelle murature.

Le verifiche geotecniche eseguite adottando l'Approccio 2 - Combinazione Unica, ipotizzando, come da indicazioni fornite dallo Strutturista, fondazioni posate in ogni punto entro il livello ghiaioso ben addensato, hanno fornito i seguenti esiti:

Fondazioni	Sigma massima a compressione SLU - Qultima (K/cm ²)	Resistenza di progetto Rd (Kg/cm ²)	Tensione massima esercizio Ed (Kg/cm ²)	Coefficiente di sicurezza	Verifica geotecnica	Cedimenti totali (mm)
Plinti 150 x 150 cm posati a - 1,2 m	6,48	2,82	1,8	Verificato	Verificata	< 10 mm

Nel dimensionamento esecutivo delle fondazioni posate a - 1,2 m da p.c. si raccomanda di adottare in ogni caso, a deciso favore di sicurezza, un valore di Tensione Massima di Esercizio Ed non superiore a Ed = 1,8 Kg/cmq. Comunque, in fase di scavo, la DL dovrà porre la massima cura al fine di escludere la presenza di cavità/sacche colmate con materiale geotecnicamente scadente al di sotto del piano di posa, che in tal caso andranno adeguatamente bonificate.

Nell'area di intervento lo studio geologico di PGT segnala la potenziale presenza di falde temporanee sospese a quote anche superficiali, benchè la falda idrica freatica sia individuata nell'area solo a partire da circa 20 m da piano campagna.

Seppure tali falde sono di limitata estensione e capacità, possono interferire con le strutture interrato; si raccomanda pertanto di prevedere l'efficace protezione delle fondazioni e delle strutture interrato con adeguati pacchetti impermeabilizzanti.

Bergamo, 22 Febbraio 2021

Dott. Geol. Norberto Invernici

N. Iscriz. O.G.L. 990

