

REGIONE LOMBARDIA

PROVINCIA DI BRESCIA

COMUNE DI LONATO DEL GARDA



RELAZIONE GEOLOGICA R1+R3

RELAZIONE GEOTECNICA R2



Elaborato

NUOVA SCUDERIA

D.M. 17.01.2018 – DGR 2616/2011 – DGR X/5001

Committente

Az. Agr. Mella Alessandra

Estensore



A. & P. sas

Il presente elaborato è confidenziale e ne è vietata la riproduzione o l'utilizzo da terzi non autorizzati

Informazioni documento

Operazione	Soggetto	Data
Redatto	A & P sas – Dr.ssa Gallo Samanta	05.05.2026
Approvato	A & P sas – Dr. Aletti Corrado	12.05.2026
File	relazione.docx	
Commessa	2026.04.148	

INDICE

1. Introduzione.....	4
2. Inquadramento geografico	5
3. Inquadramento geologico e morfologico del territorio.....	6
3.1. Litostratimetria	8
3.2. Fattibilità	8
3.3. Sismica.....	12
3.4. Indagine sismica	15
3.4.1. Tecnica di misurazione e strumentazione.....	15
3.4.2. Effetti di sito: risposta sismica locale	16
3.4.3. Profilo velocità delle onde S e classificazione del sottosuolo da NTC	17
3.4.4. Risultati dell'analisi	18
3.5. Analisi di II livello	20
3.6. Parametri sismici	21
3.7. Stima della magnitudo di riferimento	23
3.8. Verifica alla liquefazione	25
4. Geotecnica	29
4.1. Modello geotecnico.....	32
4.2. Analisi delle soluzioni fondali	34
4.3. Calcolo della capacità portante	35
4.3.1. Approccio 2 combinazione unica A1+M1+R3	35
4.3.2. Verifica allo slittamento	36
4.4. Calcolo dei cedimenti.....	36
4.5. Terre da scavo.....	38
5. Indicazioni riguardo l'invarianza	40
6. Conclusioni	42

7. Tabella riassuntiva parametri geologici	43
--	----

1. INTRODUZIONE

La presente relazione geologica e geotecnica, redatta per conto della Az. Agr. Mella Alessandra, ha lo scopo di definire il quadro geolitologico, stratigrafico, idrogeologico, sismico e geotecnico dell'area interessata dalla realizzazione di una nuova scuderia in Comune di Lonato del Garda (BS), ai fini della verifica delle fondazioni. Gli studi e le indagini conoscitive dei terreni sono stati svolti in ottemperanza a quanto prescritto dalla vigente normativa (D.M. 11/03/1988 - Suppl. n. 127 del 01/06/1988 e relativa Circ. LL.PP. 24/09/1988 n. 30483; D.M. 16/01/1996; D.M. 14/01/2008; Circolare 02/02/09 "Istruzioni per l'applicazione nelle NTC" Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici; Allegato al voto n.36 del 27/07/07 "Pericolosità sismica e criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale" Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici; Eurocodice 8 – Parte 5; Eurocodice 7.1 – Parte 1; Eurocodice 7.2 – Parte 2; Eurocodice 7.3 – Parte 3; L.R. 12/2005; DGR 2616/2011; DGR X/5001; D.M. 17/01/18), ai fini della definizione delle pressioni interstiziali, e ai fini sismici. Le relazione è stata redatta ai sensi della DGR 2616/2011 (R3) e ai sensi delle NTC (R1). Allo scopo di determinare le caratteristiche geolitologiche e litotecniche dei terreni di fondazione in sito sono state effettuate n. 2 prove penetrometriche dinamiche superpesanti (DPSH) e n. 2 prove penetrometriche statiche con penetrometro da 20 tonnellate (CPT). Per quanto riguarda la verifica sismica di dettaglio si è fatto riferimento ad un'indagine condotta nelle immediate vicinanze e nel medesimo contesto geolitologico mediante la tecnica HVSr (Horizontal to Vertical Spectral Ratio). La presente relazione è corredata dai seguenti allegati:

Allegato 1 – Ubicazione indagini

Allegato 2 – Prove penetrometriche

Considerata la tipologia dell'intervento e la situazione al contorno si è ritenuto sufficiente lo studio ed il rilievo delle aree direttamente coinvolte e di un limitato intorno e lo sviluppo in stretta chiave geotecnica. Sono stati consultati gli elaborati della componente geologica del PGT per la valutazione delle problematiche di area vasta.

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione geologica e geotecnica	Maggio 2026	0	4 di 48
	A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900			

2. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

L'area d'imposta della struttura in progetto è localizzata nel settore meridionale dell'abitato comunale di Lonato del Garda, lungo il margine S di Via Civetta, così come rappresentato in Figura 1.

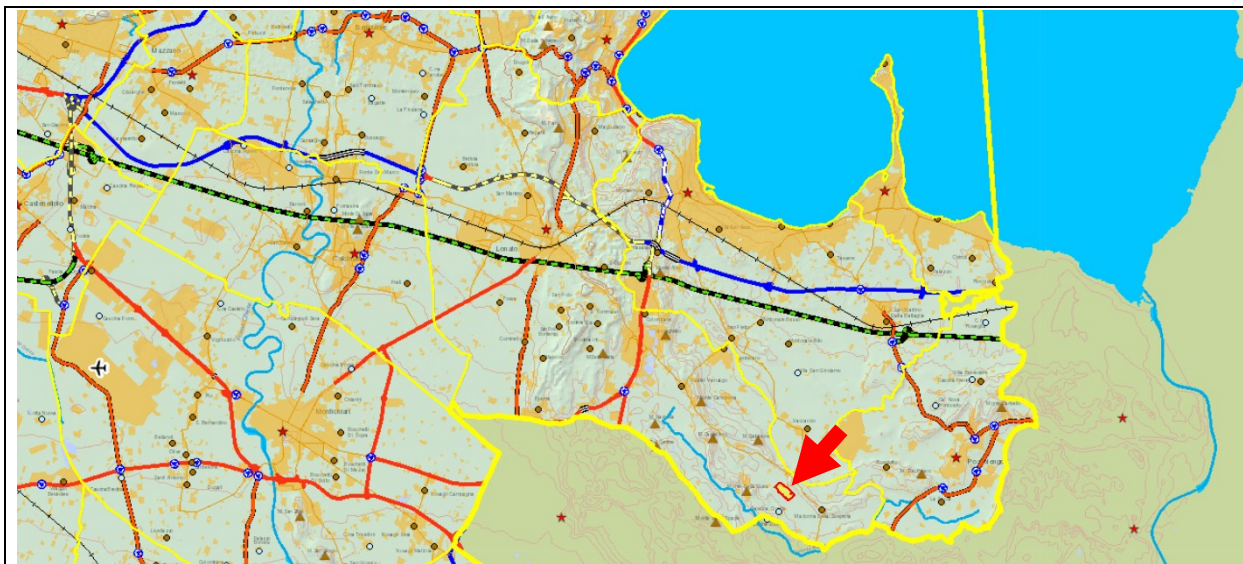


Figura 1 – Ubicazione dell'area in studio

Il progetto prevede la realizzazione di una nuova scuderia così come raffigurato in Figura 2. Le nuove opere insisteranno sul Foglio 76, Mappale 95 dell'NCT del Comune di Lonato del Garda.

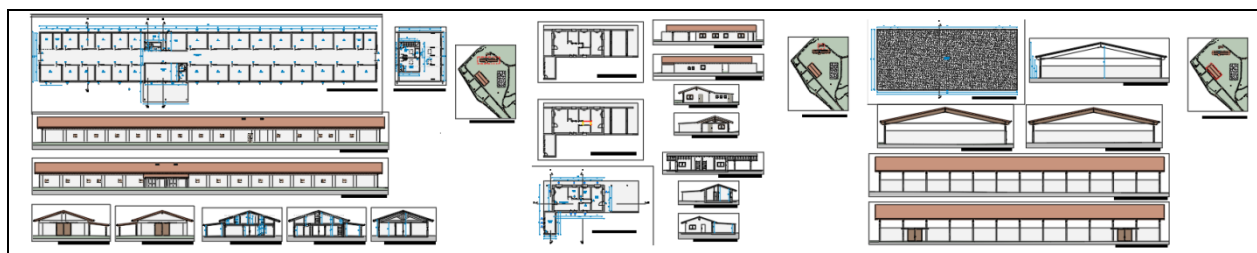


Figura 2 – Disegni di progetto

3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E MORFOLOGICO DEL TERRITORIO

L'assetto geologico dell'area d'intervento è stato determinato durante il Quaternario continentale dagli intensi eventi deposizionali che hanno portato a colmamento il bacino Padano. In particolare, ci si riferisce al Pleistocene e all'Olocene, in cui la nota climatica dominante fu rappresentata da un ripetuto alternarsi di climi caldi e freddi, con una netta tendenza al progressivo raffreddamento, reso evidente con l'avvento delle glaciazioni. I depositi di quest'area sono legati alle dinamiche caratteristiche dell'ambiente glaciale e fluvioglaciale riferibili come età al Riss (cfr. Figura 3). La fase fluviale würmiana ha originato l'ultimo esteso colmamento della pianura nel Pleistocene. La successiva fase erosiva, iniziata nell'Olocene, è responsabile della zona ribassata delimitata da scarpate entro cui oggi scorrono i principali fiumi padani.



Legenda:

- m^R Depositi morenici Riss
 f_g^R Alluvioni fluvio-glaciali e fluviali Riss
 P Depositi torbosi

Figura 3 – Stralcio della Carta Geologica d'Italia foglio Brescia

La geologia profonda (sedimenti pre-quaternari), le cui strutture non condizionano le forme superficiali, è caratterizzata da un'ampia monoclinale che immerge verso Sud, con pendenza decrescente all'aumentare della profondità. La diminuzione della pendenza della monoclinale è localmente favorita dall'intersezione di sedimenti pliocenici, che risultano aver smussato le irregolarità dovute all'antecedente tettonica alpina. L'area in studio ricade in corrispondenza di depositi glaciolacustri di depressione intermoreniche appartenenti all'Unità di Solferino. Dal punto di vista litologico questi sono caratterizzati da sabbie a granulometria

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione geologica e geotecnica	Maggio 2026	0	6 di 48
	A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900			

estesa, localmente associati a frazioni fini argilloso limose presenti in percentuali variabili e/o a ghiaie medie, come identificato in Figura 4.



Figura 4 – Carta della litologia superficiale (da RL. Rosso = sabbie; Verde = limi sabbiosi; Blu = sabbie e ghiaie; Azzurro = ghiaie con sabbie e limi)

Dal punto di vista morfologico l'area ricade in corrispondenza della piana intramorenica, alla quota indicativa di circa 105 m.s.m con cadente in direzione SSW. L'idrografia al contorno è rappresentata dalla rete irrigua e scolante. Dal punto di vista idraulico l'area è in sicurezza in quanto risulta esterna alle fasce fluviali delimitate dal Piano PAI, ossia le aree inondate durante periodi di piena con tempi di ritorno differenti e risulta esterna anche alle aree allagabili definite dal PGRA del 2025 della Regione Lombardia (Figura 5).

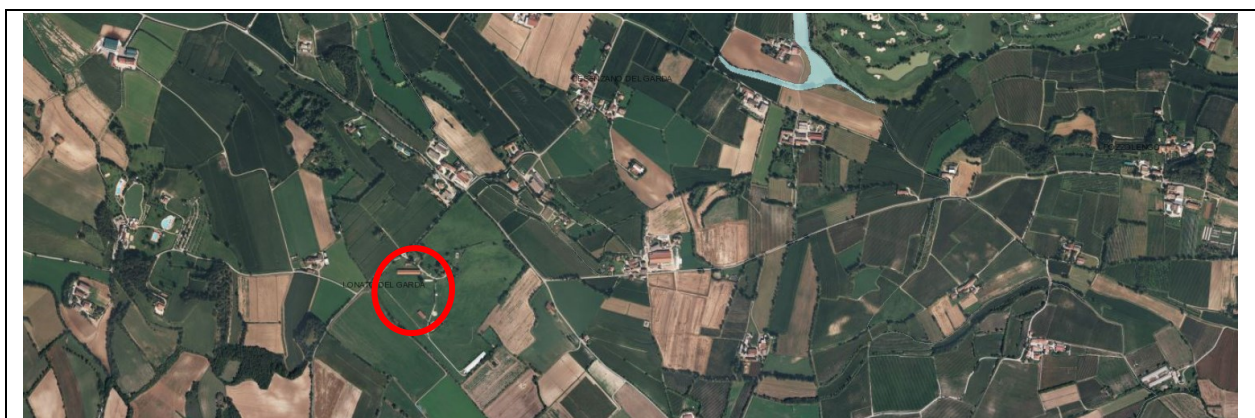
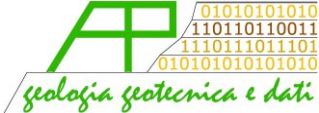


Figura 5 – Direttiva Alluvioni 2007/60/CE – Revisione 2025

Visto l'attuale assetto geoclimatico non sono stati rilevati forme o processi

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione geologica e geotecnica	Maggio 2026	0	7 di 48
	A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900			

geomorfologici attivi e si escluse l'esondabilità dell'area.

3.1. Litostratimetria

La litostratimetria dell'area è stata desunta da studi effettuati nella zona e dalle interpretazioni delle prove penetrometriche effettuate in sito durante la campagna geognostica dell'Aprile 2026. L'assetto stratigrafico si configura conforme all'ambiente ed all'evoluzione deposizionale a cui è andata soggetta l'area, fortemente condizionata dalla dinamica glaciale ed in seguito fluvioglaciale e fluviale. Sono predominanti i litotipi sabbiosi, associati a frazioni fini prevalentemente limoso argillose presenti in percentuali variabili e/o ghiaie a granulometria media. In sito sono state effettuate n. 4 prove penetrometriche di cui n. 2 prove penetrometriche dinamiche superpesanti (DPSH) rinominate P1 e P4, e n. 2 prove penetrometriche statiche con penetrometro da 20 tonnellate (CPT) rinominate P2 e P3, spinte sino ad una profondità massima di 7.80 m da p.c.. Le prove hanno rilevato una fitta alternanza di depositi prevalentemente ghiaioso sabbiosi, localmente associati a frazioni fini argilloso limose presenti in percentuali variabili lungo tutta la verticale indagata. Il supporto è per lo più granulare ma non si esclude che in alcuni punti (come per esempio tra 1.80 e 3.00 m da p.c. in corrispondenza del sito di prova P3) il supporto possa essere prevalentemente di matrice. Durante la campagna geognostica dell'Aprile 2026 la superficie freatica è stata rilevata a circa 2.00 m da p.c. in corrispondenza dei siti di prova P1 e P2, mentre in corrispondenza del sito di prova P3 la falda è stata rilevata a circa 1.50 m da p.c.. Considerata tuttavia l'esiguità delle misurazioni e la mancanza di una serie storica di dati non è possibile fornire un valore attendibile dell'oscillazione della falda freatica.

3.2. Fattibilità

L'area in studio è identificata nel PGT vigente con le classi di fattibilità 2, ovvero fattibilità con modeste limitazioni, sottoclassi 2a legata a problematiche idrogeologiche, 2c legata a elevato interesse morfologico paesaggistico e 2d legate ad aree debolmente inclinate, e

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione geologica e geotecnica	Maggio 2026	0	8 di 48
	A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900			

classe di fattibilità 3, ovvero fattibilità con consistenti limitazioni, sottoclasse 3c legata a problematiche geotecniche (Figura 6).



Figura 6 – Stralcio della carta della fattibilità di PGT

Le norme tecniche di attuazione riportano per queste classi:

CLASSE 3c - Area con terreni aventi caratteristiche geotecniche scadenti. La presenza in superficie di terreni con caratteristiche geotecniche scadenti (depositi di piana intermorenica, depositi torbosi e materiali di riporto) associata talora a fenomeni di circolazione idrica a scarsa profondità dal p.c. può comportare l'utilizzo di opere di fondazione speciali o tecniche di consolidamento. Sono consentiti:

- opere di urbanizzazione e reti tecnologiche
- interventi di rimodellamento del terreno
- interventi di viabilità privata e pubblica

- nuove edificazioni
- interventi di ricostruzione
- ampliamenti in planimetria ed in elevazione
- attività produttive

La realizzazione di ogni intervento è in ogni caso subordinata alla predisposizione di una relazione geologica eseguita ai sensi del D.M.LL.PP. 14/01/2008, supportata da indagini geognostiche mediante prove in situ (sondaggi, prove penetrometriche dinamiche standard o statiche, indagini sismostratigrafiche, ecc.) e/o in laboratorio su campioni di terreno. Lo studio geologico dovrà valutare la compatibilità dell'intervento con le caratteristiche geologiche, geomorfologiche e idrogeologiche dell'area, con particolare attenzione alla definizione delle caratteristiche geotecniche e dello spessore dei depositi a caratteristiche scadenti e/o dei materiali di riporto presenti. al fine di valutare in fase progettuale le problematiche realizzative e la necessità di utilizzare opere di fondazioni profonde (pali, micropali, ecc.). Si ritiene, quindi, opportuno che le indagini comprendano almeno un sondaggio a carotaggio continuo spinto fino alle unità a buone caratteristiche geotecniche, eventualmente attrezzato a piezometro per la verifica della presenza di fenomeni di circolazione d'acqua. Poichè a questa classe sono frequentemente associati potenziali fenomeni di amplificazione sismica correlati alla litologia e/o a fenomeni di cedimento e/o liquefazione dei terreni (vedi Normative inerenti il Rischio Sismico), si ritiene opportuno che siano eseguite indagini sismiche in situ, per la definizione del profilo sismostratigrafico dei terreni e della Categoria di Sottosuolo. Si sottolinea che l'utilizzo di fondazioni profonde comporta l'annullamento dei potenziali fenomeni di amplificazione correlati a cedimenti e/o liquefazione.

CLASSE 2a - Aree ad alta vulnerabilità delle acque sotterranee (prima falda, non sfruttata ad uso idropotabile). In questa sottoclasse si riconosce una limitazione alla modifica delle destinazioni d'uso correlata alla vulnerabilità degli acquiferi. Sono consentite tutte le tipologie di intervento. La loro realizzazione è in ogni caso subordinata ad uno studio idrogeologico che accerti la compatibilità dell'intervento con lo stato di vulnerabilità delle

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione geologica e geotecnica	Maggio 2026	0	10 di 48
	A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900			

risorse idriche sotterranee, valutando il possibile impatto sulle acque sotterranee, e che preveda, se necessario, l'adozione di accorgimenti in grado di tutelare la falda acquifera e di sistemi di controllo.

CLASSE 2c - Aree di elevato interesse geomorfologico, paesaggistico e vegetazionale (peraltro in parte già rientranti nelle zone di vincolo ambientale e idrogeologico):

- **Ambito delle colline moreniche maggiormente articolate, a morfologia ondulata con ripiani subpianeggianti; alternanza di zone boscate, oliveti, vigneti, e prati permanenti.**

- **Fascia Perilacustre**

Per queste aree si riconoscono limitazioni alla modifica delle destinazioni d'uso legate al valore morfologico-paesaggistico e naturalistico di queste aree. Sono consentite tutte le tipologie d'intervento. Si raccomanda particolare attenzione alla regimazione delle acque superficiali ed alla modifica dello stato dei luoghi. Si raccomanda, a tal fine, di non modificare il naturale scorrimento delle acque meteoriche e di ridurre al minimo gli sbancamenti ed i riporti di materiali, al fine di non alterare l'equilibrio naturale dei pendii. L'impermeabilizzazione delle superfici sarà consentita solo laddove strettamente. Per la fascia perilacustre si raccomanda inoltre:

- Il rimodellamento del terreno può essere concesso solo laddove necessario per interesse pubblico
- La realizzazione di qualsiasi intervento dovrà in ogni caso tenere in considerazione i fenomeni geomorfologici connessi con la dinamica lacustre.
- Sono consentiti, anzi auspicati, periodici interventi di pulizia della spiaggia e delle zone confinanti.

CLASSE 2d – Area con versanti da debolmente a mediamente inclinati (inclinazione compresa tra 5° e 20°). In questa sottoclasse sono consentiti:

- gli interventi di viabilità pubblica e privata

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione geologica e geotecnica	Maggio 2026	0	11 di 48
	A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900			

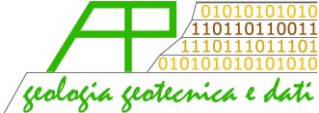
- opere di urbanizzazione
- interventi di ricostruzione
- interventi di ampliamento in elevazione e in planimetria
- nuovi interventi edificatori
- attività produttive

La loro realizzazione è subordinata alla predisposizione di una relazione geologica eseguita ai sensi del D.M.LL.PP. 14/01/2008, supportata da indagini geognostiche mediante prove in situ (sondaggi, prove penetrometriche, indagini sismostratigrafiche, ecc.) e/o in laboratorio su campioni di terreno. Lo studio geologico dovrà valutare la compatibilità dell'intervento con le caratteristiche geologiche, geomorfologiche ed idrogeologiche dell'area, con particolare attenzione alla caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione ed alla verifica della stabilità dei versanti. Dovranno essere valutate attentamente le modalità realizzative per qualsiasi tipo d'intervento ed in particolare per quelli che prevedano l'esecuzione di operazione di scavo o interventi di riprofilatura dei versanti, predisponendo all'occorrenza opere di contenimento preventivo dei fronti di scavo e/o di consolidamento del pendio.

In relazione alle opere in progetto, non si configurano situazioni di rischio per la falda, tuttavia, al fine di preservare la falda freatica da eventuali contaminazioni, andrà rivolta particolare attenzione alla gestione delle acque di scarico: le fognature miste o nere, se presenti, dovranno essere realizzate a tenuta bidirezionale, ovvero dall'interno verso l'esterno e viceversa; le tubazioni dovranno essere realizzate con tecnologie atte ad evitare possibili perdite. Le acque meteoriche dovranno essere trattate secondo quanto previsto dalla vigente normativa. Gli aspetti geotecnici e sismici saranno trattati nei paragrafi successivi.

3.3. Sismica

La verifica del rischio sismico si è resa altresì necessaria in merito alla recente adozione, con Ordinanza del Presidente del Consiglio in data 20 marzo 2003, pubblicata sulla Gazzetta

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione geologica e geotecnica	Maggio 2026	0	12 di 48
	A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900			

Ufficiale n° 105 del 08 maggio 2003, dei criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e delle normative tecniche per le costruzioni in zona sismica, così come modificata dall'Ordinanza del Presidente del Consiglio n° 3316. Secondo tale ordinanza, in prima applicazione, ovvero sino alle deliberazioni delle Regioni, le zone sismiche sono individuate sulla base del documento "Proposta di riclassificazione sismica del territorio nazionale" elaborato dal Gruppo di Lavoro costituito dal Servizio Sismico Nazionale, in base alla risoluzione approvata dalla Commissione Nazionale di Previsione e Prevenzione dei Grandi Rischi nella seduta del 23 aprile 1997. L'entrata in vigore di tale ordinanza è stata più volte prorogata sino al 23 ottobre 2005, quando con l'entrata in vigore delle "Norme tecniche per le costruzioni" il grado di sismicità è stato riconfermato, così come modificato dall'Ordinanza del Presidente del Consiglio n° 3316 e n° 3431. La classificazione proposta ordina il territorio comunale di Lonato del Garda (codice ISTAT 03017092) come ricadente nella zona 3 (cfr. Figura 7) a cui corrisponde un'accelerazione orizzontale compresa tra 0,05 e 0,15 a_g/g con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni. **La riclassificazione della Regione Lombardia (Delibera Giunta Regionale 11 luglio 2014 n. X/2129) in vigore dal 11.10.2014 e quindi prorogata al 11.10.2015 propone che il comune di Lonato del Garda venga classificato come di classe 2, quindi con un'accelerazione orizzontale compresa tra 0,15 a_g/g e 0,25 a_g/g con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni (Figura 8).**

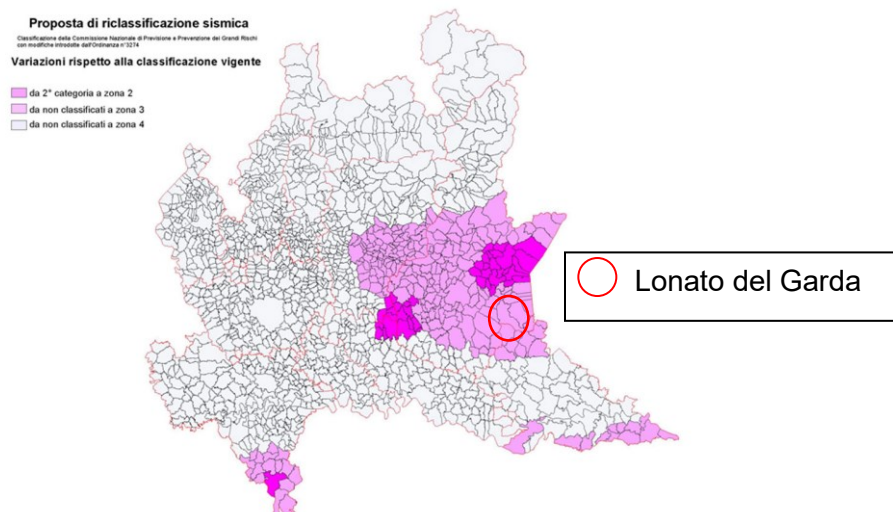
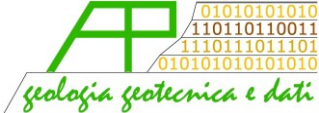


Figura 7 - Proposta di riclassificazione sismica 2003

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione geologica e geotecnica	Maggio 2026	0	13 di 48
	A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900			

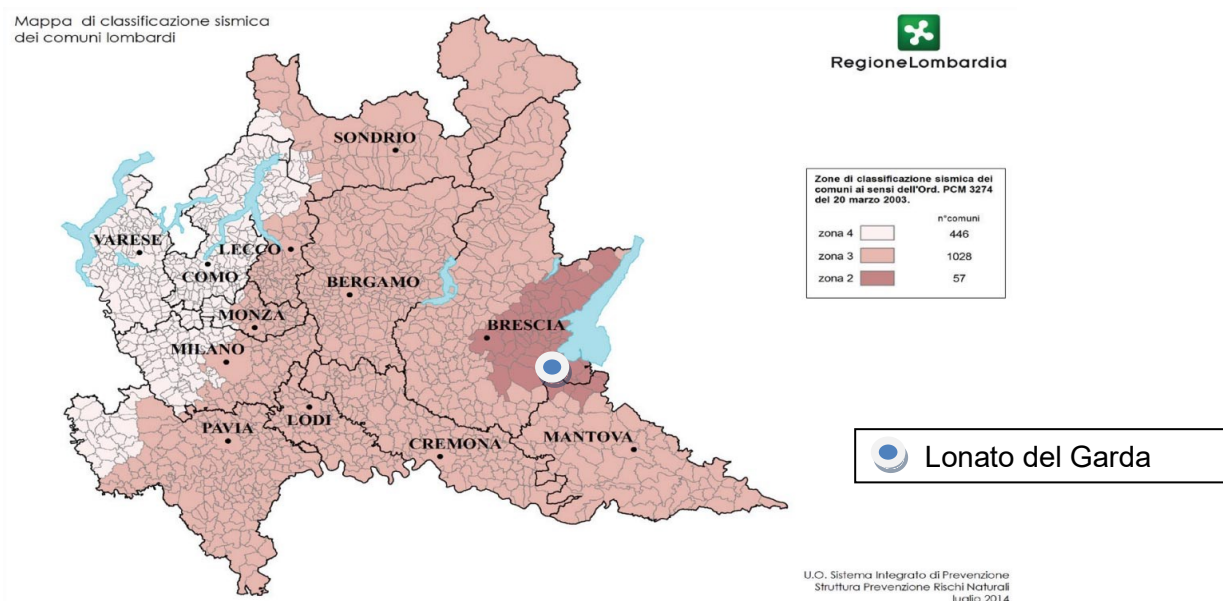


Figura 8 - Riclassificazione sismica 2014

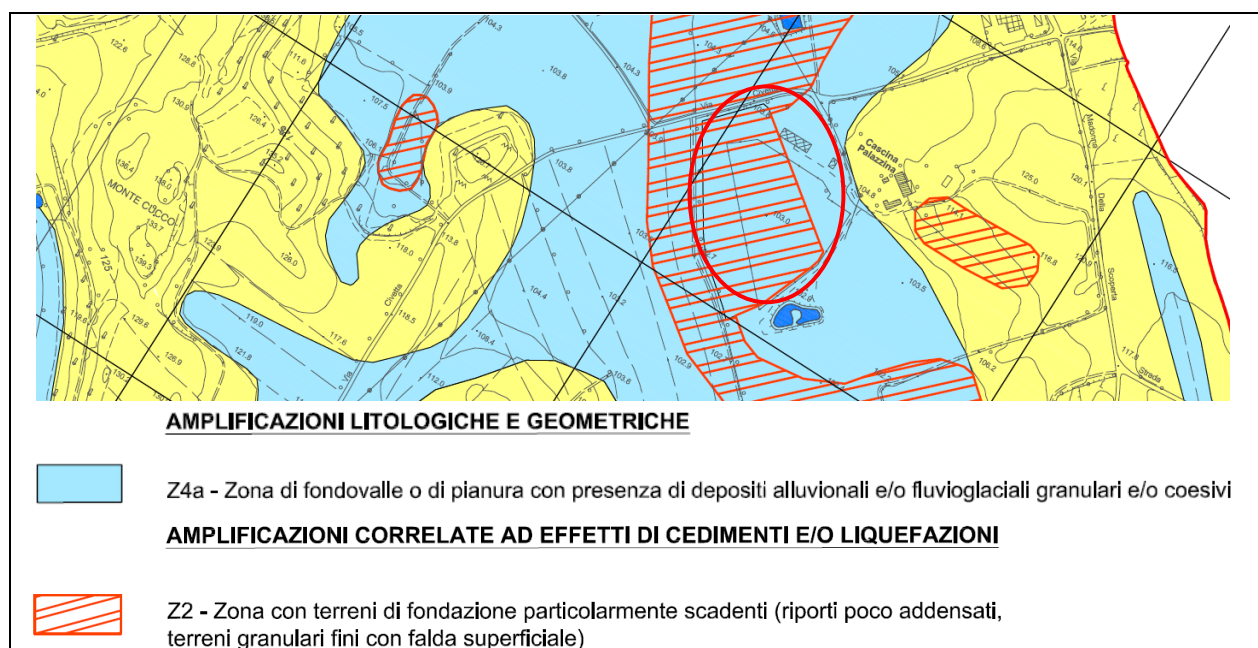


Figura 9 – Stralcio della Carta della Pericolosità Sismica Locale (da PGT)

In riferimento alla pericolosità sismica locale (studio di I livello da PGT), l'area ricade nella classe Z4a, ovvero *Zona di fondovalle con presenza di depositi alluvionali e/o fluvio-glaciali granulari e/o coesivi* e quindi classe di pericolosità sismica H2 conseguente a possibili amplificazioni sismiche dovute alla litologia, e nella classe Z2, ovvero *Zona con terreni di fondazione particolarmente scadenti (riporti poco addensati, terreni granulari fini con falda*

superficiale) e quindi classe di pericolosità sismica H2 conseguente a possibili cedimenti e/o liquefazione (Figura 9).

Dagli approfondimenti eseguiti si escludono amplificazioni morfologiche e pertanto si assegna la classe topografica T1. Al fine di caratterizzare il sito dal punto di vista sismico si è fatto riferimento ad un'indagine mediante la tecnica HVSR effettuata nelle immediate vicinanze e nel medesimo contesto geolitologico dell'area in esame. Sulla base dei dati acquisiti è poi stata effettuata l'analisi sismica di II livello per la valutazione dell'amplificazione litologica. Di seguito sono riportate sia l'indagine sismica di dettaglio che l'analisi di II livello.

3.4. Indagine sismica

3.4.1. Tecnica di misurazione e strumentazione

La tecnica HVSR (Horizontal to Vertical Spectral Ratio) consiste nel misurare direttamente, sfruttando il rumore di fondo ambientale (microtremori), le frequenze di risonanza degli edifici e dei terreni costituenti il sottosuolo, allo scopo di stimare gli effetti di sito e la vulnerabilità sismica dell'opera. Per rumore ambientale di fondo s'intende l'insieme delle vibrazioni che si propagano nel terreno dovute sia a fenomeni naturali, moto ondoso, perturbazioni atmosferiche, ecc., sia all'azione antropica, traffico veicolare, macchinari, ecc.. Si è riconosciuto, a partire dagli anni settanta, che i microtremori tendono a eccitare le frequenze naturali di oscillazione dei terreni, permettendone l'individuazione. In pratica ciò che viene misurato sono, in certo intervallo di frequenze, solitamente 0.1-100 Hz, le velocità dei microtremori lungo il piano orizzontale e verticale (H e V) e il rapporto fra le due componenti (H/V). I valori di massimo locale (picchi positivi) di H/V ai quali corrispondono minimi locali di V individuano le frequenze di risonanza degli strati di terreno lungo la verticale di misura. Più elevato è il valore del rapporto H/V maggiore è il contrasto di impedenza sismica e quindi la variazione di velocità delle onde S fra livelli stratigrafici contigui. La tecnica HVSR richiede l'utilizzo di un tromografo digitale, cioè di un sismometro a stazione singola in grado di registrare i microtremori lungo le due direzioni orizzontali (X, Y) e lungo quella verticale (Z), in

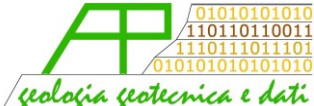
	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione geologica e geotecnica	Maggio 2026	0	15 di 48
	A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900			

un ampio intervallo di frequenze (0.1-100 Hz) e per una durata sufficientemente lunga (mediamente 10-20 minuti). Il moto indotto nel terreno viene misurato in termini di velocità attraverso tre velocimetri, uno per ogni direzione di misura (X, Y e Z), secondo il passo di campionamento impostato dall'operatore. Le misure registrate vengono poi elaborate e restituite graficamente in forma di spettri H/V (rapporto H/V in funzione della frequenza, dove H è la media delle misure lungo X e Y) e spettri V (componente verticale del moto in funzione della frequenza). Attraverso la tecnica HVSR è possibile:

- valutare in maniera quantitativa gli effetti di sito (risposta sismica locale e suscettibilità alla liquefazione del terreno);
- ricavare il profilo delle velocità delle onde S con la profondità e calcolare il parametro V_{seq} ;
- analizzare la vulnerabilità sismica degli edifici, esistenti o in progetto.

3.4.2. Effetti di sito: risposta sismica locale

Le onde di taglio (S) sono le principali responsabili delle lesioni che subiscono gli edifici durante un evento sismico. Infatti, mentre le onde di compressione (P) agiscono sulle sovrastrutture in direzione prevalentemente verticale (moto sussultorio), le onde S sollecitano le stesse con forze di taglio lungo il piano orizzontale (moto ondulatorio), dove gli elementi strutturali sono più vulnerabili. Nelle analisi di pericolosità sismica è quindi fondamentale esaminare in dettaglio in che modo le onde S si propagano. E' infatti ampiamente dimostrato che questo tipo di oscillazione durante il percorso verso la superficie può subire un'azione di filtraggio che tende a ridistribuire l'energia associata al treno d'onda, concentrandola in determinate frequenze, corrispondenti alle frequenze naturali di vibrazione dei terreni attraversati. L'effetto finale è quello di amplificare le onde S che andranno a sollecitare l'opera. Questo fenomeno può essere dovuto sia a particolarità topografiche del sito (amplificazione topografica), come valli sepolte o zone di cresta o di versante in pendii naturali o artificiali, sia a variazioni brusche nelle caratteristiche meccaniche dei terreni attraversati lungo la verticale (amplificazione stratigrafica). Lermo e Chavez-Garcia (1993), basandosi sul lavoro di

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione geologica e geotecnica	Maggio 2026	0	16 di 48
	A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900			

Nakamura (1989), suggeriscono che lo spettro H/V possa essere visto, a tutti gli effetti, come rappresentativo della funzione di trasferimento del moto sismico dal bedrock alla superficie. Secondo questi Autori quindi le ampiezze dei picchi stratigrafici nello spettro H/V possono essere interpretate direttamente come fattori di amplificazione del moto sismico, almeno per quanto riguarda la componente stratigrafica.

3.4.3. Profilo velocità delle onde S e classificazione del sottosuolo da NTC

Il D.M. 14.01.2008 propone come riferimento di calcolo dell'amplificazione sismica locale, in particolare della componente stratigrafica, il metodo di Borchardt (1994) basato sulla stima del parametro V_{seq} . Per V_{seq} s'intende la media pesata delle velocità delle onde S negli strati fino a 30 metri di profondità dal piano di posa della fondazione, calcolata secondo la relazione:

$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{S,i}}}$$

Sulla base del valore calcolato di V_{seq} vengono identificate 5 classi, A, B, C, D ed E alle quali corrispondono un differente spettro di risposta elastico. Lo schema indicativo di riferimento per la determinazione della classe del sito è il seguente:

CATEGORIE DI SOTTOSUOLO			
Categoria sottosuolo	Descrizione	Spessore (m)	Vs (m/s)
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.	Qualsiasi	≥ 800
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.	> 30 m	≥360 ≤800
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.	> 30 m	≥180 ≤360
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.	> 30 m	< 180
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.	Fino a 30 m	≈ C e D

Una valutazione del parametro V_{seq} può essere condotta attraverso l'inversione vincolata dello spettro H/V ricavata con il tromografo digitale. In pratica viene utilizzata la relazione che lega la frequenza di risonanza del terreno (f) alla velocità delle onde S nel terreno stesso (V_s):

$$f(Hz) = \frac{V_s}{4h}$$

dove h è la profondità della base dello strato. Nota la profondità di un singolo livello stratigrafico, solitamente il primo, è possibile procedere all'inversione dello spettro H/V, modellando la curva sintetica in modo da ottenere la sovrapposizione con quella misurata. Normalmente i picchi alle alte frequenze (>10 Hz) segnalano la presenza di passaggi stratigrafici molto superficiali, quelli alle basse frequenze (<1 Hz) variazioni stratigrafiche profonde. Poiché le inversioni di velocità, cioè il passaggio andando in profondità da livelli veloci a livelli meno veloci, non dà origine a picchi nello spettro H/V, queste non possono essere rilevate direttamente. Un indizio della presenza di inversioni di velocità può essere fornito però, indirettamente, dall'andamento dello spettro H/V: ampi intervalli di frequenza in cui costantemente il rapporto H/V si mantiene minore di uno sono spesso associabili a variazioni negative delle velocità con la profondità. Si tenga presente infine che in realtà i microtremori sono costituiti in parte da onde di superficie e non solo quindi da onde di taglio, ma poiché le velocità dei due tipi di oscillazione sono confrontabili la procedura descritta può essere impiegata senza introdurre errori significativi.

3.4.4. Risultati dell'analisi

Si riportano di seguito in Figura 10 gli spettri H/V e V registrati nel sito limitrofo al sito in esame. Nello spettro H/V sono stati individuati i picchi positivi che corrispondono ad altrettanti minimi locali nello spettro V (Up-Down component in legenda), fatto questo che consente di riconoscere le frequenze associate ai picchi H/V come frequenze di risonanza del terreno.

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione geologica e geotecnica	Maggio 2026	0	18 di 48
	A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900			

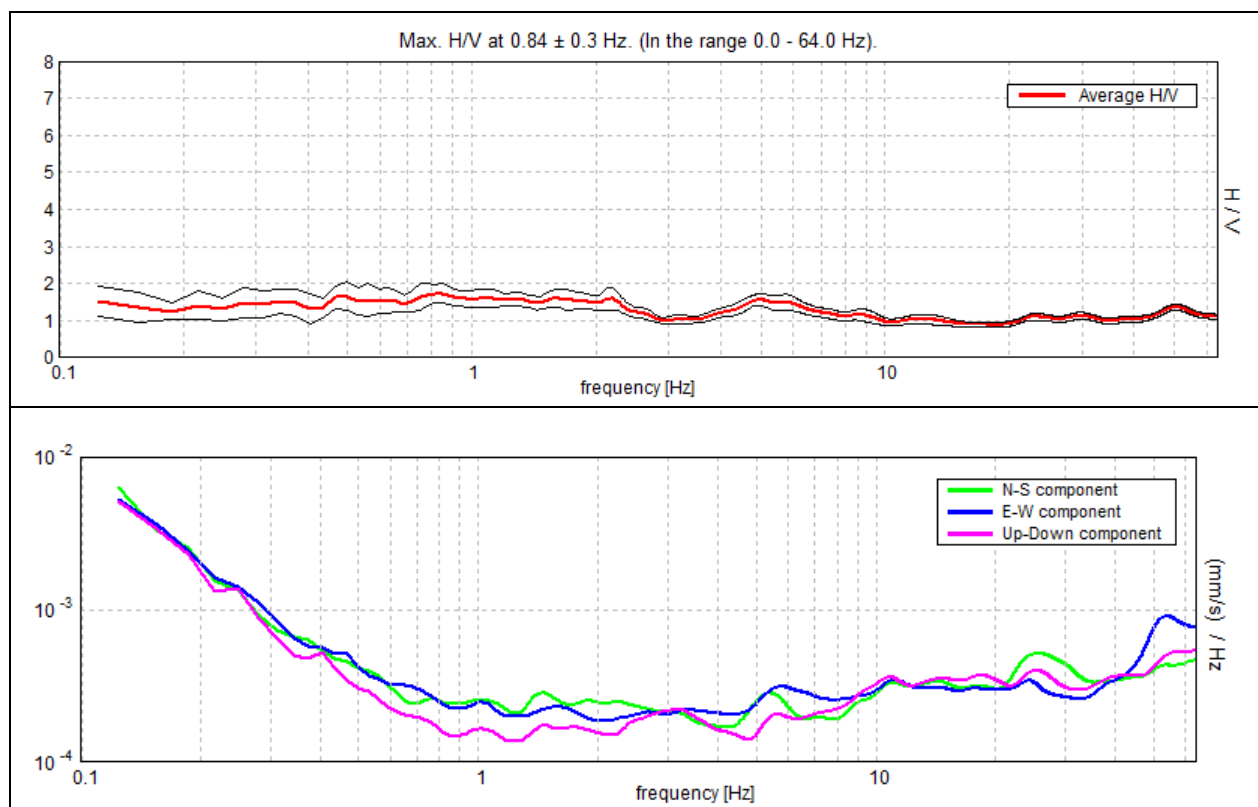


Figura 10 – Andamento degli spettri

La curva H/V sintetica è stata modellata in modo da sovrapporsi ai picchi stratigrafici misurati (Figura 11).

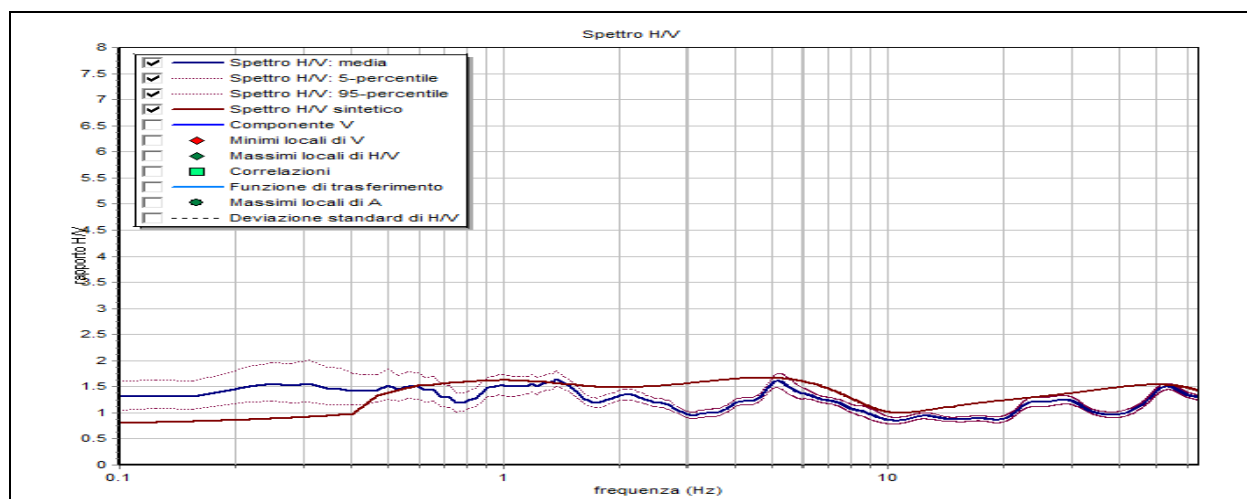


Figura 11 – Andamento della frequenza caratteristica

L'inversione, calibrata sulla stratigrafia ottenuta dall'indagine geognostica eseguita nel sito, ha consentito di ricostruire il profilo delle velocità delle onde S in funzione della profondità.

Profondità da (m) a (m)		dz (m)	Vs (m/s)	Inversioni di velocità
0.00	0.42	0.42	125	-
0.42	2.65	2.23	247	-
2.65	9.85	7.20	274	-
9.85	28.09	18.24	467	-
28.09	49.97	21.88	504	-
49.97	62.58	12.61	526	-
Oltre 62.58			598	-

Il valore di V_{seq} , calcolato dal p.c. attuale, è risultato uguale a 368 m/s, che pone il sito nella **categoria di sottosuolo B** secondo il D.M. 17.01.2018. La categoria da piano fondazione è la medesima. La frequenza fondamentale del sito in esame è stata misurata direttamente durante l'indagine geofisica ed è risultata pari a circa 5.16 Hz.

3.5. Analisi di II livello

Adottando il criterio previsto dalla Normativa regionale, sulla base dell'andamento del profilo della velocità delle onde S ricavato con l'indagine geofisica, si è selezionata la scheda litologica sabbiosa. Il periodo di oscillazione fondamentale della colonna lito-stratigrafica è stato misurato direttamente con l'indagine geofisica (T = inverso della frequenza fondamentale) ed è risultato uguale a 0.19 s. Utilizzando questo dato si sono ricavati i seguenti valori di F_a (fattori di amplificazione spettrali):

F_a (nell'intervallo 0.1-0.5 s) = $1.5 \leq 1.5 \pm 0.1$ (soglia comunale)

F_a (nell'intervallo 0.5-1.5 s) = $1.2 < 1.7 \pm 0.1$ (soglia comunale)

Questi valori sono stati confrontati con quelli di soglia previsti dalla Normativa regionale, nel caso di sottosuolo di tipo B, per il Comune di Lonato del Garda (1.5 e 1.7 rispettivamente). I valori di F_a calcolati risultano inferiori o uguali a quelli di soglia. Pertanto in entrambe i casi si ritiene valida la classificazione sismica vigente e quindi si potrà utilizzare lo spettro proposto dalla stessa e non procedere con le analisi di III livello.

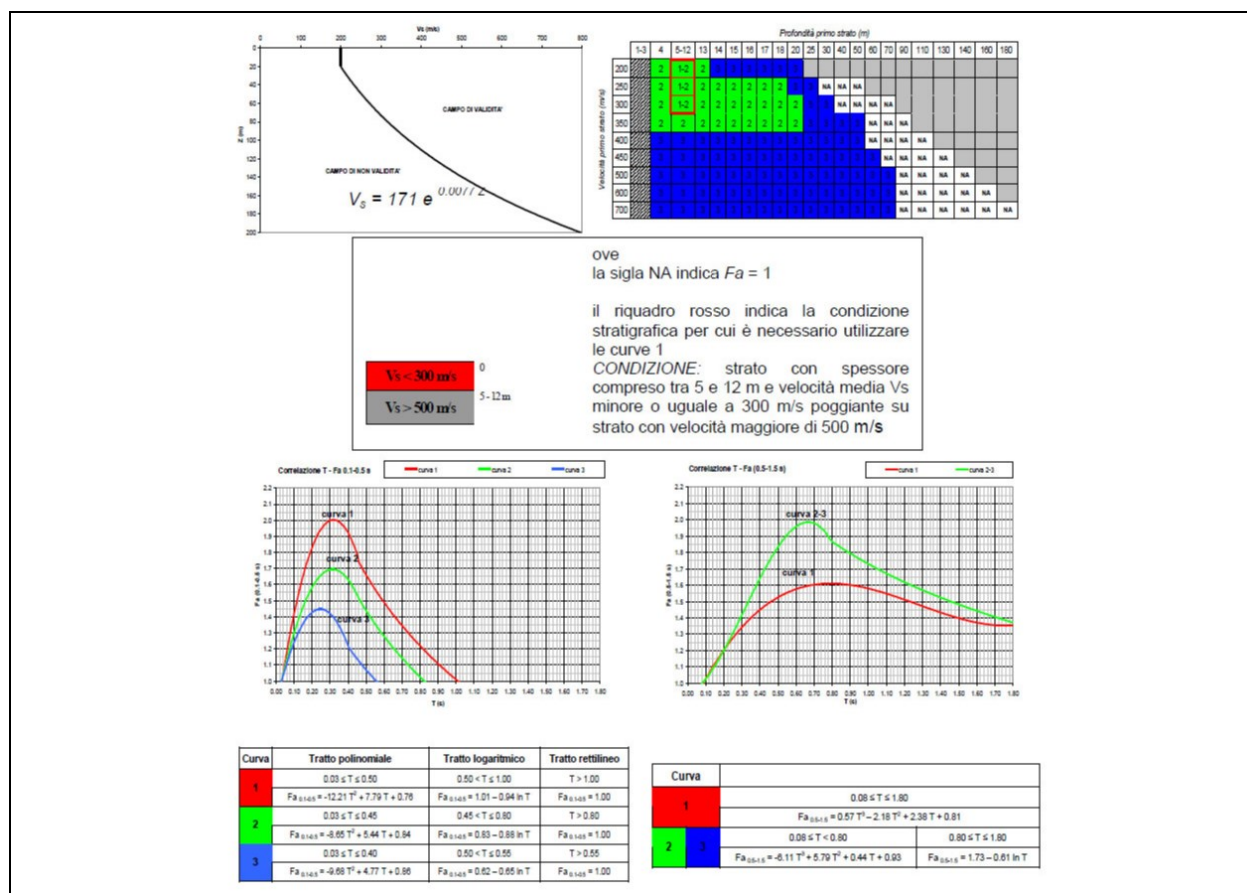


Figura 12 – Scheda litologica di riferimento sabbiosa

L'attendibilità dei dati è stata espressa con la tabella proposta sempre in allegato 5 e la categoria assegnata è quella evidenziata in rosso direttamente sulla tabella di seguito riportata.

Dati	Attendibilità	Tipologia
Litologici	Bassa	Da bibliografia e/o dati di zone limitrofe
	Alta	Da prove di laboratorio su campioni e da prove in sito
Stratigrafici (spessori)	Bassa	Da bibliografia e/o dati di zone limitrofe
	Media	Da prove indirette (penetrometriche e/o geofisiche)
	Alta	Da indagini dirette (sondaggi a carotaggio continuo)
Geofisici (V_s)	Bassa	Da bibliografia e/o dati di zone limitrofe
	Media	Da prove indirette e relazioni empiriche
	Alta	Da prove dirette (sismica in foro o sismica superficiale)

Figura 13 – Tabella dell'attendibilità dei dati (cfr. Allegato 5)

3.6. Parametri sismici

L'entrata in vigore del D.M. 14.01.2008 ha introdotto un approccio alla classificazione

sismica di tipo *sitodipendente*, ovvero i parametri significativi della zona devono essere calcolati in base a misure dirette ed elaborati secondo metodi semplificati che tengano conto delle possibili amplificazioni locali dovute alla stratigrafia e alla topografia. Questo approccio è stato confermato dal D.M. 17.01.2018. Di seguito sono riportati i valori delle accelerazioni corrispondenti ai diversi stati limite attesi calcolati per l'area in studio. I parametri utilizzati sono leggibili direttamente nello schema di Figura 14. Trattandosi di una scuola, e cioè un affollamento significativo di persone, è stata considerata la classe dell'edificio III. Con riferimento alle nuove costruzioni si rimanda alle indicazioni ed ai criteri di calcolo previsti dalla nuova normativa.

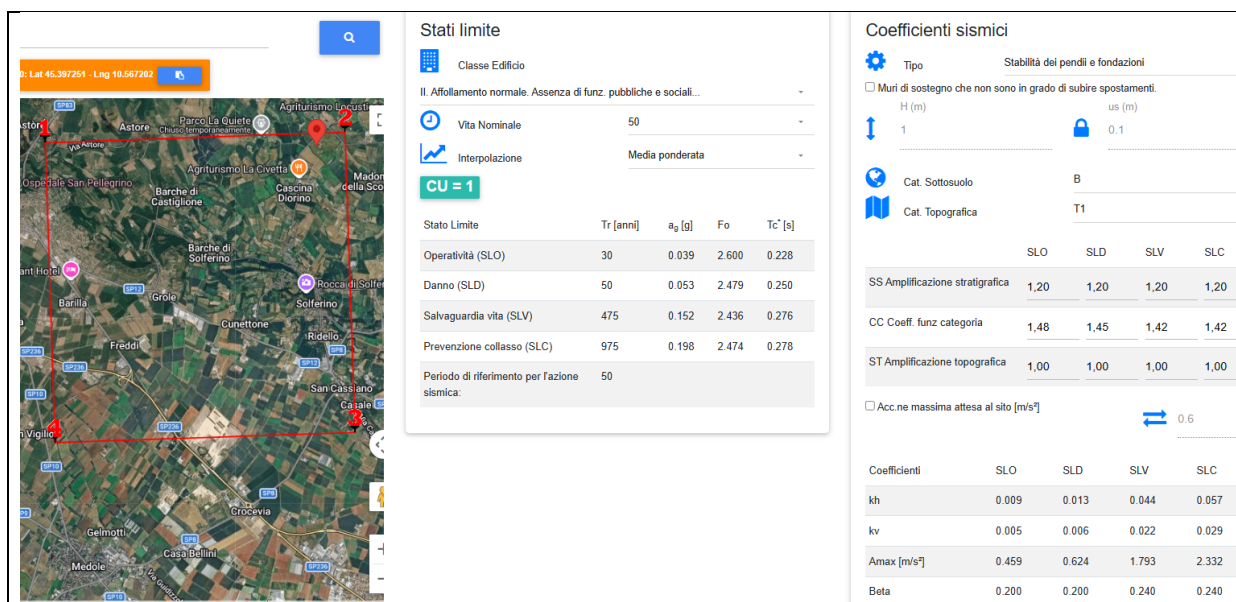


Figura 14 – Calcolo dei parametri sismici dell'area

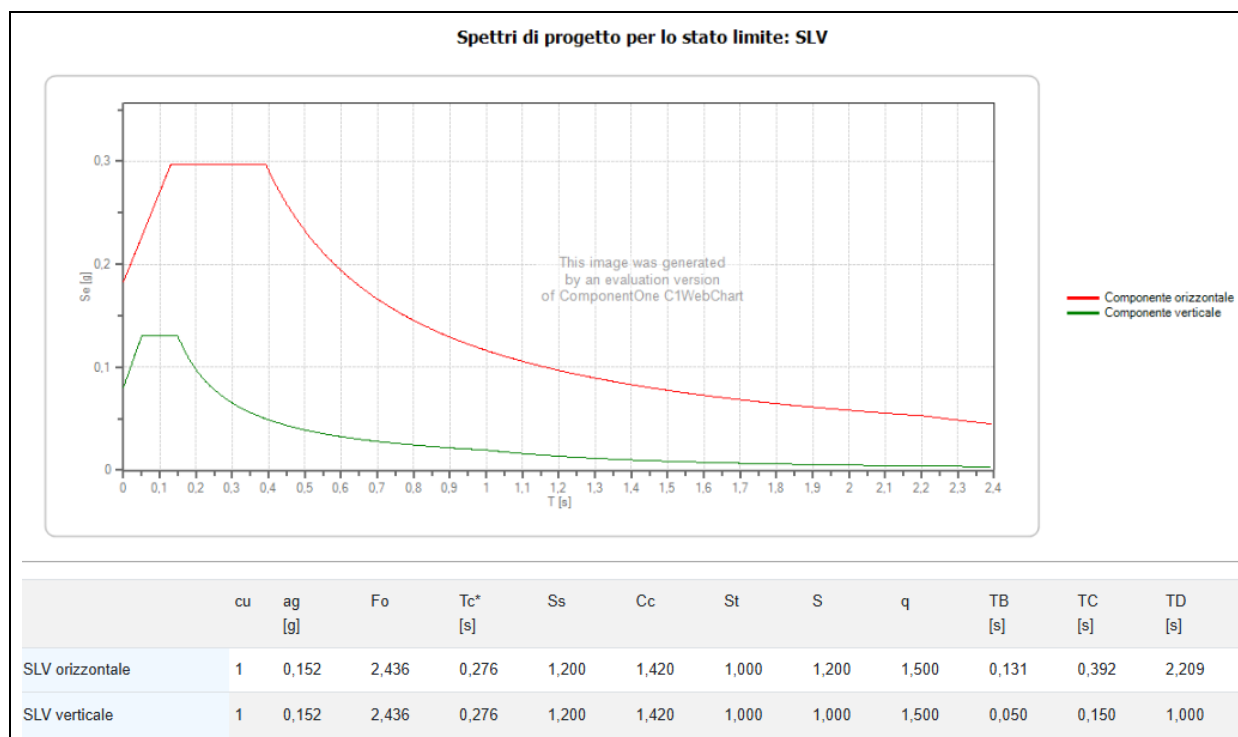


Figura 15 – Spettri di progetto SLV

3.7. Stima della magnitudo di riferimento

Nel settore di appartenenza del comune di Lonato del Garda i lineamenti tettonici sono riconducibili a diversi sistemi regionali che generano complessi campi tensionali. Il territorio comunale, in particolare, si pone nella parte settentrionale di un'area in sollevamento, con zone stabili, o in abbassamento durante il Pliocene inferiore e in forte sollevamento durante il Pliocene medio-superiore e il Quaternario. La sismicità di questa zona è legata quindi alla tettonica molto complessa del margine padano settentrionale. Le sorgenti sismogenetiche dovrebbero trovarsi ad una profondità compresa tra 5 e 15 km, in corrispondenza dello scollamento tra il basamento cristallino e la sovrastante copertura sedimentaria. L'analisi della sismicità, intesa come distribuzione spazio-temporale dei terremoti in una determinata area, costituisce il primo tassello per gli studi di valutazione della pericolosità sismica di base. Trattandosi di modelli probabilistici, infatti, le caratteristiche sismo-tettoniche e le modalità di

rilascio dell'energia sismica pregressa consentono la messa a punto di modelli previsionali dell'attività sismica attraverso una quantificazione dei livelli di accelerazione attesi.

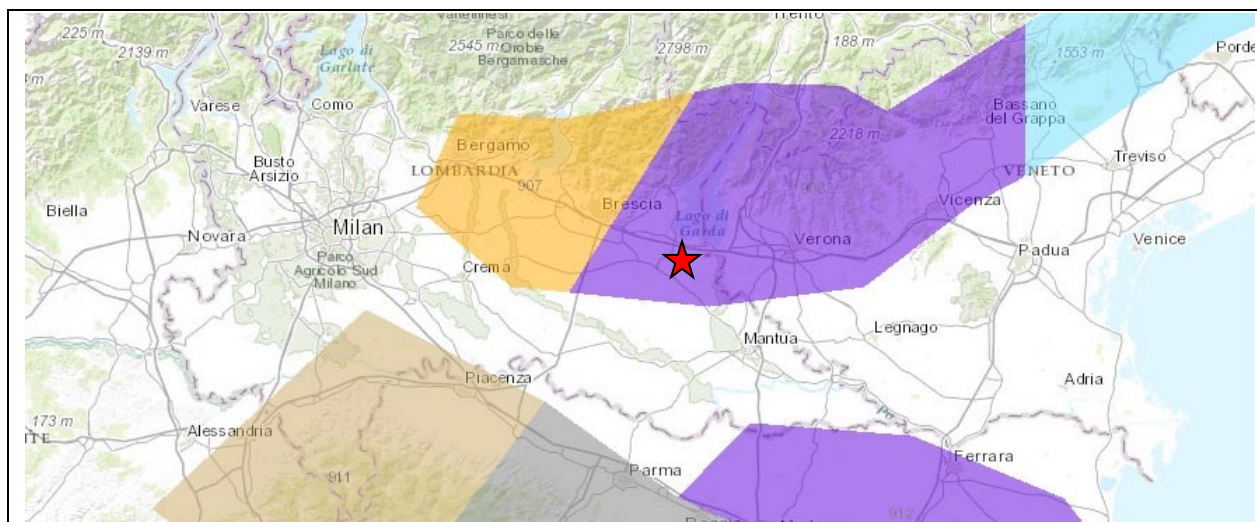


Figura 16 – Schema Zonizzazione Sismogenetica ZS9

L'attività sismica storica nel Bresciano rappresenta la naturale continuazione di quella pliocenica e quaternaria e risulta correlata alla collocazione, delle aree di studio, tra zone sismogenetiche riferibili, da una parte al fronte alpino e dall'altra al fronte appenninico, sepolti al di sotto della coltre fluvioglaciale-alluvionale della Pianura Padana. Storicamente la zona risente di effetti macroscopici in funzione della relativa vicinanza alle aree epicentrali dei forti terremoti storici, che colpiscono le provincie di Brescia e Verona. Alcuni sismi recenti, con le massime intensità storiche, si sono risentiti, per la relativa vicinanza con l'area sismogenetica del Reggiano-Ferrarese-Parmense e dell'edificio appenninico sepolto al di sotto delle coltri quaternarie dei depositi di pianura. L'area in esame secondo il modello sismotettonico riassunto nella zonazione sismogenetica ZS9 ricade interna alla zona sorgente 906 (Figura 16). In questo caso, ai fini della verifica alla liquefazione, si dovrebbe assumere il valore della Magnitudo M_w pari a quello di questa zona, ovvero 6.60. In alternativa è possibile il calcolo con la metodologia della disaggregazione della pericolosità sismica che somma i contributi dovuti alle singole coppie magnitudo-distanza dagli epicentri ricadenti nell'area di riferimento, allo scopo di ricavare l'evento sismico dominante. In questo modo si ottiene il terremoto di scenario, caratterizzato da una valore univoco della magnitudo, della distanza e del tempo di

ritorno; ciò lo rende utilizzabile ai fini progettuali nelle verifiche agli stati limite. Il metodo si basa sulla mappa della pericolosità sismica messa a disposizione dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV) attraverso il proprio portale web. Il sistema consente di visualizzare e interrogare mappe probabilistiche della pericolosità sismica del territorio nazionale, espressa con diversi parametri dello scuotimento su una griglia regolare a passo 0.05°. Per ogni singolo nodo della griglia di riferimento è possibile richiedere il dettaglio in forma grafica e tabellare dell'analisi di disaggregazione (vale a dire il contributo delle possibili coppie di valori di magnitudo-distanza alla pericolosità del nodo) della relativa **a(g)**. Per il comune di Lonato del Garda il valore medio di riferimento propone una magnitudo pari a 4.99 ad una distanza di 9.65 km. Il valore non è però riferito alla magnitudo momento Mw, ma bensì alla magnitudo locale media. Per questo devono essere sommati i singoli contributi sino all'ottenimento di un valore superiore al 90%. Sommando i contributi da 0 a 50 km si raggiunge un valore del 90% per magnitudo fino a 6.0.

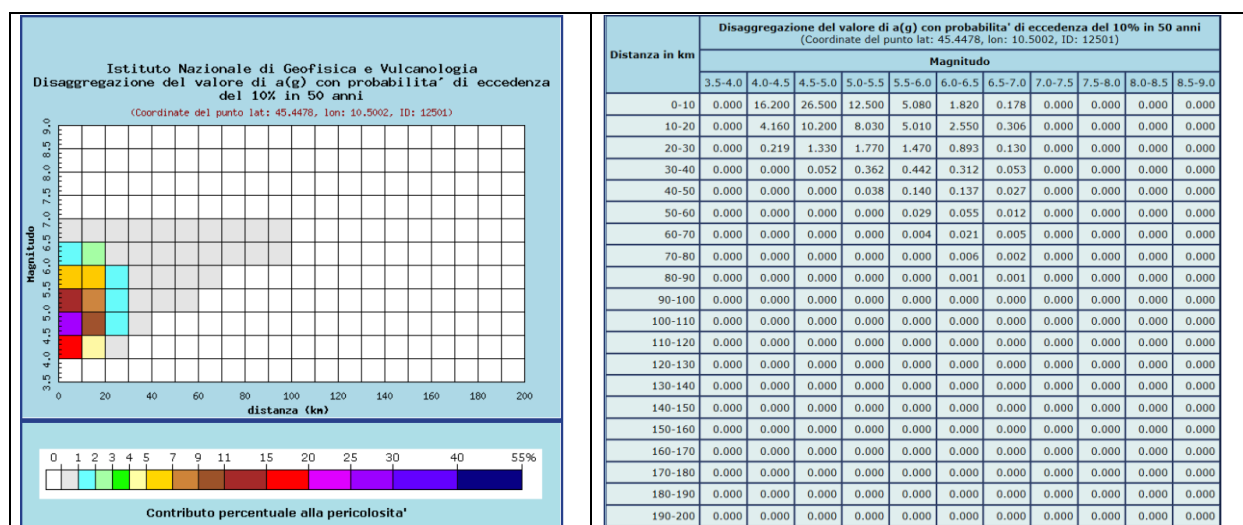


Figura 17 - Verifica Magnitudo

3.8. Verifica alla liquefazione

Durante un evento sismico vengono indotte nel terreno delle sollecitazioni cicliche di taglio, dovute alla propagazione delle onde sismiche verso la superficie, mentre la pressione litostatica resta costante. Per tutta la durata della scossa ogni elemento di terreno è soggetto

ad una serie di sforzi tangenziali che cambiano ripetutamente verso ed ampiezza. Nel terreno si possono generare fenomeni di liquefazione se la scossa sismica produce un numero di cicli tale da far sì che la pressione interstiziale uguagli la pressione di confinamento. Nei depositi la pressione di confinamento aumenta con la profondità, mentre l'ampiezza dello sforzo di taglio indotto dal sisma diminuisce. La resistenza alla liquefazione quindi è maggiore con la profondità. Quindi, maggiore è la durata di un terremoto più alta è la possibilità che si arrivi (maggior numero di cicli) alla liquefazione. Inoltre, maggiore è l'ampiezza della vibrazione e della deformazione indotta e minore è il numero di cicli necessari per giungere a tale condizione. La probabilità che un deposito raggiunga le condizioni per la liquefazione dipende anche dallo stato di addensamento, dalla composizione granulometrica, dalle condizioni di drenaggio, dalla storia delle sollecitazioni sismiche e dall'età del deposito stesso. Tanto minore è il grado di addensamento del materiale (elevato indice dei vuoti e bassa densità relativa) tanto maggiore è la probabilità che, a parità di altre condizioni, un deposito raggiunga lo stato di liquefazione. I depositi sabbiosi sotto falda sono i terreni con più alto potenziale di liquefazione in particolare se sono di recente (in termini geologici) deposizione, e di granulometria fine o media come riportato nella Figura 18.

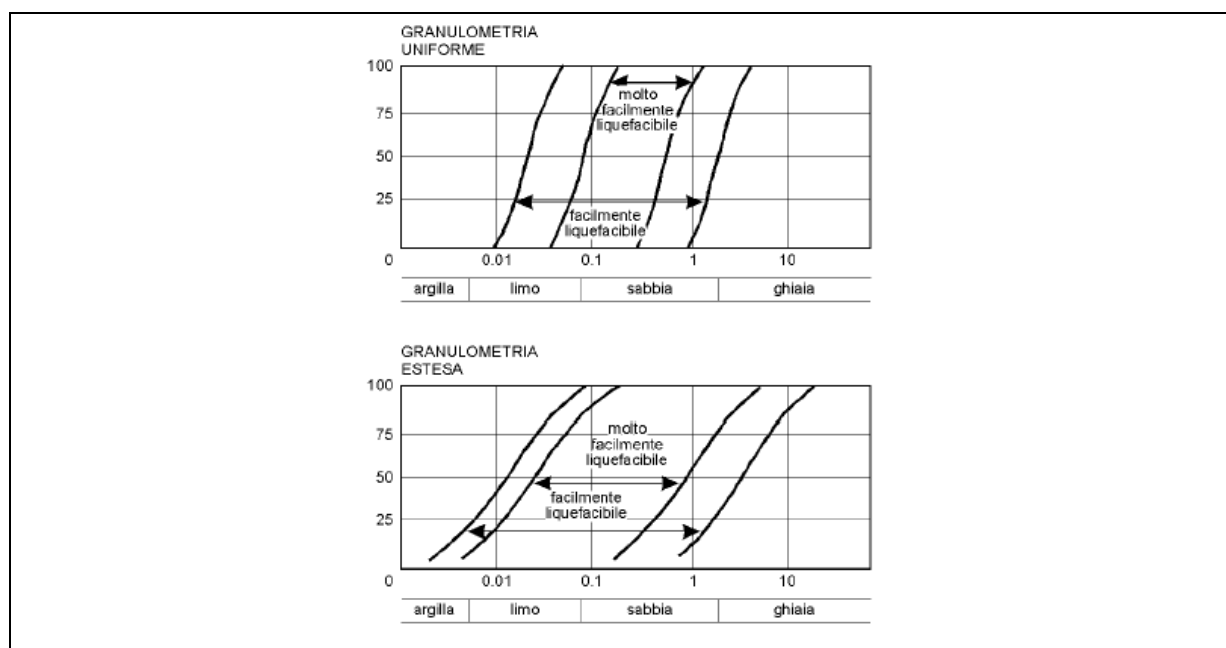


Figura 18 – Valutazione della suscettibilità alla liquefazione – fasce granulometriche critiche

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione geologica e geotecnica	Maggio 2026	0	26 di 48
	A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900			

Tutti i metodi semplificati permettono di esprimere la suscettibilità alla liquefazione del deposito attraverso un coefficiente di sicurezza, dato dal rapporto fra la resistenza al taglio mobilitabile nello strato (CSR) e lo sforzo tagliante indotto dal sisma (CRR). Cioè in pratica si ha:

$$F_s = \frac{CSR}{CRR}$$

Un deposito dovrà essere considerato suscettibile di liquefazione, se il coefficiente di sicurezza sarà minore di 1 (di 1.25 secondo l'Eurocodice 8). La grandezza CSR dipende dai parametri del sisma di progetto (accelerazione sismica e magnitudo di progetto). CRR è funzione delle caratteristiche meccaniche dello strato, principalmente del suo stato di addensamento, e può essere ricavato direttamente attraverso correlazioni con i risultati di prove penetrometriche dinamiche e statiche o con i valori delle velocità delle onde S ricavati da indagine geofisica. La grandezza CSR viene ricavata attraverso la relazione:

$$CSR = \frac{a_{max}}{g} \cdot \frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \cdot r_d \cdot \frac{1}{MSF}$$

dove:

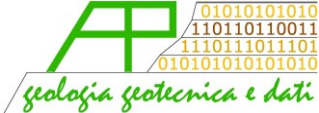
- a_{max} = accelerazione sismica massima;
 g = accelerazione di gravità = 980.7 cm/s²;
 σ_{vo} = pressione verticale totale alla profondità z dal p.c.;
 σ'_{vo} = pressione verticale efficace alla profondità z dal p.c.;
 r_d = coefficiente funzione della profondità dal p.c.;
 MSF = coefficiente correttivo funzione della magnitudo del sisma,

La grandezza r_d può essere valutata attraverso alcune correlazioni empiriche note in letteratura. Nel caso in esame è stata utilizzata la seguente:

ANDRUS e STOKOE (2000)

$$CRR = 0,022 \cdot \left(\frac{K_c \cdot V_{s1}}{100} \right)^2 + \frac{2.8}{(V_{s1C} - K_c \cdot V_{s1})} - \frac{2.8}{V_{s1C}} \quad CSR = \frac{\tau_{av}}{\sigma'_{vo}} = 0,65 \cdot \frac{a_{max}}{g} \cdot \frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \cdot r_d \cdot \frac{1}{MSF}$$

L'analisi ha riguardato i primi 30 metri da p.c.. Per la verifica del coefficiente di sicurezza è stato utilizzato il programma LIQUEF ver. 2.2 della PROGRAMGEO che impiega l'approccio probabilistico-statistico di Gumbel per ottenere la massima accelerazione di picco prevedibile nel sito per un determinato tempo di ritorno attraverso l'estrazione dal Catalogo sismico. La verifica è stata eseguita sulla base del modello sismico derivato dall'indagine sismica di

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione geologica e geotecnica	Maggio 2026	0	27 di 48
	A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900			

dettaglio, con particolare riferimento all'andamento delle velocità Vs. Attraverso opportune elaborazioni (Andrus e Stokoe) è stato ottenuto il coefficiente di sicurezza in funzione della profondità. Il procedimento di calcolo ha previsto la suddivisione in strati omogenei con un valore di Vs caratteristico secondo i seguenti modelli (da indagine HVSR):

- 1° strato: velocità media onde Vs 125 m/sec spessore medio 0.40 m
- 2° strato: velocità media onde Vs 247 m/sec spessore medio 2.20 m
- 3° strato: velocità media onde Vs 274 m/sec spessore medio 7.20 m
- 4° strato: velocità media onde Vs 467 m/sec spessore medio 18.30 m
- 5° strato: velocità media onde Vs 504 m/sec spessore medio 1.90 m

Per il profilo è stata considerata un'accelerazione pari a 0.1824 g (0.152x1.2) ricavata per edifici di classe II allo stato limite SLV. La falda è stata posta cautelativamente ad una profondità di 1.50 m da p.c. attuale. Il calcolo ha verificato che il coefficiente di sicurezza Fs è per tutto il profilo superiore a 1. Di conseguenza il coefficiente Ic è pari a 0.0 indicando un rischio molto basso (Figura 19). In tutti gli strati indagati risultano verificate le condizioni di sicurezza di cui sopra.

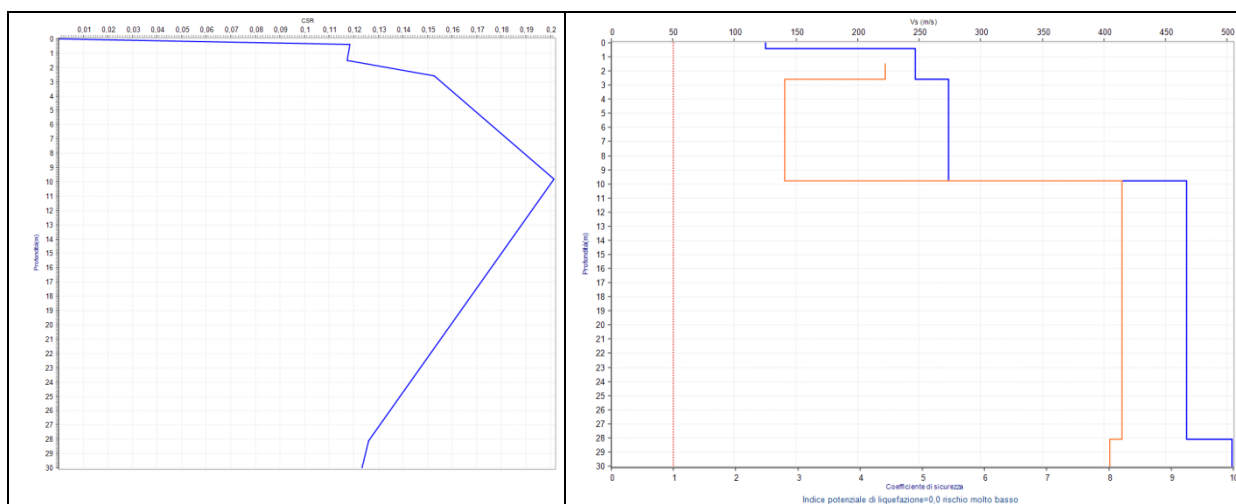


Figura 19 – Andamento del coefficiente CSR CRR e Fs (linea arancio grafico di destra)

4. GEOTECNICA

La definizione delle caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione è stata effettuata sulla base dei risultati dei valori di resistenza penetrometrica delle prove eseguite in sito durante la campagna geognostica dell'Aprile 2026 e dai dati bibliografici validi per litologie simili. In sito sono state effettuate n. 2 prove penetrometriche dinamiche superpesanti (DPSH) e n. 2 prove penetrometriche statiche con punta meccanica (CPT) per caratterizzare i terreni di fondazione fino ad una profondità di circa 7.80 metri da p.c.. La prova penetrometrica consiste nell'infiggere nel terreno una punta conica (per tratti consecutivi δ) misurando il numero di colpi N necessari al suo avanzamento.

DIMENSIONI E PESI			
	DP	CPT	DP + CPT
H [mm]	1600	1480	1600
L [mm]	2450	2200	2450
P [mm]	1040	1040	1040
Peso [kg]	910	810	980



DATI TECNICI		
Motore	Tipo	Benzina; 2 cil.; V
	Potenza [HP (kW) - RPM]	16 (12) - 3600
	Raffreddamento	Aria
Traslazione	Cingolato a trasmissione idrostatica	Cingolato Gommato
	Velocità di traslazione [km/h]	0 ÷ 1.8
	Pendenza Max %	25
Pompa Idraulica	Numero di Pompe	2
	Max. pressione operativa [bar]	245
Stabilizzatori	Numero	3
	Tipo	Idraulico

Figura 20 – Penetrometrica dinamico superpesante e statico da 20 ton

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. Nella prova penetrometrica statica lo sforzo necessario per l'infissione è misurato per mezzo di manometri, collegati al martinetto mediante una testa di misura idraulica o attraverso una cella di carico a lettura digitale. La

punta conica (del tipo telescopico) è dotata di un manicotto sovrastante, per la misura dell'attrito laterale : punta / manicotto tipo "**Begemann**". Le dimensioni della punta / manicotto sono standardizzate, e precisamente :

- diametro Punta Conica meccanica $\varnothing$ = 35,7 mm
- area di punta A_p = 10 cm²
- angolo di apertura del cono α = 60 °
- superficie laterale del manicotto A_m = 150 cm²

Le resistenze specifiche **Qc** (Resistenza alla punta **RP**) e **Qi** (Resistenza Laterale **RL** o **fs** attrito laterale specifico che considera la superficie del manicotto di frizione) vengono desunte tramite opportune costanti e sulla base dei valori specifici dell'area di base della punta e dell'area del manicotto di frizione. Nella prova penetrometrica dinamica lo sforzo necessario per l'infissione è misurato dal numero dei colpi del maglio le cui caratteristiche tecnico-

strumentali sono le seguenti (DPSH):

Rif. Norme	DIN 4094
Peso Massa battente	73 Kg
Altezza di caduta libera	0.75 m
Peso sistema di battuta	7 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	0.30 m
Numero colpi per punta	N(30)
Coeff. Correlazione	1.15
Rivestimento/fanghi	Si
Angolo di apertura punta	60°

Poiché la prova penetrometrica standard (SPT) rappresenta uno dei mezzi più diffusi per ricavare informazioni dal sottosuolo, la maggior parte delle correlazioni esistenti riguardano i valori del numero di colpi N_{spt} ottenuto con la suddetta prova (differente da quelle eseguite),

pertanto si presenta la necessità di rapportare il numero di colpi di una prova dinamica con Nspt. Il passaggio viene dato da:

$$Nspt = \beta_t N$$

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.

Le risultanze stratigrafiche sono riportate in Allegato 2, complete dei diagrammi e delle letture strumentali, mentre l'ubicazione delle indagini è riportata in Figura 21 ed in Allegato 1.





Figura 21 – Documentazione fotografica prove penetrometriche

4.1. Modello geotecnico

Per la definizione dei parametri geotecnici si è fatto riferimento alle usuali correlazioni semiempiriche che definiscono i valori di coesione non drenata c_u^1 , angolo di attrito interno ϕ , densità γ , e modulo elastico E , in relazione alla resistenza penetrometrica. Per il dettaglio sulle correlazioni utilizzate si rimanda alla letteratura geotecnica degli autori citati in nota. In sito sono stati rilevati, al di sotto di un primo livello di copertura costituito da suolo, depositi prevalentemente granulari con lenti coesive da poco compatte a molli. Inoltre si assiste a una

¹La coesione non drenata è ricavabile dalla nota correlazione: $c_u = R_p / N_c$, dove $N_c = 15-20$; per il caso in questione, per ragioni prudenziali si è adottato $N_c = 20$.

L'angolo di attrito interno e la densità possono essere ricavate dalla correlazione di De Mello (1973) e Meyerhof (1957).

Il modulo elastico è ricavabile dalla nota correlazione: $E = \alpha \cdot R_p$, dove $\alpha = 1.5-3.0$; per il caso in questione, per ragioni prudenziali si è adottato $\alpha = 1.5$.

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione geologica e geotecnica	Maggio 2026	0	32 di 48
	A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900			

differenza sostanziale sui due lati del nuovo fabbricato. Lo studio dei parametri deve tuttavia essere sviluppato in termini non più deterministici ma bensì aleatori, cioè ciò che prima era identificato da un valore adesso è descritto da una variabile che rappresenta un insieme di numeri riferiti alla stessa grandezza fisica. La distribuzione di questa grandezza può quindi essere rappresentata da una funzione continua di tipo normale (gaussiano) dove sulle ascisse sono riportati i valori della variabile (F_s) e sulle ordinate la loro frequenza. Una evoluzione di questa particolare funzione è chiamata distribuzione di Student che ben si adatta nei casi in cui si può assistere a compensazione. Nel caso in esame per compensazione si intende il seguente concetto: il volume della eventuale massa interessata dal sovraccarico delle fondazioni è maggiore della scala di fluttuazione dei parametri che la governano, cioè di quelle porzioni di terreno che presentano geometrie o valori di resistenza differenti. E' pertanto plausibile che nel volume della massa instabile siano presenti porzioni di terreno con caratteristiche differenti. In questi casi maggiore è la tendenza a compensare le zone deboli con le forti giustificando il riferimento a valori prossimi ai valori medi. Tutte queste considerazioni sono ritenute valide in assenza di superfici di rottura preferenziali come nel caso in esame. Al fine di operare a favore di sicurezza è stato estratto il valore riferito al 5° percentile della distribuzione, ovvero **il valore caratteristico** tale che la probabilità calcolata di valori più sfavorevoli, che determinano la manifestazione dello stato limite, non sia maggiore del 5%. Questa procedura è peraltro documentata negli Eurocodici EC7 ed EC8 ed è stata ripresa nella stesura delle Norme Tecniche delle Costruzioni 2018. Sulla base delle correlazioni effettuate è stato definito un unico modello geotecnico, che può essere così schematizzato partendo dal piano campagna:

STRATO A : da p.c. sino a -0.90 m: suolo. Parametri caratteristici: $\gamma = 1.7 \text{ kg/dm}^3$.

STRATO B : da -0.90 m sino a -1.80 m: depositi granulari mediamente addensati.

Parametri caratteristici: $\Phi_k = 32^\circ$ $\gamma = 1.8 \text{ kg/dm}^3$.

STRATO C : da -1.80 m sino a $-2.20/3.00$ m: depositi coesivi molli. Parametri caratteristici: $Cu_k = 0.2/0.5 \text{ kg/cm}^2$ $\gamma = 1.8 \text{ kg/dm}^3$.

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione geologica e geotecnica	Maggio 2026	0	33 di 48
	A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900			

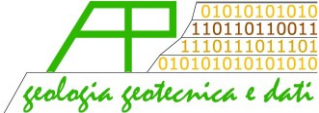
STRATO D : da -2.20/3.00 m sino a -5.10 m: depositi granulari addensati. Parametri caratteristici: $\Phi_k = 34^\circ$ $\gamma = 1.8 \text{ kg/dm}^3$.

STRATO E : da -5.10 m sino a -7.80 m: depositi granulari mediamente addensati. Parametri caratteristici: $\Phi_k = 30/32^\circ$ $\gamma = 1.8 \text{ kg/dm}^3$.

A completamento del modello geotecnico è stata attribuita la categoria di appartenenza del profilo stratigrafico dei terreni di fondazione per la definizione dell'azione sismica di progetto. Viste le risultanze di prove sismiche di dettaglio effettuate in sito il profilo stratigrafico dei terreni di fondazione è classificabile come **tipo B** secondo i disposti della Ordinanza del Presidente del Consiglio 20 marzo 2003 n.3274 e successive modifiche.

4.2. Analisi delle soluzioni fondali

L'applicazione di un carico concentrato sulla superficie del terreno produce un fascio di reazioni con intensità decrescente allontanandosi in orizzontale ed approfondendosi sulla verticale rispetto al punto di applicazione. In funzione della geometria e delle dimensioni della fondazione o del piano di appoggio, i carichi saranno diffusi a profondità differenti. Le proprietà geotecniche dei terreni permettono l'impiego di fondazioni a plinto, a platea oppure lineari continue. Nell'ipotesi di progetto è previsto l'impiego di fondazioni a plinto aventi incastro pari ad almeno 1.60 m, compreso il magrone di sottofondazione. Durante le operazioni di scavo delle fondazioni si dovrà riservare attenzione alla natura dei depositi e dovranno essere segnalate eventuali difformità o repentine variazioni litologiche non rilevabili dall'indagine svolta. Vista l'importante variabilità dei parametri geotecnici relativamente allo strato C risulta necessario un approfondimento di indagine una volta definita la posizione esatta del fabbricato e delle relative fondazioni. Lo strato C in corrispondenza di P3 presenta caratteristiche geotecniche molto scadenti che possono generare importanti cedimenti differenziali. In riferimento all'aggressività dei terreni di fondazione (UNI EN 206-1) questi possono essere classificati come XC2. Il calcestruzzo impiegato per le opere di fondazione dovrà garantire le prestazioni minime riportate nella tabella seguente.

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione geologica e geotecnica	Maggio 2026	0	34 di 48
	A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900			

Denom. della classe	Descrizione dell'ambiente	Esempi informativi di situazioni a cui possono applicarsi le classi di esposizione	UNI 9858	A/C MAX	R'ck min.	Dos. Min. Cem. KG.
XC2	Bagnato, raramente asciutto	Parti di strutture di contenimento liquidi, fondazioni. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso prevalentemente immerso in acqua o terreno non aggressivo.	2a	0,60	30	300

4.3. Calcolo della capacità portante

Sulla base delle informazioni desunte dal modello geotecnico e considerando la tipologia di fondazioni adottata è possibile definire la capacità portante del terreno di imposta, il cui calcolo della capacità limite può essere eseguito con la formula di Brinch Hansen valida per fondazioni superficiali, modificata per il carico inclinato, che tiene conto dei fattori di forma, di fondazione, di profondità, di inclinazione del carico e degli effetti inerziali dovuti all'azione sismica. In ottemperanza a quanto prescritto dalla normativa vigente ed in accordo con il Progettista si è scelto un metodo di tipo semiprobabilistico che in dettaglio corrisponde all'approccio 2 combinazione unica (STR+GEO). I riferimenti per la trasformazione della portata di progetto, ovvero i coefficienti riduttivi sono riportati nelle tabelle 6.4.II e 6.4.IV delle NTC2018. Il Progettista dovrà poi verificare che sia soddisfatta la disequaglianza:

$$Ed \leq Rd$$

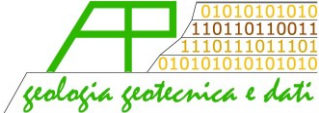
dove Ed rappresenta il valore di progetto dell'azione o degli effetti delle azioni nelle varie combinazioni di carico mentre Rd rappresenta la resistenza del terreno.

4.3.1. Approccio 2 combinazione unica A1+M1+R3

Questo tipo di combinazione prevede l'impiego dei parametri caratteristici (M1) del modello geotecnico così come riportato nel capitolo precedente. Effettuando il calcolo secondo la formula sopra riportata e riducendo la capacità portante secondo i valori della tabella 6.4.I riferendosi al coefficiente γ_r relativo a R3 (2.30) raggiungeremo la seguente portata di progetto Rd da confrontare con le azioni corrispondenti ad A1:

Combinazione fondamentale $Rd = 1.7 \text{ Kg/cm}^2$

Combinazione sismica $Rd = 1.3 \text{ Kg/cm}^2$

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione geologica e geotecnica	Maggio 2026	0	35 di 48
	A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900			

Nel dimensionamento delle fondazioni è tuttavia necessario tener conto non solo della resistenza al taglio dei terreni, ma anche dei cedimenti indotti dal carico applicato. E' stata pertanto eseguita una verifica dei cedimenti indotti nel terreno di fondazione per stimare il sovraccarico di esercizio (SLE) da attribuire ai depositi indagati in modo che i cedimenti derivati siano compatibili con le strutture in progetto.

4.3.2. Verifica allo slittamento

In conformità con i criteri di progetto allo SLU, la stabilità della fondazione deve essere verificata rispetto al collasso per slittamento oltre a quello per rottura generale. Rispetto al collasso per slittamento la resistenza viene valutata come somma di una componente dovuta all'adesione e una dovuta all'attrito fondazione-terreno; la resistenza laterale derivante dalla spinta passiva del terreno non è stata messa in conto. La resistenza di calcolo per attrito ed adesione è valutata secondo l'espressione:

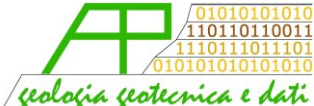
$$FRd = Nsd \tan \delta + ca A'$$

Nella quale Nsd è il valore di calcolo della forza verticale, δ è l'angolo di resistenza al taglio alla base della fondazione, ca è l'adesione fondazione-terreno e A' è l'area della fondazione efficace, intesa, in caso di carichi eccentrici, come area ridotta al centro della quale è applicata la risultante. Riducendo gli esiti dei calcoli secondo i valori della tabella 6.4.I riferendosi al coefficiente γ_r relativo a R3 (1.10), la resistenza allo slittamento considerando un carico di fondazione pari a 1.70 kg/cm² (carico SLU) risulta:

$$Rd = 0.68 \text{ Kg/cm}^2$$

4.4. Calcolo dei cedimenti

Il cedimento di una fondazione è riconducibile allo stato limite di esercizio della struttura (SLE), ed in questo caso i valori caratteristici dei parametri geotecnici sono uguali ai valori di progetto ($f_d = f_k$). Inoltre i coefficienti parziali sulle azioni A e sui parametri di resistenza R sono sempre unitari: A1+M1+R1. Il calcolo dei cedimenti indotti sul terreno dal carico

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione geologica e geotecnica	Maggio 2026	0	36 di 48
	A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900			

trasMESSO dalle fondazioni delle opere in progetto è stato effettuato sulla base del modello geotecnico; l'andamento dell'incremento di pressione verticale con la profondità è stato calcolato nell'ipotesi di validità della teoria di Bousinnesq per un punto in asse alla fondazione. I cedimenti sono dovuti alla deformazione elastica e plastica del terreno e, nel caso di terreni poco permeabili (argille e limi), al processo di lenta espulsione dell'acqua contenuta al loro interno (consolidazione). In quanto le caratteristiche geotecniche del terreno variano da punto a punto, così come spesso variano da punto a punto anche le condizioni di carico, i cedimenti possono assumere localmente valori differenti. Il cedimento calcolato in un punto prende il nome di cedimento assoluto; la differenza fra i cedimenti assoluti misurati in due o più punti prende il nome di cedimento differenziale. Il cedimento assoluto totale è dato dalla somma di tre componenti:

$$S_{tot} = S_{imm} + S_{con} + S_{sec}$$

S_{imm} = **cedimento immediato**, dovuto alla deformazione iniziale, senza variazione di volume, del terreno caricato; è prevalente nei terreni incoerenti (coesione=0), trascurabile in quelli coesivi (coesione>0);

S_{con} = **cedimento di consolidazione**, legato alla variazione di volume del terreno saturo, in seguito alla lenta espulsione dell'acqua contenuta al suo interno; è dominante nei terreni coesivi, poco permeabili, e trascurabile in quelli incoerenti (da mediamente a molto permeabili);

S_{sec} = **cedimento secondario**, dovuto alla deformazione viscosa dello scheletro solido del terreno; normalmente trascurabile in tutti i tipi di terreno.

I cedimenti sono stati calcolati mediante la teoria dell'elasticità. Si tratta di un metodo speditivo utile per avere una prima indicazione dell'ammontare del cedimento. La relazione utilizzata è la seguente:

$$S = DH \times Q_z / Ed;$$

dove:

DH = spessore dello strato;

Q_z = incremento di pressione dovuto al sovraccarico applicato a metà strato;

Ed = Modulo di deformazione dello strato 1/mv.

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione geologica e geotecnica	Maggio 2026	0	37 di 48
	A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900			

La fondazione è stata considerata rigida. Da questa formula, imponendo un carico di esercizio (SLE) sulla fondazione pari a 1.00 kg/cm^2 si ricavano valori dei cedimenti variabili tra 15/20 mm nel settore nord e 70/80 mm in quello sud. I valori sono risultati conformi con il grado di addensamento rilevato nei depositi e corrispondono alla sola componente immediata, ossia quella porzione di cedimenti che si esaurirà durante la posa delle fondazioni. Si consiglia di non superare i valori di esercizio indicati (SLE) al fine di contenere i cedimenti.

4.5. Terre da scavo

Si ricorda che tutte le opere che prevedono la produzione di terre da scavo (fondazioni, interrati, sbancamenti etc) sono normate dal D.Lgs 3 aprile 2006 n. 152 (Norme in materia ambientale) e dai relativi Allegati come modificato dal D. lgs. 4/2008 dal D. lgs. 205/2010, dal D.M. 10.08.2012 n.161, dalla Legge n.98 del 09.08.2013 conversione del Decreto del Fare e recentemente dal DPR 120 del 13.06.2017 in vigore dal 22.08.2017. In sostanza la legislazione prevede che le terre prodotte dagli scavi siano considerate rifiuto e come tale debbano essere smaltite, ovvero debbano essere conferite alle discariche autorizzate con la compilazione del formulario. La norma prevede altresì che le terre possano essere esonerate dal regime dei rifiuti purché siano rispettate contemporaneamente le seguenti condizioni:

1. presenza di inquinanti nei limiti di legge
2. effettivo riutilizzo
3. esclusione da preventivi trattamenti per il riutilizzo, ad eccezione delle normali pratiche industriali e di cantiere.

Un ulteriore differenza risiede nella natura autorizzativa dell'opera in progetto che configura scenari diversi nel caso in cui si tratti di Autorizzazione Integrata Ambientale (AIA) o di Verifica di Impatto Ambientale (VIA). In questi casi si applica l'iter previsto dal D.M. 10.08.2012 n.161. Pertanto in tutti gli altri casi, fatte salve le condizioni sopra riportate, i materiali da scavo (di cui all'art.1, comma1, lettera b del D.M. 161/2012) sono sottoposti al regime dei sottoprodotti di cui all'art. 4 del DPR 120 del 13.06.2017, il proponente o il

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione geologica e geotecnica	Maggio 2026	0	38 di 48
	A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900			

produttore deve attestare il rispetto delle suddette condizioni tramite dichiarazione resa all'Agenzia regionale per la protezione ambientale (ARPA) ai sensi e per gli effetti del Testo Unico del DPR 445/2000. L'Arpa si riserva la facoltà di effettuare il controllo sia su base documentale, attraverso gli atti in possesso dell'Agenzia, sia attraverso controlli diretti in campo ove lo ritenga necessario e provvedere ad effettuare sopralluoghi ed eventuali campionamenti in contraddittorio con il Proponente, finalizzati a verificare il rispetto dei limiti previsti dalla norma e come dichiarato nella certificazione. Qualora in accordo al comma 3 dell'art.71 del DPR 445/2000 Arpa rilevi nelle dichiarazioni ricevute e per gli aspetti ambientali di competenza “ delle irregolarità o delle omissioni rilevabili d'ufficio, non costituenti falsità, dà notizia all'interessato di tale irregolarità. Questi è tenuto alla regolarizzazione o al completamento della dichiarazione; in mancanza il procedimento non ha seguito” e, conseguentemente, i materiali da scavo devono essere considerati rifiuti, e come tali trattati. Medesima conclusione è prevista qualora dai controlli effettuati si dimostri che i materiali di scavo non rispettano i requisiti previsti dall'art.4 del DPR 120 del 13.06.2017, decadendo le condizioni per poterli considerare quali sottoprodotti. In questi casi rientrando nel regime normativo dei rifiuti dovranno essere valutate le conseguenti eventuali ipotesi di reato per il Proponente, il Ricevente, il Trasportatore. Si ricorda che i reati in campo ambientale sono soggetti a procedimento penale oltre che amministrativo. **La nuova normativa ha chiarito in modo preciso anche il trattamento dei materiali di scavo reimpiegati nel cantiere di produzione. Tali materiali sono esentati dal regime dei rifiuti se conformi ai requisiti di cui all'art. 185, comma 1, lettera c, del decreto legislativo 152/2006; la non contaminazione deve essere verificata secondo i disposti dell'allegato 4 del DPR 120/2017.**

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione geologica e geotecnica	Maggio 2026	0	39 di 48
	A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900			

5.INDICAZIONI RIGUARDO L'INVARIANZA

La nuova Legge regionale sulla difesa del suolo, sulla prevenzione e mitigazione del rischio idrogeologico e sulla gestione dei corsi d'acqua (l.r. n. 4 del 15 marzo 2016) ha come scopo principale l'attenuazione del livello di rischio idrogeologico al fine della tutela dei cittadini e delle attività economiche, attraverso iniziative capaci di mettere in sicurezza il territorio. La legge specifica e disciplina le attività di competenza di Regione Lombardia riguardanti la difesa del suolo, la gestione dei corsi d'acqua e del demanio idrico nel territorio regionale. Inoltre, stabilisce gli strumenti utili a realizzare tali attività per raggiungere gli obiettivi legati alla difesa del suolo, alla gestione del demanio idrico fluviale e al riassetto idraulico e idrogeologico. I principali temi che la legge affronta sono:

- gestione coordinata del reticolo idrico minore, di competenza comunale, e dei reticoli principale e consortile
- rispetto dell'invarianza idraulica, dell'invarianza idrogeologica e del drenaggio urbano sostenibile
- attività di polizia idraulica nel demanio idrico fluviale
- manutenzione continuata e diffusa del territorio, dei corsi d'acqua, delle opere di difesa del suolo, delle strutture e dei sistemi agroforestali di difesa del suolo
- ripristino delle condizioni di maggiore naturalità dei corsi d'acqua, recupero delle aree di pertinenza idraulica e riqualificazione fluviale
- riordino delle competenze sulla navigazione interna delle acque
- nuove competenze in tema di difesa del suolo per i Consorzi di bonifica e irrigazione.

Nel caso in studio, il tema d'interesse riguarda l'invarianza idraulica che in sintesi consiste nella limitazione dei deflussi delle acque verso il reticolo idrico o la fognatura in caso di realizzazione di nuovi edifici civili e industriali, di parcheggi e strade e di interventi di riqualificazione o comunque di trasformazione del suolo. Nello specifico l'articolo di riferimento è il n.7 che introduce il concetto ed apporta modifiche al testo della legge regionale n.12/2005 (Legge per il Governo del Territorio). Al comma 5, l'articolo fa riferimento al Regolamento

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione geologica e geotecnica	Maggio 2026	0	40 di 48
	A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900			

(R.R. 7/2017 del 23.11.2017 – R.R. 8/2019 del 19.04.2019) contenete i metodi e i criteri per il rispetto dell'invarianza idraulica ed idrogeologica. Sulla base di diversi fattori indicati dal Regolamento i contenuti del progetto di invarianza configurano tipologie di studi via via più approfonditi (articolo 9). La tipologia del caso in studio dovrà essere verificata nella tabella di Figura 22.

CLASSE DI INTERVENTO		SUPERFICIE INTERESSATA DALL'INTERVENTO	COEFF. DEFLUSSO MEDIO PONDERALE	MODALITA' DI CALCOLO	
				AMBITI TERRITORIALI (ARTICOLO 7)	
				AREA A - B	AREA C
0	Impermeabilizzazione potenziale qualsiasi	≤ 0.03 ha (≤ 300 mq)	qualsiasi	Requisiti minimi art.12 comma 1	
1	Impermeabilizzazione potenziale bassa	$Da > 0.03$ a ≤ 0.1 ha ($da > 300$ a ≤ 1000 mq)	≤ 0.4	Requisiti minimi art.12 comma 2	
2	Impermeabilizzazione potenziale media	$Da > 0.03$ a ≤ 0.1 ha ($da > 300$ a ≤ 1.000 mq)	> 0.4	Metodo delle sole piogge (vedi articolo 11 e allegato G)	Requisiti minimi articolo 12 comma 2
		$Da > 0.1$ a ≤ 1 ha ($da > 1.000$ a ≤ 10.000 mq)	qualsiasi		
		$Da > 1$ a ≤ 10 ha ($da > 10.000$ a ≤ 100.000 mq)	≤ 0.4		
3	Impermeabilizzazione potenziale alta	$Da > 1$ a ≤ 10 ha ($da > 10.000$ a ≤ 100.000 mq)	> 0.4	Procedura dettagliata (vedi articolo 11 e allegato G)	

Figura 22 - Tabella 1 - RR 08/2019

6. CONCLUSIONI

L'indagine effettuata e i rilievi eseguiti consentono di trarre le seguenti conclusioni:

1. L'area in studio ricade nel comune di Lonato del Garda, classificato dall'Ordinanza del Presidente del Consiglio in data 20 marzo 2003 n.3274 come di classe 3. La riclassificazione della Regione Lombardia ha elevato la classe portandola alla 2.
2. Secondo i disposti dell'Ordinanza Presidente del Consiglio n.3274/2003 i terreni di fondazione sono classificabili come di tipo B. Il profilo topografico di riferimento è il T1.
3. L'analisi di II livello ha verificato l'adeguatezza dei fattori di amplificazione F_a regionali.
4. I terreni di fondazione sono costituiti da depositi glaciolacustri di depressione intermorenica dell'Unità di Solferino a litologia ghiaioso sabbiosa con frazioni fini argilloso limose presenti in percentuali variabili.
5. La superficie freatica è stata intercettata durante la campagna geognostica dell'Aprile 2026 a profondità variabili da 1.50 a 2.00 m da p.c..
6. Il calcolo della capacità portante è stato effettuato secondo la metodologia proposta dall'approccio 2. I valori sono riportati all'interno della relazione.
7. Il calcolo dei cedimenti è stato effettuato sulla base della teoria dell'elasticità. I cedimenti sono ammissibili con le strutture in progetto.
8. Vista la differenza sostanziale tra il settore nord e sud si rende necessario un supplemento di indagini per valutare l'estensione dello strato a scadenti parametri geotecnici evidenziato nella prova P3.
9. I terreni di fondazione non saranno soggetti a liquefazione in caso di sisma.
10. Le terre da scavo dovranno essere trattate nel rispetto della normativa vigente.

Per quanto esposto ed illustrato si dichiara la fattibilità dell'intervento, sotto il profilo geologico, idrogeologico e geotecnico.

Dr. Geol. Corrado Aletti

(documento firmato digitalmente)

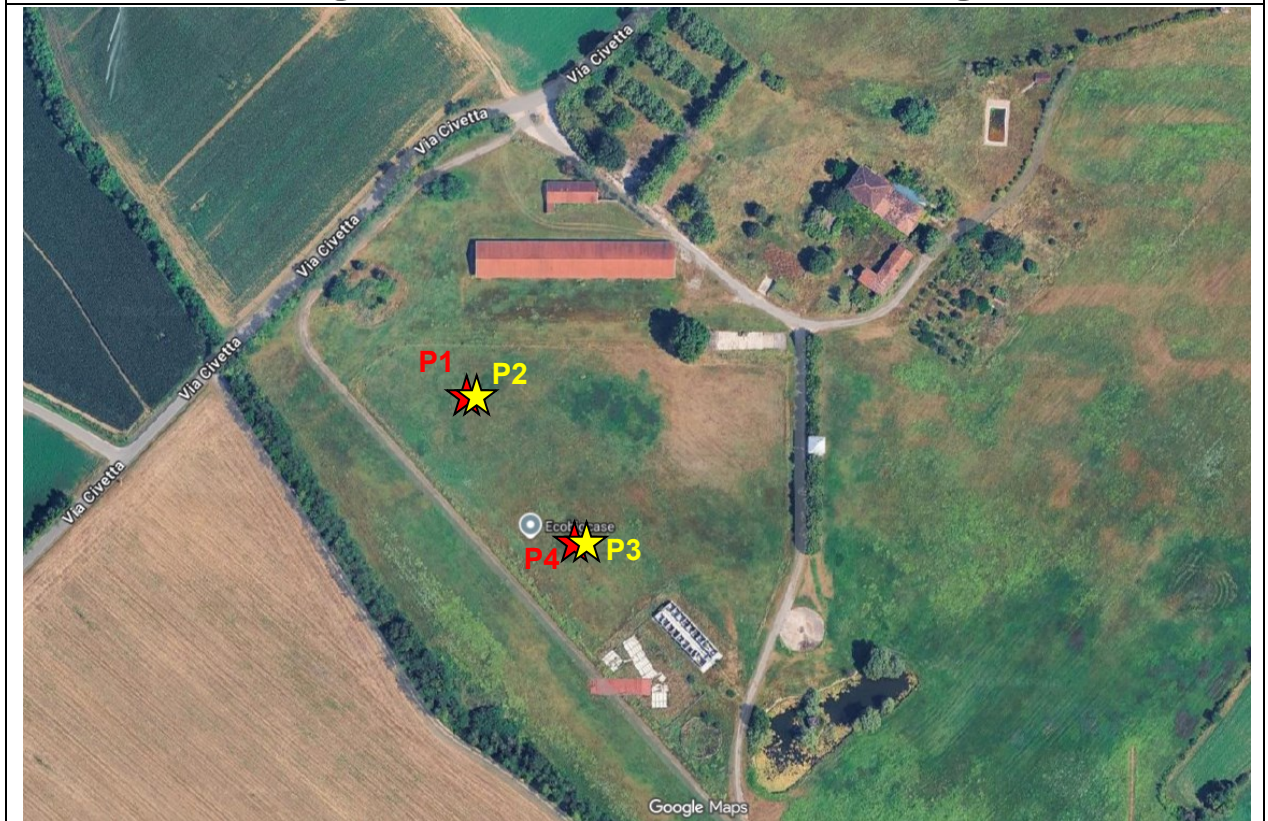
Seniga 12.05.2026

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione geologica e geotecnica	Maggio 2026	0	42 di 48
	A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900			

7. TABELLA RIASSUNTIVA PARAMETRI GEOLOGICI

FOGLIO	76					
MAPPALAE	95					
QUOTA (m.s.m)	105.00					
SOGGICENZA (m)	Da 1.50 a 2.00 (Aprile 2026)					
CLASSE FATTIBILITA'	2/3					
ZONA SISMICA	2					
PERICOLOSITA' SISMICA	Z4a/Z2					
ANALISI SISMICA DI II LIVELLO	Fa ≤ Soglia					
CLASSE TOPOGRAFICA	T1					
CATEGORIA DEL SOTTOSUOLO	B					
CLASSE DELL'EDIFICIO	II					
PARAMETRI SISMICI		Ag (g)	Fo		Tc (s)	
	SLV	0.152	2.436		0.276	
	SLD	0.053	2.479		0.250	
AMPLIFICAZIONE STRATIGRAFICA SS	1.2					
AMPLIFICAZIONE TOPOGRAFICA ST	1.0					
FREQUENZA FONDAMENTALE (Hz)	5.16					
LIQUEFAZIONE	NO					
MODELLO GEOTECNICO	Nome	Profondità	γ (kg/dm³)	φ (°)	Cu (kg/cm²)	E (kg/cm²)
	A	0.00 – 0.90	1.7	/	/	/
	B	0.90 – 1.80	1.8	32	/	200
	C	1.80 – 2.20/3.00	1.8	/	0.2/0.5	20/60
	D	2.20/3.00 – 5.10	1.8	34	/	350
	E	5.10 – 7.80	1.8	32	/	250
TIPO DI FONDAZIONE	PLINTI					
RESISTENZA SLU FONDAMENTALE kg/cm²	1.7					
RESISTENZA SLU SISMICA kg/cm²	1.3					

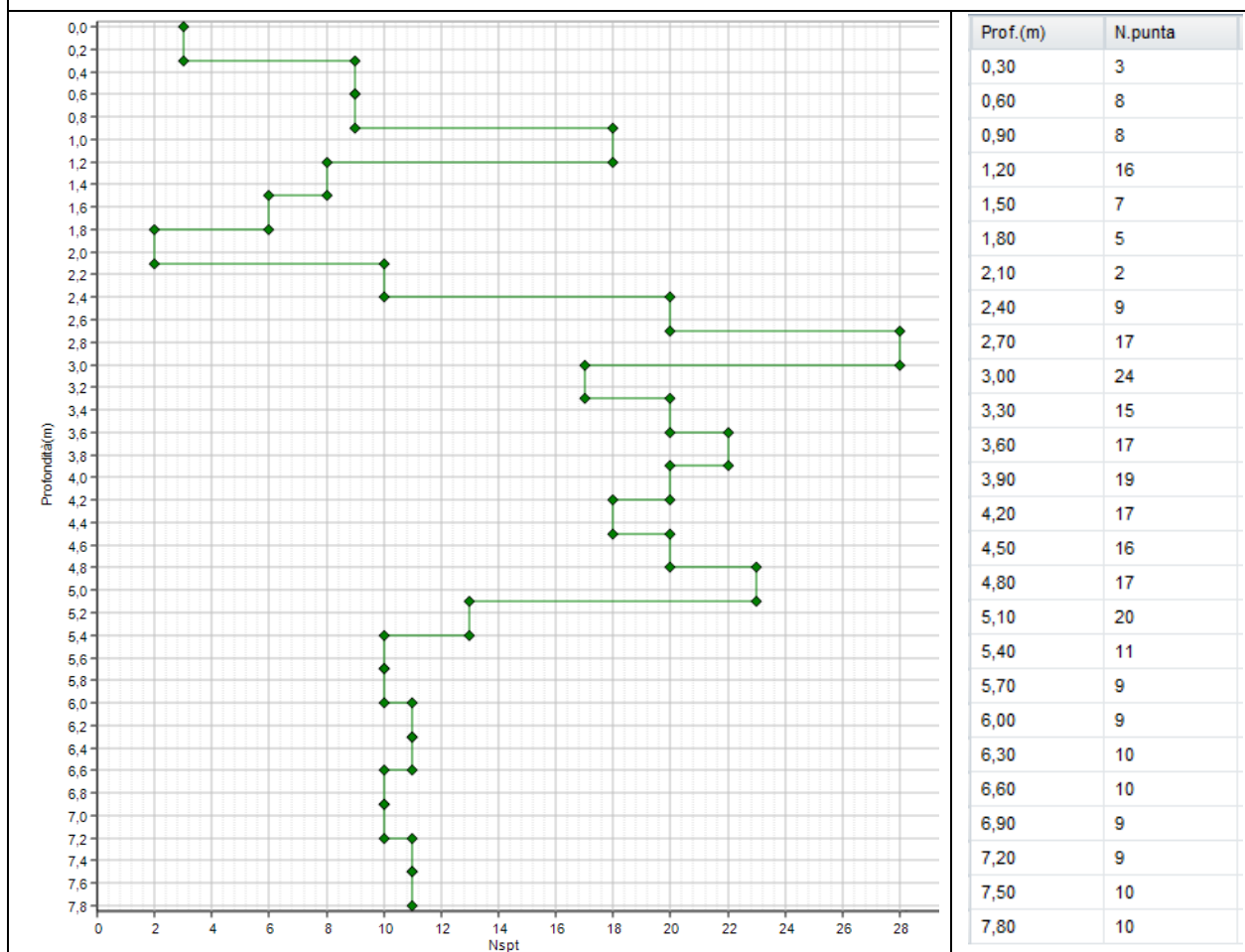
Allegato 1 – Ubicazione indagini



- ★ - DPSH
- ★ - CPT

Allegato 2 – Prove penetrometriche

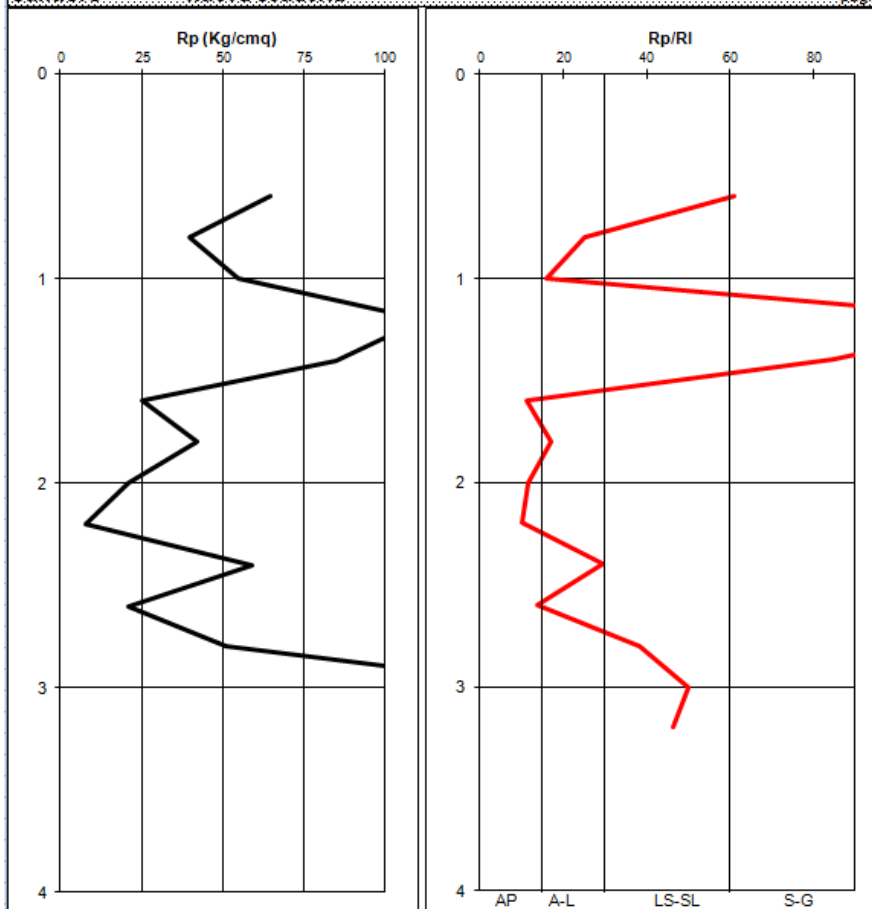
P1



P2

Prova n°	2		Data		22/04/2026		
Committente	Sig. ra Mella Alessandra		Falda		-2,00		
Comune	Lonato D/G		Quota		p.c.		
Cantiere	Nuova scuderia						
pag. 1							
Prof. m	P Kg/cmq	P+L Kg/cmq	Rt Kg/cmq	Rp Kg/cmq	RI Kg/cmq	Rp/RI	litologia (A.G.I. 1977)
0,0							
0,2							
0,4							
0,6	65	81		65	1,07	61	sabbie lim. e limi sabb.
0,8	40	64		40	1,60	25	argille e limi
1,0	55	106		55	3,40	16	argille e limi
1,2	112	125		112	0,87	129	sabbie e ghiaie
1,4	85	100		85	1,00	85	sabbie e ghiaie
1,6	25	58		25	2,20	11	argille plastiche
1,8	42	79		42	2,47	17	argille e limi
2,0	21	48		21	1,80	12	argille plastiche
2,2	8	20		8	0,80	10	argille plastiche
2,4	59	89		59	2,00	30	argille e limi
2,6	21	44		21	1,53	14	argille plastiche
2,8	51	71		51	1,33	38	sabbie lim. e limi sabb.
3,0	154	200		154	3,07	50	sabbie lim. e limi sabb.
3,2	214	283		214	4,60	47	sabbie lim. e limi sabb.
3,4							
3,6							
3,8							
4,0							

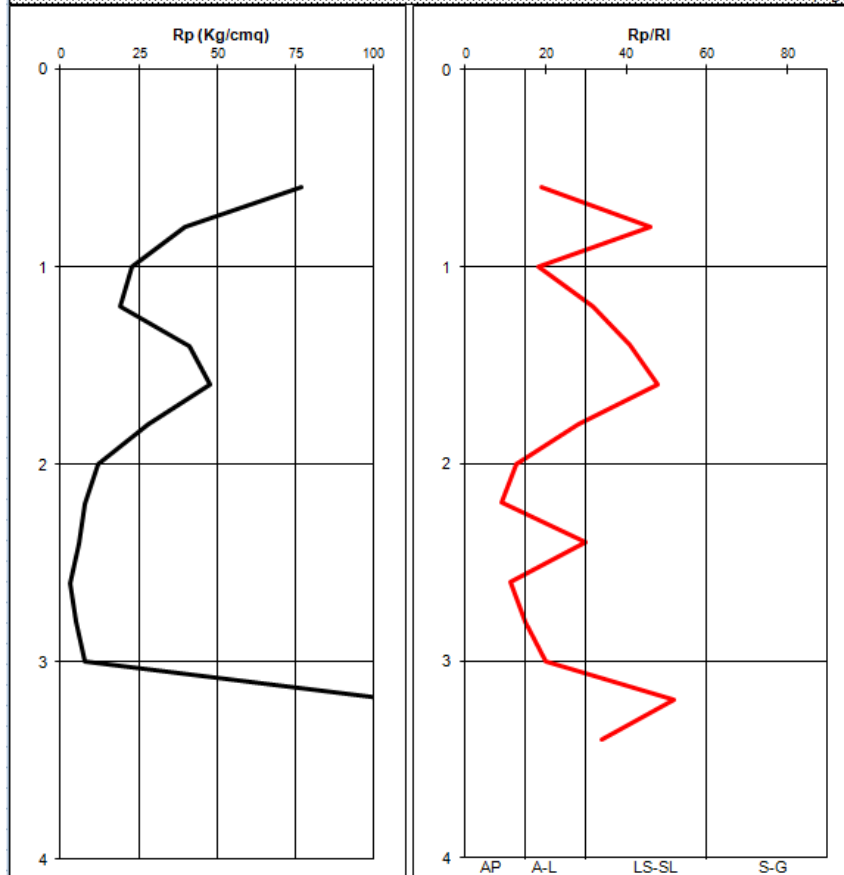
Prova n°	2	Data	22/04/2026
Committente	Sig. ra Mella Alessandra	Falda	-2,00
Comune	Lonato D/G	Quota	p.c.
Cantiere	Nuova scuderia		



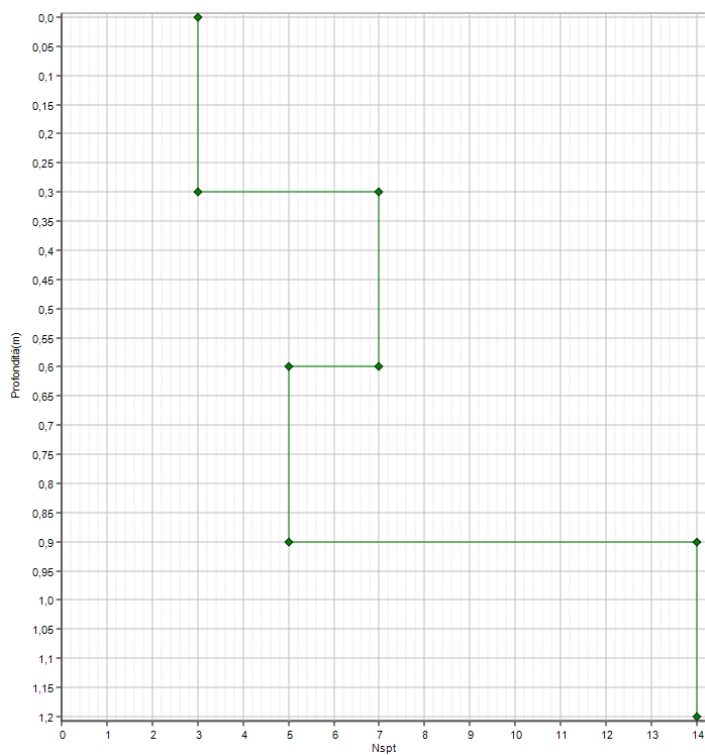
P3

Prova n°	3		Data		22/04/2026		
Committente	Sig. ra Mella Alessandra		Falda		-1,50		
Comune	Lonato D/G		Quota		p.c.		
Cantiere	Nuova scuderia		pag. 1				
Prof. m	P Kg/cmq	P+L Kg/cmq	Rt Kg/cmq	Rp Kg/cmq	RI Kg/cmq	Rp/RI	litologia (A.G.I. 1977)
0,0							
0,2							
0,4							
0,6	77	138		77	4,07	19	argille e limi
0,8	40	53		40	0,87	46	sabbie lim. e limi sabb.
1,0	23	42		23	1,27	18	argille e limi
1,2	19	28		19	0,60	32	sabbie lim. e limi sabb.
1,4	41	56		41	1,00	41	sabbie lim. e limi sabb.
1,6	48	63		48	1,00	48	sabbie lim. e limi sabb.
1,8	28	43		28	1,00	28	argille e limi
2,0	12	26		12	0,93	13	argille plastiche
2,2	8	21		8	0,87	9	argille plastiche
2,4	6	9		6	0,20	30	argille e limi
2,6	3	7		3	0,27	11	argille plastiche
2,8	5	10		5	0,33	15	argille e limi
3,0	8	14		8	0,40	20	argille e limi
3,2	111	143		111	2,13	52	sabbie lim. e limi sabb.
3,4	205	296		205	6,07	34	sabbie lim. e limi sabb.
3,6							
3,8							
4,0							

Prova n°	3	Data	22/04/2026
Committente	Sig. ra Mella Alessandra	Falda	-1,50
Comune	Lonato D/G	Quota	p.c.
Cantiere	Nuova scuderia	pag. 2	



P4



Prof.(m)	N.punta	N.riv.to
0,30	3	1
0,60	6	2
0,90	4	4
1,20	12	4