

COMMITTENTE

PARROCCHIA SAN NICOLÒ
Via Canonica 4 - 23900 LC



**PIANO ATTUATIVO
DI INIZIATIVA PRIVATA
DENOMINATA ATU14:
UMI2 S.NICOLO'-FAINI**

REALIZZAZIONE DI UN NUOVO
CENTRO DI COMUNITA'
PARROCCHIA SAN NICOLÒ
E RECUPERO AREA EX-FAINI

GRUPPO
DI PROGETTAZIONE

Giorgio Melesi architetto
Tommaso Giudici architetto
Mario Redaelli architetto
Patrik Spreafico architetto

VIA PAOLO VI, 33 - 23900 Lecco
studio@studiomelesi.com

A CURA DI

Studio Geologico Tecnico Lecchese
di Dott. Massimo Riva Geologo

VIA PREVIATI, 16-23900 Lecco
ufficiotecnico@sgtl.it

GIUGNO 2016 © sono vietati l'utilizzo e la riproduzione non autorizzata

CENTRO DI COMUNITA' SAN NICOLO'

LECCO

Relazione geologica, con proposta indagini geognostiche, a supporto del progetto della realizzazione di un nuovo centro comunità – parrocchia di San Nicolò e recupero area ex-Faini nel comune di Lecco.

Lecco – Luglio 2012

Dott. Massimo Riva Geologo - c.f. RVI MSM 61H17 E507N - Part. Iva 01776580134
Via Previati 16, 23900 LECCO - Tel (0341) 286095 - Fax (0341) 361843
E-Mail ufficiotecnico@sgtl.it - Sito www.sgtl.it – Posta certificata sgtl@epap.sicurezzapostale.it

Redatto	Verificato	Approvato
PM	MR	MR

INDICE

1 - PREMESSA	2
2 - RELAZIONE GEOLOGICA	4
3 – INDAGINI GEOGNOSTICHE PROPOSTE	17
4 – CONCLUSIONI	19

Allegati al testo

Allegato 1 Documentazione fotografica

Tav. 1 Ubicazione area in oggetto

Tav. 2 Carta geologica

Tav. 3 Carta idrogeologica

Tav. 4 Carta geomorfologica

Tav. 5a Ubicazione indagini proposte (su tavola di progetto)

Tav. 5b Ubicazione indagini proposte (su tavola di stato di fatto)

1 - PREMESSA

Per conto del Centro di Comunità San Nicolò, è stata redatta la seguente relazione geologica, con programma indagini geognostiche, a supporto del progetto della realizzazione di un nuovo centro comunità –parrocchia di San Nicolò e recupero area ex-Faini nel comune di Lecco.

L'area è sita nel centro di Lecco, in una zona densamente urbanizzata, ad una quota compresa tra 208 m s.l.m. e 213.7 m s.l.m.; la superficie complessiva dell'area è di 17.383 m², con un volume di progetto pari a 50851 m³.



Immagine tratta da Google Earth

Il progetto prevede la realizzazione di nuovi edifici adibiti a libreria, bar, oratorio, palestra, spogliatoio e magazzino ed altri vani connessi con la realizzazione di nuovi campi giochi (da calcio, pallavolo); si prevede anche la realizzazione di due piani interrati, con il piano calpestio del secondo interrato (livello -2) posto a quota 203 m s.l.m.

Si ricorda brevemente che la relazione geologica ha la finalità di:

- ✓ definire le condizioni geologiche, morfologiche, idrogeologiche dell'area in esame e circostanti;
- ✓ valutare il grado di stabilità dell'area d'edificazione;
- ✓ valutare la compatibilità tra l'intervento in oggetto e l'assetto geologico, morfologico, idrogeologico dell'area ospitante;

- ✓ definire la categoria del suolo di fondazione e la classe di zonazione sismica, ai sensi della nuova normativa sismica;
- ✓ proporre una campagna di indagini geognostiche per definire le caratteristiche geotecniche dei terreni, nonché valutare l'eventuale presenza della falda idrica locale.

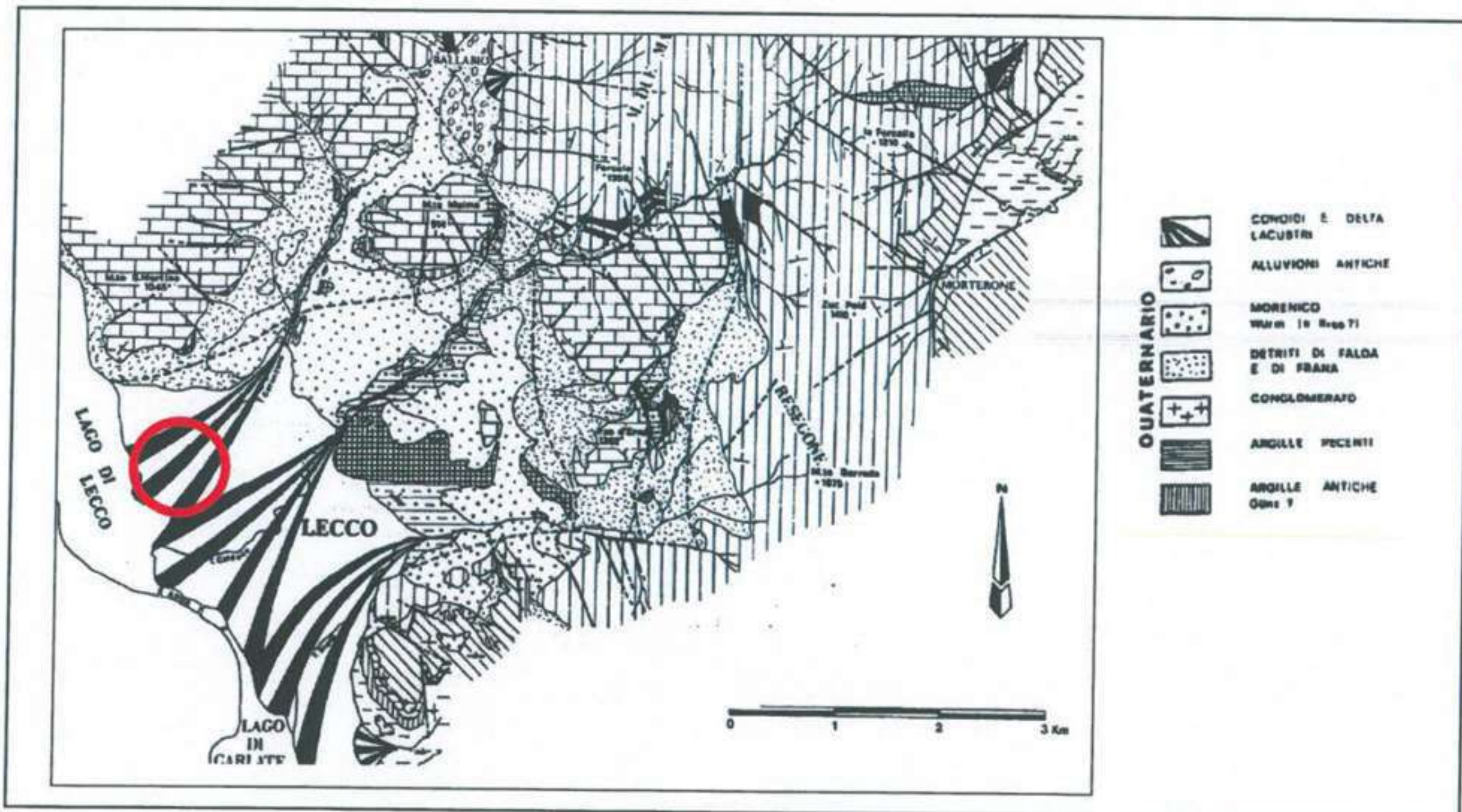
Per quanto riguarda l'ubicazione dell'area, si rimanda alla tavola 1 allegata a fine testo.

2 - RELAZIONE GEOLOGICA

Inquadramento geologico - geomorfologico

Da un punto di vista geologico l'area in esame è caratterizzata da depositi superficiali alluvionali quaternari, che costituiscono i conoidi coalescenti dei tre torrenti (T. Gerenzone T. Caldone - T. Bione) che attraversano l'abitato di Lecco, e sui quali si è sviluppato il territorio urbano attuale. In particolare il terreno in oggetto si ubica nella parte distale della conoide T. Gerenzone.

Il terreno in esame è quindi impostato su terreni alluvionali di conoide, ossia sedimenti depositi dai corsi d'acqua discendenti dai versanti montuosi, allo sbocco nella valle principale; sono costituiti prevalentemente da ghiaie selezionate e gradate, alternate a sabbie più o meno abbondanti, con strutture sedimentarie da corrente e sono disposti nella tipica forma a ventaglio.



(tratto da "Note sull'idrogeologia della città di Como e di Lecco" G. P. Beretta, E. Denti, L. Fumagalli e P. Sala)

La dimensione del materiale è fortemente variabile da zona a zona, e comunque nella parte distale si ha una prevalenza di sabbie e ghiaie, nella parte prossimale di ciottoli, blocchi e ghiaie. A volte risultano intercalati con orizzonti fini di limi e argille.

Nel settore terminale della conoide si assiste ad una progressiva diminuzione della granulometria e ad un aumento dello spessore delle lenti argillose di origine lacustre che si presentano interdigitate con i depositi di origine alluvionale.

Tale unità, presente con continuità nell'intera area di conoide costituente il centro di Lecco, poggia in contatto erosionale sulle unità sottostanti (unità delle argille con ciottoli e unità delle argille sabbiose).

Nella seguente sezione geologica-idrogeologica si nota chiaramente lo spessore dei depositi sciolti costituiti prevalentemente da sabbie e ghiaie con livelli limoso argillosi.

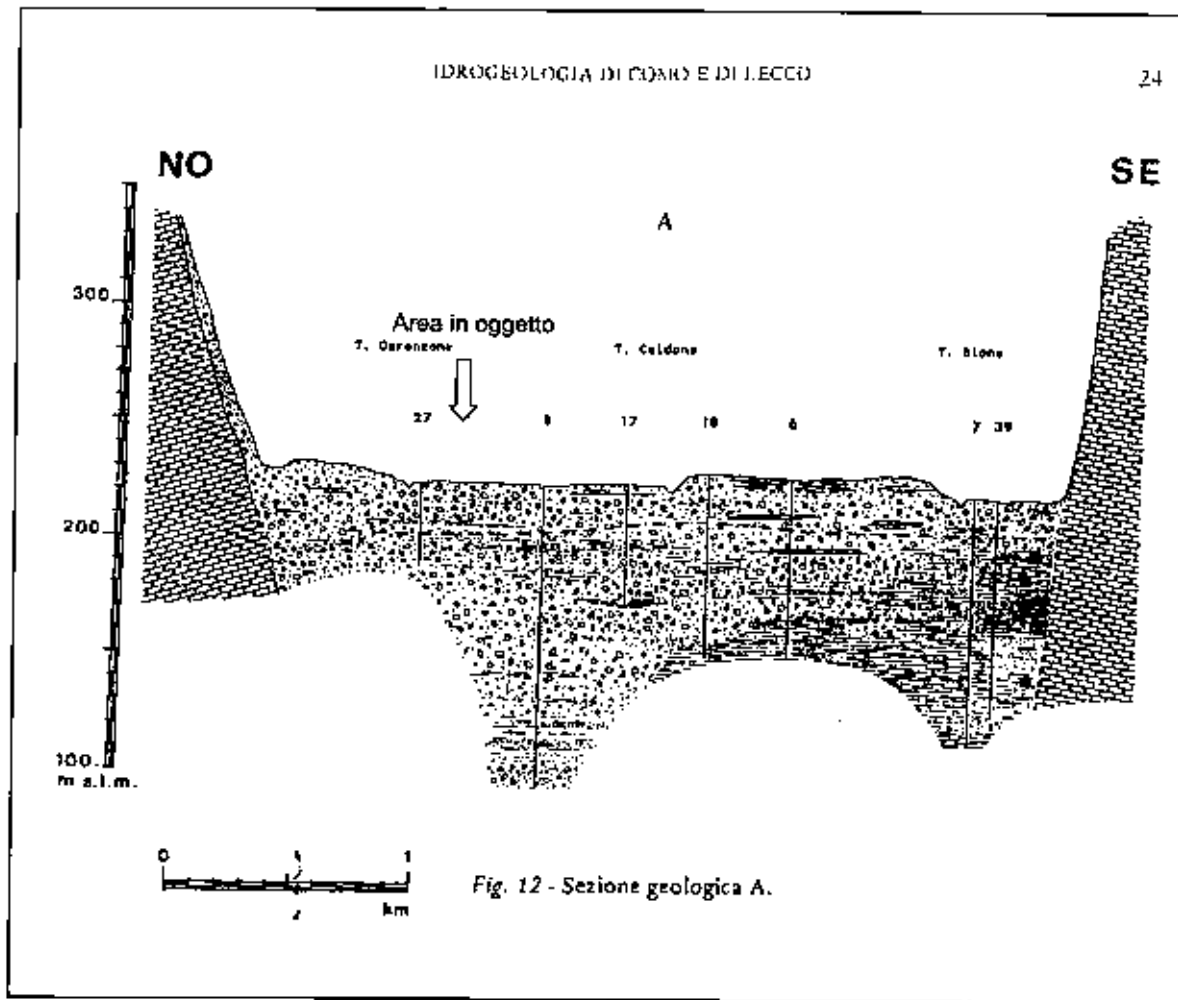
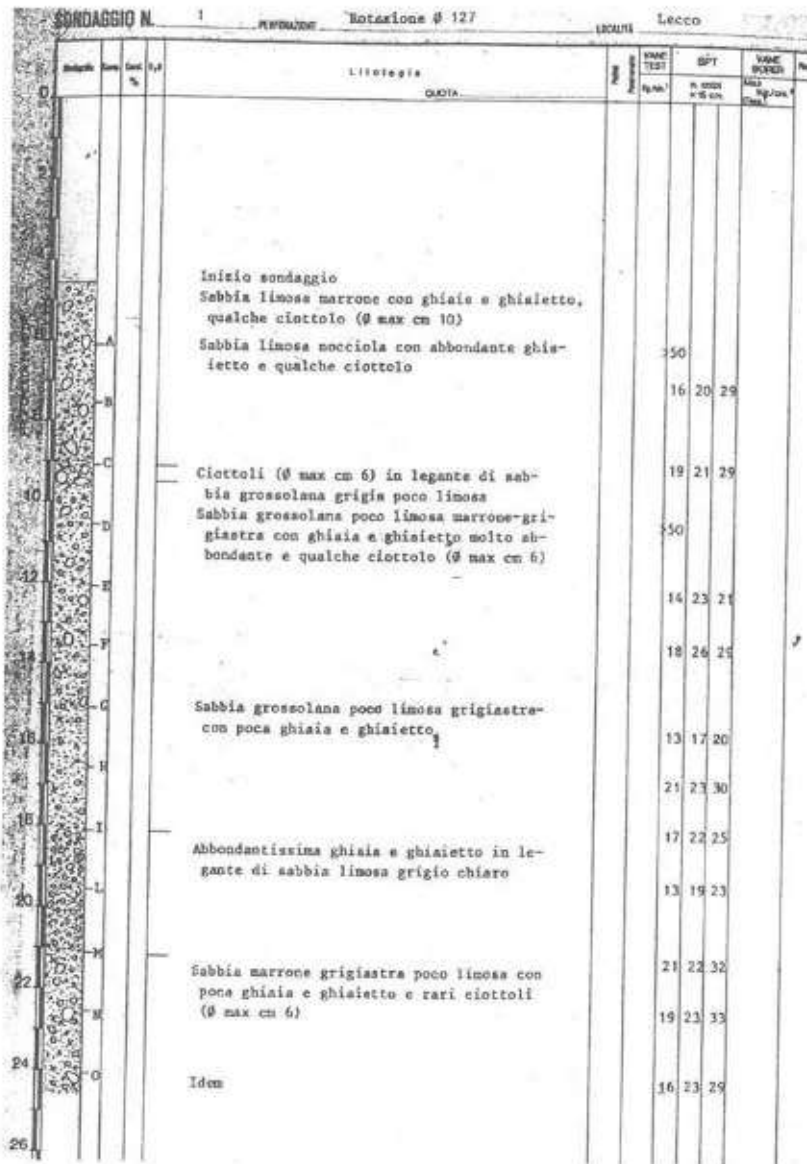
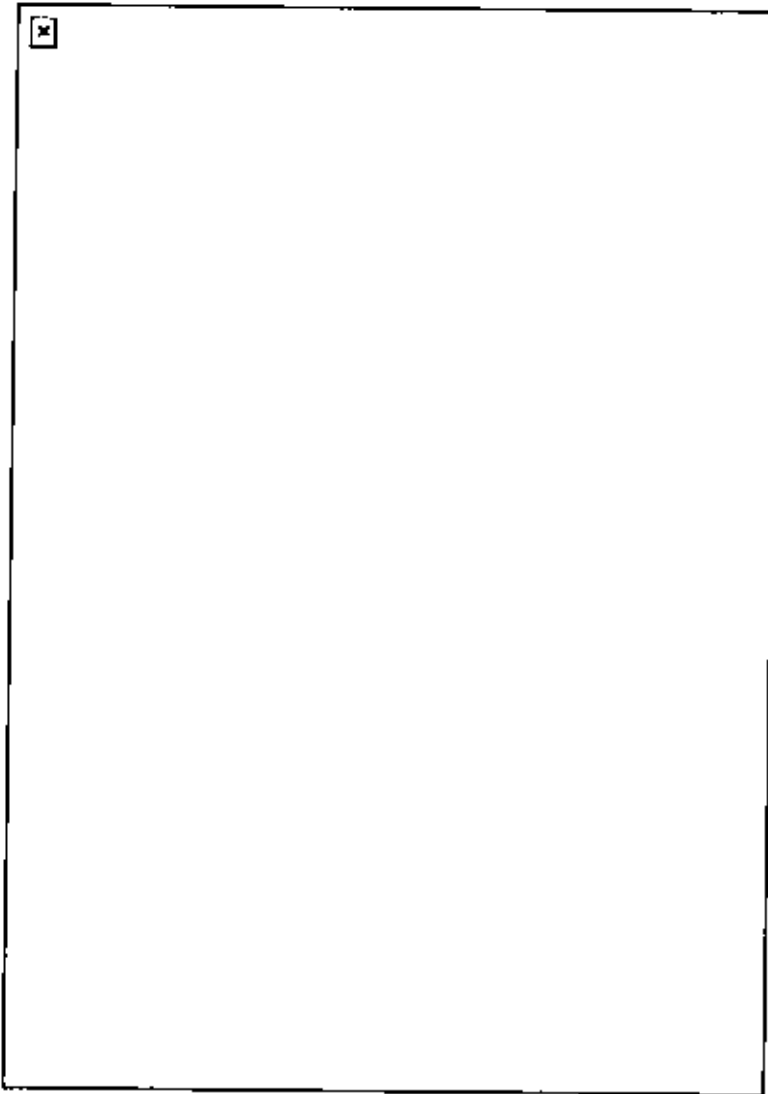


Immagine tratta da "Note sull'idrogeologia delle città di Como e di Lecco" di G.P. Beretta e altri

Sondaggi eseguiti nel terreno in oggetto e nelle vicinanze hanno evidenziato la presenza di strati prettamente ghiaioso- sabbiosi, con ciottoli, fino ad almeno 20-25 m di profondità; solo localmente sono presenti livelli sabbioso - limosi.





*Stratigrafia sondaggi tratti da "indagini geotecniche eseguite in via Parini angolo via Bixio - luglio 1982"
dello Studio Celotti*

Il substrato roccioso non affiora nell'area in oggetto e nelle zone circostanti, ma costituisce i rilievi con pareti subverticali che circondano la conca di Lecco; le diverse unità geologico-strutturali sono interessate da dislocazioni di rilevanza regionale che separano diverse unità tettoniche; gli affioramenti più vicini si rinvencono a qualche centinaio di m a NE ed a ENE, tra le zone di Acquate e Germanedo.

Da un punto di vista geomorfologico, l'area risulta debolmente digradante verso ovest, e fortemente urbanizzata, i caratteri morfologici originali risultano così essere totalmente occultati.

Nel terreno in esame e nelle sue immediate vicinanze, non sono evidenti particolari forme e/o processi geomorfici in atto o potenziali.

Per maggiori dettagli relativi alla geologia e alla geomorfologia dell'area in esame, si rimanda alle tavole allegate a fine testo.

Inquadramento idrografico - idrogeologico

La circolazione idrica superficiale è caratterizzata dalla forte urbanizzazione dell'area, la principale asta torrentizia presente è il torrente Gerenzone, con andamento grossomodo NE-SW, ad una distanza di circa 110 m a nord-ovest dell'area di edificazione.

Dal punto di vista idrogeologico, il territorio comunale di Lecco può essere suddiviso in due principali zone che comprendono:

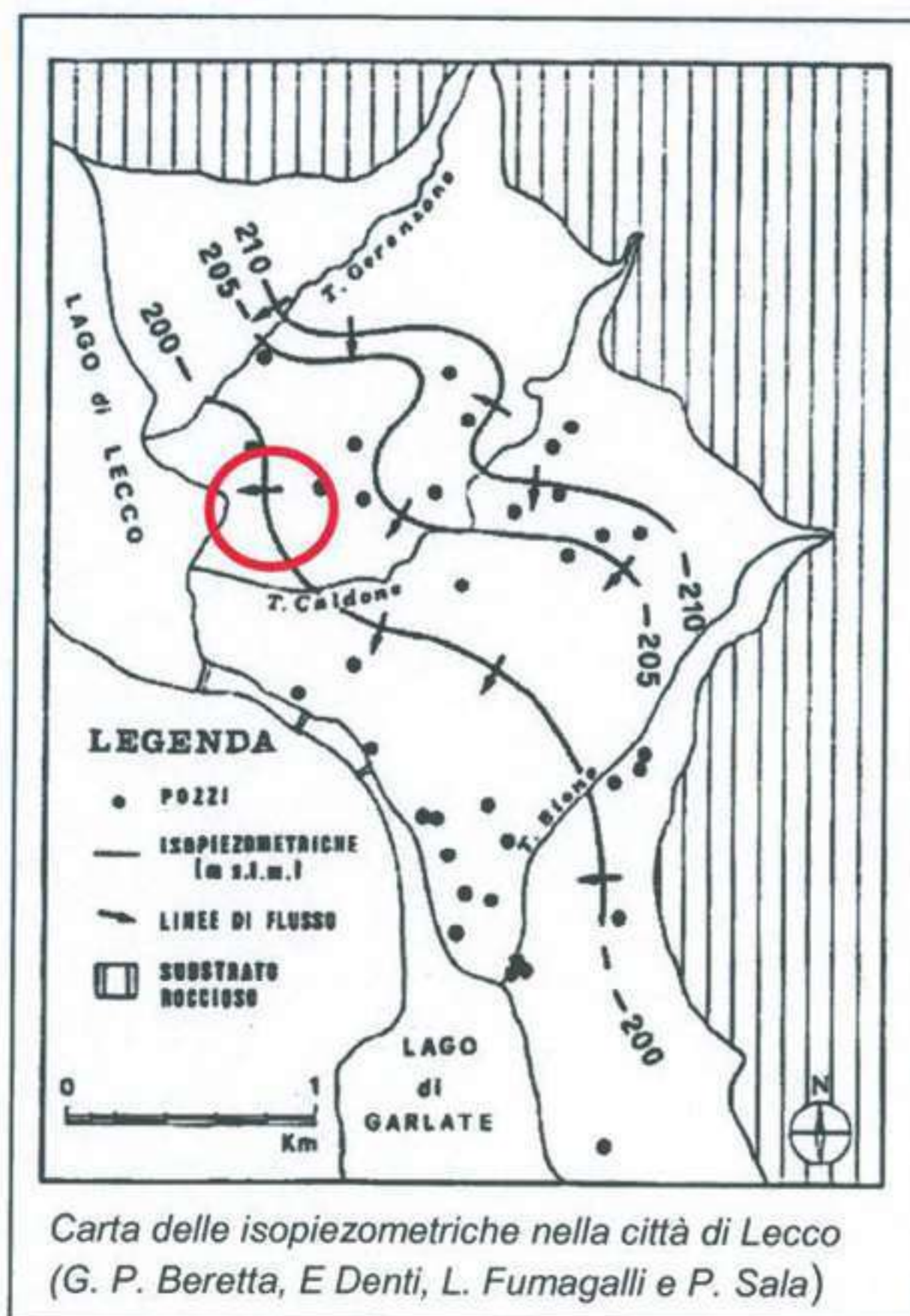
- conoidi ed i fondovalli del territorio comunale;
- zone collinari e montane, caratterizzate dal substrato roccioso che costituisce la base delle strutture idrogeologiche relative ai depositi di copertura.

Per quanto riguarda la prima zona, come riportato nella pubblicazione "Lineamenti idrogeologici del settore sublacuale della provincia di Como – G. P. Beretta E. Denti V. Francani P. Sala", la struttura idrogeologica del delta-conoide sul quale sorge l'abitato di Lecco presenta in alcuni punti uno spessore di circa 80 m di ghiaie, alle quali fanno seguito in profondità livelli limoso - argillosi contenenti lenti sabbiose acquifere.

La falda si trova a profondità notevole nelle zone apicali e centrali del conoide e diviene subaffiorante in prossimità del lago. Tale falda è sfruttata dai pozzi comunali a scopo idropotabile.

La seconda zona è caratterizzata dalla presenza di depositi sciolti con uno spessore ridotto, direttamente a contatto con il substrato roccioso, affiorante e sub-affiorante.

In tale zona non è presente una vera e propria falda continua all'interno dei depositi sciolti,



anche per la loro non continuità laterale. Numerose sono le sorgenti, parte delle quali captate a scopo potabile.

Il terreno in oggetto si trova nella prima zona cioè quella caratterizzata dai depositi alluvionali e fluvioglaciali; essi sede di una falda libera che si raccorda con il lago di Lecco ed il fiume Adda. La profondità della superficie freatica varia da pochi metri da piano campagna in prossimità della sponda lacustre (Lario) e fluviale (F. Adda) a diverse decine di metri nella parte pedemontana dell'abitato di Lecco.

All'interno di questa zona si distinguono tre unità idrogeologiche, con caratteristiche litologiche e di permeabilità simili:

- alluvioni ghiaiose-sabbiose con scarsi livelli cementati e lenti argillose (Olocene e wurm autoctono) fino a 30-40 m di profondità. L'alimentazione di tale unità è determinata dai bacini dei torrenti presenti e, localmente, dal lago di Lecco;
- depositi fluvioglaciali consolidati ghiaioso-sabbiosi pre-wurmiani con orizzonti conglomeratici, più frequenti verso il basso, fino a 80-90 m di profondità. E' sede di falde confinate contenute nei livelli ghiaioso sabbiosi che sono captate dai pozzi pubblici di Lecco ed alcuni pozzi industriali;
- limi argillosi fluvio-lacustri con lenti sabbiose e ghiaiose, da 80 a 130 m di profondità; la presenza di lenti sabbiose ghiaiose da luogo a modesti acquiferi comunque non sfruttati.

Le prime due unità contengono una falda libera, mentre la terza unità contiene una falda in pressione.

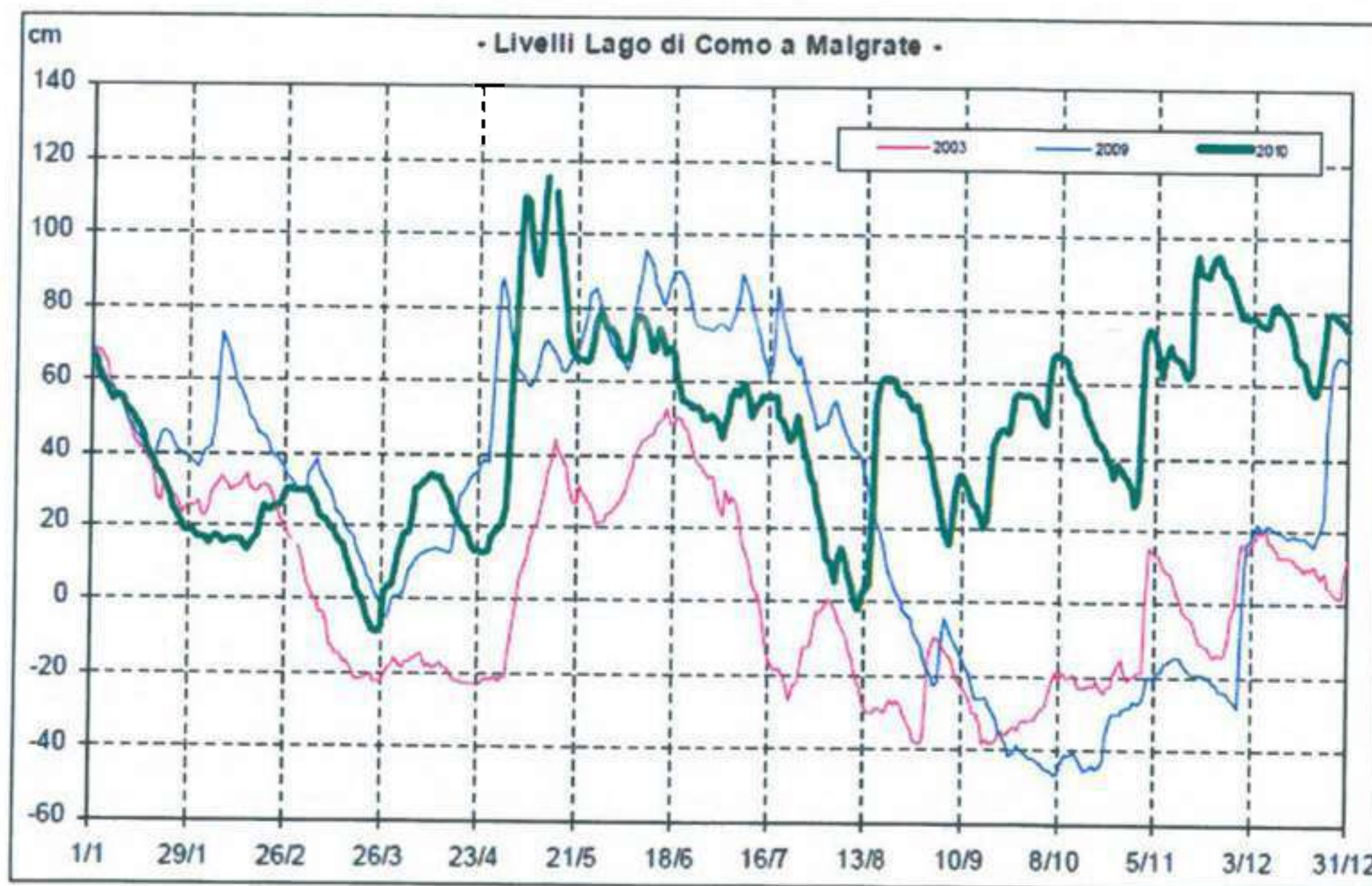
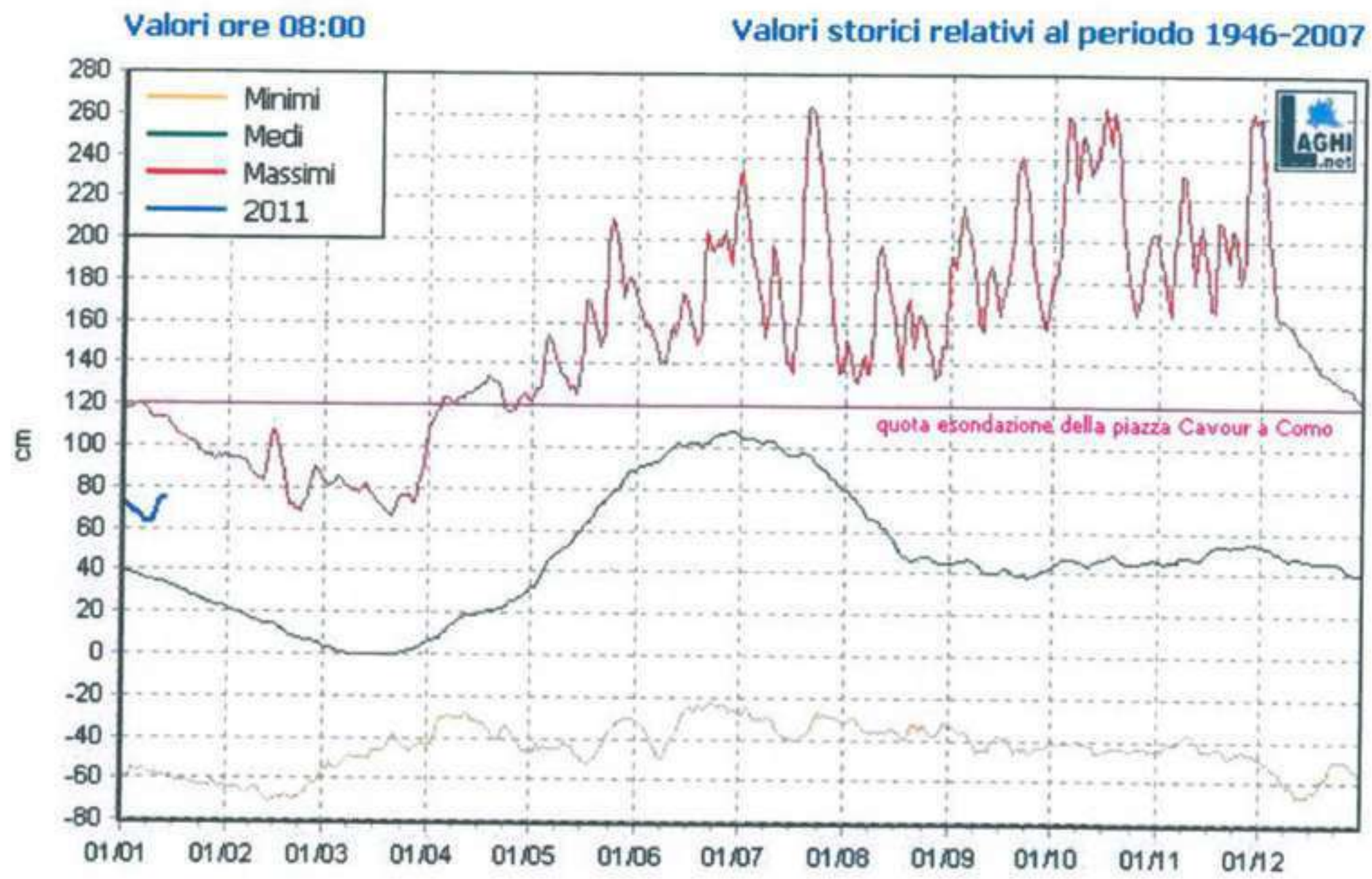
Per quanto riguarda le modalità di alimentazione dell'acquifero superficiale, è dimostrato che esiste una notevole ricarica della falda operata dai tre corsi d'acqua che attraversano la città, nel caso specifico dal T. Gerenzone.

La circolazione idrica sotterranea è diretta da NNE a SSW.

La permeabilità dei litotipi dell'area, depositi prevalentemente grossolani, è alta, stimabile nell'ordine di almeno 10^{-3} - 10^{-4} m/s.

In ogni caso il livello della falda è legato, oltre che dalle piogge, alla quota del lago (e direttamente influenzato dalla sua variazione) distante circa 130 m.

Qui di seguito è riportato l'andamento delle altezze idrometriche del Lago di Como misurate a Malgrate riferito ai valori storici relativi al periodo 1946-2007.



La normale escursione del livello del lago rispetto allo zero di riferimento (197.37 m s.l.m.) è da + 60 / +100 cm a -20 / -40 cm.

I livelli massimi raggiunti dal lago, registrati nel periodo "regolato", sono di +2.64 rispetto allo zero idrometrico (200.01 m s.l.m.) registrati nel giugno 1987 e nell'ottobre 1993.

Indagini effettuate dallo scrivente nelle immediate vicinanze, hanno evidenziato la falda idrica ad una quota di circa 200 m s.l.m. (dati dell'ottobre 1995).

In particolare nell'area in oggetto la falda idrica dovrebbe avere una soggiacenza che varia tra 8-9 m e 13-14 m da piano campagna. Durante i periodi piovosi lunghi, il livello della falda tende ad aumentare, diminuendo la soggiacenza della stessa.

Non sono presenti pozzi captati a scopo idropotabile ad una distanza inferiore a 200 m; il pozzo più vicino è localizzato a sud-est dell'area, pozzo Municipio, ad una distanza minima di circa 300 m.

Per maggiori dettagli si rimanda alla tavola allegata a fine testo.

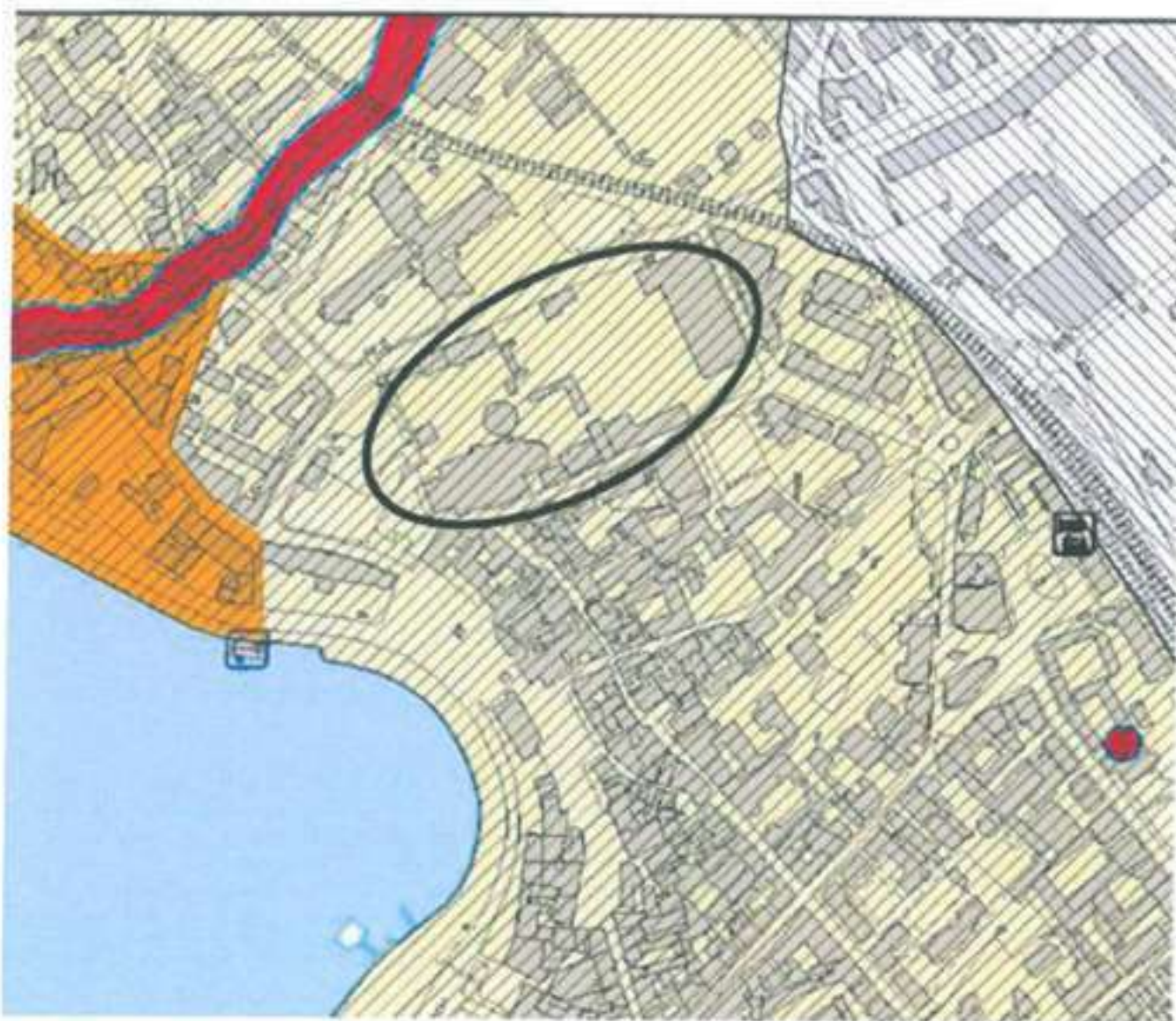
Analisi della cartografia ufficiale

Il terreno oggetto d'intervento fa parte di una zona sostanzialmente stabile e non interessata da dissesti; queste ipotesi sono suffragate, oltre che dal rilievo geologico-geomorfologico di superficie, anche dall'analisi della cartografia ufficiale.

Sono stati analizzati i dati resi pubblici dai seguenti studi, relativamente alla zona in esame:

- Carta geomorfologia della Regione Lombardia;
- Cartografia del Sistema Informativo Territoriale della Regione Lombardia;
- Carta di inventario delle frane e dei dissesti della provincia di Lecco e Carta di inventario delle frane e dei dissesti idrogeologici della regione Lombardia;
- GEOIFFI – Carta delle frane e dei dissesti della regione Lombardia;
- Pubblicazione della Regione Lombardia – CNR “Centri abitati instabili della Provincia di Lecco”;
- Progetto di Piano stralcio per l'assetto idrogeologico (PAI) – Autorità di bacino del fiume Po;
- Studio Geologico a supporto del PGT Comunale;
- Studio del Reticolo Idrico Minore Comunale.

In particolare, nella Carta di Fattibilità dello studi di aggiornamento al PGT dell'aprile 2011 (in corso di approvazione), l'area è inserita in classe di fattibilità 2, ossia fattibilità con modeste limitazioni.



CLASSI DI FATTIBILITA'

- CLASSE 1: Fattibilità senza particolari limitazioni
- CLASSE 2: Fattibilità con modeste limitazioni
- CLASSE 3: Fattibilità con consistenti limitazioni
- CLASSE 4: Fattibilità con gravi limitazioni

AREE SOGGETTE AD AMPLIFICAZIONE SISMICA LOCALE

- Z2 = Zone con terreni di fondazione particolarmente scadenti (riporti poco addensati, depositi altamente compressibili, ecc.) e zone con depositi granulari fini
- Z3a = Zona di ciglio $H > 10$ m (scarpata, bordo di cava, nicchia di distacco, orlo di terrazzo fluviale o di natura antropica, ecc.)
- Z3b = Zona di cresta rocciosa e/o cocuzzolo: appuntite - arrotondate
- Z4a = Zona di fondovalle con presenza di depositi alluvionali e/o fluvio-glaciali granulari e/o coesivi
- Z4b = Zona pedemontana di falda di detrito, conoide alluvionale e conoide deltizio-lacustre
- Z4c = Zona morenica con presenza di depositi granulari e/o coesivi

Nella Carta di Pericolosità Sismica Locale allegata al PGT dell'aprile 2011 (in corso di approvazione), l'area è inserita in zona Z4b zona pedemontana di falda da detrito, conoide alluvionale e conoide deltizio-lacustre.



- Z2 = Zone con terreni di fondazione particolarmente scadenti (riporti poco addensati, depositi altamente compressibili, ecc.) e zone con depositi granulari fini
- Z3a = Zona di ciglio $H > 10$ m (scarpata, bordo di cava, nicchia di distacco, orlo di terrazzo fluviale o di natura antropica, ecc.)
- Z3b = Zona di cresta rocciosa e/o cocuzzolo: appuntite - arrotondate
- Z4a = Zona di fondovalle con presenza di depositi alluvionali e/o fluvio-glaciali granulari e/o coesivi
- Z4b = Zona pedemontana di falda di detrito, conoide alluvionale e conoide deltizio-lacustre
- Z4c = Zona morenica con presenza di depositi granulari e/o coesivi

Inquadramento Sismico

Inquadramento generale e categoria sismica del suolo

Il comune di Lecco si trova in un'area relativamente tranquilla dal punto di vista sismico. Il Database dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia fornisce 17 osservazioni macrosismiche relativamente al comune in oggetto.

STORIA SISMICA DI LECCO [45.856, 9.408]

Is	Anno	Me	Gi	Or	Mi	Se	Area Epicentrale (AE)	Studio	I _o	M _w
4	1887	2	23	5	21	50	Liguria Occidentale	CFTI	9	6.29
4	1891	6	7	1	6	14	Valle D'Inasi	CFTI	8-9	5.71
3-4	1894	11	27				Franciacorta	DOM	6-7	4.95
2	1895	4	14	22	17		Slovenia	CFTI	8	6.25
3	1898	3	4				Calestano	DOM	6-7	5.07
6	1901	10	30	14	49	58	Salo'	CFTI	8	5.67
4-5	1909	1	13	0	45		Bassa Padana	DOM	6-7	5.53
2	1913	11	25	20	55		Val Di Taro	DOM	5	4.85
2-3	1913	12	7	1	28		Novi Ligure	DOM	5	4.72
4	1914	10	27	9	22		Garfagnana	DOM	7	5.79
6	1918	4	24	14	21		Lecchese	DOM	6	5.07
3	1936	10	18	3	10		Bosco Cansiglio	DOM	9	5.90
2	1960	3	23	23	8	49	Vallese	CFTI	6-7	5.36
3-4	1972	10	25	21	56		Passo Cisa	DOM	5	4.95
3-4	1983	11	9	16	29	52	Parnense	CFTI	6-7	5.10
3	1991	11	20	1	54	19	Alpi Centrali	BMING	5	4.80
NF	1995	10	29	13	0	28	Brescia-Bergamo	BMING	5-6	4.57

Anno	Tempo origine: anno
Me	Tempo origine: mese
Gi	Tempo origine: giorno
Or	Tempo origine: ora
Mi	Tempo origine: minuti
Se	Tempo origine: secondi
AE	Denominazione dell'area dei maggiori effetti
I_o	Intensità epicentrale nella scala MCS
M_w	Magnitudo momento
I_s	Intensità al sito (scala MCS)
NF	non avvertito (not felt); in caso di esplicita segnalazione in tal senso è equiparabile a I = 1

La massima intensità osservata nella zona comasca è pari al 6° grado della scala MCS (Mercalli, Cancani, Sieberg), relativa ai terremoti del 1901 e del 1918.

La scala MCS (Mercalli Cancani Sieberg) ha 12 gradi che vanno da 1° ("impercettibile"), a 12° ("grandemente catastrofico"); il 7° grado è definito "fortissimo"; per quanto riguarda l'effetto sugli edifici, un terremoto del 7° grado può provocare danni trascurabili a edifici di buona progettazione e costruzione e da lievi a moderati per strutture ordinarie ben costruite.

Per l'applicazione della normativa tecnica per le costruzioni in zona sismica (ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n° 3274 del 20 Marzo 2003) l'intero territorio nazionale è suddiviso in zone sismiche, con grado di pericolosità crescente da 4 a 1 (vedi allegato A della normativa: classificazione sismica dei comuni italiani); ciascuna zona è contrassegnata da un valore del parametro di accelerazione di picco orizzontale al suolo (a_g) con probabilità di superamento del 10% in 50 anni da adottare in ciascuna delle zone sismiche del territorio nazionale, secondo la tabella seguente.

zona	accelerazione orizzontale con probabilità di superamento pari al 10 % in 50 anni [a_g/g]	accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico (Norme Tecniche) [a_g/g]
1	> 0,25	0,35
2	0,15-0,25	0,25
3	0,05-0,15	0,15
4	<0,05	0,05

- Zona 1: è la zona più pericolosa, dove possono verificarsi forti terremoti
- Zona 2: zona in cui possono verificarsi terremoti abbastanza forti
- Zona 3: zona in cui possono verificarsi scuotimenti modesti
- Zona 4: zona meno pericolosa; possibilità di danni sismici basse

Il territorio del Comune di Lecco è stato inserito in zona 4.

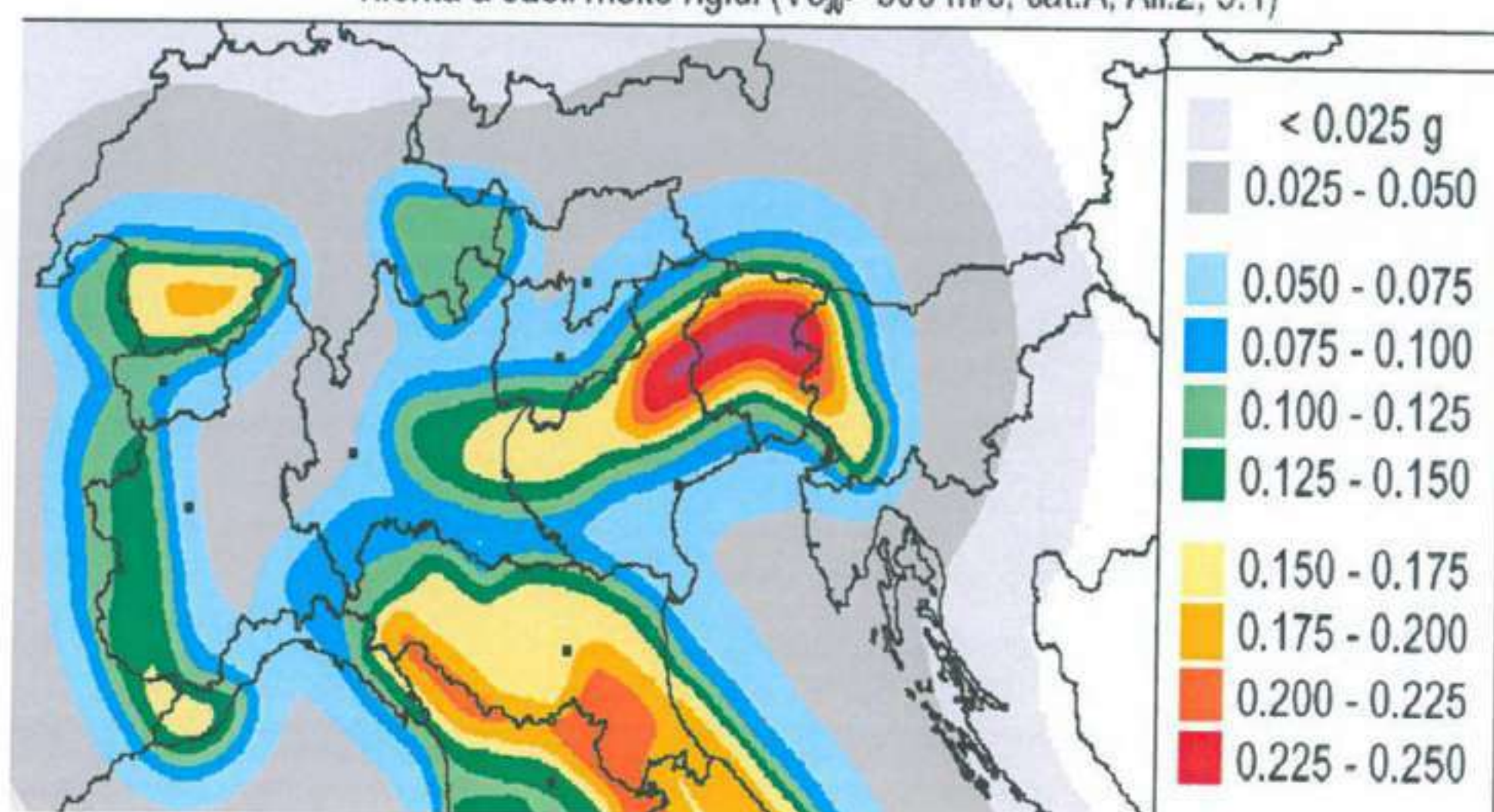
Di seguito si riporta la mappa di pericolosità del territorio Nazionale espressa in termini di accelerazione massima del suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni riferita a suoli molto rigidi ($V_{s30} > 800$ m/s).

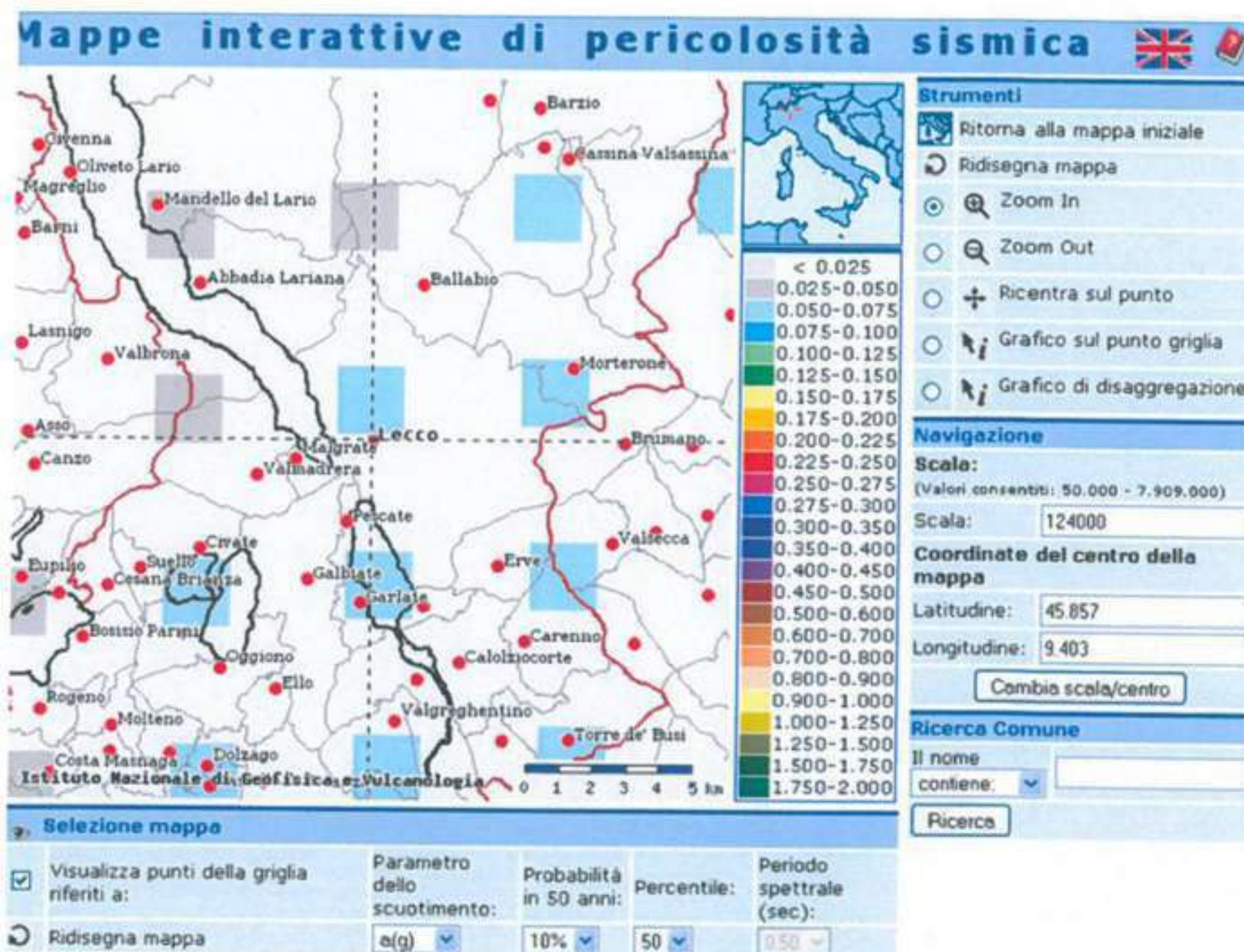


ISTITUTO NAZIONALE DI GEOFISICA E VULCANOLOGIA

Mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale

(riferimento: Ordinanza PCM del 20 marzo 2003 n.3274, All.1)
 espressa in termini di accelerazione massima del suolo (a_{max})
 con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni
 riferita a suoli molto rigidi ($V_{s30} > 800$ m/s; cat.A, All.2, 3.1)





Anche se questa nuova mappa di pericolosità sismica farebbe rientrare il Comune di Lecco in zona sismica 3, a tutt'oggi vale la D.G.R. 14964/2003 e s.m.i. che assegna Lecco alla zona sismica 4.

Dal punto di vista della normativa tecnica associata alla nuova classificazione sismica, è attualmente in vigore il D.M. 14 gennaio 2008 "Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le costruzioni", che sostituisce il precedente D.M. 14 settembre 2005; dal 1 luglio 2009, perciò, la progettazione antisismica, per tutte le zone sismiche e per tutte le tipologie di edifici è regolata dal D.M. 14 gennaio 2008. Ai fini della definizione dell'azione sismica, deve essere valutata l'influenza delle azioni litologiche e morfologiche locali sulle caratteristiche del moto del suolo in superficie mediante studi specifici di risposta sismica locale o, in mancanza di tali studi, mediante una classificazione dei terreni compresi tra il piano di imposta delle fondazioni degli edifici/opere ed un substrato rigido di riferimento.

La classificazione sismica dei terreni potrà essere valutata sulla base delle indagini geognostiche da effettuarsi.

La classificazione sismica dei terreni può essere basata sulla stima dei valori della velocità media delle onde sismiche di taglio V_s , o sul numero medio di colpi N_{SPT} ottenuti in una prova penetrometrica dinamica, o sulla coesione non drenata media C_u ; in base alle grandezze sopra definite si identificano le seguenti *categorie del suolo di fondazione*:

- A) *Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi*, caratterizzati da valori di V_{s30} superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti uno strato di alterazione con spessore massimo pari a 3 m;
- B) *Rocce tenere e depositi a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti* con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero resistenza penetrometrica $N_{SPT} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina);
- C) *Depositati 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 V_{s30} compresi tra 180 e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT} < 50$ nei terreni a grana grossa, $70 < c_{u30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina);
- D) *Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o terreni a grana fina scarsamente consistenti*, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina);
- E) *Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m*, su di un substrato di riferimento (con $V_{s30} > 800$ m/s);

a cui si aggiungono:

- S1) *Depositati di terreni caratterizzati da valori di V_{s30} inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < c_{u30} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche;*
- S2) *Depositati di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di terreno non classificabile nei tipi precedenti.*

3 – INDAGINI GEOGNOSTICHE PROPOSTE

L'area in oggetto presenta una superficie complessiva di 17.383 m² per un volume totale in progetto di 50851 m³.

Il progetto prevede la realizzazione di nuovi edifici (con uso assimilabile a residenziale) e la realizzazione di 2 piani interrati; il piano del secondo livello è posto a 203 m s.l.m..

In relazione all'estensione dell'area e ai volumi di scavo interessati, si propone la seguente campagna geognostica:

- esecuzione di prove penetrometriche dinamiche pesanti-superpesanti, spinte fino a d una profondità di almeno 15 m (o fino a rifiuto), minimo 10 massimo 20
- esecuzione di sondaggi a carotaggio continuo, con prove in foro e prelievo di campioni, profondità di 20-25 m ciascuno; minimo 2, massimo 4 sondaggi;
- installazione di piezometri microfessurati, con diametro minimo 2" massimo 4" nei fori di sondaggio;
- prove penetrometriche Spt nei fori di sondaggio, minimo una prova ogni 6 m di avanzamento, massimo 1 ogni 3 m di avanzamento, per ogni sondaggio;
- prelievo di campioni per eventuali analisi di laboratorio (granulometrie, limiti, ecc) e chimiche, minimo 2 massimo 4 campionamenti per ogni sondaggio;
- esecuzione di indagini geofisiche, sismiche tipo MASW, per la determinazione delle V_{s30} quindi per la corretta determinazione della categoria sismica dei terreni di fondazione; minimo 1 massimo 3 linee MASW.

Nella tavola allegata si individua, in via preliminare, le indagini proposte.

Prove penetrometriche

Le prove penetrometriche sono prove rapide ed economiche, permettono di indagare il sottosuolo nei primi 10-15 m, in numerosi punti.

Da tali prove, come dalle Spt in foro, si ricavano i parametri geotecnici (angolo di attrito, modulo elastico, ecc) dei terreni, necessari ad un corretto dimensionamento delle opere di fondazione e di sostegno scavi.

Sondaggi a carotaggio continuo

I sondaggi a carotaggio continuo, più costosi, permettono di indagare il terreno fino alla profondità voluta, evidenziandone la stratigrafia di dettaglio e i litotipi attraversati., con la possibilità di prove in foro (Spt) e di prelievo campioni.

Il piezometro microfessurato permette di individuare la profondità della falda idrica ed, eventualmente, eseguire un monitoraggio dell'oscillazione della stessa. Con l'ausilio di una pompa sommersa, nel caso, può permettere anche il prelievo di campioni di acqua di falda per un monitoraggio chimico-fisico, in questo caso è utile installare 2 piezometri microfessurati, posizionati a monte e a valle lungo la direzione di deflusso delle acque (grossomodo NE-SW).

Il prelievo di campioni, può essere eseguito mediante fustella (campioni indisturbati) o direttamente nella cassetta catalogatrice (campioni disturbati) nella quale viene posta la carota estratta durante il sondaggio.

Sui campioni prelevati possono essere eseguite sia prove fisiche, ad esempio granulometriche, che analisi chimiche.

Le analisi granulometriche sono utili ad esempio per calcolare la permeabilità dei terreni, in previsione di eventuali sistemi disperdenti di acque bianche nel sottosuolo.

Le analisi chimiche evidenziano il grado di salubrità dei terreni, utili anche nel Piano Scavi, nell'ottica di un riutilizzo delle terre e rocce da scavo.

Prospezione sismica MASW

Le prove MASW servono per determinare il profilo di velocità delle onde di taglio Vs, e quindi:

- Il tipo di suolo sismico (B, C, D, E, S1, S2).
- Le azioni sismiche con cui progettare e verificare le opere di Ingegneria Civile (ai sensi delle NTC 2008)
- Il modulo di rigidezza del terreno.

Esse ci forniscono il profilo di velocità delle onde di taglio Vs e consentono di individuare il tipo di suolo sismico, ai sensi delle NTC 2008

4 – CONCLUSIONI

È stata redatta la presente relazione geologica, con programma indagini geognostiche, a supporto del progetto della realizzazione di un nuovo centro comunità –parrocchia di San Nicolò e recupero area ex-Faini nel comune di Lecco.

È stata verificata la compatibilità geologica, morfologica ed idrogeologica dell'intervento in progetto.

È stata, inoltre, proposta una campagna di indagini geognostiche, al fine di precisare la stratigrafia dei terreni in oggetto, determinare i parametri geotecnici, definire la categoria sismica del sottosuolo, il tutto a supporto di un corretto dimensionamento delle strutture di fondazione e di sostegno scavi, ai sensi delle NTC 2008.

A disposizione per ulteriori chiarimenti o integrazioni.

A cura di Massimo Riva Geologo
Paolo Natale Mantica Geologo

Allegato 1

Documentazione fotografica



Foto 1: area di intervento, sulla sinistra i capannoni "ex-Faini"



Foto 2: rampa verso il Centro Paolo VI



Foto 3: cortile interno visto da Via Parini



Foto 4: cortile interno visto da Via Parini



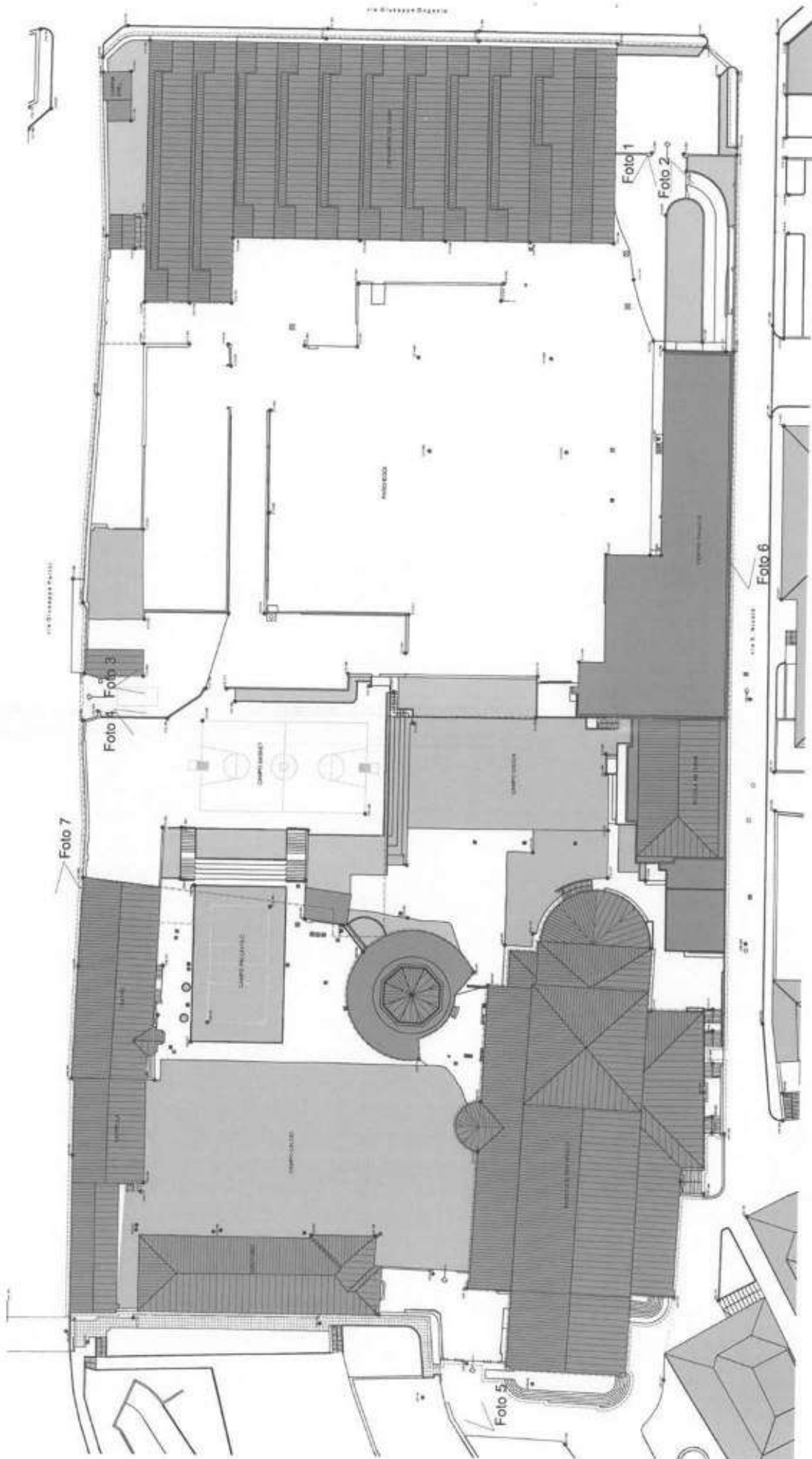
Foto 5: oratorio e ingresso principale



Foto 6: centro Paolo VI visto da via S. Nicolò



Foto 7: lato area d'intervento lungo via Parini



Centro Comunità San Nicolò

Via Canonica 4

23900 LECCO

Relazione geognostica e geotecnica preliminare a
supporto nuovo progetto edilizio nel comune di Lecco
in via Parini

Lecco – Settembre 2013

Dott. Massimo Riva Geologo - c.f. RVI MSM 61H17 E507N - Part. Iva 01776580134
Via Previati 16, 23900 LECCO - Tel (0341) 286095 - Fax (0341) 361843
E-Mail ufficiotecnico@sgtl.it - Sito www.sgtl.it – Posta certificata sgtl@epap.sicurezzapostale.it

Redatto	Verificato	Approvato
PM	MR	MR

INDICE

1	PREMESSA.....	2
2	BREVE INQUADRAMENTO GEOLOGICO E IDROGEOLOGICO.....	3
2.1	INQUADRAMENTO SISMICO.....	5
3.	RELAZIONE GEOGNOSTICA.....	12
3.1	PROVE PENETROMETRICHE.....	12
3.2	PROSPEZIONE SISMICA MASW.....	13
3.3	STRATIGRAFIA TERRENI.....	24
3.4	CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI.....	25
4.	RELAZIONE GEOTECNICA.....	27
4.1	PREMESSA.....	27
4.2	CAPACITÀ PORTANTE AI SENSI DELLE NTC 2008 E CEDIMENTI.....	27
4.3	STABILITÀ DEI FRONTI DI SCAVO.....	36
5.	CONCLUSIONI.....	39

Allegati al testo:

Tav. 1: Ubicazione area

Tav. 2a: Ubicazione indagini (stato di fatto)

Tav. 2b: Ubicazione indagini (progetto)

Tav. 3a: Sezioni geotecniche

Tav. 3b: Sezioni geotecniche

All.1: Prove scpt – grafici e tabelle

All.2: Stendimento sismico MASW

All.3: Stratigrafia sondaggi

All.4: Analisi granulometriche

All.5: Documentazione fotografica

1 PREMESSA

Con incarico del Centro Comunità San Nicolò è stata redatta la seguente relazione geognostica e geotecnica, ai sensi delle NTC 2008, a supporto del progetto di un nuovo Centro Comunità nel Comune di Lecco in via Parini.

L'area è sita nel centro di Lecco, in una zona densamente urbanizzata, ad una quota compresa tra 208 m s.l.m. e 213.7 m s.l.m.; la superficie complessiva dell'area è di 17.383 m².



Immagine tratta da Google Earth

Il progetto prevede la realizzazione di un nuovo Centro di Comunità, prevedendo la ristrutturazione/ampliamento degli edifici esistenti (Oratorio, Teatro e Centro Paolo VI) e la realizzazione di nuovi edifici (area accoglienza e aule).

Le opere in progetto si possono assimilare al tipo 2 con vita nominale $V_n \geq 50$ anni (tabella 2.4.1 articolo 2.4 comma 2.4.1 del D.M. 14 gennaio 2008).

Le opere in progetto di possono individuare in classe d'uso III (art 2.4 comma 2.4.2 del D.M. 14 gennaio 2008).

Le opere in oggetto inoltre si collocano in un sito ricadente in Zona 4.

Le relazioni geognostica e geotecnica hanno la finalità di:

- ✓ Definire la categoria del suolo di fondazione e la classe di zonazione sismica, ai sensi della nuova normativa sismica (ordinanza P.C.M. n. 3274 del 20 marzo 2003).
- ✓ Assumere il modello stratigrafico e geotecnico per le verifiche di capacità portante, di stabilità dei terreni di fondazione e scavo.
- ✓ Definire i parametri geotecnici necessari per il dimensionamento delle strutture di fondazione.
- ✓ Definire gli Stati Limite ai sensi delle NTC2008 ed i relativi cedimenti per le possibili soluzioni di fondazione.
- ✓ Indicare, in via preliminare, le possibili soluzioni e modalità d'apertura degli scavi e, ove necessario, le possibili soluzioni per il sostegno degli stessi.

Per quanto riguarda l'ubicazione dell'area, si rimanda alla tavola 1, allegata a fine testo.

2 BREVE INQUADRAMENTO GEOLOGICO E IDROGEOLOGICO

Da un punto di vista geologico l'area è caratterizzata da depositi superficiali alluvionali quaternari, che costituiscono i conoidi coalescenti dei tre torrenti (T. Gerenzone T. Caldona - T. Bione) che attraversano l'abitato di Lecco; sono costituiti prevalentemente da ghiaie selezionate e gradate, alternate a sabbie più o meno abbondanti, con strutture sedimentarie da corrente e sono disposti nella tipica forma a ventaglio.

Da un punto di vista idrogeologico nell'area in oggetto la falda idrica dovrebbe avere una soggiacenza che varia tra 8-9 m e 13-14 m da piano campagna. Durante i periodi piovosi lunghi, il livello della falda tende ad aumentare, diminuendo la soggiacenza della stessa.

In ogni caso il livello della falda è legato, oltre che dalle piogge, alla quota del lago (e direttamente influenzato dalla sua variazione) distante circa 130 m.

La normale escursione del livello del lago rispetto allo zero di riferimento (197.37 m s.l.m.) è da +60 / +100 cm a -20 / -40 cm.

I livelli massimi raggiunti dal lago, registrati nel periodo "regolato", sono di +2.64 rispetto allo zero idrometrico (200.01 m s.l.m.) registrati nel giugno 1987 e nell'ottobre 1993.

Non sono presenti pozzi captati a scopo idropotabile ad una distanza inferiore a 200 m; il pozzo più vicino è localizzato a sud-est dell'area, pozzo Municipio, ad una distanza minima di circa 300 m.

Per maggiori dettagli si rimanda alla relazione geologica con proposta di indagini redatta dallo scrivente nel luglio 2012.

2.1 Inquadramento sismico

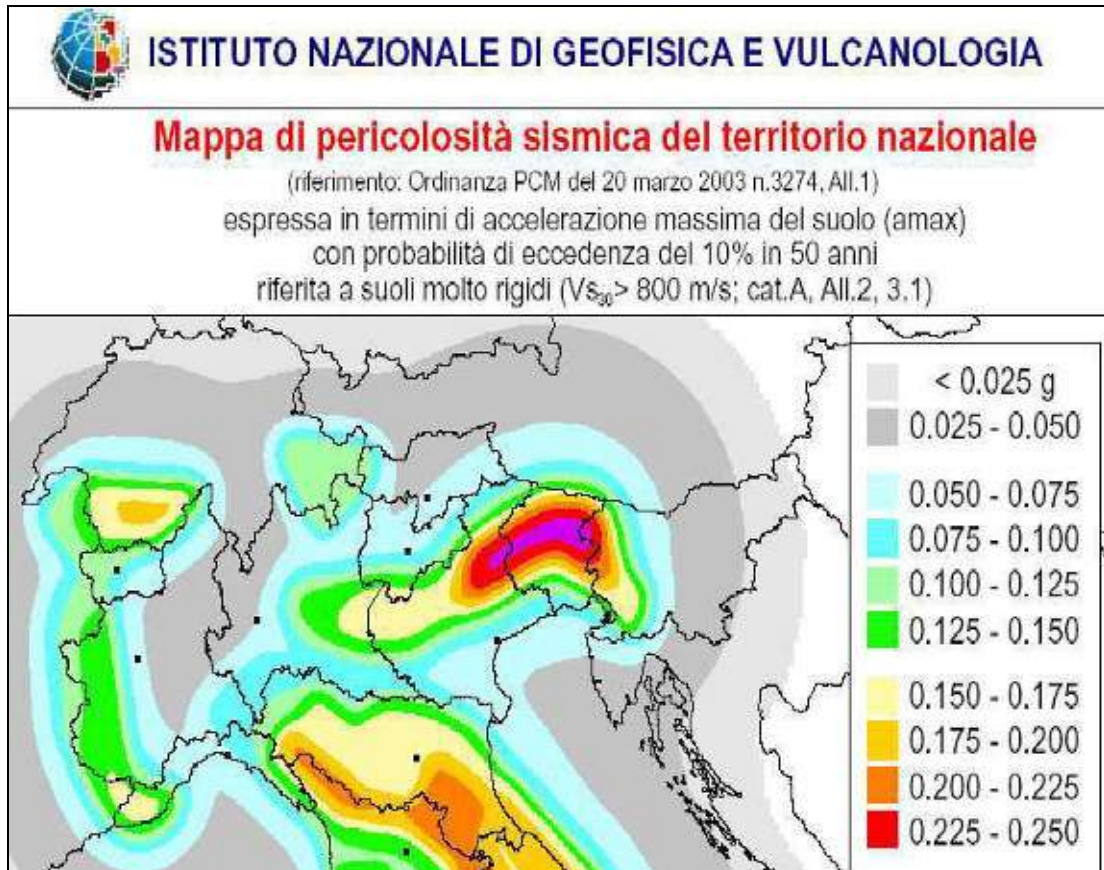
Per l'applicazione della normativa tecnica per le costruzioni in zona sismica (ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n° 3274 del 20 Marzo 2003) l'intero territorio nazionale è suddiviso in zone sismiche, con grado di pericolosità crescente da 4 a 1 (vedi allegato A della normativa: classificazione sismica dei comuni italiani); ciascuna zona è contrassegnata da un valore del parametro di accelerazione di picco orizzontale al suolo (a_g) con probabilità di superamento del 10% in 50 anni da adottare in ciascuna delle zone sismiche del territorio nazionale, secondo la tabella seguente:

zona	accelerazione orizzontale con probabilità di superamento pari al 10 % in 50 anni [a_g/g]	accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico (Norme Tecniche) [a_g/g]
1	> 0,25	0,35
2	0,15-0,25	0,25
3	0,05-0,15	0,15
4	<0,05	0,05

- Zona 1: è la zona più pericolosa, dove possono verificarsi forti terremoti
- Zona 2: zona in cui possono verificarsi terremoti abbastanza forti
- Zona 3: zona in cui possono verificarsi scuotimenti modesti
- Zona 4: zona meno pericolosa; possibilità di danni sismici basse

Il territorio del Comune di Lecco è stato inserito in zona 4, caratterizzata da un valore di a_g pari a 0.05 g.

Di seguito si riporta la mappa di pericolosità del territorio Nazionale e locale espressa in termini di accelerazione massima del suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni riferita a suoli molto rigidi ($V_{s30} > 800$ m/s).



Dal punto di vista della normativa tecnica associata alla nuova classificazione sismica, è attualmente in vigore il D.M. 14 gennaio 2008 “Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le costruzioni”, che sostituisce il precedente D.M. 14 settembre 2005; dal 1 luglio 2009, perciò, la progettazione antisismica, per tutte le zone sismiche e per tutte le tipologie di edifici è regolata dal D.M. 14 gennaio 2008.

Ai fini della definizione dell'azione sismica, deve essere valutata l'influenza delle azioni litologiche e morfologiche locali sulle caratteristiche del moto del suolo in superficie mediante studi specifici di risposta sismica locale o, in mancanza di tali studi, mediante una classificazione dei terreni compresi tra il piano di imposta delle fondazioni degli edifici/opere ed un substrato rigido di riferimento.

La classificazione sismica dei terreni può essere basata sulla stima dei valori della velocità media delle onde sismiche di taglio V_s , o sul numero medio di colpi N_{SPT} ottenuti in una prova penetrometrica dinamica, o sulla coesione non drenata media C_u ; in base alle grandezze sopra definite si identificano le seguenti *categorie del suolo di fondazione*:

- A) *Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi*, caratterizzati da valori di V_{s30} superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti uno strato di alterazione con spessore massimo pari a 3 m;
- B) *Rocce tenere e depositi a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti* con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero resistenza penetrometrica $N_{SPT} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina);
- C) *Depositati 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 V_{s30} compresi tra 180 e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT} < 50$ nei terreni a grana grossa, $70 < c_{u30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina);
- D) *Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o terreni a grana fina scarsamente consistenti*, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina);
- E) *Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m*, su di un substrato di riferimento (con $V_{s30} > 800$ m/s);

a cui si aggiungono:

- S1) Depositi di terreni caratterizzati da valori di V_{s30} inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < c_{u30} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche;
- S2) Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di terreno non classificabile nei tipi precedenti.

Le indagini eseguite (linea sismica tipo MASW) hanno permesso di definire che il suolo di fondazione in oggetto appartiene alla **Categoria B**

AZIONI SISMICHE E STATI LIMITE

Le *azioni sismiche di progetto*, si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base del sito” di costruzione, che è descritta dalla *probabilità* che, in un fissato lasso di tempo (“periodo di riferimento V_R ”), in detto sito si verifichi un evento sismico di entità pari ad almeno un valore prefissato; la probabilità è denominata “*Probabilità di eccedenza o di superamento nel periodo di riferimento (P_{VR})*”.

Ai fini delle NTC 2008, le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento (P_{VR}), a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
- T^*_C periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

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

Gli stati limite ultimi dinamici (SLU) sono:

- Stato limite di salvaguardia della Vita (SLV): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali e impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; *la struttura conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.*
- Stato Limite di prevenzione del Collasso: a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali e impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali e un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Gli stati limite di esercizio (SLE) da considerare sono:

- Stato Limite di Operatività (SLO): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni e interruzioni d'uso significativi.
- Stato Limite di Danno (SLD): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali 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.

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella successiva Tab. 3.2.I. estratta dalle NTC.

Tabella 3.2.I – Probabilità di superamento P_{Vg} al variare dello stato limite considerato

Stati Limite		P_{Vg} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

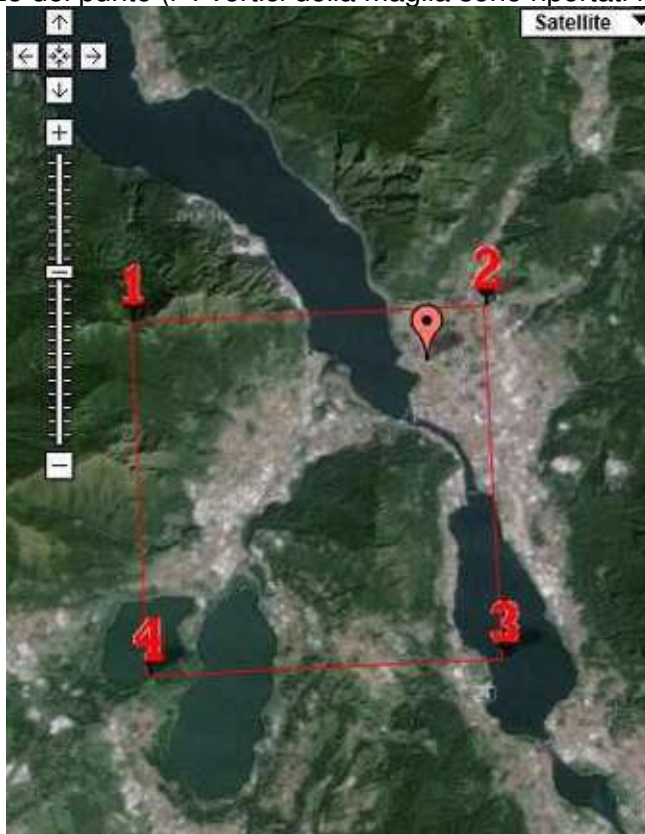
Qualora la protezione nei confronti degli stati limite di esercizio sia di prioritaria importanza, i valori di PVR forniti in tabella devono essere ridotti in funzione del grado di protezione che si vuole raggiungere.

DETERMINAZIONE DEI PARAMETRI E DEI COEFFICIENTI SISMICI

Al fine di valutare i parametri sismici caratteristici è stato utilizzato un software d'elaborazione ("ps" della Geostru), secondo i di input riportati di seguito.

- Coordinate geografiche decimali:
lat. = 45,85804 Long. = 9,390467
- Classe d'uso dell'edificio:
III. Affollamento significativo
- Vita Nominale (ipotizzata):
50 anni
- Opzione di calcolo:
Stabilità dei pendii e fondazioni
- Categoria di sottosuolo **Categoria B**
- Categoria Topografica (da morfologia locale, rif. Tab. 3.2.IV NTC)
Categoria T1 – aree pianeggianti

Una volta identificate le coordinate geografiche, si determina la maglia di riferimento in base alle tabelle dei parametri spettrali fornite dal ministero e, sulla base della maglia interessata, si determinano i valori di riferimento del punto come media pesata dei valori nei vertici della maglia, moltiplicati per le distanze del punto (i 4 vertici della maglia sono riportati nell'immagine seguente).



I valori rispetto ai siti di riferimento sono i seguenti:

Sito 1	ID: 10487	Lat: 45,8638	Lon: 9,3315	Distanza: 4606,598
Sito 2	ID: 10488	Lat: 45,8662	Lon: 9,4031	Distanza: 1333,211
Sito 3	ID: 10710	Lat: 45,8163	Lon: 9,4066	Distanza: 4812,118
Sito 4	ID: 10709	Lat: 45,8138	Lon: 9,3350	Distanza: 6527,916

Dall'elaborazione successiva otteniamo i tre valori caratteristici (a_g , F_0 , T_c^*) che definiscono le forme spettrali e che sono di seguito tabulati:

STATO LIMITE	T_r (anni)	a_g (g)	F_0	T_c^* (s)
SLO (Operatività)	45	0.023	2.565	0.181
SLD (Danno)	75	0.029	2.581	0.201
SLV (Salvaguardia Vita)	712	0.060	2.642	0.289
SLC (Prevenzione Collasso)	1462	0.073	2.678	0.304
Periodo di riferimento per l'azione sismica: 100				

Il passo successivo consiste nella valutazione di a_{max} (accelerazione massima attesa al sito), in pratica si tratta di "modificare" la forma spettrale del sottosuolo di categoria A, attraverso un coefficiente stratigrafico (S_s), un coefficiente topografico (S_t) e un coefficiente in funzione della categoria (C_c) che modifica il valore del periodo T_C .

Nel nostro caso inserendo i dati di input sopra esposti si ottengono i seguenti coefficienti correttivi, secondo la categoria di suolo considerata:

STATO LIMITE	S_s^1	S_t	C_c
SLO (Operatività)	1.2	1.0	1.55
SLD (Danno)	1.2	1.0	1.52
SLV (Salvaguardia Vita)	1.2	1.0	1.41
SLC (Prevenzione Collasso)	1.2	1.0	1.40

I coefficienti ottenuti sono perciò i seguenti:

STATO LIMITE	A_{max} (m/s)	β_s	K_h	K_v
SLO (Operatività)	0.276	0.200	0.006	0.003
SLD (Danno)	0.342	0.200	0.007	0.003
SLV (Salvaguardia Vita)	0.703	0.200	0.014	0.007
SLC (Prevenzione Collasso)	0.861	0.200	0.018	0.009

Si ricorda che il rispetto dei vari Stati Limite viene considerato conseguito dalle NTC:

- Nei confronti di tutti gli Stati Limite Ultimi (SLU), quando siano soddisfatte le verifiche relative al solo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)
- Nei confronti di tutti gli Stati Limite di Esercizio (SLE), quando siano rispettate le verifiche relative al solo Stato Limite di Danno (SLD)

3. RELAZIONE GEOGNOSTICA

Le indagini geognostiche eseguite hanno compreso:

- Esecuzione di 9 prove penetrometriche mediante un penetrometro di tipo pesante, spinte sino ad una profondità massima di -10.2 m da p.c. attuale.
- Esecuzione di una linea sismica tipo MASW attiva.
- Esecuzione di 2 sondaggi a carotaggio continuo, di 20 m di lunghezza ciascuno, con prove Spt in foro, prelievo di 4 campioni per analisi granulometriche e posa di un piezometro micro fessurato;
- Esecuzione di 7 scavi di assaggio con rilievo stratigrafico di dettaglio.

L'ubicazione delle indagini è riportata nella tavola allegata a fine testo.

3.1 Prove penetrometriche

Per l'esecuzione delle prove è stato utilizzato un penetrometro pesante della Ditta Pagani, con attrezzatura conforme alla normativa geotecnica vigente, le cui caratteristiche sono riassunte di seguito:



- punta conica: - diametro 5.1 cm
 - conicità 60°
 - area base 20.43 cm²
- peso del maglio: 63.5 kg
- altezza di caduta: 75 cm
- lunghezza aste: 100 cm

Si procede contando il numero di colpi (Nspt) necessario per ottenere l'infissione della punta conica per tratti di 20 cm ciascuno.

Di seguito, sono riportate le profondità massime raggiunte dalle 9 prove scpt eseguite:

Prova n°	Profondità (m da p.c. attuale)	Rifiuto ²
1	10.2	Si
2	8.1	Si
3	7.5	Si
4	10.2	Si
5	8.4	Si
6	6.6	Si
7	3.6	Si
8	6.3	Si
9	6.0	Si

Tutte le prove si sono interrotte per il raggiungimento del rifiuto, probabilmente causato dalla presenza di terreno molto addensato e ciottoloso; per la prova 7 è possibile la presenza di terreno di riporto, superficiale, grossolano e/o con ciottoli e blocchi, che ne ha determinato il rifiuto.

3.2 Prospezione sismica masw

Nel luglio 2013 è stata acquisita la registrazione di una linea sismica tipo MASW attiva nell'area oggetto di nuova edificazione; la cui ubicazione è riportata nella tavola allegata a fine testo.

Le prove MASW servono per determinare il profilo di velocità delle onde di taglio Vs, e quindi:

- Il tipo di suolo sismico (A, B, C, D, E, S1, S2).
- Le azioni sismiche con cui progettare e verificare le opere di Ingegneria Civile.
- Il modulo di rigidezza del terreno.

Esse ci forniscono il profilo di velocità delle onde di taglio Vs e consentono di individuare il tipo di suolo sismico; a differenza della sismica a rifrazione, si usano in qualunque situazione stratigrafica pseudorizzontale, anche in presenza di falda. La prova è stata eseguita per mezzo della strumentazione di seguito elencata:

² Per rifiuto s'intende l'interruzione della prova a causa del mancato avanzamento dell'intervallo prestabilito delle aste a seguito di 100 colpi del maglio

- ◆ Acquisitore digitale multi – canale (sismografo).
- ◆ Ricevitori (accelerometri o geofoni) capaci di misurare il campo di moto nella direzione verticale (24 ricevitori).
- ◆ Sorgenti sismiche impulsive.

La procedura MASW può sintetizzarsi in tre stadi distinti:

- ◆ Acquisizione dei dati di campo.
- ◆ Estrazione della curva di dispersione.
- ◆ Inversione della curva di dispersione per ottenere il profilo verticale delle Vs (profilo 1-D) che descrive la variazione di Vs con la profondità.
- ◆ Costruzione di una mappa bidimensionale (mappa 2-D), accostando e sovrapponendo più profili 1-D consecutivi ed utilizzando un contouring software.

Sono stati ricavati infine i seguenti valori di Vs 30:

Vs 30 = 368 m/s

misurato da p.c. attuale.

Vs 30 = 417 m/s

misurato da piano fondazione previsto di -3-m.

Per maggiori dettagli sui dati della linea MASW acquisita, si rimanda all'allegato a fine testo.

2.1.2 Sondaggi a carotaggio continuo

Sono indagini dirette effettuate sia sulle rocce che sui terreni sciolti. Si tratta di perforazioni di diametro compreso fra alcuni centimetri e pochi decimetri, condotte allo scopo di ricostruire il profilo stratigrafico, di prelevare campioni rappresentativi per eseguire prove di laboratorio, di consentire l'installazione di strumenti di misura, eseguire prove in foro e misurare la profondità della superficie piezometrica. Possono essere realizzati a carotaggio continuo (se vengono prelevate "carote" in successione continua) o a distruzione di nucleo (nessuna operazione di carotaggio).

PERFORAZIONE A CAROTAGGIO CONTINUO

La perforazione viene eseguita tramite sonda a rotazione mediante carotieri semplici o doppi a seconda della natura dei terreni attraversati, di diametro normalmente compreso tra 60 - 150 mm, tali da rendere minimo il disturbo dei materiali attraversati e da consentire il prelievo dei campioni rappresentativi (carote). Le pareti del foro sono sostenute, a seconda delle esigenze, da fluidi di circolazione (acqua, fanghi), da rivestimenti, o tramite la cementazione del foro stesso: la scelta del tipo di sostegno e in funzione dei terreni da attraversare.

I campioni estratti dai carotieri (carote) vengono poi sistemati in apposite cassette catalogatrici atte alla loro conservazione, ove saranno riportati in modo indelebile il numero di sondaggio e le profondità di riferimento.

Nel corso del sondaggio viene rilevata la stratigrafia del terreno attraversato e vengono annotati tutti gli elementi relativi ai campionamenti ed alle prove in situ.

Per lo studio in oggetto sono stati effettuati n. 2 sondaggi a carotaggio continuo:

- S1 profondità 20 m
- S2 profondità 20 m

Inoltre sono state eseguite 12 prove Spt in foro (6 per ogni sondaggio) e prelevati 4 campioni rimaneggiati (2 per ogni sondaggio) sui quali sono state fatte analisi di laboratorio (granulometrie).

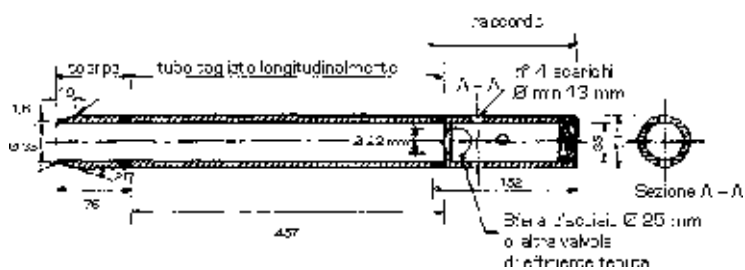
Per lo studio in oggetto i sondaggi sono stati effettuati utilizzando la seguente attrezzatura:

- Sonda idraulica Beretta T44
- Batteria aste dal diametro 76 mm
- Tubi rivestimento 152 - 127 mm
- Carotieri semplici 101 mm
- Corone per carotieri a inserti vidiam

2.1.2 Prove penetrometriche dinamiche tipo S.P.T.

Le prove S.P.T. (Standard Penetration Test), praticate nei fori dei sondaggi, permettono di determinare le variazioni della resistenza alla penetrazione di un utensile lungo la verticale. Si tratta di una prova puntuale e quindi si ottengono solo diagrammi discontinui in cui si ha la resistenza alla penetrazione in funzione della profondità.

La prova consiste nell'infiggere nel terreno, alla base del sondaggio, per mezzo di un martino a sganciamento automatico del peso di kg 63,4 cadente da un'altezza di cm 75, un campionato RAYMOND.



In ghiaie o in terreni molto compatti viene utilizzata una punta chiusa con apertura 60°.

La prova consiste nell'infissione preliminare di 15 cm contando ed annotando il numero di colpi del maglio, fino ad un massimo di 50 colpi; successivamente si procede all'infissione del tratto di 30 cm contando ed annotando il numero di colpi relativi ai primi 15 cm in ed ai secondi 15 cm fino ad un massimo di 100 colpi per un avanzamento minore o uguale a 30 cm. I valori riferiti ai primi 15 cm generalmente non vengono considerati in quanto rappresentativi di un terreno disturbato dalla perforazione.

$$N_{SPT} = N_2 + N_3$$

In base al tipo di terreno è possibile determinare lo stato di addensamento per i terreni incoerenti e di consistenza per quelli coesivi, come evidenziato nella tabella riportata nella pagina successiva.

Il parametro NSPT può inoltre essere messo in relazione con alcuni parametri caratteristici del terreno, quali la densità relativa e l'angolo di attrito.

Si riportano di seguito tabelle con alcune correlazioni e si rimanda di seguito per maggiori dettagli.

TERRENO COERENTE			
DEFINIZIONE DELLA CONSISTENZA	N. DI COLPI N_{SPT}	INDICE DI CONSISTENZA I_c	COESIONE NON DRENATA C_u (BAR)
molto soffice (privo di consistenza)	< 2	≈ 0	< 0.1
soffice (poco consistente)	2 - 4	0 – 0.25	0.1 – 0.25
plastico (moderatamente consistente)	4 - 8	0.25 – 0.5	0.25 – 0.5
duro (consistente)	8 - 15	0.5 – 0.75	0.5 – 1.0
molto duro (molto consistente)	15 - 30	0.75 – 1.0	1.0 – 2.0
durissimo (estremamente consistente)	> 30	> 1.0	> 2.0

TERRENO INCOERENTE			
DEFINIZIONE DELLA CONSISTENZA	N. DI COLPI N_{SPT}	DENSITÀ RELATIVA D_R	ANGOLO DI ATTRITO φ (°)
molto sciolto	< 4	< 0.2	< 30
sciolto	4 - 10	0.2 – 0.4	30 – 35
moderatamente addensato	10 - 30	0.4 - 0.6	35 - 40
addensato	30 - 50	0.6 - 0.8	40 - 45
molto addensato	> 50	> 0.8	> 45

Per lo studio in oggetto sono state eseguite in totale n. 12 prove S.P.T., 6 per ogni sondaggio:

Caratteristiche dell'attrezzatura utilizzata:

- Maglio in acciaio da Kg 63.5
- Dispositivo di sgancio automatico del maglio
- Altezza di caduta del maglio cm 76
- aste di diametro 50 mm
- Scarpa standard a punta chiusa

2.2.2 Sondaggi e prove in foro

Stratigrafia

I sondaggi eseguiti hanno evidenziato una stratigrafia relativamente uniforme:

- riporto superficiale costituito da sabbie, ciottoli, ghiaia e laterizi;
- ghiaie e sabbie con ciottoli, talora limose.

Prove SPT

La prova S.P.T. (Standard Penetration Test) è una prova puntuale che viene eseguita nel corso della perforazione, al fondo del foro.

Durante l'esecuzione del sondaggio, previa pulizia e controllo della quota del fondo foro, sono state eseguite n. 12 prove SPT i cui risultati sono riassunti nelle tabelle e nei grafici seguenti.

SONDAGGIO 1

profondità (m)		N1	N2	N3	Nspt
-3.0	-3.45	11	14	10	24
-6.0	-6.45	15	16	16	32
-9.0	-9.45	28	26	31	57
-12.0	-12.45	17	26	25	51
-15.0	-15.45	21	17	18	35
-18.0	-18.45	24	32	23	55

SONDAGGIO 2

profondità (m)		N1	N2	N3	Nspt
-3.0	-3.45	9	12	13	25
-6.0	-6.45	27	17	11	28
-9.0	-9.45	35	42	43	85
-12.0	-12.45	31	R		>100
-15.0	-15.45	55	R		
-18.0	-18.45	35	42	R	

N.B. i valori di Nspt qui riportati sono quelli ottenuti durante l'esecuzione delle prove e non i valori corretti conto della pressione litostatica

Per quanto riguarda la dipendenza del valore di NSPT con la presenza di falda, la bibliografia specializzata riporta contributi molto contrastanti, essendo generalmente accettata solo la correzione proposta da Terzaghi e Peck, valida però solo per sabbie fini e/o limose con NSPT > 15. In generale è possibile dire che in presenza di falda si ha una sopravvalutazione dei valori di NSPT per alte DR, mentre avviene esattamente l'opposto per DR basse, inoltre sembra che la divergenza fra i due comportamenti si riduca in funzione di un aumento dei materiali fini.

La relazione è la seguente:

$$\text{Nspt corretto per falda} = 15 + 0.5 \times (\text{Nspt} - 15)$$

Sondaggio 1

Profondità	N1	N2	N3	Nspt	Nspt corr
-3.0	11	14	10	24	33-36
-6.0	15	16	16	32	30-32
-9.0	28	26	31	57	45-48
-12.0	17	26	25	51	26-28
-15.0	21	17	18	35	19-21
-18.0	24	32	23	55	25-27

Sondaggio 2

Profondità	N1	N2	N3	Nspt	Nspt corr
-3.0	9	12	13	25	34-38
-6.0	27	17	11	28	26-28
-9.0	35	42	43	85	67-71
-12.0	31	R		>100	44-47
-15.0	55	R		>100	41-45
-18.0	35	42	R	>100	39-44

2.2.4 Analisi granulometriche

L'obiettivo dell'analisi granulometrica è quello di raggruppare, in diverse classi di grandezza, le particelle costituenti il terreno e di determinare successivamente le percentuali in peso di ciascuna classe, riferendole al peso secco del campione iniziale.

Le informazioni ottenute dall'analisi granulometrica vengono presentate sottoforma di curve, dove ad ogni diametro del setaccio considerato, viene indicata la percentuale in peso rispetto al campione secco iniziale, della frazione passante (percentuale in peso di campione che passa da un determinato setaccio).

Allo scopo di visualizzare più facilmente la distribuzione del materiale, i diametri delle particelle sono rappresentati in scala logaritmica.

Per la frazione più grossolana (diametro dei granuli > 0.075 mm), sono stati utilizzati una serie di setacci incolonnati uno sopra l'altro con maglie crescenti dal basso verso l'alto. Il campione di terreno essiccato viene pesato (→ peso totale secco W_s) e quindi fatto passare attraverso la colonna di setacci posti in ordine di luce decrescente. Sul setaccio i -esimo rimane un quantitativo di materiale il cui peso W_i è una frazione di W_s . Per determinare la percentuale in peso P di terreno i cui granuli hanno dimensione inferiore al diametro del setaccio i -esimo si applica la seguente relazione:

$$P = \frac{(W_s - \sum W_t)}{W_s * 100}$$

P = percentuale in peso di terreno i cui granuli hanno dimensioni inferiori al diametro del setaccio i -esimo

W_s = peso totale secco del terreno

$\sum W_t$ = peso del materiale trattenuto da tutti i setacci di diametro uguale o superiore a quello del setaccio i -esimo.



Per la componente più fine (diametro dei granuli <0.075 mm) è stato applicato il metodo del densimetro (areometria). Il materiale viene immerso in un cilindro graduato, agitato e lasciato sedimentare. In tal modo è possibile misurare la densità del fluido in corrispondenza della parte mediana del cilindro (tramite densimetro) col passare del tempo e quindi calcolare le velocità di sedimentazione. Ciò si basa sulla legge di Stokes, secondo la quale si può determinare il diametro di una sfera avente il peso specifico noto, della quale sia nota la velocità di caduta, all'interno di un liquido di peso specifico e viscosità conosciuti.

Dalle curve granulometriche così ottenute si possono ricavare due grandezze che sintetizzano la composizione granulometrica del terreno:

- *Diametro efficace*: è il diametro del setaccio teorico corrispondente al 10% in peso di materiale passante e si indica con D_{10} . Significa che il 10% in peso del materiale analizzato ha un diametro inferiore a D_{10} . Indica in pratica la percentuale di materiale fine presente sul terreno.
- *Coefficiente di uniformità (U_c)*: è definito come rapporto fra D_{60} (diametro del setaccio teorico corrispondente al 60% in peso del materiale passante) e il D_{10} .

$$U_c = D_{60} / D_{10}$$

Il coefficiente U_c ha un importante significato geotecnico in quanto è legato alla resistenza a rottura → i terreni uniformi hanno minore resistenza al taglio rispetto a quelli disuniformi.

A seconda del valore di U_c i terreni possono essere così classificati:

U_c	Tipo di terreno
1 - 5	Uniforme (es. dep. eolici)
5 - 15	Disuniformi (es. dep. fluviali)
> 15	Molto disuniformi (es. terreni morenici)

2.2.5 Limiti di Atterberg

Essi forniscono un'indicazione geotecnica sul comportamento delle terre, al variare del contenuto in acqua. Si eseguono su materiali a grana fine (limi e argille), il cui comportamento è decisamente sensibile al contenuto di acqua.

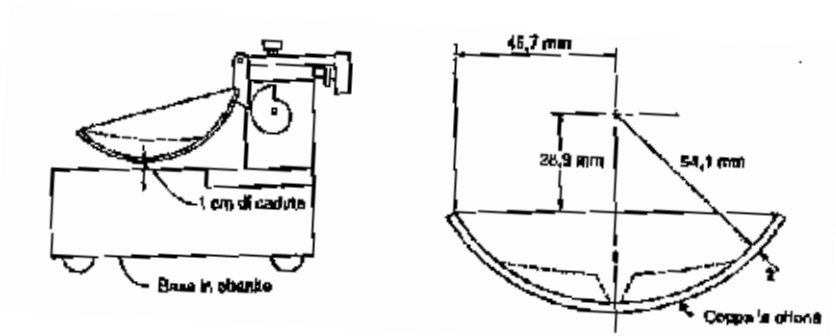
Gli indici più usati sono:

- limite di liquidità → WL → contenuto d'acqua nel suolo sotto il quale il terreno possiede un comportamento plastico e sopra il quale possiede un comportamento fluido-viscoso. Viene determinato con il cucchiaio di Casagrande.
- limite di plasticità → WP → contenuto d'acqua nel suolo sotto il quale perde il comportamento plastico.
- limite di ritiro → WL → contenuto d'acqua al di sotto del quale il terreno non subisce più riduzione di volume se viene essiccato.

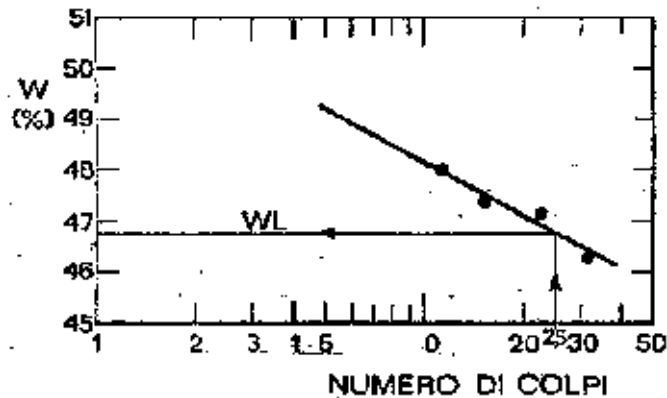
I limiti di liquidità e di plasticità vengono determinati utilizzando dei provini rimaneggiati, mentre il limite di ritiro si ottiene da un provino indisturbato.

Il *limite liquido* si ottiene ponendo, all'interno di una vaschetta incernierata (Cucchiaio di Casagrande, un campione di terreno ben spianato. Successivamente si pratica, tramite una spatola, un solco trasversale nel terreno e si lascia cadere ripetutamente il cucchiaio su di una lastra di ebanite da un'altezza di 1 cm.

CUCCHIAIO DI CASAGRANDE



Il limite liquido è rappresentato dal contenuto d'acqua per il quale dopo 25 cadute il solco si chiude per una lunghezza di 1 cm. Ripetendo la prova almeno tre volte si ottengono dati sufficienti per calcolare il limite liquido

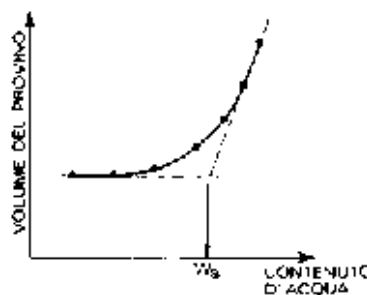


Il *limite plastico* si determina lavorando tra il palmo e un piano assorbente, il campione di terreno, in modo tale da ottenere dei cilindretti aventi circa 3.2 mm di diametro, fino a quando essi, perdendo parte dell'acqua assorbita dalla carta, si screpolano in superficie. A questo punto si determina il suo contenuto d'acqua che rappresenta appunto il limite plastico.

Qualora il materiale non risultasse lavorabile, si riporta come risultato l'indicazione "Non Plastico"



Il *limite di ritiro* viene definito come quel valore del contenuto d'acqua al di sotto del quale una ulteriore perdita d'acqua non comporta nessuna variazione di volume. La sua determinazione è fatta considerando un provino che viene essiccato per passi successivi e del quale viene misurato il contenuto d'acqua ad ogni passaggio.



Dalla conoscenza dei limiti di Atterberg si possono ricavare una serie di indici come:

- ◆ Indice di plasticità
- ◆ Indice di attività
- ◆ Indice di consistenza
- ◆ Indice di liquidità

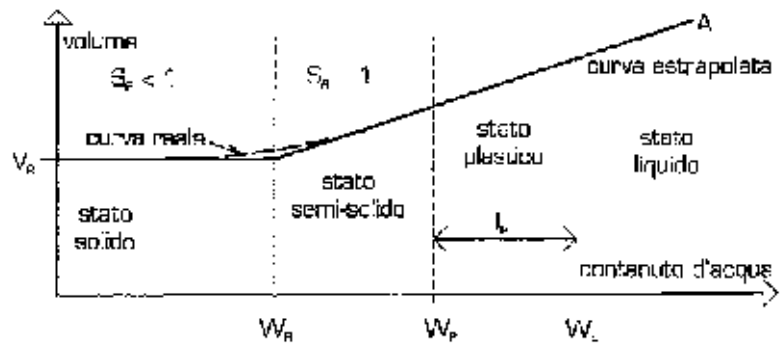
Un'altra caratteristica importante è individuata dall'*Indice di Plasticità (IP)* che viene calcolato come differenza tra il limite di liquidità quello di plasticità.

Mostra l'intervallo in cui il terreno ha un comportamento plastico, può essere deformato o rimaneggiato senza cambio di volume e senza fessurarsi.

Il valore di IP dipende, in un dato campione, dalla percentuale di argilla, dal tipo di argilla e dalla natura dei cationi adsorbiti; il grado di coesione del terreno è tanto più elevato quanto maggiore è il valore di tale indice.

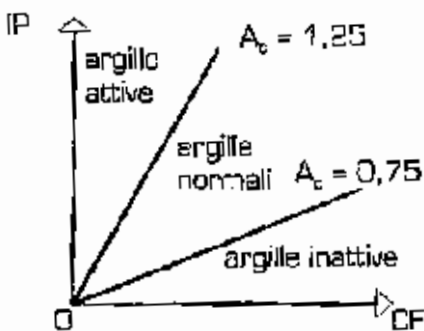
$$IP = WL - WP$$

IP	TERRENO
0 - 5	non plastico
5 - 15	poco plastico
15 - 40	plastico
> 40	molto plastico

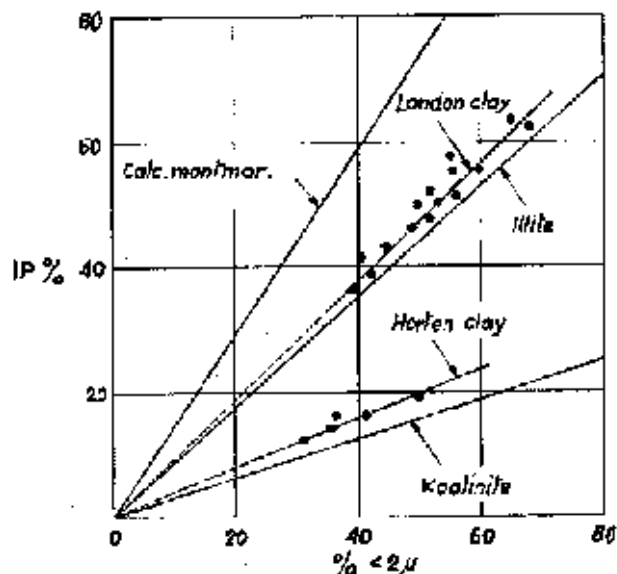


Il valore di IP cresce con la percentuale di argilla, e per ogni tipo di materiale la relazione è data da una retta a pendenza differente a seconda del minerale presente. Tale pendenza è stata definita da Skernpon (1953) come indice di attività.

$$A_c = \frac{IP}{CF} = \frac{IP}{\% \text{ in peso di frazione inferiore a } 0,002 \text{ mm (argilla)}}$$



A_c	
< 0.75	inattive
0.75 - 1.25	normali
> 1.25	attive



L'Indice di consistenza (IC) definisce, in funzione del contenuto naturale in acqua di un terreno, quanto questo sia prossimo o meno a uno degli stati fisici riconosciuti sulla base dei valori dei limiti di Atterberg e quindi, in definitiva, ne caratterizza anche il comportamento fisico – meccanico.

E' definito come:

$$IC = \frac{WL - W_0}{IP}$$

dove:

W_0 = contenuto d'acqua allo stato naturale

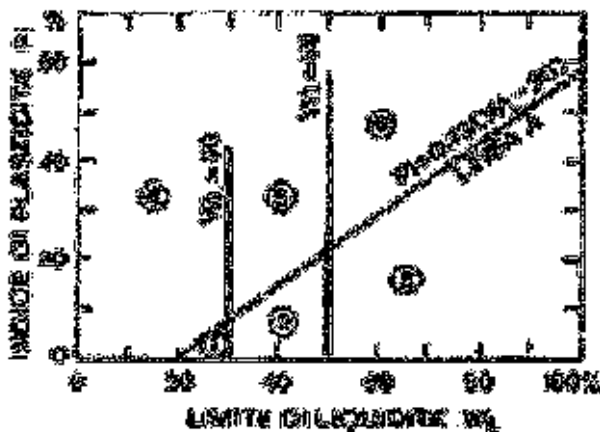
IC	CONSISTENZA
< 0	fluida
0 – 0.25	fluido - plastica
0.25 – 0.5	molto- plastica
0.5 – 0.75	plastica
0.75 – 1.0	solido - plastica
> 1.0	semisolida

Indice di liquidità (IL) indica la "vicinanza" del contenuto naturale d'acqua al limite di liquidità; è definito come:

$$IL = \frac{W_0 - WP}{WL - WP} = 1 - IC$$

Tramite i limiti di Atterberg è inoltre possibile *classificare i terreni coesivi* utilizzando il Diagramma di plasticità di Casagrande.

I dati sono messi in un diagramma con il limite liquido in ascissa e l'indice di plasticità sulle ordinate, la carta è suddivisa in sei regioni dalla retta A e da due rette verticali $WL = 30$ e $WL = 50$. I terreni al di sotto della linea A possono essere limi inorganici argille organiche e limi organici, quelli al di sopra sono argille organiche con diversa plasticità.



- (1) LIMI INORGANICI di bassa compressibilità
- (2) LIMI INORGANICI di media compressibilità e LIMI ORGANICI
- (3) LIMI INORGANICI di alta compressibilità e ARGILLE ORGANICHE
- (4) ARGILLE INORGANICHE di bassa plasticità
- (5) ARGILLE INORGANICHE di media plasticità
- (6) ARGILLE INORGANICHE di alta plasticità

DESCRIZIONE				ANALISI GRANULOMETRICA				LIMITI				INDICI			
SOND.	CAMP.	PROF. (m)	NOME	GHIAIA (%)	SABBIA (%)	LIMO (%)	ARGILLA (%)	L.L. (%)	L.P. (%)	I.P. (%)	Wn (%)	Classificazione	I.C.	UC	Permeabilità (m/s)
S1	C1	2.7	Ghiaia con sabbia limosa	44.30	35.34	15.58	4.78	-	-	-	-	-	-	4.07*10 ²	2.25*10 ⁻⁶
S1	C2	7	Ghiaia con sabbia limosa	52.19	32.32	12.32	3.17	-	-	-	-	-	-	3.58*10 ²	6.76*10 ⁻⁶
S2	C1	5.6	Ghiaia con sabbia limosa	51.06	35.88	10.31	2.75	-	-	-	-	-	-	2.28*10 ²	1.3*10 ⁻⁵
S2	C2	8.5	Sabbia con ghiaia limosa	38.11	44.08	14.07	3.74	-	-	-	-	-	-	1.95*10 ²	4.41*10 ⁻⁶

Dove:

L.L.: Limite di Liquidità

L.P.: Limite di Plasticità

I.P.: Indice di Plasticità

Wn: Umidità

I.C.: Indice di Consistenza

U.C.:Coefficiente di Uniformità

3.3 Stratigrafia terreni

La natura dei terreni è stata dedotta dal numero di colpi necessari per l'avanzamento della punta conica e dall'osservazione dei residui litologici sulle aste durante la fase di recupero, lo stato d'addensamento è stato misurato direttamente rilevando la resistenza all'avanzamento della punta nel terreno e in funzione dell'indagine geofisica svolta.

In relazione all'estensione dell'area, alle varie tipologie di opere in progetto e alle quote inizio prova, di seguito si schematizzano i risultati ottenuti dalle indagini per ogni settore/area di indagine:

Prove 1, 2, 3:

Profondità (m) da p.c.	Nspt	Stato d'addensamento del terreno
Da 0.0 a -2.7/3.6	2-4	Molto sciolto
Da -2.7/3.6 a -3.9/6.6	10-16	Sciolto
Da -3.9/5.4 a -7.3/9.9	21-26 (40-49)	Mediamente addensato con lenti addensate
Oltre -7.2/-9.9	>100	Rifiuto – Terreno molto addensato e/o ciottoloso

Prove 4, 5, sondaggio 1-2:

Profondità (m) da p.c.	Nspt	Stato d'addensamento del terreno
Da 0.0 a -6.6/6.9	12-20 (6)	Mediamente addensato con lenti sciolte, superficiali (prova 5)
Da -6.6/6.9 a -8.1/9.9	31-71 (26-71 da sondaggio)	Da addensato a molto addensato
Oltre -8.1/-9.9 (prove penetrometriche)	>100	Rifiuto – Terreno molto addensato e/o ciottoloso (prove penetrometriche)
Oltre -8.1/-9.9 (Sondaggi)	28-48	Da addensato a molto addensato (da sondaggio)

Prove 6, 7, 8, 9:

Profondità (m) da p.c.	Nspt	Stato d'addensamento del terreno
Da 0.0 a -4.8/5.1	3-7	Sciolto (prove 6-8)
Da 0 a -5.6/6	10-18	Mediamente addensato
Da -5.6/6 a -6.3/6.6	65-80	Molto addensato
Oltre -6.3/6.6	>100	Rifiuto – Terreno molto addensato e/o ciottoloso

Il terreno in oggetto mostra, in generale, un grado di addensamento crescente con la profondità, al disotto di un livello superficiale molto sciolto/sciolto si hanno orizzonti che passano da mediamente addensati ad addensati. Più in profondità, le prove si sono arrestate per rifiuto alla penetrazione. La sintesi stratigrafica del terreno in esame è riportata nelle tavole allegata a fine testo.

3.4 Caratteristiche geotecniche dei terreni

Le caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione sono state determinate attraverso le correlazioni formulate dai diversi Autori (Terzaghi, Meyerhof e altri), a partire dai valori di resistenza di punta registrati attraverso le prove Scpt, riferite a terreni a comportamento granulare, ed ai risultati dell'indagine sismica.

Le tabelle a seguire riassumono le principali caratteristiche geotecniche individuate, con riferimento agli orizzonti stratigrafici descritti nel precedente paragrafo:

Prove 1, 2, 3:

Profondità (m) da p.c.	Nspt	Yt (t/m ³)	Φ (°)	E (Kg/cm ²)
Da 0.0 a -2.7/3.6	2-4	1.65-1.7	30-31	100-150
Da -2.7/3.6 a -3.9/6.6	10-16	1.70-1.75	33-35	180-250
Da -3.9/5.4 a -7.3/9.9	21-26 (40-49)	1.75-1.80 (1.85-1.9)	35-38 (39-40)	300-350 (350-400)
Oltre -7.2/-9.9	>100	>1.9	>40	>400

Prove 4, 5, sondaggi 1 e 2:

Profondità (m) da p.c.	Nspt	Yt (t/m ³)	Φ (°)	E (Kg/cm ²)
Da 0.0 a -6.6/6.9	12-20 (6)	1.75-1.8 (1.7)	34-35 (32)	250-280 (180)
Da -6.6/6.9 a - 8.1/9.9	31-71 (26-71 da sondaggio)	1.8-1.85	38-40	320-400
Oltre -8.1/-9.9 (prove penetrometriche)	>100	>1.9	>40	>400
Oltre -8.1/-9.9 (Sondaggi)	28-48	1.8-1.85	38-40	320-400

Prove 6, 7, 8, 9:

Profondità (m) da p.c.	Nspt	Yt (t/m ³)	Φ (°)	E (Kg/cm ²)
Da 0.0 a -4.8/5.1	3-7	1.65-1.7	30-32	100-180
Da 0 a -5.6/6	10-18	1.7-1.75	32-34	250-280
Da -5.6/6 a -6.3/6.6	65-80	1.8-1.85	39-40	380-400
Oltre -6.3/6.6	>100	>1.9	>40	>400

Dove:

- ✓ Nspt = Numero Spt
- ✓ Y_t = Peso naturale del terreno sopra falda.
- ✓ Φ = Angolo d'attrito.
- ✓ E = Modulo elastico.

4. RELAZIONE GEOTECNICA

4.1 Premessa

Le opere in progetto si possono assimilare al tipo 2 con vita nominale $V_n \geq 50$ anni (tabella 2.4.1 articolo 2.4 comma 2.4.1 del D.M. 14 gennaio 2008).

Le opere in progetto di possono inoltre individuare in classe d'uso III (art 2.4 comma 2.4.2 del D.M. 14 gennaio 2008).

La capacità portante dei terreni verrà calcolata ai sensi delle NTC 2008.

Le opere in oggetto inoltre si collocano in un sito ricadente in Zona 4.

4.2 Capacità portante ai sensi delle NTC 2008 e cedimenti

Il progetto prevede la realizzazione di un nuovo Centro di comunità, prevedendo la ristrutturazione/ampliamento degli edifici esistenti (oratorio, teatro e centro Paolo VI) e la realizzazione di nuovi edifici (area accoglienza e aule).

In relazione alla presenza di più livelli a quote differenti, alla presenza di eterogeneità superficiali (anche dovute alla presenza di materiale di riporto), alle diverse strutture in progetto, si è proceduto alla distinzione tra le varie zone; per ognuna di esse sono stati calcolati i valori della Resistenza di Progetto a – 1 m e a -3.5 m di profondità.

Le zone considerate sono le seguenti:

ZONA 1: Centro Paolo VI (prove 1, 2, 3)

ZONA 2: Oratorio e Cappella (prove 7, 8, 9)

ZONA 3: Zona Accoglienza (prova 4)

ZONA 4: Nuovo edificio Aula (prova 5)

PROFONDITA' PIANO POSA FONDAZIONI – 1 m

ZONA 1 (prove 1, 2, 3)

NTC 2008 – A1+M1+R1

Tipo fondazione	Autore	Carico Limite kg/cm ²	Resistenza di progetto kg/cm ²	Costante di sottofondo kg/cm ³
Trave 0.7 m.	Terzaghi	3.92	3.92	1.57
	Hansen	3.86	3.86	1.54
Trave 1 m.	Meyerhof	4.34	4.34	1.74
	Hansen	4.30	4.30	1.72
Trave 1.5 m.	Meyerhof	4.98	4.98	1.99
	Hansen	4.73	4.73	1.89

NTC 2008 – A2+M2+R2

Tipo fondazione	Autore	Carico Limite kg/cm ²	Resistenza di progetto kg/cm ²	Costante di sottofondo kg/cm ³
Trave 0.7 m.	Meyerhof	2.07	1.15	0.83
	Hansen	2.08	1.16	0.83
Trave 1 m.	Meyerhof	2.17	1.21	0.87
	Hansen	2.28	1.27	0.91
Trave 1.5 m.	Meyerhof	2.42	1.35	0.97
	Hansen	2.43	1.35	0.97

NTC 2008 – A2+M2+R2 CONDIZIONI DINAMICHE (SISMA)

Tipo fondazione	Autore	Carico Limite kg/cm ²	Resistenza di progetto kg/cm ²	Costante di sottofondo kg/cm ³
Trave 0.7 m.	Terzaghi	1.95	1.08	0.78
	Meyerhof	1.95	1.09	0.78
Trave 1 m.	Terzaghi	2.14	1.19	0.85
	Meyerhof	2.01	1.12	0.81
Trave 1.5 m.	Meyerhof	2.19	1.22	0.88
	Hansen	2.25	1.25	0.90

Tipo fondazione	Carico Limite kg/cm ²	Cedimenti cm
Trave 0.7 m.	1.08	0.3-0.8
Trave 1 m.	1.12	0.4-1.1
Trave 1.5 m.	1.22	0.6-1.8

PROFONDITA' PIANO POSA FONDAZIONI – 1 m

ZONA 2 (prove 7, 8, 9)

NTC 2008 – A1+M1+R1

Tipo fondazione	Autore	Carico Limite kg/cm ²	Resistenza di progetto kg/cm ²	Costante di sottofondo kg/cm ³
Trave 0.7 m.	Terzaghi	5.03	5.03	2.01
	Hansen	4.84	4.84	1.94
Trave 1 m.	Meyerhof	5.64	5.64	2.26
	Hansen	5.44	5.44	2.17
Trave 1.5 m.	Meyerhof	6.54	6.54	2.62
	Hansen	6.06	6.06	2.43

NTC 2008 – A2+M2+R2

Tipo fondazione	Autore	Carico Limite kg/cm ²	Resistenza di progetto kg/cm ²	Costante di sottofondo kg/cm ³
Trave 0.7 m.	Meyerhof	2.53	1.41	1.01
	Hansen	2.51	1.39	1.00
Trave 1 m.	Meyerhof	2.68	1.49	1.07
	Hansen	2.76	1.53	1.10
Trave 1.5 m.	Meyerhof	2.98	1.66	1.19
	Hansen	3.02	1.68	1.21

NTC 2008 – A2+M2+R2 CONDIZIONI DINAMICHE (SISMA)

Tipo fondazione	Autore	Carico Limite kg/cm ²	Resistenza di progetto kg/cm ²	Costante di sottofondo kg/cm ³
Trave 0.7 m.	Terzaghi	2.36	1.31	0.95
	Meyerhof	2.38	1.32	0.95
Trave 1 m.	Terzaghi	2.47	1.37	0.99
	Meyerhof	2.60	1.44	1.04
Trave 1.5 m.	Meyerhof	2.71	1.51	1.09
	Hansen	2.74	1.52	1.09

Tipo fondazione	Carico Limite kg/cm ²	Cedimenti cm
Trave 0.7 m.	1.31	0.2-0.6
Trave 1 m.	1.37	0.3-0.8
Trave 1.5 m.	1.51	0.5-1.3

PROFONDITA' PIANO POSA FONDAZIONI – 1 m

ZONA 3 (prova 4)

NTC 2008 – A1+M1+R1

Tipo fondazione	Autore	Carico Limite kg/cm ²	Resistenza di progetto kg/cm ²	Costante di sottofondo kg/cm ³
Trave 0.7 m.	Terzaghi	8.05	8.05	3.22
	Hansen	7.70	7.70	3.08
Trave 1 m.	Meyerhof	9.22	9.22	3.69
	Hansen	8.73	8.73	3.49
Trave 1.5 m.	Meyerhof	11.17	11.17	4.47
	Hansen	9.92	9.92	3.97

NTC 2008 – A2+M2+R2

Tipo fondazione	Autore	Carico Limite kg/cm ²	Resistenza di progetto kg/cm ²	Costante di sottofondo kg/cm ³
Trave 0.7 m.	Meyerhof	3.80	2.11	1.52
	Hansen	3.73	2.07	1.49
Trave 1 m.	Meyerhof	4.29	2.38	1.72
	Hansen	4.15	2.30	1.66
Trave 1.5 m.	Meyerhof	4.74	2.63	1.90
	Hansen	4.55	2.53	1.82

NTC 2008 – A2+M2+R2 CONDIZIONI DINAMICHE (SISMA)

Tipo fondazione	Autore	Carico Limite kg/cm ²	Resistenza di progetto kg/cm ²	Costante di sottofondo kg/cm ³
Trave 0.7 m.	Terzaghi	3.53	1.96	1.41
	Meyerhof	3.54	1.96	1.41
Trave 1 m.	Terzaghi	3.79	2.11	1.52
	Meyerhof	3.87	2.15	1.55
Trave 1.5 m.	Meyerhof	4.23	2.35	1.69
	Hansen	4.15	2.30	1.66

Tipo fondazione	Carico Limite kg/cm ²	Cedimenti cm
Trave 0.7 m.	1.96	0.2-0.6
Trave 1 m.	2.11	0.3-0.8
Trave 1.5 m.	2.30	0.5-1.3

PROFONDITA' PIANO POSA FONDAZIONI – 1 m

ZONA 4 (prova 5)

NTC 2008 – A1+M1+R1

Tipo fondazione	Autore	Carico Limite kg/cm ²	Resistenza di progetto kg/cm ²	Costante di sottofondo kg/cm ³
Trave 0.7 m.	Terzaghi	5.13	5.13	2.05
	Hansen	4.94	4.94	1.98
Trave 1 m.	Meyerhof	5.75	5.75	2.30
	Hansen	5.54	5.54	2.22
Trave 1.5 m.	Meyerhof	6.67	6.67	2.67
	Hansen	6.18	6.18	2.47

NTC 2008 – A2+M2+R2

Tipo fondazione	Autore	Carico Limite kg/cm ²	Resistenza di progetto kg/cm ²	Costante di sottofondo kg/cm ³
Trave 0.7 m.	Meyerhof	2.58	1.44	1.03
	Hansen	2.56	1.42	1.02
Trave 1 m.	Meyerhof	2.73	1.52	1.09
	Hansen	2.82	1.56	1.13
Trave 1.5 m.	Meyerhof	3.07	1.71	1.23
	Hansen	3.04	1.69	1.22

NTC 2008 – A2+M2+R2 CONDIZIONI DINAMICHE (SISMA)

Tipo fondazione	Autore	Carico Limite kg/cm ²	Resistenza di progetto kg/cm ²	Costante di sottofondo kg/cm ³
Trave 0.7 m.	Terzaghi	2.41	1.34	0.96
	Meyerhof	2.44	1.35	0.98
Trave 1 m.	Terzaghi	2.52	1.40	1.01
	Meyerhof	2.65	1.47	1.06
Trave 1.5 m.	Meyerhof	2.77	1.54	1.11
	Hansen	2.79	1.55	1.12

Tipo fondazione	Carico Limite kg/cm ²	Cedimenti cm
Trave 0.7 m.	1.34	0.2-0.6
Trave 1 m.	1.4	0.3-0.8
Trave 1.5 m.	1.54	0.4-1.3

PROFONDITA' PIANO POSA FONDAZIONI – 3.5 m

ZONA 1 (prove 1, 2, 3)

NTC 2008 – A1+M1+R1

Tipo fondazione	Autore	Carico Limite kg/cm ²	Resistenza di progetto kg/cm ²	Costante di sottofondo kg/cm ³
Trave 0.7 m.	Terzaghi	3.92	3.92	1.57
	Hansen	4.13	4.13	1.65
Trave 1 m.	Terzaghi	4.43	4.43	1.77
	Hansen	4.50	4.50	1.80
Trave 1.5 m.	Terzaghi	5.29	5.29	2.12
	Hansen	5.08	5.08	2.03

NTC 2008 – A2+M2+R2

Tipo fondazione	Autore	Carico Limite kg/cm ²	Resistenza di progetto kg/cm ²	Costante di sottofondo kg/cm ³
Trave 0.7 m.	Terzaghi	2.08	1.16	0.83
	Hansen	2.25	1.25	0.90
Trave 1 m.	Terzaghi	2.33	1.29	0.93
	Hansen	2.40	1.33	0.96
Trave 1.5 m.	Terzaghi	2.74	1.52	1.10
	Hansen	2.64	1.47	1.06

NTC 2008 – A2+M2+R2 CONDIZIONI DINAMICHE (SISMA)

Tipo fondazione	Autore	Carico Limite kg/cm ²	Resistenza di progetto kg/cm ²	Costante di sottofondo kg/cm ³
Trave 0.7 m.	Terzaghi	1.95	1.08	0.78
	Hansen	2.16	1.20	0.86
Trave 1 m.	Terzaghi	2.14	1.19	0.85
	Hansen	2.27	1.26	0.91
Trave 1.5 m.	Terzaghi	2.45	1.36	0.98
	Hansen	2.46	1.37	0.98

Tipo fondazione	Carico Limite kg/cm ²	Cedimenti cm
Trave 0.7 m.	1.08	0.2-0.4
Trave 1 m.	1.19	0.3-0.7
Trave 1.5 m.	1.36	0.3-0.7

PROFONDITA' PIANO POSA FONDAZIONI – 3.5 m

ZONA 2 (prove 7, 8, 9)

NTC 2008 – A1+M1+R1

Tipo fondazione	Autore	Carico Limite kg/cm ²	Resistenza di progetto kg/cm ²	Costante di sottofondo kg/cm ³
Trave 0.7 m.	Terzaghi	5.03	5.03	2.01
	Hansen	5.17	5.17	2.07
Trave 1 m.	Terzaghi	5.73	5.73	2.29
	Hansen	5.67	5.67	2.27
Trave 1.5 m.	Terzaghi	6.90	6.90	2.76
	Hansen	6.48	6.48	2.59

NTC 2008 – A2+M2+R2

Tipo fondazione	Autore	Carico Limite kg/cm ²	Resistenza di progetto kg/cm ²	Costante di sottofondo kg/cm ³
Trave 0.7 m.	Terzaghi	2.53	1.41	1.01
	Hansen	2.70	1.50	1.08
Trave 1 m.	Terzaghi	2.85	1.58	1.14
	Hansen	2.90	1.61	1.16
Trave 1.5 m.	Terzaghi	3.37	1.87	1.35
	Hansen	3.23	1.79	1.29

NTC 2008 – A2+M2+R2 CONDIZIONI DINAMICHE (SISMA)

Tipo fondazione	Autore	Carico Limite kg/cm ²	Resistenza di progetto kg/cm ²	Costante di sottofondo kg/cm ³
Trave 0.7 m.	Terzaghi	2.36	1.31	0.95
	Hansen	2.59	1.44	1.03
Trave 1 m.	Terzaghi	2.61	1.45	1.04
	Hansen	2.74	1.52	1.10
Trave 1.5 m.	Terzaghi	3.01	1.67	1.20
	Hansen	2.98	1.66	1.19

Tipo fondazione	Carico Limite kg/cm ²	Cedimenti cm
Trave 0.7 m.	1.31	0.1-0.3
Trave 1 m.	1.45	0.2-0.4
Trave 1.5 m.	1.66	0.3-0.8

PROFONDITA' PIANO POSA FONDAZIONI – 3.5 m

ZONA 3 (prova 4)

NTC 2008 – A1+M1+R1

Tipo fondazione	Autore	Carico Limite kg/cm ²	Resistenza di progetto kg/cm ²	Costante di sottofondo kg/cm ³
Trave 0.7 m.	Terzaghi	8.05	8.05	3.22
	Hansen	8.18	8.18	3.27
Trave 1 m.	Terzaghi	9.22	9.22	3.69
	Hansen	9.07	9.07	3.63
Trave 1.5 m.	Terzaghi	11.17	11.17	4.47
	Hansen	10.52	10.52	4.21

NTC 2008 – A2+M2+R2

Tipo fondazione	Autore	Carico Limite kg/cm ²	Resistenza di progetto kg/cm ²	Costante di sottofondo kg/cm ³
Trave 0.7 m.	Terzaghi	3.80	2.11	1.55
	Hansen	4.00	2.22	1.60
Trave 1 m.	Terzaghi	4.29	2.38	1.72
	Hansen	4.34	2.41	1.74
Trave 1.5 m.	Terzaghi	5.11	2.84	2.04
	Hansen	4.89	2.72	1.96

NTC 2008 – A2+M2+R2 CONDIZIONI DINAMICHE (SISMA)

Tipo fondazione	Autore	Carico Limite kg/cm ²	Resistenza di progetto kg/cm ²	Costante di sottofondo kg/cm ³
Trave 0.7 m.	Terzaghi	3.53	1.96	1.41
	Hansen	3.81	2.12	1.52
Trave 1 m.	Terzaghi	4.07	2.26	1.63
	Hansen	3.91	2.17	1.56
Trave 1.5 m.	Terzaghi	4.54	2.52	1.82
	Hansen	4.49	2.49	1.80

Tipo fondazione	Carico Limite kg/cm ²	Cedimenti cm
Trave 0.7 m.	1.96	0.1-0.3
Trave 1 m.	2.17	0.3-0.6
Trave 1.5 m.	2.52	0.5-1.1

PROFONDITA' PIANO POSA FONDAZIONI – 3.5 m

ZONA 4 (prova 5)

NTC 2008 – A1+M1+R1

Tipo fondazione	Autore	Carico Limite kg/cm ²	Resistenza di progetto kg/cm ²	Costante di sottofondo kg/cm ³
Trave 0.7 m.	Terzaghi	10.90	10.90	4.36
	Hansen	10.67	10.67	4.27
Trave 1 m.	Terzaghi	12.60	12.60	5.04
	Hansen	11.94	11.94	4.77
Trave 1.5 m.	Terzaghi	15.45	15.45	6.18
	Hansen	13.98	13.98	5.59

NTC 2008 – A2+M2+R2

Tipo fondazione	Autore	Carico Limite kg/cm ²	Resistenza di progetto kg/cm ²	Costante di sottofondo kg/cm ³
Trave 0.7 m.	Terzaghi	4.81	2.67	1.92
	Hansen	4.99	2.77	2.00
Trave 1 m.	Terzaghi	5.46	3.03	2.18
	Hansen	5.45	3.03	2.18
Trave 1.5 m.	Terzaghi	6.55	3.64	2.62
	Hansen	6.20	3.44	2.48

NTC 2008 – A2+M2+R2 CONDIZIONI DINAMICHE (SISMA)

Tipo fondazione	Autore	Carico Limite kg/cm ²	Resistenza di progetto kg/cm ²	Costante di sottofondo kg/cm ³
Trave 0.7 m.	Terzaghi	4.45	2.47	1.78
	Hansen	4.73	2.63	1.89
Trave 1 m.	Terzaghi	4.95	2.75	1.98
	Hansen	5.09	2.83	2.03
Trave 1.5 m.	Terzaghi	5.79	3.22	2.32
	Hansen	5.66	3.14	2.26

Tipo fondazione	Carico Limite kg/cm ²	Cedimenti cm
Trave 0.7 m.	2.47	0.3-0.7
Trave 1 m.	2.75	0.6-1.5
Trave 1.5 m.	3.22	1.1-2.5

Occorre precisare che la stima delle tensioni è da ritenersi indicativa, data l'approssimazione del calcolo delle tensioni in un mezzo eterogeneo ed anisotropo, delle variabili legate alla storia tensionale del terreno e della tipologia delle strutture in progetto.

In pratica, si applicano modelli semplificati o empirici, finalizzati alla stima dei cedimenti stessi, i quali sono soggetti ad un certo margine d'errore. Risultati differenti sono da attribuirsi al diverso approccio teorico delle varie relazioni, ma soprattutto alla non precisa caratterizzazione dei terreni componenti il bulbo di pressione generato.

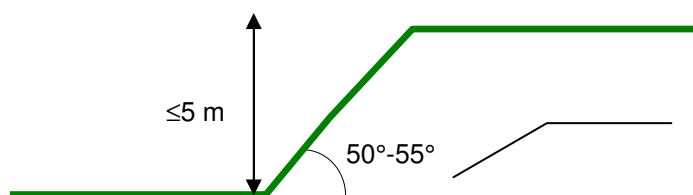
4.3 Stabilità dei fronti di scavo

Per quanto riguarda la stabilità dei fronti di scavo, è influenzata dall'altezza ed inclinazione dei fronti, dall'angolo d'attrito, dalla coesione non drenata del terreno, dalla presenza di sovraccarichi, dalle condizioni meteorologiche (variazioni di temperatura-precipitazioni), da eventuali venute d'acqua dai fronti stessi e dal tempo che lo scavo resterà aperto.

Nel caso in oggetto, considerando fronti di scavo di 3.5/4.5 m, si potranno dunque adottare le seguenti inclinazioni, in funzione del periodo in cui resteranno aperti:

Stabilità a breve termine

Considerando terreni con un angolo d'attrito medio di 30° , dotati di minima coesione non drenata, con scavi di altezze non superiori di 5 m, in assenza di carichi e acqua, si potranno adottare inclinazioni di circa 50° - 55° .



Breve termine

inclinazioni massime dovute principalmente alla coesione non drenata e all'angolo d'attrito del terreno

In ogni caso si dovrà tenere aperti gli scavi il minor tempo possibile e proteggerli con teli impermeabili in caso di piogge; bisognerà inoltre evitare il transito dei mezzi, delle persone e la permanenza di carichi in prossimità dei cigli.

Nel caso in cui gli scavi dovessero essere eseguiti a ridosso di strutture esistenti, o nel caso in cui non fosse possibile arretrare/sagomare il fronte di scavo si dovranno prevedere opere di sostegno, anche provvisorie, quali ad esempio:

- paratie di micropali;
- sottomurazioni;
- diaframmi continui inc.a.
- scavi armati a pozzo

Tali strutture andranno comunque adeguatamente dimensionate, in relazione alla profondità di scavo e al sovraccarico previsto.

Nel caso di comparsa di venute idriche sarà necessario interrompere gli scavi e mettere in atto i necessari accorgimenti, (sistemi di drenaggio, pompe portatili a fondo scavo, etc.) e solo successivamente riprendere le attività di scavo.

In generale per l'esecuzione degli scavi si dovranno seguire le normative vigenti quali:

- **Art. 12 e 13 D.P.R n 164 del 07/01/1956** norme per la prevenzione degli infortuni sul lavoro nelle costruzioni; **art 12** *"quando per la particolare natura del terreno o per causa di piogge, di infiltrazione, di gelo o disgelo, o per altri motivi, siano da temere frane o scoscendimenti, deve essere provveduto all'armatura o al consolidamento del terreno"* **art 13** *"Nello scavo di pozzi o trincee profondi più di 1,5 m, quando la consistenza del terreno non dia sufficientemente garanzia di stabilità, anche in relazione alla pendenza delle pareti, si deve provvedere, man mano che procede lo scavo, all'applicazione delle necessarie armature di sostegno"*.
- D.L.gs n 494 del 14 Agosto 1996 modificato dal D.L.gs n 528 del 19 Novembre 1999 Attuazione della direttiva 92/57/CEE concernente le prescrizioni minime di sicurezza e di salute da attuare nei cantieri temporanei o mobili.
- Decreto presidente Consiglio dei Ministri 14 ottobre 1997, n. 412 – Regolamento recante l'individuazione delle attività lavorative comportanti rischi particolarmente elevati, per le

quali l'attività di vigilanza può essere esercitata dagli ispettori del Lavoro dalle Direzioni Provinciali del Lavoro.

Scavi in sezione ristretta, d'altezza maggiore a 1.5 m, nei quali si presuppone la permanenza anche temporanea e/o il passaggio delle maestranze, dovranno essere messi in sicurezza tramite opere di sostegno anche provvisorie (armature, sbadacchiature, ecc.).

4.4 Permeabilità del terreno e capacità di assorbimento

Nella figura seguente si riportano i valori indicativi del coefficiente di permeabilità k per vari terreni e la classificazione del terreno in funzione di k :

Coefficiente di permeabilità k per vari terreni

k (m/s)	1	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}	10^{-8}	10^{-9}	10^{-10}	10^{-11}	
<i>Drenaggio</i>	buono			povero				praticamente impermeabile					
	ghiaia pulita	sabbia pulita e miscele di sabbia e ghiaia pulita			sabbia fina, limi organici e inorganici, miscele di sabbia, limo e argilla, depositi di argilla stratificati				terreni impermeabili, argille omogenee sotto la zona alterata dagli agenti atmosferici				
				terreni impermeabili modificati dagli effetti della vegetazione e del tempo									

Classificazione del terreno secondo il valore di k

<i>Grado di permeabilità</i>	<i>Valore di k (m/s)</i>
alto	superiore a 10^{-3}
medio	$10^{-3} \div 10^{-5}$
basso	$10^{-5} \div 10^{-7}$
molto basso	$10^{-7} \div 10^{-9}$
impermeabile	minore di 10^{-9}

La proprietà in oggetto insiste su depositi alluvionali costituiti da sabbie e ghiaie limose.

I calcoli dei valori di permeabilità eseguiti utilizzando i dati delle analisi granulometriche evidenziano una permeabilità medio- bassa, compresa tra 10^{-5} e 10^{-6} m/s.

Tuttavia è importante sottolineare che *permeabilità e capacità di assorbimento* di un terreno non dipendono soltanto dalla composizione granulometrica, ma anche dalla forma dei grani, dalla struttura e dalla tessitura, dallo stato di addensamento e da parametri che possono variare nel tempo, come ad esempio: il grado di umidità e la distanza dalla superficie freatica; per questo motivo i valori di permeabilità stimati sulla base di dati di letteratura e la conseguente stima della capacità di drenaggio possono essere considerati soltanto come indicativi.

Per la realizzazione di eventuali pozzi perdenti, si consiglia la loro ubicazione al disotto del livello superficiale, e la realizzazione di eventuali scavi di assaggio, con prove di filtrazione al fine di valutare la reale capacità di assorbimento.

5. CONCLUSIONI

Con incarico del Centro Comunità San Nicolò è stata redatta la seguente relazione geognostica e geotecnica, ai sensi delle NTC 2008, a supporto del progetto di un nuovo centro comunità nel comune di Lecco, via Parini.

È stata condotta una campagna geognostica, costituita da prove penetrometriche, sondaggi a carotaggio continuo (con prove Spt in foro, prelievo di campioni per analisi granulometriche e posa di un piezometro), scavi di assaggio e una linea MASW.

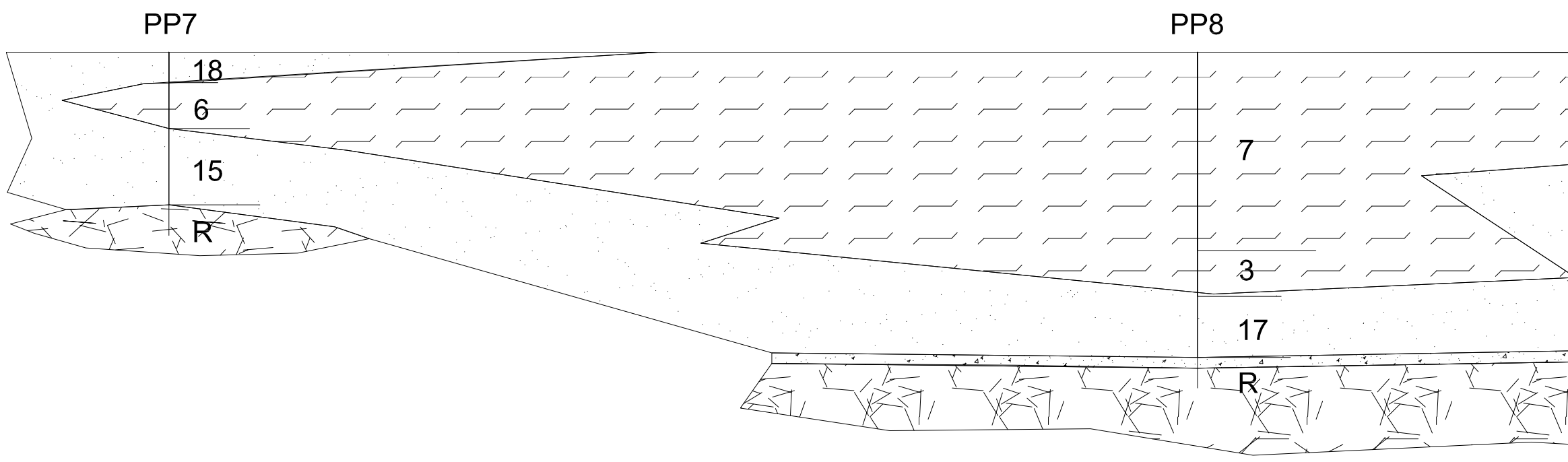
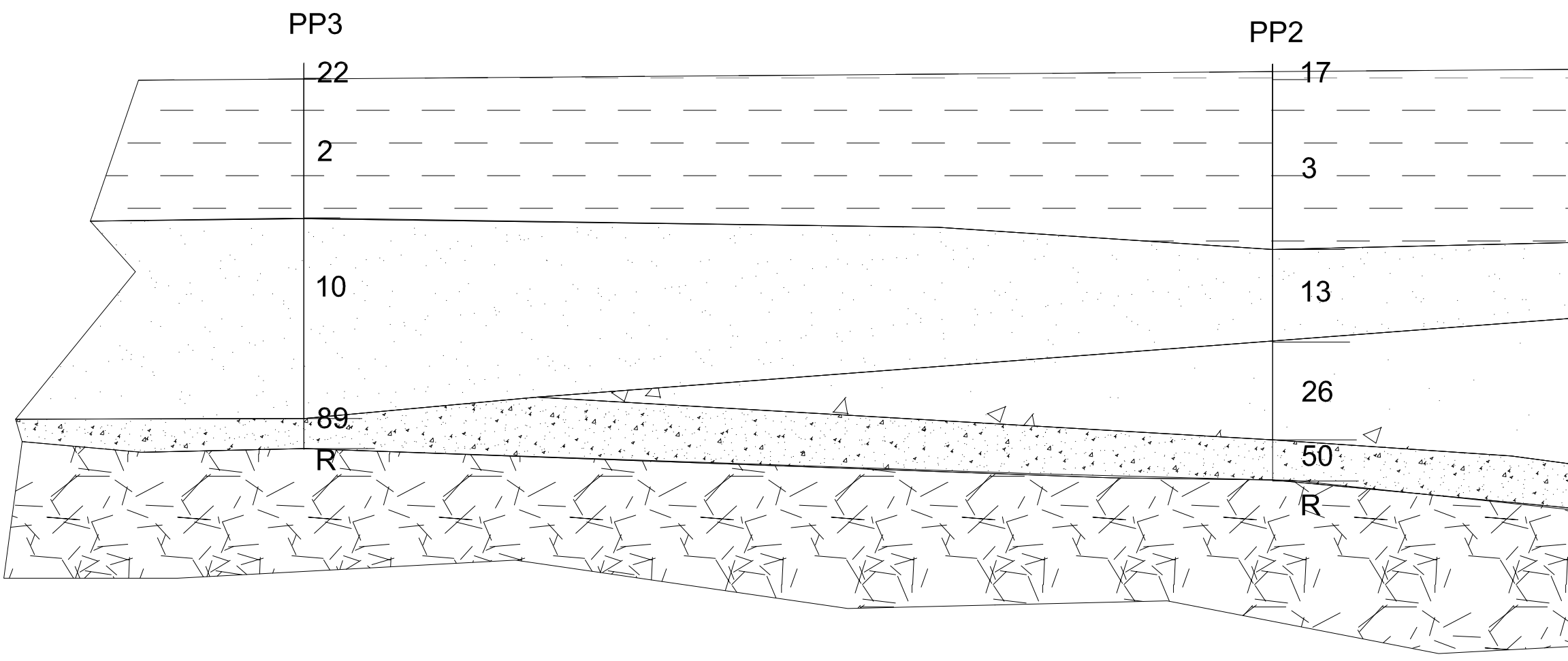
Sono state così definite le caratteristiche stratigrafiche dei terreni in oggetto e i relativi parametri geotecnici e sismici, con la definizione della categoria sismica del suolo.

In relazione ai dati ottenuti, è stata calcolata la capacità portante ai sensi delle NTC 2008, per vari tipologie di fondazioni e profondità, sia in condizioni statiche che dinamiche (sisma); sono stati calcolati anche i cedimenti previsti.

Pertanto si ritiene verificata la compatibilità dell'intervento in progetto anche da un punto di vista geotecnico e sismico, oltre che geologico, idrogeologico e morfologico (riferimento relazione geologica del luglio 2012).

A cura di Dott. Massimo Riva Geologo
Con la collaborazione di Dott. Paolo Natale Mantica Geologo

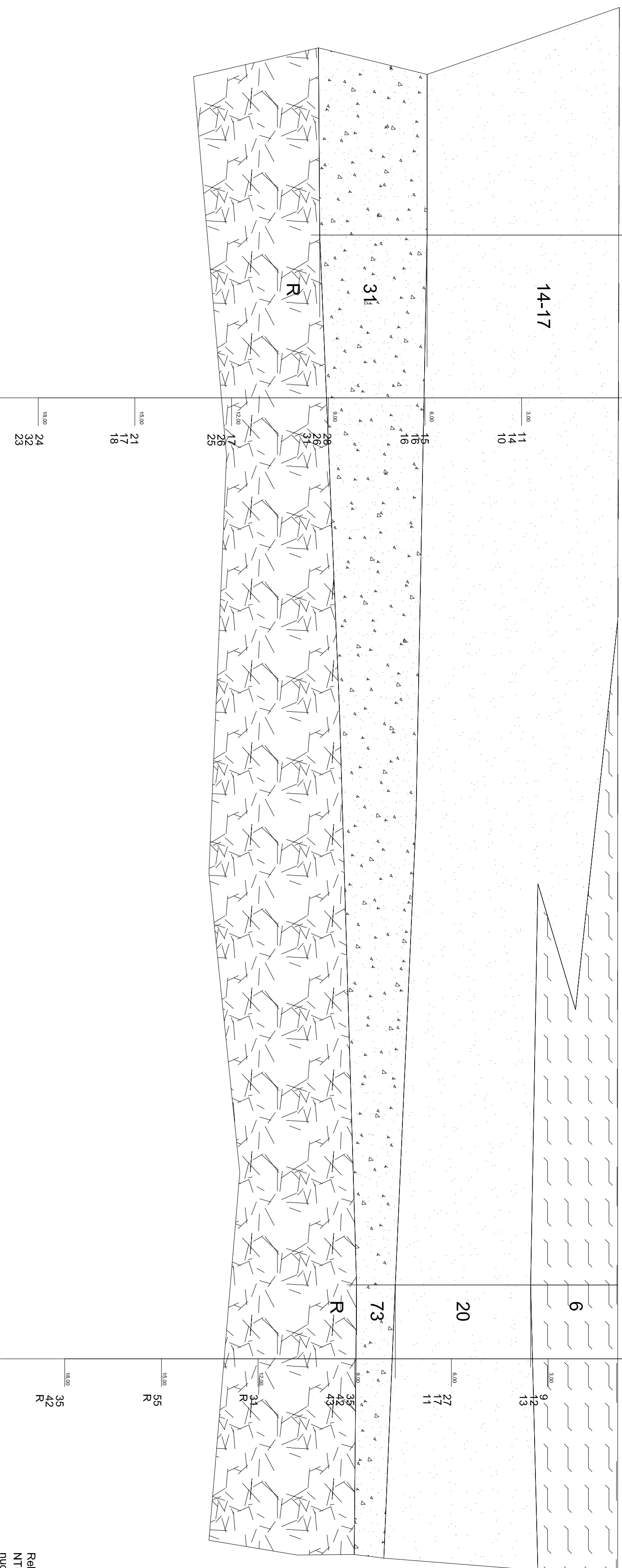




Sondaggio 2 (proiettato)

PP4 Sondaggio 1

PP5



LEGENDA

- Terreno sciolto (Nspt=6-7)
- Terreno mod. addensato (Nspt=10-17)
- Terreno mod. addensato (Nspt=21-26)
- Terreno molto addensato (Nspt=40-50)
- Terreno molto addensato (Nspt>100 Rifiuto)

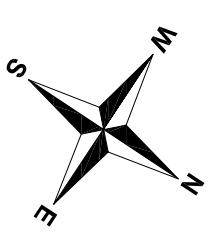
Relazione geognostica e geotecnica, ai sensi delle NTC 2008, a supporto della realizzazione di un nuovo centro comunità nel comune di Lecco (Lc)

Oggetto: sezione stratigrafica









Scala: 1:100

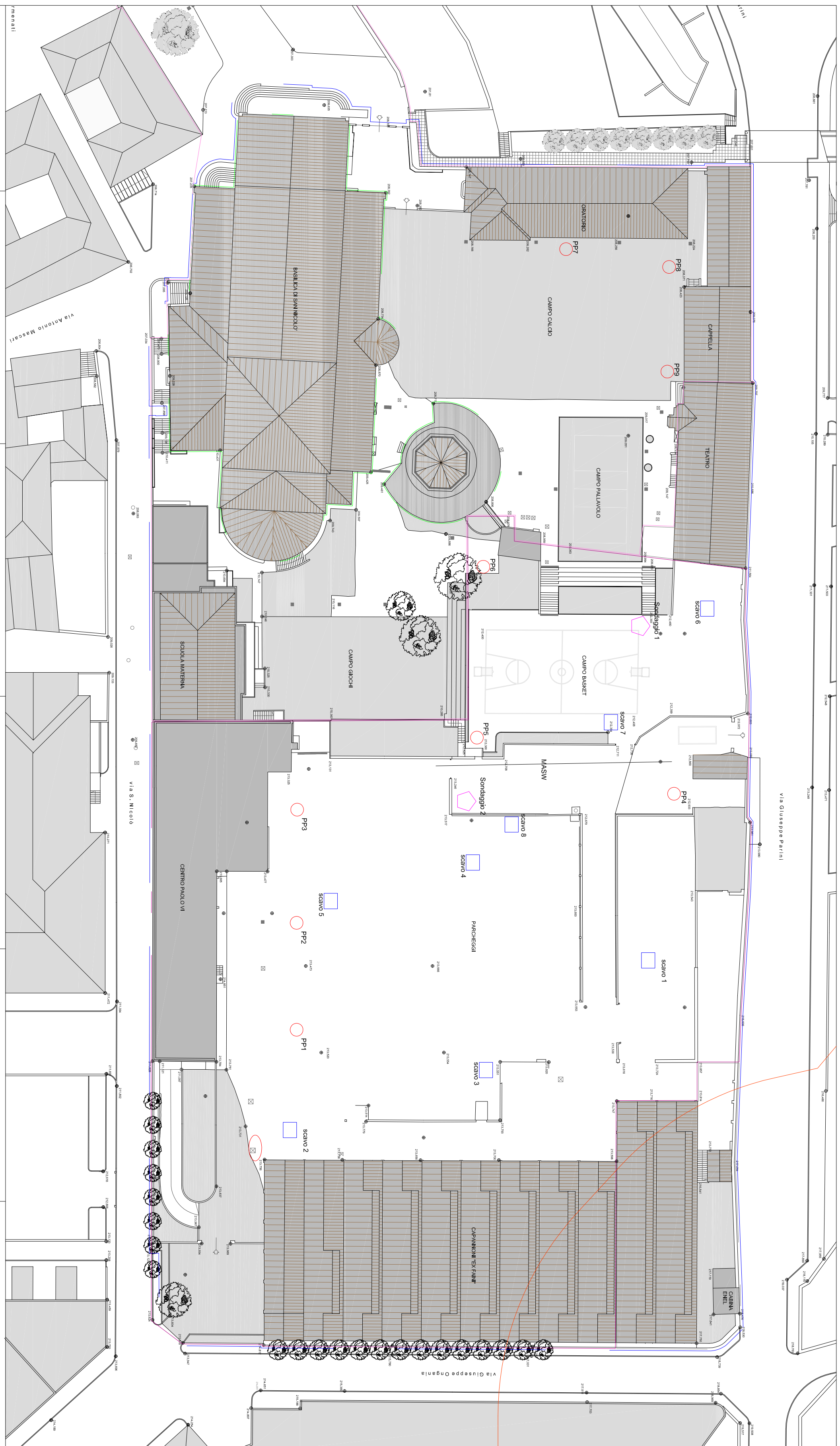
Tav. 3b

Redatto	Verificato	Approvato
PM	MIR	MIR



LEGENDA

-  scavo 2
-  Scavi di assaggio
-  Sondaggio 2
-  Sondaggi a carotaggio continuo
-  PP1
-  Prove penetrometriche
-  Linea MASW
-  Serbatoio interrato



Relazione geologica, ambientale, ai sensi del Digs 152/06, a supporto della realizzazione di un nuovo centro comunità nel comune di Lecco (Lc)

Oggetto: ubicazione indagini eseguite (stato di fatto)

Scala: 1: 500

Tav. 2a

Redatto	Verificato	Approvato
PM	MR	MR

SONDAGGIO

S1

Committente


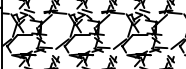

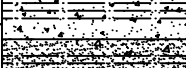
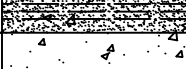
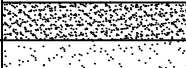
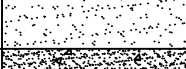








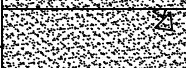


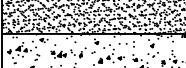

CENTRO COMUNITA' SAN NICOLO'

Località

LECCOData Inizio **15/07/2013**

Sonda

BERETTA T44Data fine **16/07/2013**

Carotaggio (mm)	Rivestimento (mm)	Profondità (m)	Stratigrafia	Descrizione stratigrafica	Profondità	S.P.T.		Campioni disturbati	Falda (m)	Piezometri (m)
						Profondità (m)	N° Colpi			
			Asfalto		0,20					
		1		Terreno di riporto composto da frammenti di laterizi, ciottoli, sabbia e ghiaia limosa						
		2		Terreno di riporto composto da sabbia limosa con ghiaia e ciottoli	2,20			S1-C1 2,00		
		3		Sabbia ghiaiosa con ciottoli	3,20	3,00		11 14 10		
		4		Ciottoli	4,00	3,45				
		5		Sabbia fine	4,50					
		6		Sabbia media grossolana	5,30					
		7		Ghiaia e sabbia con ciottoli	6,00	6,00		15 16 16	S1-C2 6,50	
		8		Ghiaia e sabbia con ciottoli	6,45				7,00	
		9		Ghiaia e sabbia con ciottoli	9,00					
		10		Ghiaia e sabbia con ciottoli	9,45			28 26 31		
		11		Ghiaia e sabbia con ciottoli						
		12		Ghiaia e sabbia con ciottoli						
		13		Ghiaia e sabbia con ciottoli						
		14		Sabbie con ciottoli	13,50					
		15		Sabbie con ciottoli						
		16		Sabbie fini	15,50	15,00		21 17 18		
		17		Sabbie fini	15,50	15,45				
		18		Ghiaie e ciottoli	13,50					
		19		Ghiaie e ciottoli con sabbie	17,20					
		20		Sabbia ghiaiosa con ciottoli	18,00	18,00		24 32 23		
					18,45					
		20			20,00					

Committente: **Studio Geologico Tecnico Lecchese**

Località: **Via Parini - Lecco**

Data emissione: **31/07/13**

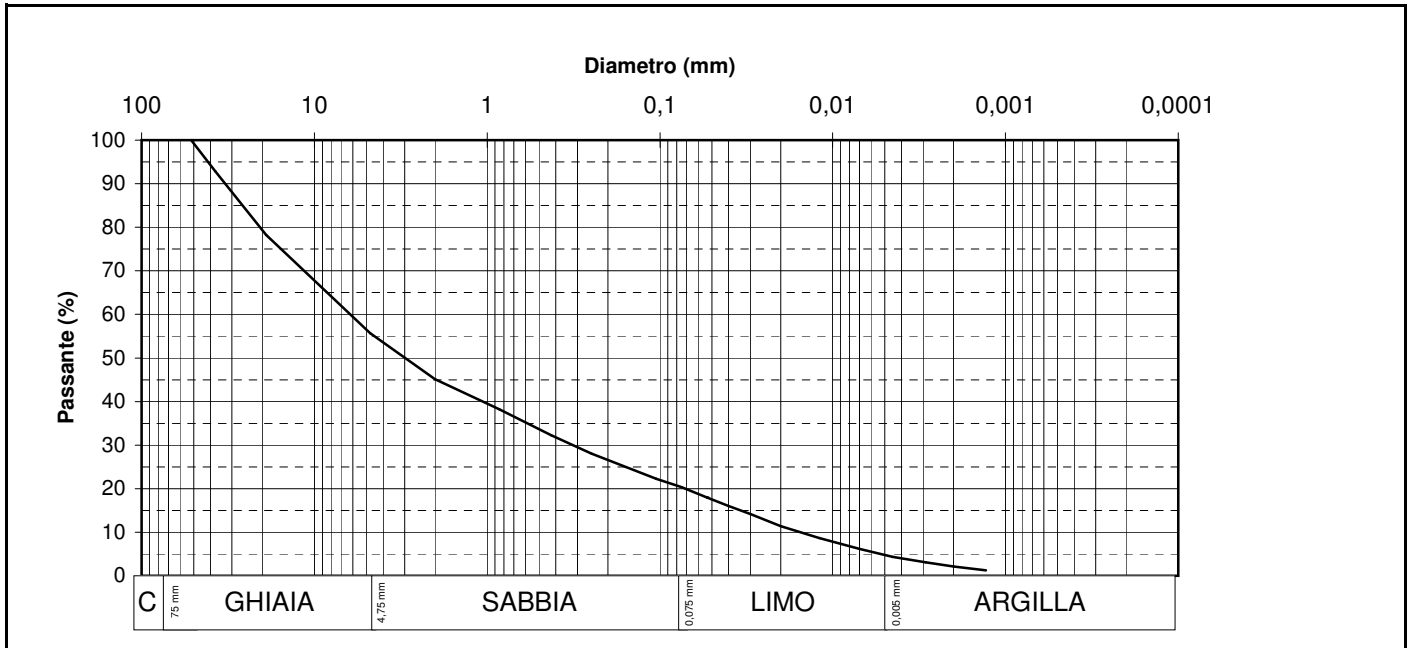
Provenienza: **sondaggio S1**

Campione n°: **C1**

Profondità: **2,2 - 2,7 m**

Rapporto di Prova n°: **224/13GD**

Sperimentatore: **dr. M.Bertasa**



SETACCIATURA			AEROMETRIA		LIMITI DI ATTERBERG		
diametro mm	% cumulativa trattenuto	% cumulativa passante	% trattenuto	diametro equivalente	% cumulativa passante	ASTM D 4318/95	
75	0,00	100,00	0,00	0,055	17,90	L.L. %	
37,5	7,09	92,91	7,09	0,040	16,05	L.P. %	
19,0	21,77	78,23	14,67	0,030	14,20	I.P. %	
4,75	44,30	55,70	22,53	0,020	11,42	Wn %	
2,00	54,92	45,08	10,62	0,012	8,64	I.C:	
0,85	61,77	38,23	6,86	0,007	6,17		
0,425	67,75	32,25	5,98	0,0045	4,32		
0,25	71,92	28,08	4,16	0,0029	3,09		
0,105	77,74	22,26	5,82	0,0020	2,16		
0,075	79,63	20,37	1,89	0,0013	1,23		
< 0,075	100,00	0,00	20,37				

PARAMETRI			
COEFF. UNIFORMITA' U =	4,07E+02	PESO DI VOL. γ nat (gr/cm ³) =	SATURAZIONE % S _o =
COEFF. CURVATURA C =	1,05E+00	PESO DI VOL. γ sec (gr/cm ³) =	INDICE DEI VUOTI ϵ_0 =
COEFF. PERMEAB. (cm/sec) K =	2,25E-04	PESO DI VOL. γ sat (gr/cm ³) =	POROSITA' n =

CLASSE GRANULOMETRICA %	DIAMETRO	mm
CIOTTOLI:	D max	51,7
GHIAIA :	D ₆₀	6,1
SABBIA :	D ₅₀	3
LIMO :	D ₃₀	0,31
ARGILLA :	D ₁₀	0,015

DENOMINAZIONE : **ghiaia con sabbia limosa**

CLASSIFICAZIONE

LABORATORIO ANALISI
L'ANALISTA

M. Bertasa

Laboratorio con sistema di gestione per la qualità
certificato da ente accreditato



ASACERT
ISO 9001:2008
QUALITY MANAGEMENT SYSTEM

Committente: **Studio Geologico Tecnico Lecchese**

Località: **Via Parini - Lecco**

Data emissione: **31/07/13**

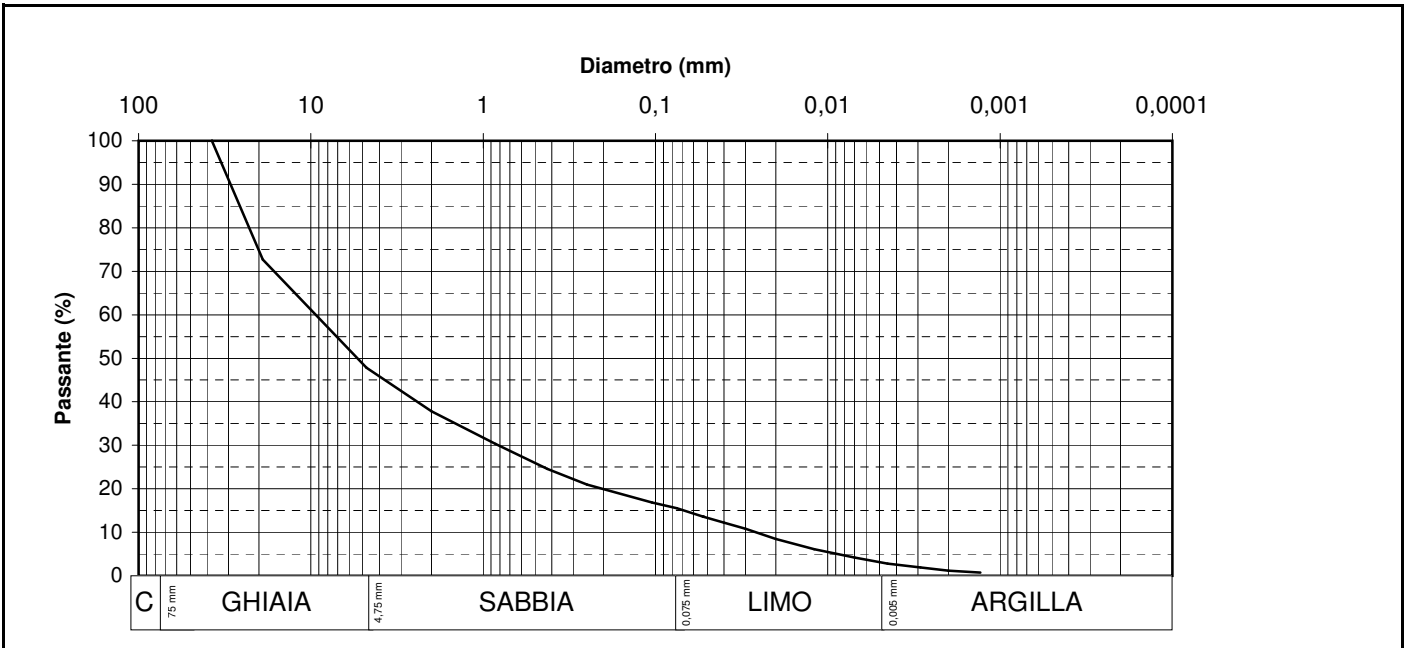
Provenienza: **sondaggio S1**

Campione n°: **C2**

Profondità: **6,5 - 7,0 m**

Rapporto di Prova n°: **225/13GD**

Sperimentatore: **dr. M.Bertasa**



SETACCIATURA			AEROMETRIA		LIMITI DI ATTERBERG		
diametro mm	% cumulativa trattenuto	% cumulativa passante	% trattenuto	diametro equivalente	% cumulativa passante	ASTM D 4318/95	
75	0,00	100,00	0,00	0,055	13,62	L.L. %	
37,5	0,00	100,00	0,00	0,040	12,21	L.P. %	
19,0	27,32	72,68	27,32	0,030	10,80	I.P. %	
4,75	52,19	47,81	24,86	0,020	8,45	W _n %	
2,00	62,19	37,81	10,01	0,012	6,10	I.C:	
0,85	69,71	30,29	7,52	0,007	4,23		
0,425	75,45	24,55	5,74	0,0045	2,82		
0,25	79,00	21,00	3,54	0,0029	1,88		
0,105	83,17	16,83	4,17	0,0020	1,17		
0,075	84,51	15,49	1,34	0,0013	0,70		
< 0,075	100,00	0,00	15,49				

PARAMETRI			
COEFF. UNIFORMITA' U =	3,58E+02	PESO DI VOL. γ nat (gr/cm ³) =	SATURAZIONE % S ₀ =
COEFF. CURVATURA C =	2,78E+00	PESO DI VOL. γ sec (gr/cm ³) =	INDICE DEI VUOTI ϵ_0 =
COEFF. PERMEAB. (cm/sec) K =	6,76E-04	PESO DI VOL. γ sat (gr/cm ³) =	POROSITA' n =

CLASSE GRANULOMETRICA %	DIAMETRO	mm
CIOTTOLI:	D max	37,4
GHIAIA :	D ₆₀	9,3
SABBIA :	D ₅₀	5,3
LIMO :	D ₃₀	0,82
ARGILLA :	D ₁₀	0,026

DENOMINAZIONE : **ghiaia con sabbia limosa**

CLASSIFICAZIONE

LABORATORIO ANALISI
L'ANALISTA

M. Bertasa

Laboratorio con sistema di gestione per la qualità
certificato da ente accreditato



ASACERT
ISO 9001:2008
QUALITY MANAGEMENT SYSTEM

Committente: **Studio Geologico Tecnico Lecchese**

Località: **Via Parini - Lecco**

Data emissione: **31/07/13**

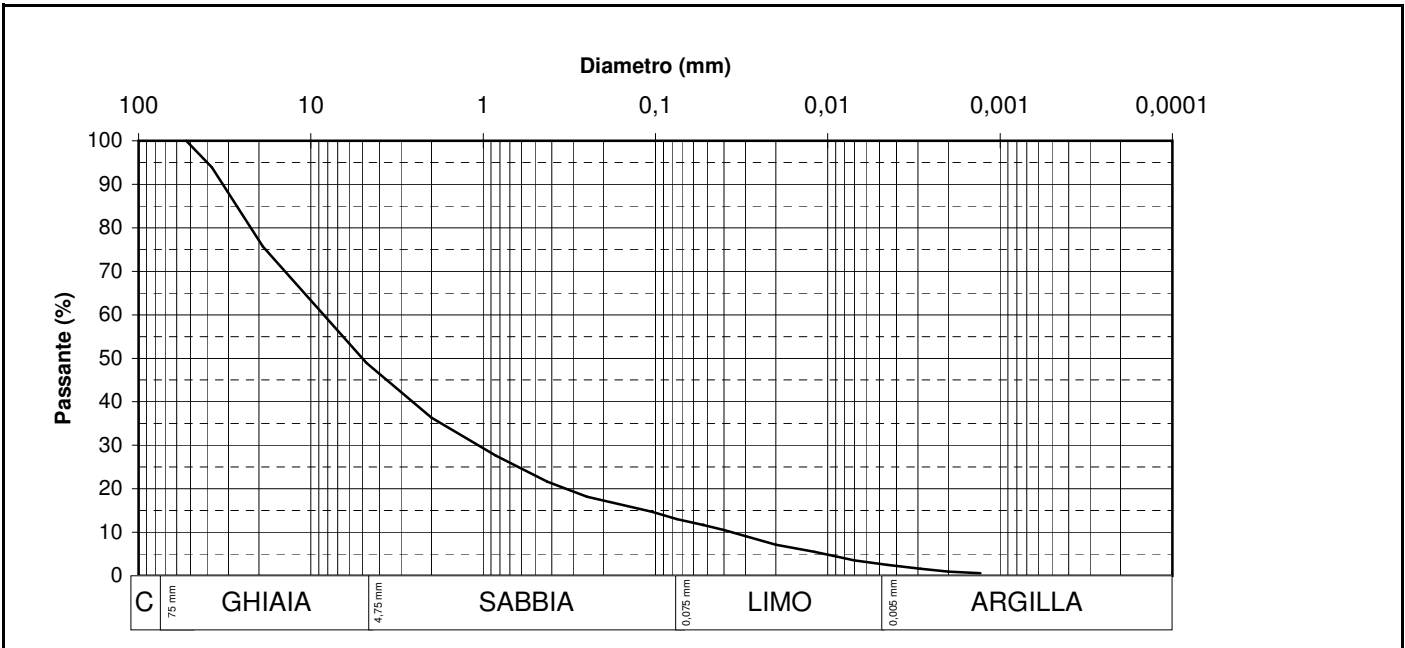
Provenienza: **sondaggio S2**

Campione n°: **C1**

Profondità: **5,0 - 5,6 m**

Rapporto di Prova n°: **226/13GD**

Sperimentatore: **dr. M.Bertasa**



SETACCIATURA			AEROMETRIA		LIMITI DI ATTERBERG		
diametro mm	% cumulativa trattenuto	% cumulativa passante	% trattenuto	diametro equivalente	% cumulativa passante	ASTM D 4318/95	
75	0,00	100,00	0,00	0,055	11,67	L.L. %	
37,5	6,14	93,86	6,14	0,040	10,49	L.P. %	
19,0	24,26	75,74	18,12	0,030	9,10	I.P. %	
4,75	51,06	48,94	26,81	0,020	7,12	Wn %	
2,00	63,65	36,35	12,58	0,012	5,54	I.C:	
0,85	72,34	27,66	8,69	0,007	3,56		
0,425	78,35	21,65	6,01	0,0045	2,47		
0,25	81,86	18,14	3,51	0,0029	1,58		
0,105	85,28	14,72	3,43	0,0020	0,99		
0,075	86,94	13,06	1,66	0,0013	0,59		
< 0,075	100,00	0,00	13,06				

PARAMETRI			
COEFF. UNIFORMITA' U =	2,28E+02	PESO DI VOL. γ nat (gr/cm ³) =	SATURAZIONE % S ₀ =
COEFF. CURVATURA C =	4,10E+00	PESO DI VOL. γ sec (gr/cm ³) =	INDICE DEI VUOTI ϵ_0 =
COEFF. PERMEAB. (cm/sec) K =	1,30E-03	PESO DI VOL. γ sat (gr/cm ³) =	POROSITA' n =

CLASSE GRANULOMETRICA %	DIAMETRO	mm
CIOTTOLI:	D max	52,8
GHIAIA :	D ₆₀	8,2
SABBIA :	D ₅₀	5
LIMO :	D ₃₀	1,1
ARGILLA :	D ₁₀	0,036

DENOMINAZIONE : **ghiaia con sabbia limosa**

CLASSIFICAZIONE

LABORATORIO ANALISI
L'ANALISTA

M. Bertasa

Laboratorio con sistema di gestione per la qualità
certificato da ente accreditato



ASACERT
ISO 9001:2008
QUALITY MANAGEMENT SYSTEM

Committente: **Studio Geologico Tecnico Lecchese**

Località: **Via Parini - Lecco**

Data emissione: **31/07/13**

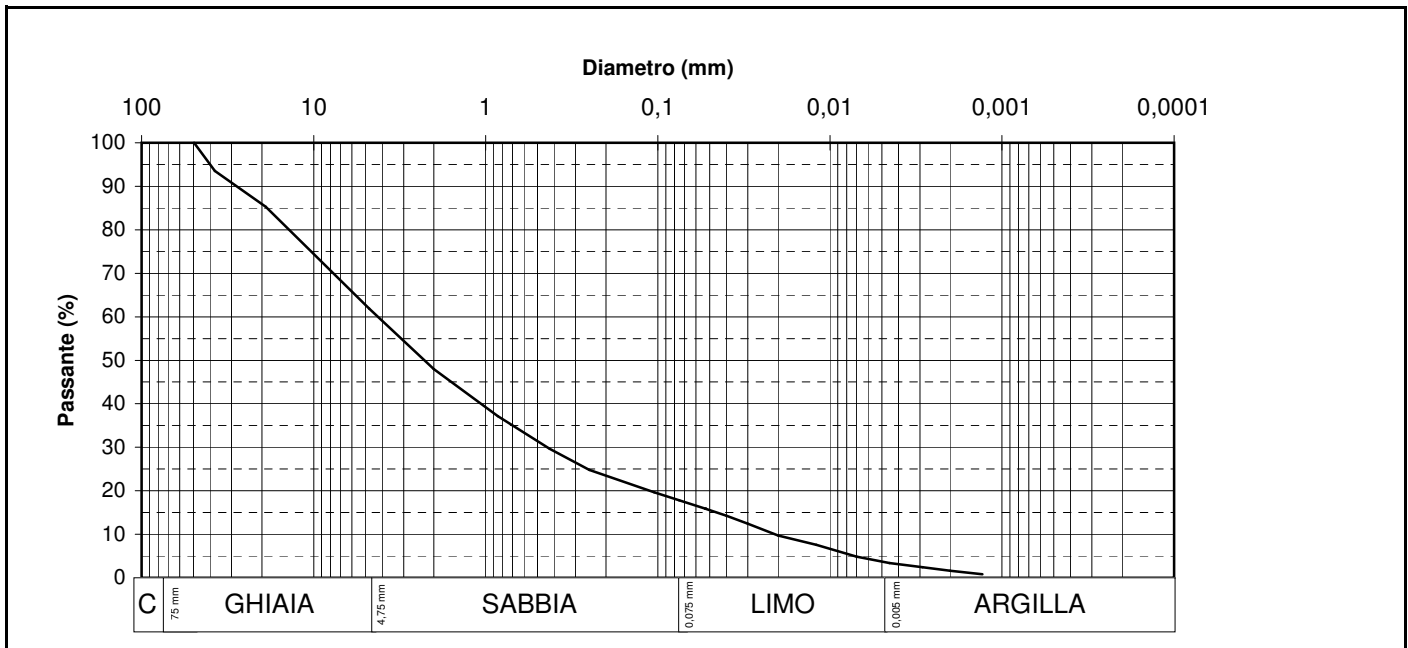
Provenienza: **sondaggio S2**

Campione n°: **C2**

Profondità: **8,0 - 8,5 m**

Rapporto di Prova n°: **227/13GD**

Sperimentatore: **dr. M.Bertasa**



SETACCIATURA			AEROMETRIA		LIMITI DI ATTERBERG		
diametro mm	% cumulativa trattenuto	% cumulativa passante	% trattenuto	diametro equivalente	% cumulativa passante	ASTM D 4318/95	
75	0,00	100,00	0,00	0,055	15,92	L.L. %	
37,5	6,50	93,50	6,50	0,040	14,31	L.P. %	
19,0	14,70	85,30	8,20	0,030	12,42	I.P. %	
4,75	38,11	61,89	23,41	0,020	9,72	Wn %	
2,00	52,01	47,99	13,90	0,012	7,56	I.C:	
0,85	62,83	37,17	10,81	0,007	4,86		
0,425	70,34	29,66	7,51	0,0045	3,37		
0,25	75,18	24,82	4,84	0,0029	2,43		
0,105	80,39	19,61	5,21	0,0020	1,62		
0,075	82,19	17,81	1,80	0,0013	0,81		
< 0,075	100,00	0,00	17,81				

PARAMETRI			
COEFF. UNIFORMITA' U =	1,95E+02	PESO DI VOL. γ nat (gr/cm ³) =	SATURAZIONE % S ₀ =
COEFF. CURVATURA C =	2,15E+00	PESO DI VOL. γ sec (gr/cm ³) =	INDICE DEI VUOTI e ₀ =
COEFF. PERMEAB. (cm/sec) K =	4,41E-04	PESO DI VOL. γ sat (gr/cm ³) =	POROSITA' n =

CLASSE GRANULOMETRICA %	DIAMETRO	mm
CIOTTOLI:	D max	49,5
GHIAIA :	D ₆₀	4,1
SABBIA :	D ₅₀	2,2
LIMO :	D ₃₀	0,43
ARGILLA :	D ₁₀	0,021

DENOMINAZIONE : **sabbia con ghiaia limosa**

CLASSIFICAZIONE

LABORATORIO ANALISI
L'ANALISTA

M. Bertasa

Laboratorio con sistema di gestione per la qualità
certificato da ente accreditato



ASACERT
ISO 9001:2008
QUALITY MANAGEMENT SYSTEM