

Radon

Geologia

Georadar

Geotecnica

Geoelettrica

Indagini Sismiche

Rilievi Topografici

Indagini Ambientali

Indagini Geognostiche

Monitoraggi ambientali

Indagini non distruttive

Bonifica siti contaminati

Consulenza Idrogeologica

Piani di Protezione civile



COMUNE DI CARONNO PERTUSELLA - VA

Relazione Geologica-Geotecnica

ai sensi del D.M. 17.01.2018 (NTC 2018)

IL GEOLOGO

Dott. Antonio Roberto ORLANDO



IL GEOLOGO

Dott. Salvatore VELLA



	Data di redazione:	Redatto da:	Committente	Pag.
Indagine geologica tecnica ai sensi del D.M. 17.01.2018	08/09/2026	Dott. Geol. Antonio Roberto Orlando Dott. Geol. Salvatore Vella	PENTRA GROUP SRL Via Gallarate 94 Milano (MI)	Pag. 1 a 27

INDICE

1.	PREMESSA E QUADRO NORMATIVO	3
2.	UBICAZIONE.....	4
3.	COMPONENTE GEOLOGICA, GEOMORFOLOGICA ED IDROGEOLOGICA	6
4.	INDAGINE GEOTECNICA	10
5.	SISMICITA' DELL'AREA E CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE	16
6.	INDAGINE SISMICA	24
7.	CONCLUSIONI.....	27

	Data di redazione:	Redatto da:	Committente	Pag.
Indagine geologico tecnica ai sensi del D.M. 17.01.2018	08/09/2026	Dott. Geol. Antonio Roberto Orlando Dott. Geol. Salvatore Vella	PENTRA GROUP SRL Via Gallarate 94 Milano (MI)	Pag. 2 a 27

1. **PREMESSA E QUADRO NORMATIVO**

Nel seguente rapporto vengono illustrati i risultati delle indagini e degli studi di carattere geologico, geotecnico, idrogeologico e sismico condotti su un terreno sito nel territorio comunale di Caronno Pertusella (VA), presso la Piazza Vittorio Veneto dove è prevista una demolizione e ricostruzione di più unità abitative.

La finalità degli studi e delle indagini eseguiti e illustrati nel presente documento consiste nel definire in modo puntuale le caratteristiche dei terreni di sottofondo dell'area di intervento, a supporto dell'istanza di autorizzazione per l'intervento in oggetto.

L'assetto geologico, geomorfologico ed idrogeologico dei terreni oggetto di studio viene desunto dalla documentazione esistente presente nel PGT vigente e dai sopralluoghi e rilievi eseguiti in sito.

Per la definizione delle caratteristiche geotecniche e sismiche degli orizzonti più superficiali dei terreni, vengono eseguite specifiche indagini in sito, ovvero **n. 3 prove penetrometriche dinamiche DPSH** e **n. 1 indagine sismica attiva tipo MASW** per la caratterizzazione del parametro Vs30eq.

Lo studio viene redatto in conformità ai contenuti della Deliberazione della Giunta Regionale della Lombardia 30 novembre 2011 - n. IX/2616, recante l'aggiornamento dei "Criteri ed indirizzi per la definizione della componente geologica, idrogeologica e sismica del piano di governo del territorio, in attuazione dell'art. 57, comma 1, della l.r. 11 marzo 2005, n. 12", tenendo conto dei successivi aggiornamenti e integrazioni regionali, tra cui la D.G.R. X/6738/2017, la D.G.R. XI/6314/2022, la D.G.R. XI/7564/2022 e la D.G.R. XII/3007/2024.

Lo studio assume inoltre come riferimento il D.M. 17 gennaio 2018, recante "Norme Tecniche per le Costruzioni" (NTC 2018), e la relativa Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP., che forniscono il quadro tecnico per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle costruzioni e per la valutazione della sicurezza strutturale.

- ✓ studiare le caratteristiche geomorfologiche, con particolare riguardo alle condizioni di stabilità dei versanti;
- ✓ definire l'assetto idrogeologico, con riguardo alla circolazione idrica superficiale e sotterranea;
- ✓ indicare le caratteristiche tecniche dei terreni, con particolare interesse a quelle che più riguardano il terreno su cui poggiano le fondazioni.

A tale scopo vengono svolte le seguenti attività:

- ✓ Rilevamento geologico di superficie per il riconoscimento dei litotipi affioranti, loro identificazione e la definizione dei reciproci rapporti stratigrafici;
- ✓ Rilevamento geomorfologico per l'individuazione dell'eventuale presenza di aree caratterizzate da precaria stabilità, di frane attive e/o incipienti e/o di zone a rischio esondazione e/o liquefazione.

Per la caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni di sedime si prendono in considerazione i dati presenti in letteratura; inoltre, il terreno viene investigato mediante indagini finalizzate a determinare i parametri geotecnici e sismici dell'area oggetto di studio, come riportato negli allegati.

I dati acquisiti risultano sufficienti per gli scopi del presente lavoro e la relazione geologica viene redatta e corredata da:

- ✓ Corografia; Fig. 1
- ✓ Carta della Fattibilità Geologica; Fig. 2
- ✓ Carta della Pericolosità geologica; Fig. 3
- ✓ Carta Geologica; Fig. 4
- ✓ Carta della soggiacenza; Fig. 5
- ✓ Ubicazione delle indagini; Fig. 6

Indagine geologica tecnica ai sensi del D.M. 17.01.2018	Data di redazione:	Redatto da:	Committente	Pag.
	08/09/2026	Dott. Geol. Antonio Roberto Orlando Dott. Geol. Salvatore Vella	PENTRA GROUP SRL Via Gallarate 94 Milano (MI)	Pag. 3 a 27

2. UBICAZIONE

In riferimento alla cartografia catastale, l'area oggetto d'interesse risulta identificata sulla CTR della Lombardia in scala 1:10.000, al Foglio B5A5 denominato "Garbagnate Milanese", e censita al catasto al foglio 201 e particella 390, nel territorio della Provincia di Varese.

Utilizzando il sistema GPS, si rileva che l'area sulla quale si effettua l'intervento si attesta a una quota altimetrica media di circa 194 m s.l.m.; le coordinate geografiche medie sono le seguenti:

Latitudine Nord 45°35'42.67"

Longitudine Est 9° 3'33.69"

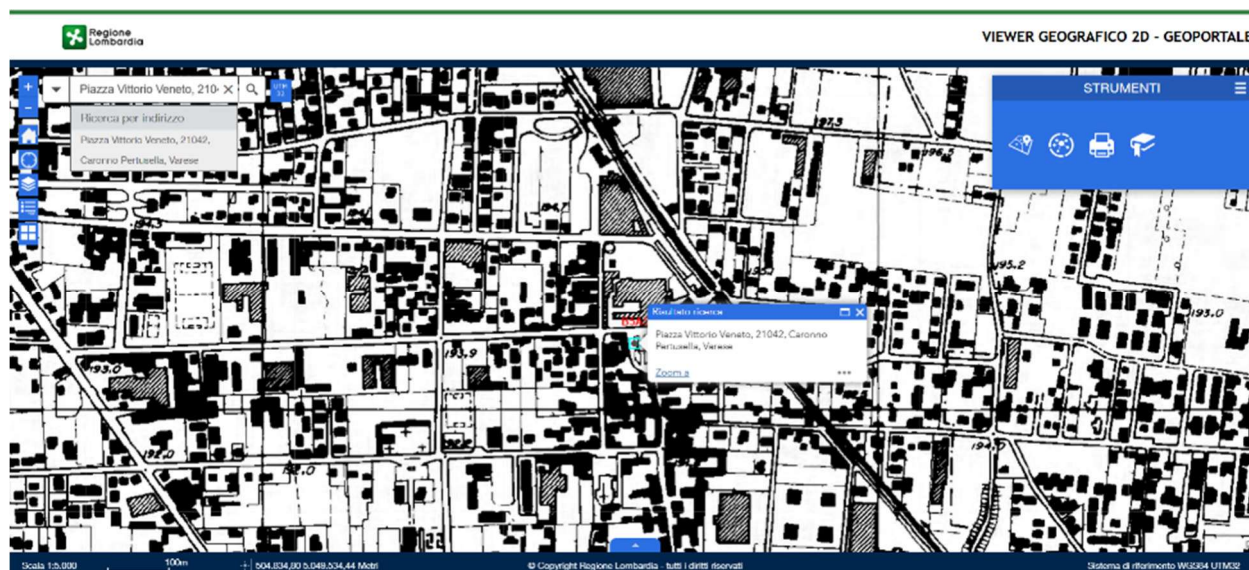


Fig. 1 – Corografia

Secondo la normativa regionale vigente e la componente geologica del PGT comunale, il territorio comunale è suddiviso in classi di fattibilità in base alle caratteristiche geologiche, idrogeologiche, morfologiche e geotecniche, che consentono di determinare la classe di fattibilità geologica.

Nel dettaglio, l'area di interesse rientra nella classe di fattibilità geologica **2 Fattibilità con modeste limitazioni**, secondo la cartografia di riferimento, la classe comprende le zone dove sono state riscontrate modeste limitazioni alla modifica delle destinazioni d'uso dei terreni per l'entità e la natura dei rischi individuati sia localmente che nelle aree immediatamente limitrofe oltre alle modeste proprietà meccaniche del primo sottosuolo, nonché la vulnerabilità dell'acquifero freatico, mediamente alta, dovuta in particolar modo all'elevata conducibilità idraulica dei primi orizzonti del "non saturo". (Figura 2)

Secondo la classificazione sismica regionale vigente, il territorio comunale appartiene alla zona sismica 4, inoltre, ricade in zona con **PSL Zona Z4a**, zona di fondovalle con presenza di depositi alluvionali e/o fluvioglaciali granulari e/o coesivi. (Figura 3)

L'area non risulta soggetta ai vincoli geo ambientali richiamati negli elaborati consultati, inoltre, l'analisi della Carta di Sintesi non evidenzia, per l'area oggetto di studio, situazioni di criticità geologica quali aree in frana o aree potenzialmente instabili. (Figura 4).

Nel caso di progetti di opere classificate come strategiche o rilevanti, gli aspetti derivanti dalla pericolosità sismica locale vengono approfonditi secondo le vigenti disposizioni nazionali e regionali; ove richiesto, si procede ai successivi livelli di approfondimento previsti dalla componente geologica del PGT e dalla normativa sismica vigente.

a) analisi sismica di 2° livello (fase pianificatoria) per caratterizzare in modo semiquantitativo gli effetti di amplificazione sismica attesi, verificando se in tali aree la normativa nazionale risulta sufficiente o

Indagine geologica tecnica ai sensi del D.M. 17.01.2018	Data di redazione:	Redatto da:	Committente	Pag.
	08/09/2026	Dott. Geol. Antonio Roberto Orlando Dott. Geol. Salvatore Vella	PENTRA GROUP SRL Via Gallarate 94 Milano (MI)	Pag. 4 a 27

insufficiente a tenere in considerazione gli effetti sismici locali; la valutazione va effettuata confrontando il valore di F_a ottenuto dalle Schede di valutazione con i valori soglia S_t e S_s previsti dalle NTC18;

b) analisi sismica di 3° livello (fase progettuale) per caratterizzare in modo quantitativo gli effetti di amplificazione sismica attesi, quando per le aree indagate con il 2° livello il fattore di amplificazione F_a calcolato supera il valore soglia corrispondente.



Fig. 2 – Carta della Fattibilità Geologica



Fig. 3 – Carta della Pericolosità Sismica

Indagine geologica tecnica ai sensi del D.M. 17.01.2018	Data di redazione:	Redatto da:	Committente	Pag.
	08/09/2026	Dott. Geol. Antonio Roberto Orlando Dott. Geol. Salvatore Vella	PENTRA GROUP SRL Via Gallarate 94 Milano (MI)	Pag. 5 a 27

3. COMPONENTE GEOLOGICA, GEOMORFOLOGICA ED IDROGEOLOGICA

Il comune si inserisce al centro della porzione nel quadro stratigrafico ed evolutivo del bacino sedimentario terziario della Pianura Padana costituito, a partire dal basso stratigrafico, da:

- depositi torbiditici e di mare profondo sciolti o cementati di età Pliocenica;
- sedimenti di origine transizionale (litorali e deltizi) di età Pliocene sup. – Pleistocene Inf.;
- depositi continentali di piana fluvioglaciale e/o fluviale (Pleistocene medio- Olocene).

L'attuale Pianura Padana è il risultato del colmamento di sedimenti di un bacino sedimentario compreso tra le falde sudvergenti delle Alpi meridionali e le strutture a thrustnordvergenti dell'Appennino settentrionale.

Nel corso dell'Oligocene una forte subsidenza del bacino sedimentario, unita alla fase di orogenesi delle catene Alpine e Appenniniche, favorì la deposizione di notevoli spessori di sedimenti di origine marina. Dal Messiniano importanti variazioni climatiche e movimenti tettonici su vasta scala determinarono in tutto il bacino Mediterraneo un abbassamento del livello medio del mare che favorì l'emersione di vaste porzioni di territorio interessate successivamente da fenomeni di erosione fluviale che produssero l'incisione delle valli principali e dei maggiori laghi prealpini.

Nel corso del Pliocene e parte del Quaternario continuò la sedimentazione in ambiente marino mentre l'attività tettonica dei sovrascorrimenti appenninici produsse una riduzione della subsidenza del bacino Padano portando alla coalescenza delle delta-conoidi alpine a nord con quelli appenninici a Sud che colmarono definitivamente il bacino marino.

Durante il Quaternario medio-superiore il bacino era oramai in condizioni di sedimentazione continentale; da questo momento in poi l'evoluzione geologica e geomorfologia della pianura padana fu condizionata prevalentemente dalle condizioni climatiche che, con l'alternanza di periodi glaciali e interglaciali, hanno determinato la deposizione ed erosione di estese piane fluviali e fluvioglaciali.

Nel settore di contatto con i rilievi ("bordo di pianura") sono presenti superfici terrazzate più elevate ("terrazzi antichi") rispetto alla quota media di pianura interna (Marchetti, 2001); queste superfici, talvolta isolate nella pianura ("pianalti"), sono spesso ricoperte da loess la cui alterazione pedogenetica ha dato origine a suoli argillosi rubefatti spessi alcuni metri, caratterizzati da illuviazione di argilla e deposizione di ossidi Fe-Mn (suoli a "ferretto").

Le superfici terrazzate sono interpretate come relitti di antiche piane fluviali e fluvioglaciali, incise e deposte a più riprese durante le fasi erosive in periodi interglaciali. Nel corso dell'ultima deglaciazione, avvenuta nell'Olocene, il Po e i suoi affluenti alpini hanno inciso, più o meno profondamente, la piana fluvioglaciale e fluviale deposta nel corso dell'Ultimo Massimo Glaciale; la superficie di tale piana è definita, con criterio fisiografico, "Livello Fondamentale della Pianura".

Sulla superficie del Livello Fondamentale, è possibile individuare abbondanti tracce di idrografia abbandonata (paleoalvei), legate a corsi d'acqua in passato caratterizzati da portate molto maggiori rispetto agli attuali o a corsi d'acqua secondari attivi fino all'Olocene e caratterizzati da bacini idrografici di piccole dimensioni e spesso non più riconoscibili (Marchetti, 2001).

Dall'Olocene fino ai giorni nostri l'azione di erosione e sedimentazione fluviale è stata quindi progressivamente confinata alle "Valli Attuali", ovvero alle aree ribassate rispetto al livello Fondamentale nelle quali si sono verificate diverse fasi di erosione e sedimentazione che hanno portato alla formazione di elementi geomorfologici facilmente distinguibili quali terrazzi, lanche, paleoalvei, dossi fluviali.

Nel territorio di studio affiorano le seguenti unità geologiche:

UNITA' DI BULGAROGRASSO - Allogruppo di Besnate (Pleistocene Medio-Superiore)

L'Unità occupa l'intera porzione occidentale del territorio comunale di cui costituisce il settore più depresso (si identifica con il "Livello fondamentale della Pianura" Auct.- fluvioglaciale würmiano autori precedenti) e una stretta fascia compresa tra l'Unità di Cadorago e il supersintema del Bozzente.

Litologicamente l'Unità di Bulgarograsso è composta da depositi fluvioglaciali: ghiaie a supporto clastico, con matrice sabbiosa e sabbioso limosa; ciottoli centimetrici prevalentemente arrotondati. Subordinati strati e lenti sabbiosi di spessore centimetrico.

Indagine geologica tecnica ai sensi del D.M. 17.01.2018	Data di redazione:	Redatto da:	Committente	Pag.
	08/09/2026	Dott. Geol. Antonio Roberto Orlando Dott. Geol. Salvatore Vella	PENTRA GROUP SRL Via Gallarate 94 Milano (MI)	Pag. 6 a 27

Nel settore prossimo al terrazzo delle Groane l'unità presenta coperture di sedimenti fini (limi, limi sabbioso argillosi) rubefatti, derivati in parte dall'erosione di depositi loessici pedogenizzati del pianalto. Nella porzione più occidentale dell'affioramento invece i depositi di copertura scompaiono e si rinvencono ghiaie fin dalla superficie.

Dal punto di vista sedimentologico si osservano accenni di stratificazione suborizzontale, legati ad accrezione sommitale in ambiente fluviale a canali intrecciati. La petrografia è dominata dalle rocce endogeno-metamorfiche (dioriti, gabbri, graniti; gneiss, micascisti, serpentiniti); seguono in netto subordine le rocce sedimentarie terrigene (arenarie e siltiti a cemento carbonatico e siliceo) e le rocce carbonatiche. Il limite superiore è una superficie erosionale su cui giacciono i depositi erosi dalle unità più antiche, mentre al di fuori delle Groane coincide con la superficie topografica.

Il limite inferiore è una superficie erosionale che mette a contatto l'unità con il supersintema del Bozzente, l'unità di Cadorago (Groane) e il sintema di Cantù (livello fondamentale della pianura)

UNITA' DI CADORAGO – Supersintema di Besnate (Pleistocene Medio-Superiore)

Essa rappresenta una delle unità quaternarie continentali più estese e meglio conservate della pianura e della fascia dei pianalti lombardi, con depositi risalenti al **Pleistocene medio-superiore**.

Sebbene il comune di Caronno Pertusella ricada storicamente nel vecchio Foglio 1:100.000 n. 118 "Milano", la moderna cartografia geologica ufficiale del Progetto CARG di ISPRA descrive formalmente questa unità all'interno della legenda e delle Note Illustrative del **Foglio 1:50.000 n. 096 "Seregno"**, i cui depositi si estendono verso sud lungo la valle del torrente Lura fino all'area di Caronno Pertusella.

L'unità è costituita da corpi sedimentari di origine mista (glaciale, fluvioglaciale e glaciolacustre) legati alle antiche pulsazioni dei ghiacciai pleistocenici:

- **Depositi Fluvioglaciali (Prevalenti nell'area sub-pianeggiante):** Ghiaie medio-grossolane massive, debolmente stratificate. I clasti sono da subarrotondati a subangolosi, a supporto sia di matrice (sabbioso-limosa) sia clastico. La composizione petrografica evidenzia una dominanza di rocce cristalline ed endogeno-metamorfiche (gneiss, graniti, serpentiniti) frammiste a clasti carbonatici.
- **Depositi Glaciali (Till):** Diamicton massivi a supporto di matrice limoso-sabbiosa. Si dividono in *till di ablazione* (più superficiali e sciolti) e *till di alloggiamento* (più profondi e fortemente sovraconsolidati).
- **Depositi Glaciolacustri (Subordinati):** Limi argillosi grari e finemente laminati millimetricamente, depositatisi in piccoli bacini lacustri proglaciali.

Il colore della matrice non alterata è generalmente grigio-brunastro o giallastro (10YR nella classificazione Munsell).

L'Unità di Cadorago presenta un profilo di alterazione da moderato a profondo (mediamente compreso tra i 3 e i 4 metri). Sulla sua superficie sommitale si sviluppano suoli pedogenizzati e lisciviati di tipo *Alfisuoli* (o comunemente detti "ferretti" nelle nomenclature storiche locali, sebbene meno evoluti rispetto a quelli dei sistemi pre-Besnate), spesso sormontati da coltri di loess (limi eolici).

Nel Foglio Geologico n. 118 "Milano" (realizzato nell'ambito del Progetto CARG di Regione Lombardia) si evince che il territorio ricade sui depositi ghiaiosi in matrice sabbiosa dell'Unità di Cadorago.

Indagine geologica tecnica ai sensi del D.M. 17.01.2018	Data di redazione:	Redatto da:	Committente	Pag.
	08/09/2026	Dott. Geol. Antonio Roberto Orlando Dott. Geol. Salvatore Vella	PENTRA GROUP SRL Via Gallarate 94 Milano (MI)	Pag. 7 a 27

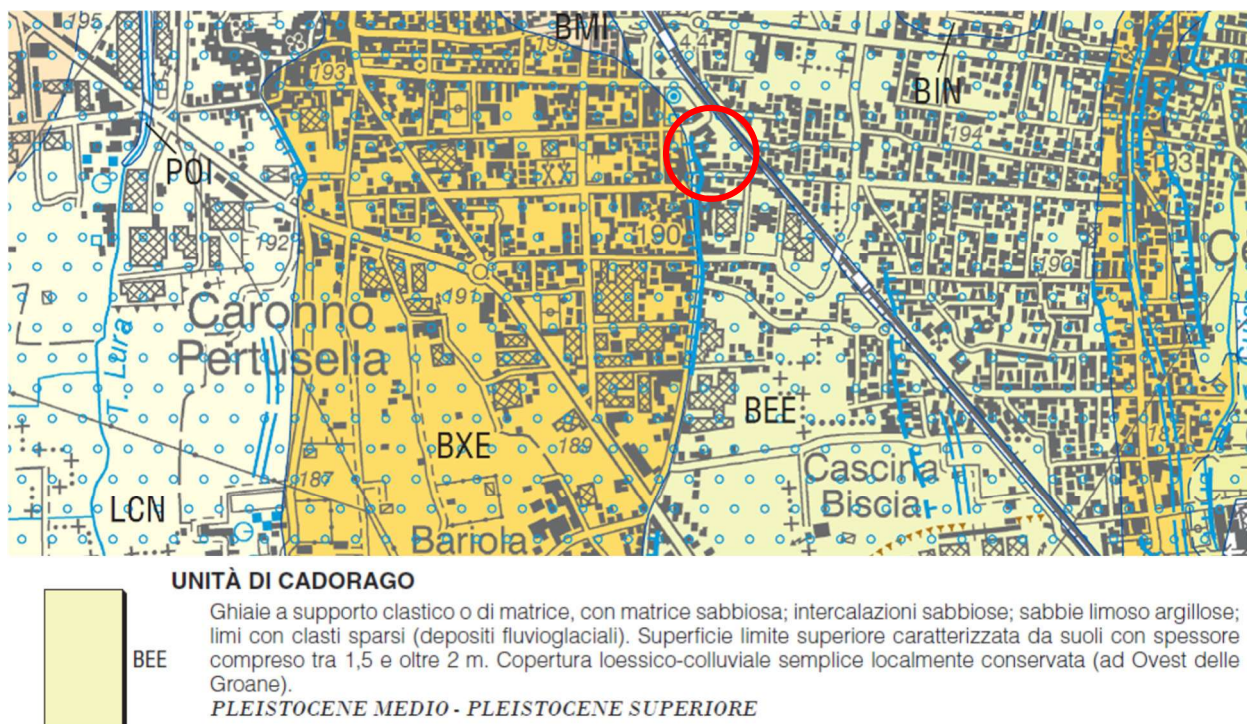


Fig. 4 – Carta Geologica

INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO

Classi di permeabilità dei depositi che costituiscono le strutture idrogeologiche riconosciute

Le classi di permeabilità vengono definite su base bibliografica:

- Unità a: terreni a permeabilità alta. In questa unità ricadono i depositi grossolani di versante.
- Unità b: terreni a permeabilità media alta. In questa classe rientrano i depositi fluvioglaciali medio-grossolani.
- Unità c: terreni a permeabilità media. In questa unità rientrano i depositi glaciali.
- Unità d: terreni a permeabilità media bassa. Ricadono in questa unità i depositi fluvioglaciali fini.
- Unità e: terreni a permeabilità bassa – molto bassa. In questa unità ricadono i depositi alluvionali-lacustri fini.
- Unità f: rocce a permeabilità molto bassa. In questa classe ricadono le formazioni lapidee del substrato roccioso.

A seguito dell'applicazione della stratigrafia sequenziale allo studio dei depositi alluvionali ("Geologia degli acquiferi Padani della Regione Lombardia", Regione Lombardia ed ENI Divisione AGIP, 2002), le unità stratigrafiche precedentemente descritte vengono riclassificate. In questo lavoro viene introdotto il concetto di Unità Idrostratigrafica Sequenziale (UIS), che definisce una particolare sottoclasse di Unità Idrostratigrafica con le seguenti caratteristiche:

- è costituita da una o più Sequenze Deposizionali;
- è comprensiva di un livello geologico basale, scarsamente permeabile (acquitardo) o impermeabile (acquicludo), arealmente continuo (la continuità areale viene intesa in senso geologico e non letterale).

La nuova classificazione prevede la suddivisione dall'alto stratigrafico nei seguenti gruppi acquiferi:

- Gruppo Acquifero A (Olocene-Pleistocene Medio); all'incirca corrispondente all'unità ghiaioso-sabbiosa;
- Gruppo Acquifero B (Pleistocene Medio); all'incirca corrispondente all'insieme delle unità sabbioso-ghiaiosa e a conglomerati e arenarie;

Indagine geologica tecnica ai sensi del D.M. 17.01.2018	Data di redazione:	Redatto da:	Committente	Pag.
	08/09/2026	Dott. Geol. Antonio Roberto Orlando Dott. Geol. Salvatore Vella	PENTRA GROUP SRL Via Gallarate 94 Milano (MI)	Pag. 8 a 27

- Gruppo Acquifero C (Pleistocene Inf -Pleistocene Medio); corrispondente alla parte superiore dell'unità sabbioso-argillosa;
- Gruppo Acquifero D (Pleistocene Inf.); corrispondente alla restante parte dell'unità sabbioso-argillosa

Sulla base dei dati acquisiti la direzione di flusso medio della falda è circa NNW-SSE con gradiente pari circa il 3,5 ‰.

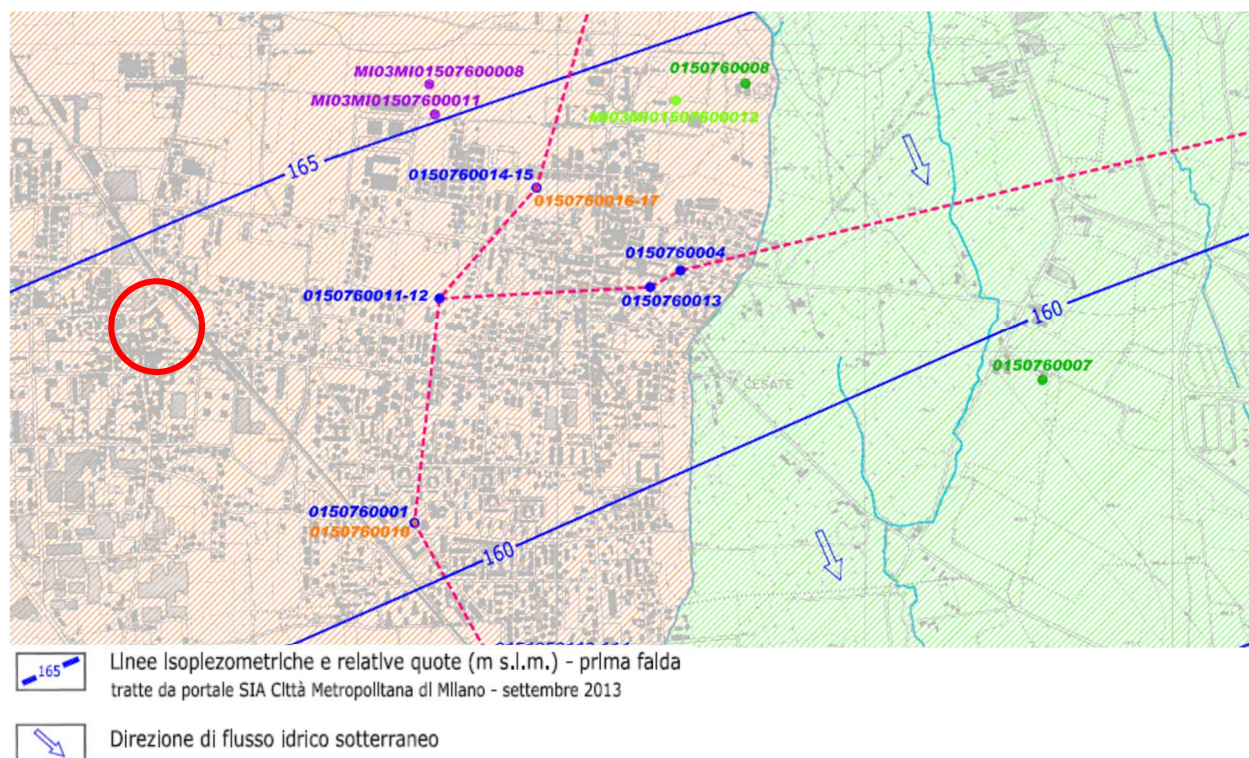
L'andamento della soggiacenza della falda risulta fortemente influenzato dalle precipitazioni.

Si evidenzia a livello generale e soprattutto nell'ultimo periodo (2002-2007) in tutta l'area di pianura un generalizzato veloce abbassamento dei livelli piezometrici dovuto al perdurare di condizioni di scarsa alimentazione delle falde connesso ad un regime meteorico fortemente deficitario rispetto ai valori medi.

Attraverso le stratigrafie dei pozzi pubblici privati del territorio di studio si possono riconoscere nel sito di studio le seguenti unità idrostratigrafiche:

- Gruppo acquifero A: presenta uno spessore medio di circa 70 metri e tende ad assottigliarsi da ovest ad est; è costituito principalmente da sabbia ghiaiosa e ghiaia sabbiosa a tratti cementata ed è sede della falda freatica. La qualità delle acque risulta compromessa per la presenza di contaminanti.
- Gruppo acquifero B: sottostante il Gruppo A su tutta l'area. Separato dall'acquifero A da un livello limoso argilloso che, pur assottigliandosi, risulta continuo, l'acquifero è costituito da miscele di sabbia e ghiaia intervallate da lenti limoso argillose. La qualità delle acque risulta in parte compromessa per la presenza di contaminanti.

La profondità della falda freatica, sulla base di misure dirette in pozzi e piezometri nei pressi dell'area di studio, ha mostrato oscillazioni nel corso degli ultimi anni dai 18 ai 23 metri da p.c.; non sono presenti falde sospese.



Profondità della falda circa -20 metri da p.c.

Fig. 5 Carta della Soggiacenza

Indagine geologica tecnica ai sensi del D.M. 17.01.2018	Data di redazione:	Redatto da:	Committente	Pag.
	08/09/2026	Dott. Geol. Antonio Roberto Orlando Dott. Geol. Salvatore Vella	PENTRA GROUP SRL Via Gallarate 94 Milano (MI)	Pag. 9 a 27

4. INDAGINE GEOTECNICA

PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE SPT

Al fine di approfondire le conoscenze geotecniche del sito oggetto di futura edificazione e per definire una caratterizzazione geotecnica dello stesso, anche in considerazione dei carichi a cui esso è sottoposto in seguito alla nuova edificazione in progetto, viene eseguita una campagna di indagini geognostiche rappresentata da **n. 3 Prove Penetrometriche Dinamiche DPSH**, eseguite a partire dal piano campagna e spinte fino alla profondità massima di 6,8 m dal p.c.

La prova penetrometrica dinamica consiste nell'infiggere nel terreno una punta conica (per tratti consecutivi misurando il numero di colpi N necessari ad infiggere l'asta sul terreno di 20 cm. Le Prove Penetrometriche Dinamiche sono molto diffuse ed utilizzate nel territorio da geologi e geotecnici, data la loro semplicità esecutiva, economicità e rapidità di esecuzione. La loro elaborazione, interpretazione e visualizzazione grafica consente di "catalogare e parametrizzare" il suolo attraversato con un'immagine in continuo, che permette anche di avere un raffronto sulle consistenze dei vari livelli attraversati e una correlazione diretta con sondaggi geognostici per la caratterizzazione stratigrafica.

La sonda penetrometrica permette inoltre di riconoscere abbastanza precisamente lo spessore delle coltri sul substrato, la quota di eventuali falde e superfici di rottura sui pendii, e la consistenza in generale del terreno. L'utilizzo dei dati, ricavati da correlazioni indirette e facendo riferimento a vari autori, deve comunque essere trattato con le opportune cautele e, possibilmente, dopo esperienze geologiche acquisite in zona. Elementi caratteristici del penetrometro dinamico sono i seguenti:

- peso massa battente M;
- altezza libera caduta H;
- punta conica: diametro base cono D, area base A (angolo di apertura α);
- avanzamento (penetrazione) δ ;
- presenza o meno del rivestimento esterno (fanghi bentonitici).

Con riferimento alla classificazione ISSMFE (1988) dei diversi tipi di penetrometri dinamici (vedi tabella sotto riportata) si rileva una prima suddivisione in quattro classi (in base al peso M della massa battente) Classificazione ISSMFE dei penetrometri dinamici:

Tipo	Sigla di riferimento	peso della massa M (kg)	prof. max indagine battente (m)
Leggero	DPL (light)	M<10	8
Medio	DPM (Medium)	10 < M < 40	20-25
Pesante	DPH (Heavy)	40 ≤ M < 60	25
Super pesante	DPSH	M ≥ 60	25

Le prove penetrometriche dinamiche vengono eseguite con penetrometro dinamico SUPER PESANTE DPSH TECOP, le cui caratteristiche sono:

CARATTERISTICHE TECNICHE:	DPSH B TECOP - Rif. Norme	DIN 4094
Peso Massa battente	63,5	Kg
Altezza di caduta libera	0,75	m
Peso sistema di battuta	9,5	Kg
Diametro punta conica	50,46	mm
Area di base punta	20	cm ²
Lunghezza delle aste	1	m
Peso aste a metro	8	Kg/m
Profondità giunzione prima asta	0,80	m
Avanzamento punta	0,20	m
Numero colpi per punta	N(20)	
Coeff. Correlazione	0,973	
Rivestimento/fanghi	No	
Angolo di apertura punta	90	°

	Data di redazione:	Redatto da:	Committente	Pag.
Indagine geologica tecnica ai sensi del D.M. 17.01.2018	08/09/2026	Dott. Geol. Antonio Roberto Orlando Dott. Geol. Salvatore Vella	PENTRA GROUP SRL Via Gallarate 94 Milano (MI)	Pag. 10 a 27

Correlazione con Nspt

Poiché la prova penetrometrica standard (SPT) rappresenta, ad oggi, uno dei mezzi più diffusi ed economici per ricavare informazioni dal sottosuolo, la maggior parte delle correlazioni esistenti riguardano i valori del numero di colpi Nspt ottenuto con la suddetta prova, pertanto si presenta la necessità di rapportare il numero di colpi di una prova dinamica con Nspt. Il passaggio viene dato da:

$$NSPT = \beta_t \cdot N$$

Dove:

$$\beta_t = \frac{Q}{Q_{SPT}}$$

in cui Q è l'energia specifica per colpo e Qspt è quella riferita alla prova SPT.

L'energia specifica per colpo viene calcolata come segue:

$$Q = \frac{M^2 \cdot H}{A \cdot \delta \cdot (M + M')}$$

in cui

- M peso massa battente.
- M' peso aste.
- H altezza di caduta.
- A area base punta conica.
- δ passo di avanzamento.

Valutazione resistenza dinamica alla punta Rpd

Formula Olandesi

$$R_{pd} = \frac{M^2 \cdot H}{[A \cdot e \cdot (M + P)]} = \frac{M^2 \cdot H \cdot N}{[A \cdot \delta \cdot (M + P)]}$$

- Rpd resistenza dinamica punta (area A).
- e infissione media per colpo (□/N).
- M peso massa battente (altezza caduta H).
- P peso totale aste e sistema battuta.

Metodologia di Elaborazione

Le elaborazioni vengono effettuate mediante un programma di calcolo automatico Dynamic Probing della GeoStru Software.

Il programma calcola il rapporto delle energie trasmesse (coefficiente di correlazione con SPT) tramite le elaborazioni proposte da Pasqualini (1983) - Meyerhof (1956) - Desai (1968) - Borowczyk-Frankowsky (1981).

Permette inoltre di utilizzare i dati ottenuti dall'effettuazione di prove penetrometriche per estrapolare utili informazioni geotecniche e geologiche.

Una vasta esperienza acquisita, unitamente ad una buona interpretazione e correlazione, permettono spesso di ottenere dati utili alla progettazione e frequentemente dati maggiormente attendibili di tanti dati bibliografici sulle litologie e di dati geotecnici determinati sulle verticali litologiche da poche prove di laboratorio eseguite come rappresentazione generale di una verticale eterogenea disuniforme e/o complessa.

In particolare, consente di ottenere informazioni su:

Indagine geologica tecnica ai sensi del D.M. 17.01.2018	Data di redazione:	Redatto da:	Committente	Pag.
	08/09/2026	Dott. Geol. Antonio Roberto Orlando Dott. Geol. Salvatore Vella	PENTRA GROUP SRL Via Gallarate 94 Milano (MI)	Pag. 11 a 27

- l'andamento verticale e orizzontale degli intervalli stratigrafici,
- la caratterizzazione litologica delle unità stratigrafiche,
- i parametri geotecnici suggeriti da vari autori in funzione dei valori del numero dei colpi e della resistenza alla punta.



Fig. 6 – Ubicazione delle indagini

N. PROVA	PROFONDITÀ IN MT DA PIANO CAMPAGNA
DPSH 1	4,8
DPSH 2	6,8
DPSH 3	6,2

Le indagini geotecniche vengono eseguite mediante n. 3 prove penetrometriche dinamiche DPSH ed eseguite nell'area di intervento secondo l'ubicazione riportata nella carta sopra riportata.

Di seguito vengono riportati i diagrammi delle prove penetrometriche DPSH e le interpretazioni stratigrafiche.



Postazione DPSH_1



Postazione DPSH_2



Postazione DPSH_3

Indagine geologico tecnica ai sensi del D.M. 17.01.2018	<i>Data di redazione:</i>	<i>Redatto da:</i>	<i>Committente</i>	<i>Pag.</i>
	08/09/2026	Dott. Geol. Antonio Roberto Orlando Dott. Geol. Salvatore Vella	PENTRA GROUP SRL Via Gallarate 94 Milano (MI)	Pag. 13 a 27

TERRENI INCOERENTI

Densita' relativa

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Densita' relativa (%)
Strato (1) sabbia con limo	3.59	0.00-2.60	3.59	Meyerhof 1957	42.12
Strato (2) ghiaia debolmente sabbiosa	19.67	2.60-4.40	19.67	Meyerhof 1957	82.84

Angolo di resistenza al taglio

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Angolo d'attrito (°)
Strato (1) sabbia con limo	3.59	0.00-2.60	3.59	Sowers (1961)	29.01
Strato (2) ghiaia debolmente sabbiosa	19.67	2.60-4.40	19.67	Sowers (1961)	33.51

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Modulo di Young (Kg/cm ²)
Strato (1) sabbia con limo	3.59	0.00-2.60	3.59	Bowles (1982) Sabbia Media	80,00
Strato (2) ghiaia debolmente sabbiosa	19.67	2.60-4.40	19.67	Bowles (1982) Sabbia Media	173.35

Modulo Edometrico

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Modulo Edometrico (Kg/cm ²)
Strato (1) sabbia con limo	3.59	0.00-2.60	3.59	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	34.84
Strato (2) ghiaia debolmente sabbiosa	19.67	2.60-4.40	19.67	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	67.87

Classificazione AGI

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Classificazione AGI
Strato (1) sabbia con limo	3.59	0.00-2.60	3.59	Classificazione A.G.I	SCIOLTO
Strato (2) ghiaia debolmente sabbiosa	19.67	2.60-4.40	19.67	Classificazione A.G.I	MODERATAMENTE ADDENSATO

Peso unita' di volume

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Peso Unita' di Volume (t/m ³)
Strato (1) sabbia con limo	3.59	0.00-2.60	3.59	Terzaghi-Peck 1948	1.39
Strato (2) ghiaia debolmente sabbiosa	19.67	2.60-4.40	19.67	Terzaghi-Peck 1948	1.59

Peso unita' di volume saturo

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Peso Unità' Volume Saturo (t/m³)
Strato (1) sabbia con limo	3.59	0.00-2.60	3.59	Terzaghi-Peck 1948	1.87
Strato (2) ghiaia debolmente sabbiosa	19.67	2.60-4.40	19.67	Terzaghi-Peck 1948	1.99

Modulo di Poisson

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Poisson
Strato (1) sabbia con limo	3.59	0.00-2.60	3.59	(A.G.I.)	0.35
Strato (2) ghiaia debolmente sabbiosa	19.67	2.60-4.40	19.67	(A.G.I.)	0.32

MODELLO STRATIGRAFICO GEOTECNICO DPSH 1

Profondità dello strato (m)	NSPT	Densità relativa (%)	Angolo d'attrito (°)	Modulo di Young (Kg/cm²)	Modulo Edometrico (Kg/cm²)	Peso unità di volume (t/m³)	Peso unità di volume saturo (t/m³)	Coesione non drenata (Kg/cm²)	Poisson	Classificazione AGI
0.00-2.60	3.59	42.12	29.01	80.00	34.84	1.39	1.87	NULLA	0.35	SCIOLTO
2.60-9.40	19.67	82.84	33.51	173.35	67.87	1.59	1.99	NULLA	0.32	MODERATAMENTE ADDENSATO

Il modello geotecnico di riferimento, preso in considerazione, è quello relativo alla prova n° 2, in tutta l'area si evidenzia un terreno a comportamento prevalentemente incoerente con scarsa capacità portante nei primi 2,5 metri dal p.c. ma in aumento con la profondità. Tale modello andrà, a cura della DL, attentamente valutato e verificato in fase di esecuzione degli scavi, per confermare la presenza al piano di posa e per i volumi di terreni coinvolti dalle fondazioni, di orizzonti che autorizzano, ad estendere il modello stratigrafico caratteristico concettuale di riferimento, desunto dalle indagini in situ esistenti, a tutto l'ambito da edificare.

Nella prova penetrometrica DPSH 1 il terreno incoerente è stato riscontrato sino alla profondità di - 3 metri dal p.c.

In ogni caso si raccomanda alla DL la massima attenzione in fase di scavo e verificare eventuale presenza di cavità o parti di suolo visibilmente scadenti al di sotto del piano di posa delle fondazioni. Qualora siano presenti tali condizioni andranno adeguatamente bonificate ed in casi estremi andranno valutate differenti tipologie di fondazioni.

È cura del Direttore dei Lavori controllare che gli scavi ed i getti non interferiscano con eventuali manufatti esistenti; dove necessario e in tutti i casi di eventuale superamento dell'angolo di resistenza al taglio del terreno, devono essere posti in opera accorgimenti opportuni e devono essere realizzati i necessari presidi di difesa o tecniche di sbancamento particolari (setti limitati), sia provvisori (sostegni), sia definitivi per il lavoro da effettuare, ma soprattutto per le strutture esistenti, onde evitare cedimenti delle fondazioni esistenti.

Prima della costruzione si rende disponibili ad integrare eventuali indagini in situ e considerare insieme al tecnico di riferimento gli opportuni accorgimenti per le future fondazioni. Inoltre, si prescrive di mettere in atto tutte le misure atte all'allontanamento delle acque selvagge e delle acque di risalita capillare onde evitare ammaloramenti derivanti dalla comparsa di fenomeni di umidità.

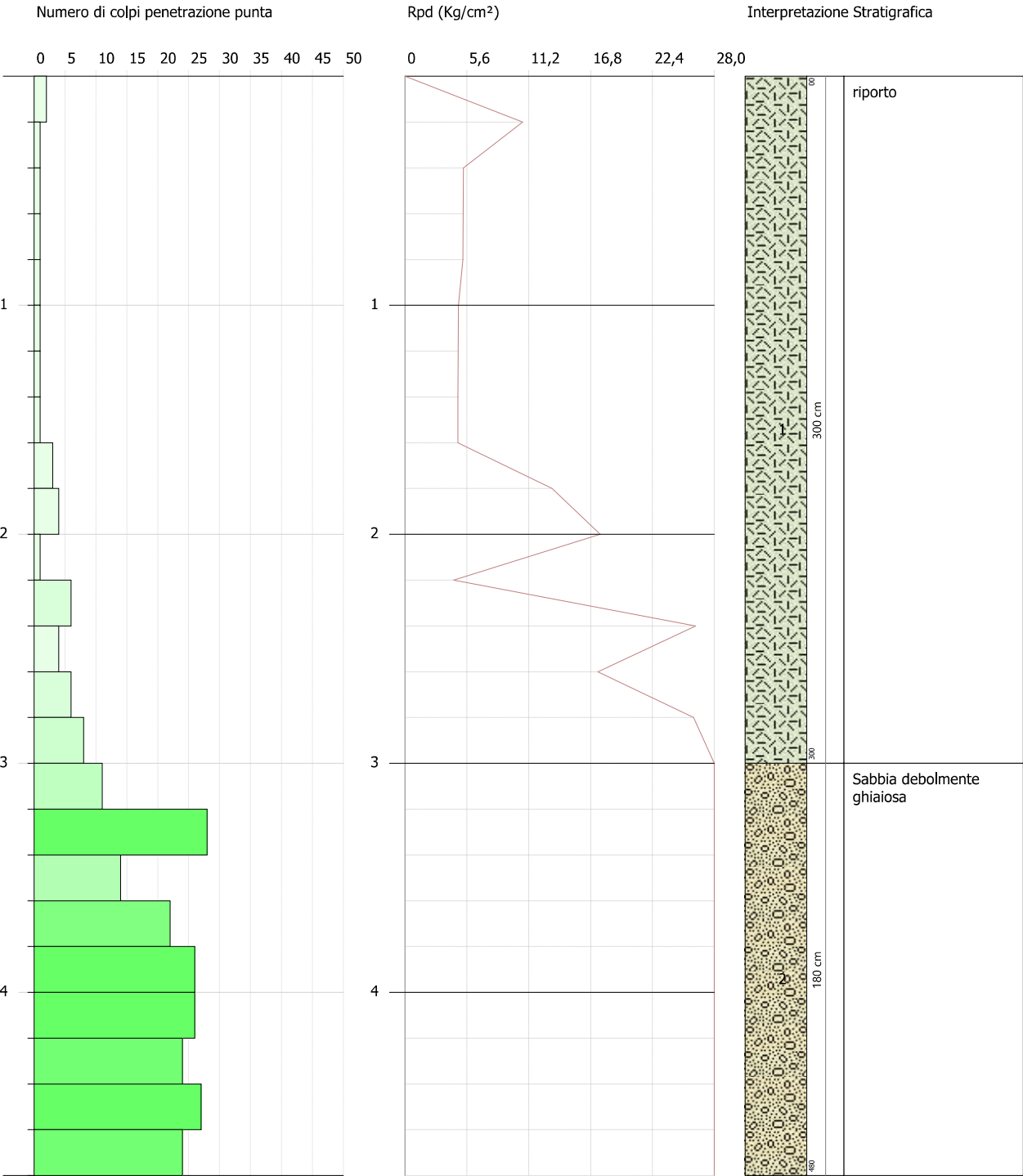
Indagine geologica tecnica ai sensi del D.M. 17.01.2018	Data di redazione:	Redatto da:	Committente	Pag.
	08/09/2026	Dott. Geol. Antonio Roberto Orlando Dott. Geol. Salvatore Vella	PENTRA GROUP SRL Via Gallarate 94 Milano (MI)	Pag. 15 a 27

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DPSH 1
Strumento utilizzato... DPSH-A GEO PC COMACCHIO

Committente: Penta Group Srl
Descrizione: Realizzazione di nuova palazzina residenziale
Localita': P.zza Vittorio Veneto 27 Caronno Pertusella (VA)

08/09/2026

Scala 1:27



SIGNATURE 1

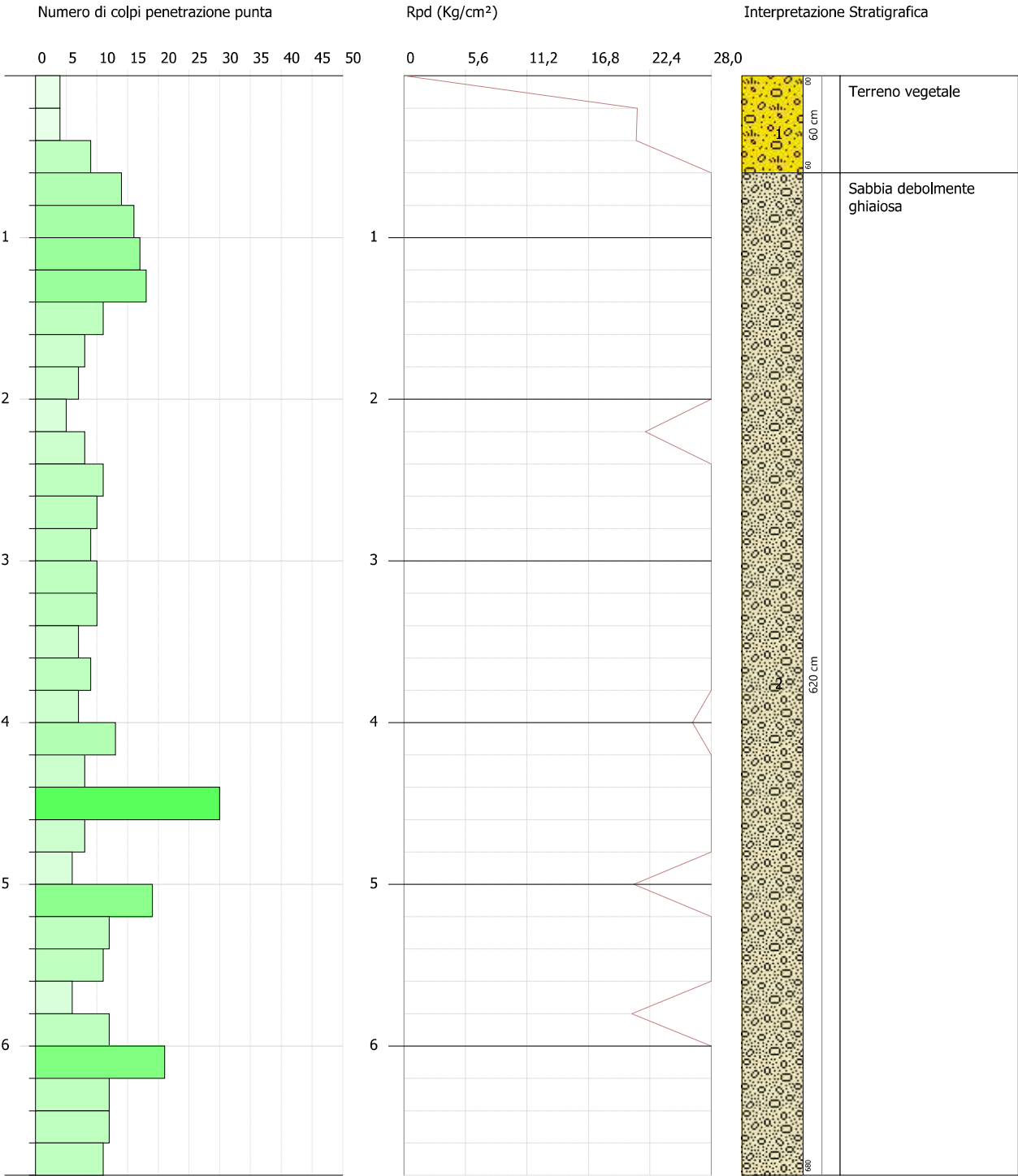
SIGNATURE 2

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DPSH 2
Strumento utilizzato... DPSH-A GEO PC COMACCHIO

Committente: Penta Group Srl
Descrizione: Realizzazione di nuova palazzina residenziale
Localita': P.zza Vittorio Veneto 27 Caronno Pertusella (VA)

08/09/2026

Scala 1:38



SIGNATURE 1

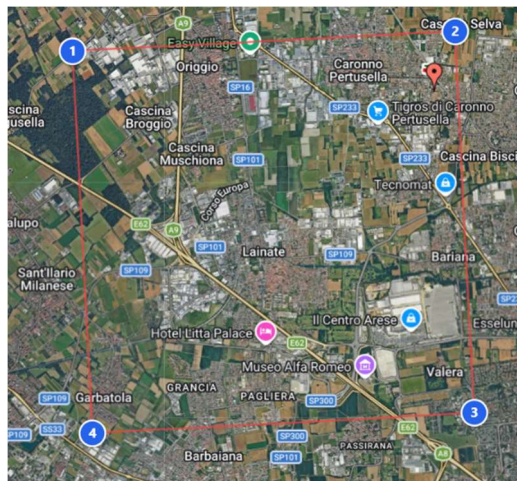
SIGNATURE 2

5. SISMICITA' DELL'AREA E CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE

AZIONE SISMICA DI PROGETTO

La normativa vigente (D.M. 17 Gennaio 2018) implica l'individuazione del sito di studio all'interno di un reticolo formato da 4 punti distanti tra loro non più di 4 Km. L'individuazione del reticolo di riferimento risulta indispensabile per la determinazione dei valori di accelerazione sismica (a_g) attesa sul sito e per l'individuazione di tutti gli altri parametri necessari alla verifica degli stati limite in azione sismica. Si individuano quindi i parametri intrinseci del sito:

- Coordinate Geografiche del sito (Lat., Lon.)
- Coefficiente Topografico (T)
- Categoria del Suolo



Localizzazione della maglia di appartenenza dell'area con indicazione dei vertici di riferimento

Secondo le prescrizioni del D.M. 17.01.2018 si identifica il parametro (S) di amplificazione dell'azione sismica di progetto, dipendente dalla categoria del suolo di fondazione e dalla situazione topografica del sito.

$$S = S_s \times S_t$$

Dove:

S_s = Coefficiente di amplificazione stratigrafica determinato per ogni categoria di suolo tramite la seguente tabella:

Tab. 3.2.IV

CATEGORIA SOTTOSUOLO	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot A_g / g \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_c^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot A_g / g \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_c^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot A_g / g \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_c^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot A_g / g \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_c^*)^{-0,40}$

S_t = Coefficiente di amplificazione topografica desunta dalla seguente tabella:

Tab. 3.2.V

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica	S_T
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$	1
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$ (valore alla sommità del pendio)	1,2
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$ (valore alla cresta del pendio)	1,2
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$ (valore alla cresta del pendio)	1,4

Le sovraesposte categorie topografiche si riferiscono a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, e devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore di 30 m.

- Vita Nominale (V_n) • Classe d'Uso dell'opera • Coefficiente d'Uso (C_u) • Vita di Riferimento (V_r)
- Smorzamento e fattore di struttura

Vita nominale (§ 2.4.1 NTC-18)

La vita nominale di un'opera strutturale V_n è intesa come il numero di anni nel quale l'opera, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella Tab. 2.4.I delle NTC-18 e deve essere precisata nei documenti di progetto.

Tabella 2.4.I – Vita nominale V_n per diversi tipi di opere

Tipi di costruzione		Vita nominale V_T (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali – Strutture in fase costruttiva	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

Classi d'uso (§ 2.4.2 NTC-18)

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
Classe I	Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
Classe II	Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
Classe III	Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
Classe IV	Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Vita di riferimento (§ 2.4.3 NTC-18)

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_r che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_n per il coefficiente d'uso C_u

$$V_r = V_n \times C_u$$

Indagine geologica tecnica ai sensi del D.M. 17.01.2018	Data di redazione:	Redatto da:	Committente	Pag.
	08/09/2026	Dott. Geol. Antonio Roberto Orlando Dott. Geol. Salvatore Vella	PENTRA GROUP SRL Via Gallarate 94 Milano (MI)	Pag. 17 a 27

Il valore del coefficiente d'uso C_u è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato nella Tab. 2.4.II delle NTC-18.

Tabella 2.4.II - Valori del coefficiente d'uso C_u

Classe d'uso	I	II	III	IV
Coefficiente C_u	0,7	1	1,5	2

Se $V_r \leq 35$ anni si pone comunque $V_r = 35$ anni.

5.2 FONDAZIONI SUPERFICIALI E CARICO LIMITE

Norme tecniche per le Costruzioni 2018

Aggiornamento alle Norme tecniche per le costruzioni D.M. 17 gennaio 2018.

Le fondazioni superficiali devono essere verificate almeno con riferimento a meccanismi di rottura per carico limite, scorrimento sul piano di posa e stabilità globale. La verifica della condizione fondamentale considerata dagli Eurocodici e dalle NTC 2018 (D.M. 17 gennaio 2018) è la seguente:

$$R_d \geq E_d$$

Tale verifica può essere effettuata tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle di riferimento:

Coefficienti A(6.2.I), M(6.2.II), R(6.4.I) delle Norme Tecniche delle Costruzioni, seguendo per la verifica a rottura per carico limite e per scorrimento almeno uno dei due approcci:

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata secondo la Combinazione 2 ($A_2+M_2+R_2$) 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 secondo l'Approccio 2, con la combinazione ($A_1+M_1+R_3$), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II, 6.4.II e 6.4.VI.

Approccio 1:

- Combinazione 1 ($A_1+M_1+R_1$) [STR] - Combinazione 2 ($A_2+M_2+R_2$) [GEO]

Approccio 2:

- Combinazione ($A_1+M_1+R_3$) [GEO]

- A = Coefficiente di amplificazione dei carichi;
- M = Coefficiente di riduzione dei parametri geotecnici;
- R = Coefficienti di riduzione delle Resistenze (portanza, scorrimento, etc.).

Gli Stati Limite rappresentano la frontiera tra il dominio di stabilità e quello di instabilità. Nella definizione di stato limite si distinguono:

Stati Limite Ultimi (SLU): associati al valore estremo della capacità portante o ad altre forme di cedimento strutturale che possono mettere in pericolo la sicurezza delle persone. Alcuni esempi delle cause che possono condurre agli SLU sono: a) perdita di stabilità di parte o dell'insieme della struttura; b) rottura di sezioni critiche della struttura; c) trasformazione della struttura in un meccanismo; d) instabilità in seguito a deformazione eccessiva; e) deterioramento in seguito a fatica; f) deformazioni di fluage o fessurazioni, che producono un cambiamento di geometria tale da richiedere la sostituzione della struttura. Il superamento di uno stato limite ultimo ha carattere irreversibile e si definisce collasso. Nei confronti delle azioni sismiche (SLU dinamici) gli stati limite ultimi si suddividono in (D.M. 17.01.2018):

- ✓ **Stato limite di salvaguardia della vita (SLV):** a seguito del terremoto, la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione

	Data di redazione:	Redatto da:	Committente	Pag.
Indagine geologica tecnica ai sensi del D.M. 17.01.2018	08/09/2026	Dott. Geol. Antonio Roberto Orlando Dott. Geol. Salvatore Vella	PENTRA GROUP SRL Via Gallarate 94 Milano (MI)	Pag. 18 a 27

conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.

- ✓ **Stato limite di prevenzione del collasso (SLC):** a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi danni e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Stati Limite di Esercizio (SLE): sono stati oltre i quali non risultano più soddisfatti i requisiti di esercizio prescritti. Il superamento di uno stato limite di esercizio può avere carattere reversibile o irreversibile: nel primo caso i danni o le deformazioni sono reversibili e cessano non appena sia eliminata la causa che porta al superamento dello SLE; nel secondo caso si manifestano danneggiamenti o deformazioni permanenti inaccettabili e ineliminabili per mezzo della soppressione della causa che le ha generate. Nei confronti delle azioni sismiche (SLE dinamici), gli stati limite di esercizio si suddividono in (D.M. 17.01.2019):

- ✓ **Stato Limite di operatività (SLO):** a seguito del terremoto, la costruzione nel suo complesso (incluso elementi strutturali, elementi non strutturali, ecc.) non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- ✓ **Stato limite di danno (SLD):** a seguito del terremoto, la costruzione nel suo complesso (incluso elementi strutturali, elementi non strutturali, apparecchiature rilevanti, ecc.) subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali e orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Nelle tabelle di seguito si riportano i coefficienti parziali con cui calcolare le diverse combinazioni, tratte dalle NTC.

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

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

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

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

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

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

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

La misura del grado di sicurezza si ottiene con il "Metodo semiprobabilistico dei Coefficienti parziali" di sicurezza tramite l'equazione

$$Ed \leq Rd \text{ oppure } Rd - Ed \geq 0$$

con:

- R_d = valore di progetto della resistenza del terreno (di pertinenza del geotecnico);
- E_d = valore di progetto dell'azione o degli effetti delle azioni nelle varie combinazioni di carico (di pertinenza dello strutturista).

La resistenza del terreno R_d è determinata:

- Analiticamente (i valori di progetto si ottengono dai valori caratteristici divisi per il coefficiente parziale γ_M);
- Con misure dirette, utilizzando le tabelle sopra citate per i coefficienti parziali.

L'azione E_d è determinata dal valore caratteristico amplificato mediante i coefficienti parziali γ_F e deve essere fornita dallo strutturista.

Secondo le NTC il primo step è il calcolo della resistenza di progetto del terreno R_d secondo il metodo di Terzaghi descritto nel capitolo successivo o secondo il metodo di Brinch-Hansen. Il valore di R_d è il prodotto tra la capacità portante limite e l'area della fondazione. Per eseguire il secondo step il progettista deve fornire il valore delle azioni dei carichi per poter calcolare il valore di progetto dell'azione E_d . Come terzo e ultimo stadio si deve verificare se la condizione iniziale

$$Ed \leq Rd$$

sia soddisfatta. Questi step vanno effettuati per le tre combinazioni esistenti e viene scelto il valore più cautelativo.

Per il progetto da realizzare, nelle verifiche geotecniche relative alla resistenza dei terreni, vengono considerate fondazioni continue con le seguenti caratteristiche:

- Fondazione $B = 1,20$ m
- piano di posa delle fondazioni = - 3,00 m dal p.c. incastro = - 0,60 m
- combinazione fondamentale statica SLU (GEO) **approccio 2** ($A1+M1+R3$) autore Terzaghi
- R_d = resistenza di progetto (resistenza del terreno di fondazione)
- E_d = combinazione delle azioni sulle fondazioni (tensione massima di esercizio)

DATI GENERALI

Normativa	NTC_2018
Larghezza fondazione	1.2 m
Lunghezza fondazione	10.0 m
Profondità piano di posa	3.0 m
Profondità falda	20,0 m

SISMA

Accelerazione massima (a_{max}/g)	0.03
Effetto sismico secondo	NTC 2018

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe II
Vita nominale:	50.0 [anni]
Vita di riferimento:	50.0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	C
-----------------------	---

	Data di redazione:	Redatto da:	Committente	Pag.
Indagine geologica tecnica ai sensi del D.M. 17.01.2018	08/09/2026	Dott. Geol. Antonio Roberto Orlando Dott. Geol. Salvatore Vella	PENTRA GROUP SRL Via Gallarate 94 Milano (MI)	Pag. 20 a 27

Categoria topografica:

T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30.0	0.196	2.554	0.169
S.L.D.	50.0	0.245	2.554	0.194
S.L.V.	475.0	0.52	2.639	0.28
S.L.C.	975.0	0.637	2.669	0.298

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0.294	0.2	0.006	0.003
S.L.D.	0.3675	0.2	0.0075	0.0037
S.L.V.	0.78	0.2	0.0159	0.008
S.L.C.	0.9555	0.2	0.0195	0.0097

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione e	Pressione normale di progetto [Kg/cm ²]	N [Kg]	Mx [Kg·m]	My [Kg·m]	Hx [Kg]	Hy [Kg]	Tipo
1	A1+M1+R3	1.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
2	SISMA	1.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
3	S.L.E.	1.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio
4	S.L.D.	1.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. Ca pacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	2.3	1.1
2	Si	1	1	1	1	1	1.8	1.1
3	No	1	1	1	1	1	1	1
4	No	1	1	1	1	1	1	1

Si riportano i calcoli della resistenza del terreno (capacità portante), secondo la formula sopra citata (Terzaghi) con le dimensioni geometriche fondazionali ed i parametri geotecnici relativi (condizione A1+M1+R3):

Carico limite verticale

Nome combinazione	Autore	Carico limite [Qult] (Kg/cm ²)	Resistenza di progetto [Rd] (Kg/cm ²)	Tensione [Ed] (Kg/cm ²)	Fattore sicurezza [Fs=Qult/ Ed]	Condizion e di verifica [Ed<Rd]	Tipo rottura	Costante sottofond o (Kg/cm ³)	CEDIMENTI TOTALI IN MM
A1+M1+R3	TERZAGHI (1955)	5.40	2.35	1.80	3	Verificata	* Rottura generale; Ir=1102.29 Icrit=162.5	2.16	2.55 < 25
SISMA	TERZAGHI (1955)	5.39	3.00	1.80	3	Verificata	* Rottura generale; Ir=1102.29 Icrit=162.5	2.16	

CEDIMENTI DI BURLAND e BURBIDGE

Qualora si disponga di dati ottenuti da prove penetrometriche dinamiche per il calcolo dei cedimenti è possibile fare affidamento al metodo di Burland e Burbidge (1985), nel quale viene correlato un indice di compressibilità I_c al risultato N della prova penetrometrica dinamica. L'espressione del cedimento proposta dai due autori è la seguente:

$$S = f_s \cdot f_H \cdot f_t \cdot \left[\sigma'_{v0} \cdot B^{0.7} \cdot I_c / 3 + (q' - \sigma'_{v0}) \cdot B^{0.7} \cdot I_c \right]$$

nella quale:

q' Pressione efficace lorda;

σ'_{v0} Tensione verticale efficace alla quota d'imposta della fondazione;

B Larghezza della fondazione;

I_c Indice di compressibilità;

f_s, f_H, f_t Fattori correttivi che tengono conto rispettivamente della forma, dello spessore dello strato compressibile e del tempo, per la componente viscosa.

L'indice di compressibilità I_c è legato al valore medio N_{av} di N_{spt} all'interno di una profondità significativa z :

$$I_c = \frac{1.706}{N_{AV}^{1.4}}$$

Per quanto riguarda i valori di N_{spt} da utilizzare nel calcolo del valore medio N_{AV} va precisato che i valori vanno corretti, per sabbie con componente limosa sottofalda e $N_{spt} > 15$, secondo l'indicazione di Terzaghi e Peck (1948)

$N_c = 15 + 0.5 (N_{spt} - 15)$ dove N_c è il valore corretto da usare nei calcoli.

Per depositi ghiaiosi o sabbioso-ghiaiosi il valore corretto è pari a:

$N_c = 1.25 N_{spt}$

CEDIMENTI BURLAND E BURBIDGE

Pressione normale di progetto	1.8 Kg/cm ²
Spessore strato	3.0 m
Profondità substrato roccioso	10.0 m
Modulo Elastico	271.33 Kg/cm ²
Coefficiente di Poisson	0.33

Coefficiente di influenza I_1	0.32
Coefficiente di influenza I_2	0.15
Coefficiente di influenza I_s	0.39

Cedimento al centro della fondazione	2.55 mm
--------------------------------------	---------

Coefficiente di influenza I_1	0.15
Coefficiente di influenza I_2	0.13
Coefficiente di influenza I_s	0.22
Cedimento al bordo	0.71 mm

FONDAZIONE CONTINUA MT	Q_{ult} kg/cm ²	R_d kg/cm ²	E_d kg/cm ²	$F_s = \frac{Q_{ult}}{E_d}$	Costante di sottofondo (Winkler) (Kg/cm ³)	VERIFICA $\frac{R_d}{E_d} \geq 1$	CEDIMENT TOTALI IN MM
B = 1,20	5,40	2,35	1,80	3,00	2,16	VERIFICATA	2,55 < 25

È cura dello strutturista verificare la congruenza delle azioni effettivamente agenti sulle fondazioni del fabbricato e, qualora necessario, ripetere le verifiche sulla base delle azioni di progetto. Si raccomanda di adottare un valore di tensione media di esercizio E_d non superiore a $2,35 \text{ kg/cm}^2$ alla quota $-3,00 \text{ m}$ dal p.c.; qualora necessario, si rimane a disposizione per la verifica di altre configurazioni fondazionali.

Verifiche agli Stati Limite di Esercizio (SLE)

Allo stato attuale non sono noti i carichi dell'opera in progetto e quindi non è possibile sviluppare la verifica degli Stati Limite d'Esercizio, per la quale occorre conoscere i carichi che si applicano agli strati di fondazione, così da ricavare l'entità dei cedimenti attesi e procedere alla verifica e al confronto con i cedimenti ammissibili d'esercizio per l'opera in esame. Una volta noti i carichi, il Progettista strutturale dell'opera deve ricavare la combinazione delle azioni prevista dalle NTC 2018.

ANALISI DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE DEI TERRENI

Con il termine *liquefazione* viene definita «la circostanza, causata dall'aumento di pressione interstiziale in un terreno saturo non coesivo durante lo scuotimento sismico, caratterizzata da deformazioni permanenti significative o dall'annullamento degli sforzi efficaci nel terreno». In particolare, con il termine *liquefazione* si definisce il fenomeno per cui un terreno incoerente saturo, sottoposto ad una sollecitazione sismica, assume un comportamento meccanico simile a quello dei liquidi, con l'annullamento quasi totale della sua resistenza al taglio τ in seguito ad un aumento istantaneo della pressione interstiziale dell'acqua presente nei vuoti intergranulari. A parità di altre condizioni, esso si verifica con maggiore probabilità in materiali incoerenti sabbiosi e/o sabbioso – limosi con elevato grado di saturazione e basso grado di addensamento, ossia bassa densità relativa D_r (%) ed elevato indice dei vuoti. La vigente normativa, stabilisce che in fase di progettazione di nuove opere deve essere valutata la stabilità del sito di costruzione nei confronti della liquefazione, che determina potenziali effetti di instabilità nei confronti delle strutture di fondazione e delle strutture in elevazione.

Per condurre a liquefazione un terreno suscettibile al fenomeno è necessaria non solo l'occorrenza di un forte sisma, sia in termini di magnitudo che durata, ma anche di particolari condizioni litostratigrafiche, idrogeologiche e geomeccaniche dei terreni di fondazione. La sicurezza nei confronti della liquefazione può essere valutata con procedure di analisi avanzata (specifiche analisi di risposta sismica locale e prove dinamiche di laboratorio) oppure mediante metodi semplificati, in funzione dell'importanza dell'opera e della sismicità dell'area di intervento.

La verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle circostanze indicate nel par. 7.11.3.4.2 delle NTC18, tra le quali:

- ✓ Eventi sismici attesi di magnitudo $M < 5$;
- ✓ Accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) $< 0,1g$;
- ✓ 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_1) $60 > 30$ oppure $q_{ciN} > 180$ dove (N_1) 60 e il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{ciN} e 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 7.11.1 (a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ ed in Figura 7.11.1 (b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.

Per l'area in esame il valore dell'accelerazione massima orizzontale risulta $a_{max} = 0,042398$ ($V_r = 50$ anni e $C_u = 1,0$, condizione SLV e categoria sottosuolo di tipo C), mentre la magnitudo di riferimento M_w risulta pari a $6,14$, poiché l'area non rientra in nessuna zona sismogenetica e si considera la magnitudo della zona più vicina, la 907 denominata "Bergamasco".

Per il caso specifico i terreni di sottofondo non rientrano nel fuso granulometrico dei terreni liquefacibili e per tale motivo l'area in esame non è soggetta a fenomeni di liquefazione in condizioni sismiche.

Indagine geologica tecnica ai sensi del D.M. 17.01.2018	Data di redazione:	Redatto da:	Committente	Pag.
	08/09/2026	Dott. Geol. Antonio Roberto Orlando Dott. Geol. Salvatore Vella	PENTRA GROUP SRL Via Gallarate 94 Milano (MI)	Pag. 23 a 27

Nell'area oggetto di studio viene effettuata la verifica alla liquefazione poiché la profondità media stagionale della falda è inferiore a 15,0 mt dal piano campagna.

6. INDAGINE SISMICA

M.A.S.W.

In data 02 settembre 2026 viene effettuata un'indagine geosismica M.A.S.W. nell'area su cui insisterà l'intervento.

Configurazione sismografo:

Strumentazione	Geofoni Verticali	Cavi	Sorgente	Base	
GEA 24 Pasi	12	24 m	Mazza battente	Piattello metallico	
Profilo	Tipo di indagine	Tempo di campionamento	N. campioni	Tempo di registrazione	N. Stacks
S1	MASW	125µs	4096	2000 ms	3
Lunghezza stesa	Numero geofoni	Off set sorgente	Distanza 1° geofono	12° geofono	Equidistanza fra i geofoni
26 m	12 (4.5 Hz)	2 m	0 m	24 m	2 m

Moto del segnale sismico

Il segnale sismico può essere scomposto in più fasi ognuna delle quali identifica il movimento delle particelle investite dalle onde sismiche. Le fasi possono essere:

- **P**-Longitudinale: onda profonda di compressione;
- **S**-Trasversale: onda profonda di taglio;
- **L**-Love: onda di superficie, composta da onde P e S;
- **R**-Rayleigh: onda di superficie composta da un movimento ellittico e retrogrado.

Onde di Rayleigh – “R”

In passato gli studi sulla diffusione delle onde sismiche si concentrano sulla propagazione delle onde profonde (P,S), considerando le onde di superficie come un disturbo del segnale sismico da analizzare. Gli studi più recenti consentono di creare modelli matematici avanzati per l'analisi delle onde di superficie in mezzi a differente rigidità.

Analisi del segnale con tecnica MASW

Secondo l'ipotesi fondamentale della fisica lineare (Teorema di Fourier) i segnali possono essere rappresentati come la somma di segnali indipendenti, dette armoniche del segnale. Tali armoniche, per analisi monodimensionali, sono funzioni trigonometriche seno e coseno, e si comportano in modo indipendente non interagendo tra di loro. Concentrando l'attenzione su ciascuna componente armonica il risultato finale in analisi lineare risulterà equivalente alla somma dei comportamenti parziali corrispondenti alle singole armoniche. L'analisi di Fourier (analisi spettrale FFT) è lo strumento fondamentale per la caratterizzazione spettrale del segnale. L'analisi delle onde di Rayleigh, mediante tecnica MASW, viene eseguita con la trattazione spettrale del segnale nel dominio trasformato dove è possibile, in modo abbastanza agevole, identificare il segnale relativo alle onde di Rayleigh rispetto ad altri tipi di segnali, osservando, inoltre, che le onde di Rayleigh si propagano con velocità che è funzione della frequenza. Il legame velocità frequenza è detto spettro di dispersione. La curva di dispersione individuata nel dominio f-k è detta curva di dispersione sperimentale, e rappresenta in tale dominio le massime ampiezze dello spettro.

Modellizzazione

È possibile simulare, a partire da un modello geotecnico sintetico caratterizzato da spessore, densità, coefficiente di Poisson, velocità delle onde S e velocità delle Onde P, la curva di dispersione teorica la quale lega velocità e lunghezza d'onda secondo la relazione:

$$v = \lambda \times \nu$$

Modificando i parametri del modello geotecnico sintetico, si può ottenere una sovrapposizione della curva di dispersione teorica con quella sperimentale: questa fase è detta di inversione e consente di determinare il profilo delle velocità in mezzi a differente rigidità.

	Data di redazione:	Redatto da:	Committente	Pag.
Indagine geologica tecnica ai sensi del D.M. 17.01.2018	08/09/2026	Dott. Geol. Antonio Roberto Orlando Dott. Geol. Salvatore Vella	PENTRA GROUP SRL Via Gallarate 94 Milano (MI)	Pag. 24 a 27

Modi di vibrazione

Sia nella curva di inversione teorica che in quella sperimentale è possibile individuare le diverse configurazioni di vibrazione del terreno. I modi per le onde di Rayleigh possono essere: deformazioni a contatto con l'aria, deformazioni quasi nulle a metà della lunghezza d'onda e deformazioni nulle a profondità elevate.

Profondità di indagine

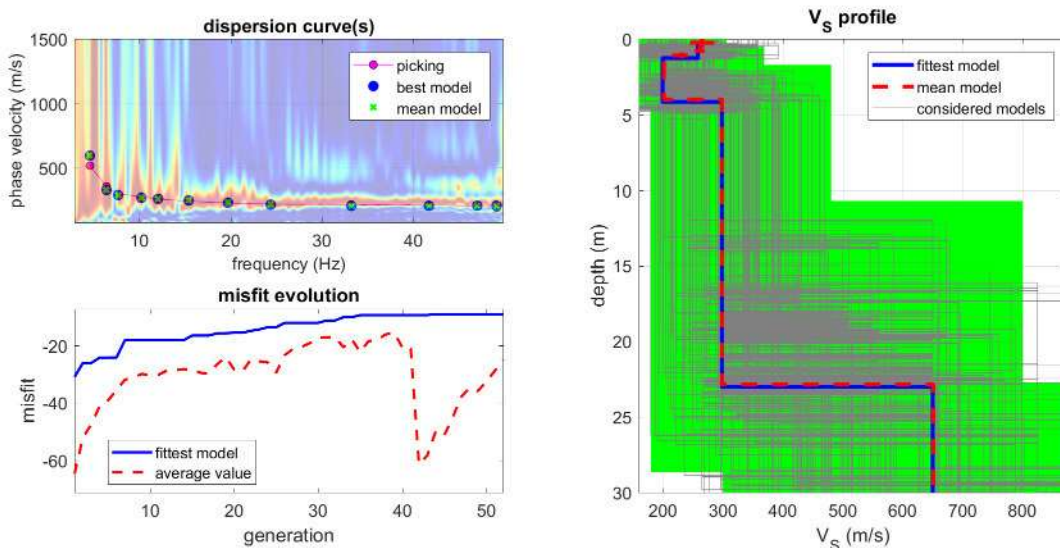
Le onde di Rayleigh decadono a profondità circa uguali alla lunghezza d'onda. Piccole lunghezze d'onda (alte frequenze) consentono di indagare zone superficiali mentre grandi lunghezze d'onda (basse frequenze) consentono indagini a maggiore profondità.

Modello sismico e strumentazione

Il modello sismico monodimensionale costituisce l'aspetto principale sia nella stima degli effetti sismici di sito (risposta sismica locale - RSL) che nella definizione dell'azione sismica di progetto, in quanto consente di conoscere l'incidenza delle locali condizioni stratigrafiche nella modifica della pericolosità sismica di base (definizione della categoria di sottosuolo).

Ciò permette una corretta progettazione strutturale in relazione alle condizioni sito-specifiche, garantendo un adeguato livello di protezione antisismica delle costruzioni, nel rispetto dell'O.P.C.M. 3274 e s.m.i., del D.M. 17.01.2018, della Circolare C.S.LL.PP. n. 7/2019 e della D.G.R. IX/2616/2011 e successivi aggiornamenti regionali.

La strumentazione è costituita da un compatto sismografo PASI a 24 canali della serie GEA24 e da un software "WinMasw" utilizzato per l'interpretazione.



Curva di Dispersione e Profilo Vs

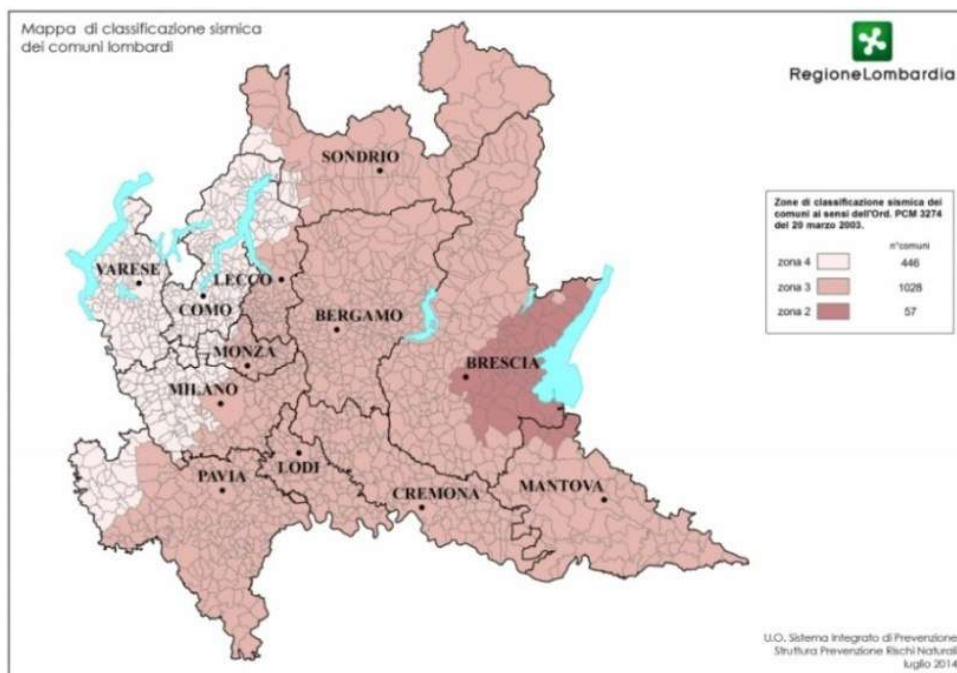
Tipo di analisi: onde di Rayleigh VS30 (m/s): 321

In applicazione della normativa sismica vigente, costituita dal D.M. 17.01.2018 e dalla Circolare C.S.LL.PP. 21 gennaio 2019, n. 7, il sito rientra nella categoria C di sottosuolo, come si evince dall'allegato.

Categoria	Descrizione del profilo stratigrafico	Parametri		
	Classificazione del tipo di suolo secondo le Norme Tecniche per le Costruzioni - NTC 17/01/2018	Vs30 (m/s)	NSPT	Cu (kPa)

Indagine geologica tecnica ai sensi del D.M. 17.01.2018	Data di redazione:	Redatto da:	Committente	Pag.
	08/09/2026	Dott. Geol. Antonio Roberto Orlando Dott. Geol. Salvatore Vella	PENTRA GROUP SRL Via Gallarate 94 Milano (MI)	Pag. 25 a 27

C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < \text{NSPT}_{30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < \text{cu}_{30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).	180-360	15-50	70-250
---	---	---------	-------	--------



Classificazione sismica della Lombardia

	Data di redazione:	Redatto da:	Committente	Pag.
Indagine geologico tecnica ai sensi del D.M. 17.01.2018	08/09/2026	Dott. Geol. Antonio Roberto Orlando Dott. Geol. Salvatore Vella	PENTRA GROUP SRL Via Gallarate 94 Milano (MI)	Pag. 26 a 27

7. CONCLUSIONI

Nel seguente rapporto vengono illustrati i risultati delle indagini e degli studi di carattere geologico, geotecnico, idrogeologico e sismico condotti su un terreno sito nel territorio comunale di Caronno Pertusella (VA), presso la Piazza Vittorio Veneto dove è prevista una demolizione e ricostruzione di più unità abitative.

Secondo la normativa regionale vigente e la componente geologica del PGT comunale, il territorio è suddiviso in classi di fattibilità in base alle caratteristiche geologiche, idrogeologiche, morfologiche e geotecniche, che consentono di determinare la classe di fattibilità geologica.

Nel dettaglio, l'area di interesse rientra nella classe di fattibilità geologica **2** (Fattibilità con modeste limitazioni).

Secondo la classificazione sismica regionale vigente, il territorio comunale appartiene alla zona sismica 4, con a_{max} pari a 0,042398, inoltre, ricade in zona con PSL Zona Z4a, zona di fondovalle con presenza di depositi alluvionali e/o fluvioglaciali granulari e/o coesivi.

L'area non risulta soggetta ai vincoli geo ambientali richiamati negli elaborati consultati, inoltre, l'analisi della Carta di Sintesi non evidenzia, per l'area oggetto di studio, situazioni di criticità geologica quali aree in frana o aree potenzialmente instabili.

In applicazione della normativa sismica vigente, costituita dal D.M. 17.01.2018 e dalla Circolare C.S.LL.PP. 21 gennaio 2019, n. 7, il sito rientra nella categoria C di sottosuolo.

Sulla base delle indagini in situ eseguite e delle successive interpretazioni ed elaborazioni, vengono condotti i calcoli relativi agli aspetti geotecnici e sismici, al fine di fornire agli Enti competenti gli strumenti necessari per il rilascio dei relativi pareri e concessioni e ai progettisti gli elementi per il dimensionamento delle strutture di fondazione. A tal fine viene riportato il modello stratigrafico geotecnico:

MODELLO STRATIGRAFICO GEOTECNICO DPSH 1

Profondità dello strato (m)	NSPT	Densità relativa (%)	Angolo d'attrito (°)	Modulo di Young (Kg/cm ²)	Modulo Edometrico (Kg/cm ²)	Peso unità di volume (t/m ³)	Peso unità di volume saturo (t/m ³)	Coesione non drenata (Kg/cm ²)	Poisson	Classificazione AGI
0,00-5,40	14,45	72,72	31,13	271,33	57,15	1,53	1,95	NULLA	0,33	MODERATAMENTE ADDENSATO
5,40-6,90	46,75	100	33,36	488,05	123,49	1,83	2,14	NULLA	0,26	ADDENSATO

Come argomentato nel paragrafo relativo alle analisi del potenziale di liquefazione dei terreni, non si evidenziano problemi significativi per quanto riguarda la liquefazione.

Si raccomanda di ottemperare alle indicazioni descritte nella presente relazione, soprattutto a quelle relative ai calcoli della resistenza del terreno (capacità portante), secondo la formula citata (Terzaghi), con le dimensioni geometriche fondazionali previste e i parametri geotecnici relativi (condizione A1+M1+R3) riportati di seguito.

FONDAZIONE CONTINUA MT	Q_{ult} kg/cm ²	R_d kg/cm ²	E_d kg/cm ²	$F_s = \frac{Q_{ult}}{E_d}$	Costante di sottofondo (Winkler) (Kg/cm ³)	VERIFICA $\frac{R_d}{E_d} \geq 1$	CEDIMENTI TOTALI IN MM
B = 1,20	5,40	2,35	1,80	3,00	2,16	VERIFICATA	2,55 < 25

Le indicazioni di carattere geologico, geomorfologico ed idrogeologico emerse dallo studio delle aree di intervento e dai sopralluoghi in sito non evidenziano 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 interferire con esse; pertanto, l'intervento di progetto risulta fattibile, a condizione che i lavori vengano eseguiti a regola d'arte e nel rispetto delle prescrizioni della presente relazione.

Vaprio d'Adda 08/09/2026

Indagine geologica tecnica ai sensi del D.M. 17.01.2018	Data di redazione:	Redatto da:	Committente	Pag.
	08/09/2026	Dott. Geol. Antonio Roberto Orlando Dott. Geol. Salvatore Vella	PENTRA GROUP SRL Via Gallarate 94 Milano (MI)	Pag. 27 a 27