

Committenti:

C.E.G. Immobiliare s.r.l.
via Gandhi, 2 - 20024 Rho (MI)

Progetto:

RICHIESTA APPROVAZIONE PIANO ATTUATIVO
AMBITO DI TRASFORMAZIONE URBANA DESTINAZIONE RESIDENZIALE "AT.R1.02"
UBICATO IN VIA GIUSEPPE DI VITTORIO VIA PRAMPOLINI E VIA BARANZATE
Novate Milanese (MI)

Oggetto dell'elaborato:

RELAZIONE GEOLOGICA

R3 ai sensi della DGR 2616/2011 – R1 ai sensi delle NTC 2018

RELAZIONE GEOLOGICA IDROGEOLOGICA CON APPROFONDIMENTI SISMICI E FATTIBILITA' GEOLOGICA

RELAZIONE GEOTECNICA

R2 per i parametri del terreno e le verifiche di tipo geotecnico SLU GEO e SLE ai sensi delle NTC 2018)

* * *

Relatore
Direttore Tecnico
Dott. Geol. Luigi Corna



Comm. 086/23
Ed. 03
Data di stampa 01.10.2025

C.E.G. Immobiliare s.r.l.

Luogo, data e firma

Ottobre 2025

Documento firmato digitalmente

STUDIO TECNO.GEO Società di Ingegneria
Corna Pelizzoli Rota s.r.l.
Sede: Via Filippo Corridoni n. 27 – 24124 Bergamo
C.F. e P.IVA: 03455600167 - N.REA: BG-0380191

Tel. 035 4175299
<http://www.studiotecnogeo.it>

Dott. Geol. Luigi Corna
Ordine Regionale dei Geologi della Lombardia n. 765
Dott. Ing. Davide Pelizzoli
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Bergamo n. 2994
Dott. Geol. Matteo Rota
Ordine Regionale dei Geologi della Lombardia n. 1230

Mod. MRGG
Rev. 00 del 28.02.13



RELAZIONE GEOLOGICA
R3 ai sensi della DGR 2616/2011 – R1 ai sensi delle NTC 2018
RELAZIONE GEOLOGICA IDROGEOLOGICA CON APPROFONDIMENTI SISMICI E FATTIBILITA' GEOLOGICA
RELAZIONE GEOTECNICA
R2 per i parametri del terreno e le verifiche di tipo geotecnico SLU GEO e SLE ai sensi delle NTC 2018)

Indice

1) PREMESSA	3
1.1) Ubicazione e descrizione del progetto	4
2) RELAZIONE GEOLOGICA.....	6
2.1) Caratteristiche geomorfologiche, geologiche ed idrogeologiche.....	6
2.2) Piano delle Indagini	8
2.2.1) Rilievi di terreno	9
2.2.2) Prove penetrometriche dinamiche	10
2.2.3) Trincee esplorative	10
2.2.4) Prove di permeabilità a carico variabile	10
2.2.5) Indagini geofisica	10
2.2.5.1) Risultati della sismica a rifrazione.....	11
2.2.5.2) Risultati della MASW.....	11
2.2.5.3) Modello sismotecnico	11
2.3) Modello geologico del sottosuolo	12
2.4) Fattibilità geologica del progetto	12
2.5) Componente sismica geologica	13
2.5.1) Amplificazione litologiche – categoria di sottosuolo	13
2.5.2) Amplificazioni topografiche.....	13
2.5.3) Fenomeni di liquefazione - cedimenti	13
2.6) Considerazioni sulla componente geologica del progetto.....	14
2.6.1) Opere di fondazione.....	14
2.6.2) Scavi	14
2.6.3) Fattibilità dello scarico delle fognature acque bianche meteoriche negli strati superficiali di terreno.....	14
2.7) Calcolo preliminare dei pozzi perdenti	15
2.7.1) Caratteristiche meteorologiche del sito	15
2.7.2) Calcolo di “pozzi perdenti tipo”	16
2.7.3) Schema costruttivo dei “pozzi perdenti tipo”	16
3) RELAZIONE GEOTECNICA.....	18
3.1) Modello geotecnico.....	18
3.2) Componente geotecnica del progetto	19
3.2.1) Componente sismica geotecnica.....	19
3.2.2) Opere di fondazione – valutazioni preliminari	19
3.2.2.1) Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU)– (GEO – capacità portante)	19
3.2.2.2) Verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio (SLE)	20
4) CONCLUSIONI	21

Allegati

Allegato n.1: Calcolo pozzi perdenti

Allegato n.2: Parametri sismici di sito per la struttura in progetto, azione sismica

Allegato n.3: Valutazione preliminare della resistenza dei terreni e stima dei cedimenti per fondazioni nastriformi

Allegato n.4: Indagini geologiche e geotecniche



1) PREMESSA

La presente relazione viene redatta per conto della società "C.E.G. Immobiliare S.r.l.", a seguito dell'incarico professionale ricevuto per redigere la "Relazione geologica e geotecnica" relativa alla "RICHIESTA APPROVAZIONE PIANO ATTUATIVO AMBITO DI TRASFORMAZIONE URBANA DESTINAZIONE RESIDENZIALE AT.R1.02 UBICATO IN VIA GIUSEPPE DI VITTORIO VIA PRAMPOLINI E VIA BARANZATE" in Comune di Novate Milanese (MI).

Il progetto architettonico è stato redatto dall' "Ing. Stefano Orvi dello Studio di progettazione Holping s.r.l., con sede in piazza Vittoria, 2 - Parbiago (MI)".

Per lo svolgimento della presente si è fatto riferimento alla seguente normativa:

- D.M. 17 gennaio 2018 "Norme Tecniche per le costruzioni";
- Circolare 21.01.2019 n. 7 C.S.L.PP.: "Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni";
- UNI ENV 1997 – 1 – Eurocodice 7 "Progettazione Geotecnica" parte 1;
- L.R n. 33 del 12 ottobre 2015, D.G.R. n. X/5001 del 30 marzo 2016, D.G.R. n X/2129 del 11/07/2014 "in materia di deposito sismico";
- Componente geologica comunale PGT e studio del Reticolo idrico Minore.
- D.G.R. n. IX/2616 del 30 Novembre 2011 e s.m.i. "...componente geologica, idrogeologica e sismica del piano di governo del territorio..."

La relazione è composta da:

- relazione geologica, che ha lo scopo di definire le caratteristiche geologiche, geomorfologiche, idrogeologiche e sismiche dell'area al fine di valutare la fattibilità e compatibilità geologica dell'intervento, il modello geologico, le amplificazioni sismiche di sito ed ottimizzare le scelte progettuali;
- relazione geotecnica, che ha lo scopo di acquisire i dati di progetto, di definire il modello geotecnico e di eseguire il calcolo preliminare della resistenza dei terreni e della stima dei cedimenti. Il Progettista delle strutture, sulla base della presente e definite le tipologie di opere, eseguirà le verifiche geotecniche e redigerà la relazione d'opera definitiva, in funzione dei livelli di sicurezza, delle prestazioni e delle specificità strutturali dell'opera in progetto, facendo riferimento e citando nei propri elaborati i dati desunti da questa relazione.

Le attività condotte nell'espletamento dell'incarico hanno previsto:

- reperimento di dati bibliografici della zona;
- esecuzione indagini geologiche e geotecniche;
- inquadramento geologico e geomorfologico del sito;
- verifica della compatibilità e fattibilità geologica del progetto;
- definizione del modello geologico e geotecnico del sottosuolo e delle caratteristiche sismiche locali;
- sviluppo delle indicazioni progettuali inerenti la componente geologica e geotecnica del progetto.

Le valutazioni hanno considerato il seguente piano di indagini:

- dati contenuti nella componente geologica del PGT;
- prove penetrometriche, indagine geofisica sismica a rifrazione;
- rilievo geologico in sito.

NB Il piano delle indagini per la Relazione geologica è stato considerato adeguato anche per la Relazione geotecnica. Le indagini di bibliografia considerate sono state valutate ai sensi del cap. 6.2.2 NTC 2018, in accordo con il progettista dell'intervento.



1.1) Ubicazione e descrizione del progetto

Il progetto della “società C.E.G. Immobiliare s.r.l.” prevede, all’interno del “RICHIESTA APPROVAZIONE PIANO ATTUATIVO AMBITO DI TRASFORMAZIONE URBANA DESTINAZIONE RESIDENZIALE “ART.R1.02” UBICATO IN VIA GIUSEPPE DI VITTORIO - VIA PRAMPOLINI E VIA BARANZATE NOVATE MILANESE (MI)”, la costruzione di “*tre palazzine residenziali, un parcheggio, un’area verde attrezzata*”, in un terreno di circa 11.000 m², pianeggiante, alla quota di circa 144 m s.l.m., ad Ovest del centro edificato di Novate Milanese.

Le palazzine saranno su 4 piani fuoriterra e piano interrato adibito a Box. Si prevedono circa 4 unità immobiliari per ciascun piano, pari a un totale di circa 48 unità immobiliari e corrispondenti a circa 150 -160 abitanti. Gli edifici occuperanno una “Superficie fondiaria, area edificabile” di circa 4.000 m².

Lungo il lato ovest è in progetto il parcheggio del lotto, di circa 2.000 m², con 57 posti auto.

La parte restante, su via G. Di Vittorio, di circa 5.000 m² del lotto di intervento verrà destinata ad area verde attrezzata.

Gli edifici saranno con struttura in cemento armato, murature di tamponamento e solai in laterizio. I piani interrati saranno interamente in cemento armato. Le fondazioni saranno di tipo superficiale a trave continua a comportamento elastico.

La fognatura acque bianche meteoriche sarà recapitata negli strati superficiali del terreno tramite pozzi perdenti.

Annotazioni	
Vita nominale V_n	
Le opere geotecniche previste sono:	
☒	Scavi di fondazione provvisori con permanenza inferiore a 2 anni (V_n = 10);
☒	Fondazioni superficiali di strutture ordinarie (V_n = 50)
Classi d'uso	
	Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
☒	Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche essenziali.
D.M. 17 gennaio 2018	



Figura 1: estratto planimetria generale (scala grafica, vedi elaborati progetto architettonico)



Figura 2: estratto sezioni/prospetti (scala grafica, vedi elaborati progetto architettonico)





2) RELAZIONE GEOLOGICA

2.1) Caratteristiche geomorfologiche, geologiche ed idrogeologiche

L'area oggetto d'indagine è collocata nella pianura padana settentrionale, in zona pianeggiante, a Nord di Milano.

Dal punto di vista geomorfologico, il territorio di intervento, è il risultato di processi di origine fluvioglaciale che ne hanno modellato l'aspetto, generando forme quali i "terrazzi quaternari incisi dal reticolo idrografico". Tuttavia, oggi le morfologie non sono riconoscibili in maniera marcata, risultando modificate dall'attività antropica, sia per la diffusa edificazione sia per il fitto reticolo infrastrutturale.

Da quanto riportato del foglio n. 118 Milano della "Carta Geologica d'Italia" alla scala 1:50.000 (vedi Figura 3), in tutta la zona affiora l'unità geologica nota in letteratura come "Sintema di Cantù" appartenente al "Supersintema dei Laghi", (Pleistocene Superiore). L'unità è costituita da depositi fluvioglaciali composti da ghiaie a prevalente supporto clastico, con matrice sabbiosa: sabbie ghiaiose; sabbie limose, limi sabbiosi argillosi massivi. La superficie limite superiore è caratterizzata da suoli moderatamente evoluti (inceptisoli e alfisoli), con spessori prossimi al metro, colore 10YR e 2.5Y, copertura loessica assente.

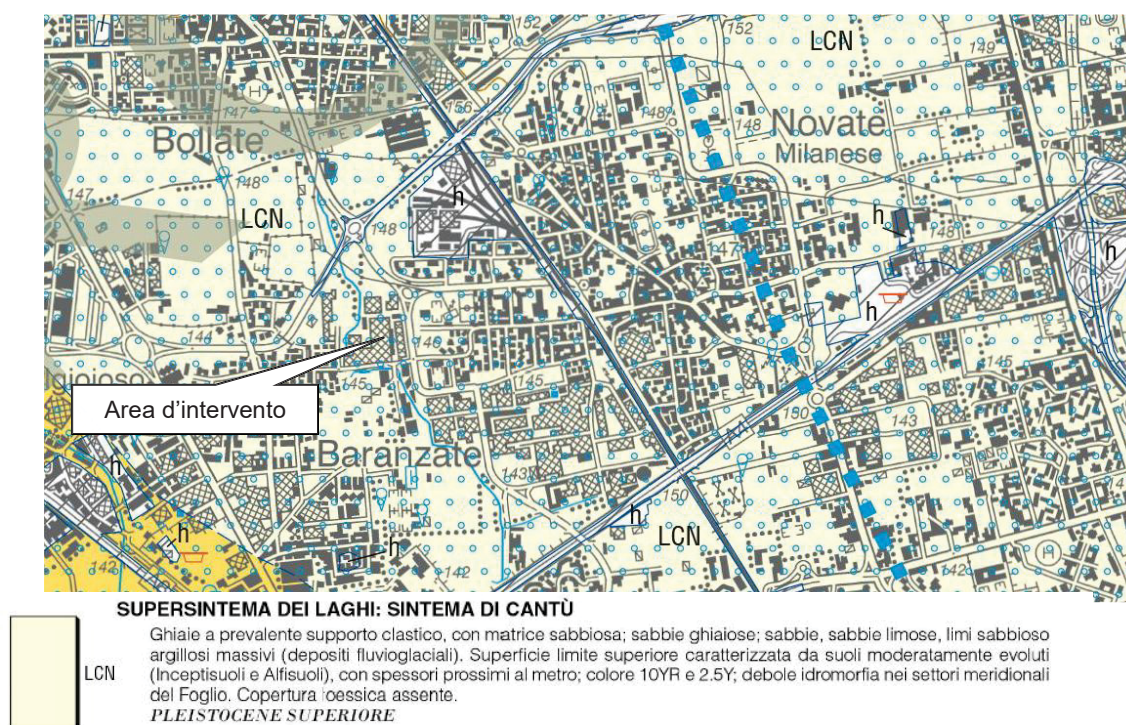


Figura 3: estratto della "Carta geologica d'Italia scala 1:50.000, foglio 118, Milano", edito dalla Regione Lombardia

Da quanto riportato nelle stratigrafia dei pozzi della zona (vedi Figura 4 e Figura 5, per il dettaglio locale), risulta che nei pressi dell'intervento, il sottosuolo a partire da p.c., è costituito da depositi misti con ghiaia prevalenti fino a circa 20 - 25 m di profondità, seguiti da ghiaie con lenti di pochi metri di argilla lateralmente discontinue. Fra le profondità di 25 e 30 m è ritrovabile conglomerato seguito da un livello con spessore di circa 15 m di argille con bassa percentuale di sabbia. Fra i 45 e gli 80 m la stratigrafia è costituita da una successione mista ghiaioso - sabbiosa, prevalentemente ghiaiosa nella parte sommitale e sabbiosa nella



parte inferiore, intervallata da un livello conglomeratico plurimetrico e da un intervallo argilloso sabbioso decametrico.

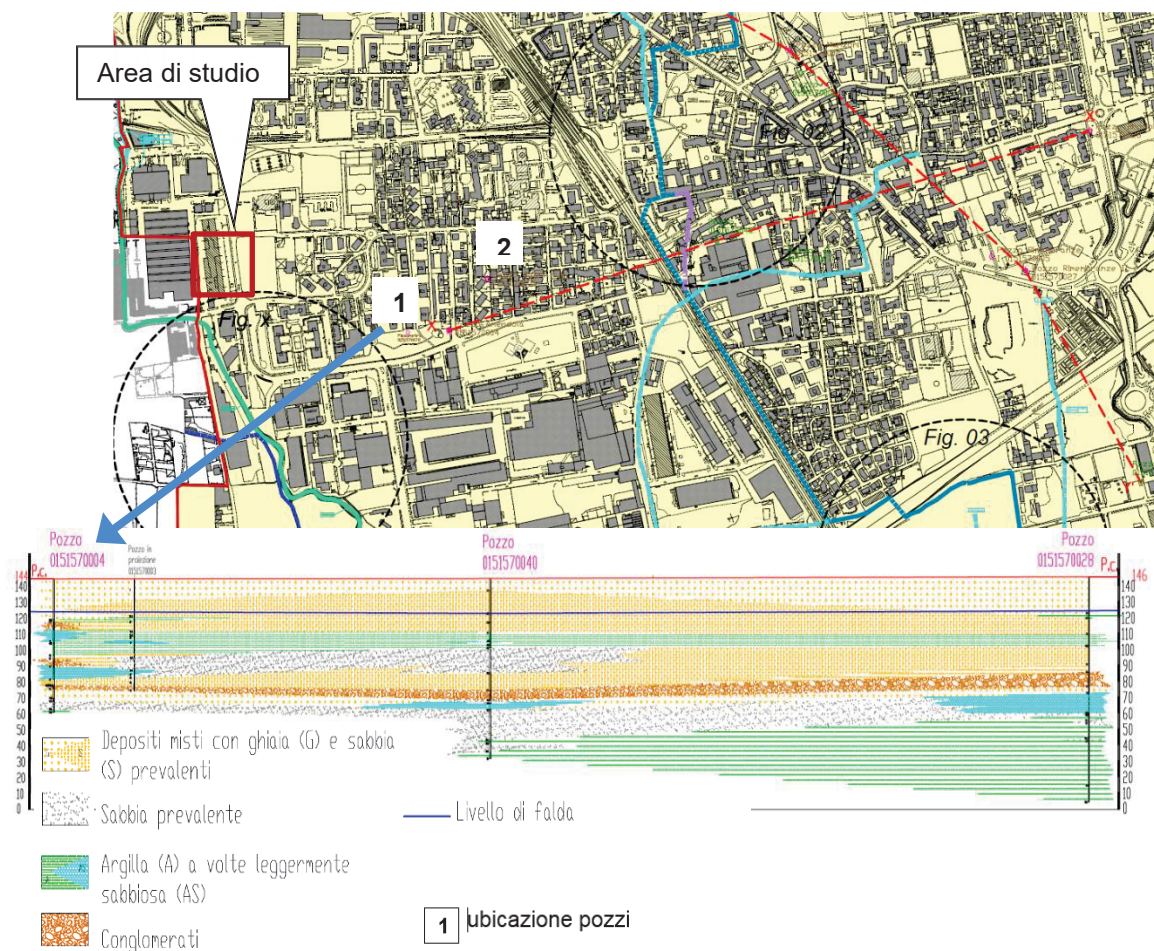


Figura 4: estratto della “Carta d’inquadramento geolitologico – morfologico e idrografico”

Per quanto concerne il reticolo idrografico nella zona, (nei pressi del perimetro di intervento ed in un intorno significativo) l’elemento principale risulta il Torrente Pudega che scorre ad oltre 400 m dalla zona in studio.

In prossimità dell’area d’intervento le acque meteoriche (nelle zone agricole ed a verde) si infiltrano senza forti limitazioni, nel sottosuolo.

Sulla base della carta idrogeologica del PGT e delle stratigrafie dei pozzi della zona, risulta che la falda freatica si colloca ad oltre 17 m dal piano di campagna e presenta una direzione di deflusso circa NO-SE (vedi Figura 4).



Pozzo 1

Strato	Da	A	Spessore	descrizione	sigla
1	0	0,7	0,7	Terreno vegetale	ZS
2	0,7	7,4	6,7	Ghiaia grossa sabbia	G2 S
3	7,4	11	3,6	Sabbia ghiaia	S G
4	11	25,7	14,7	Sabbia ghiaia grossa ciott.	S G2 GC
5	25,7	27	1,3	Argilla gialla sabbiosa	A S
6	27	32	5	Conglomerato compatto	G
7	32	39	7	Terreno argilloso ciottoli	A GC
8	39	40,5	1,5	Argilla gialla ghiaia	A G
9	40,5	48	7,5	Argilla cinerea	A
10	48	50	2	Ghiaia compatta	G
11	50	55	5	Conglomerato	G
12	55	63	8	Arenaria compatta	S
13	63	66,5	3,5	Ghiaia sabbia	G S
14	66,5	66,8	0,3	Argilla gialla	A
15	66,8	67,5	0,7	Ghiaia e sabbia	G S
16	67,5	69	1,5	Conglomerato	G
17	69	74	5	Ghiaia e sabbia	G S
18	74	76,7	2,7	Conglomerato compatto	G
19	76,7	78,5	1,8	Sabbia argillosa	S A
20	78,5	81	2,5	Arenaria compatta	S
21	81	81,6	0,6	Sabbia argillosa	S A
22	81,6	83,6	2	Argilla cenere verdastra	A

Pozzo 2

Strato	Da	A	Spessore	descrizione	sigla
1	0	3,5	3,5	Informazione non disponibile	ZZ
2	3,5	7	3,5	Ghiaia e sabbia con grossi ciottoli	G S GC
3	7	23,5	16,5	Sabbia e ghiaietto	S GG
4	23,5	27	3,5	Argilla gialla	A
5	27	33,2	6,2	Ghiaia con sabbia	G S
6	33,2	35,5	2,3	Argilla gialla	A
7	35,5	37	1,5	Sabbia e ghiaietto	S GG
8	37	40	3	Sabbia media	S3
9	40	49,5	9,5	Argilla gialla, grigia e torba	A PT
10	49,5	57,5	8	Sabbia fine argillosa	S4 A
11	57,5	60	2,5	Sabbia media con poco ghiaietto	S3 GG
12	60	62	2	Sabbia fine argillosa compatta	S4 A
13	62	65	3	Sabbia media con ghiaia	S3 G
14	65	66,2	1,2	Conglomerato	G
15	66,2	66,7	0,5	Ghiaia e sabbia	G S
16	66,7	70	3,3	Conglomerato	G

Figura 5: estratto della stratigrafia dei pozzi 1 (di via Amendola 4) e n. 2 più prossimi e rappresentativi dell'area d'intervento

2.2) Piano delle Indagini

Per definire le caratteristiche geologiche e geotecniche del sito del progetto, sono state acquisite le indagini disponibili, integrate con una campagna di prove in situ.

Relativamente alle indagini disponibili, si sono considerati i seguenti dati:

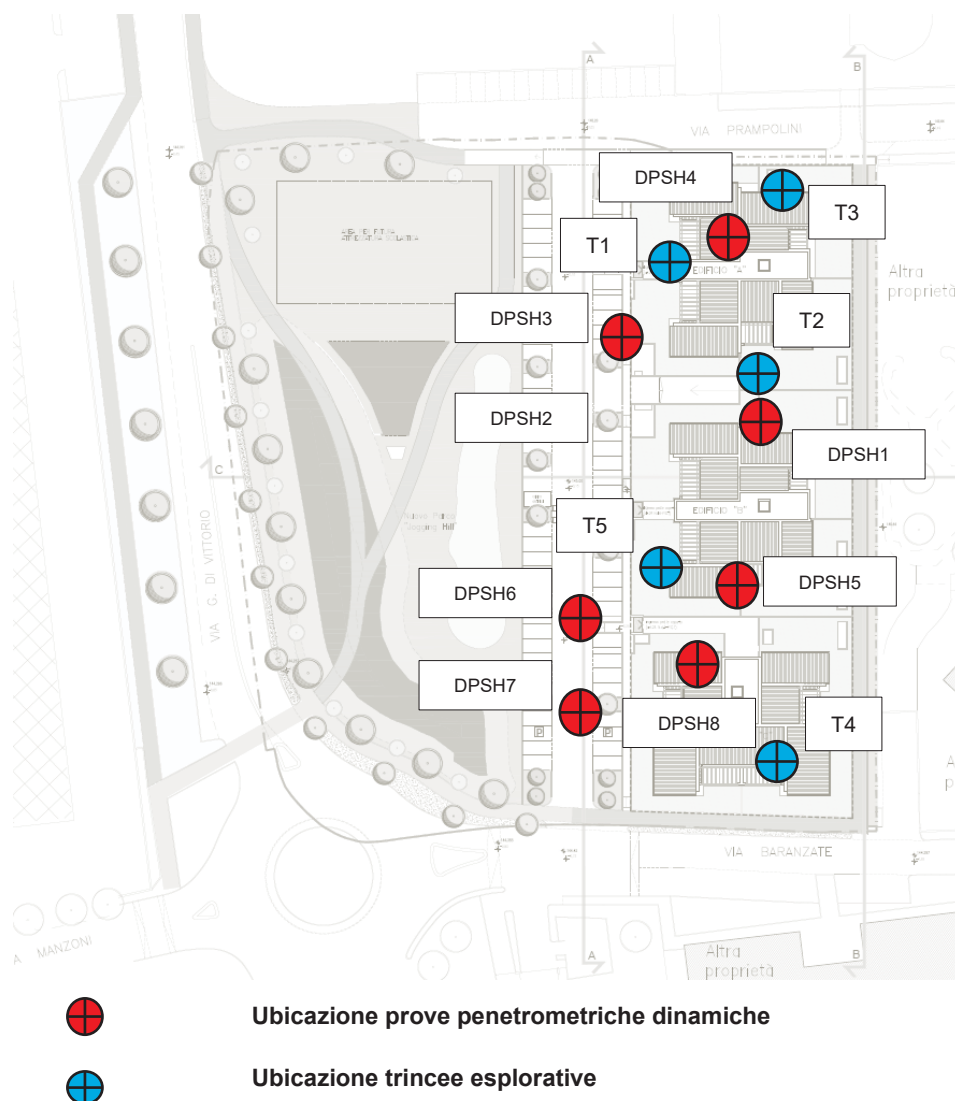
- indagini geognostiche di bibliografia riportate nell'ambito del PGT comunale;
- stratigrafie di bibliografia, dei sondaggi dei pozzi per acqua, con particolare riferimento alle stratigrafie del pozzo di Via Almendola e la sezione litostratigrafica X – X' della carta geologica del PGT (vedi Figura 4 e Figura 5);
- indagini del vicino PIANO ATTUATIVO "AMBITO DI TRASFORMAZIONE URBANA DESTINAZIONE RESIDENZIALE AT.R1.01 bis", UBICATO IN VIA DI VITTORIO PRAMPOLINI, NOVATE MILANESE.

Per la definizione delle caratteristiche geologiche/geotecniche sito specifiche, ad integrazione dei dati in disponibilità, sono stati eseguiti (vedi Figura 6):

- rilievo di terreno;
- n. 8 prove penetrometriche dinamiche continue;
- n. 5 trincee esplorative spinte fino alla profondità di circa 2 m da p.c.;
- n. 2 prove di permeabilità a carico variabile in trincea;
- indagine geofisica con la tecnica combinata della sismica a rifrazione e MASW.



Figura 6: ubicazione delle indagini eseguite



2.2.1) Rilievi di terreno

Dai rilievi svolti non sono risultate particolari criticità geologiche: le superfici dei suoli non evidenziano instabilità, non si riscontrano situazioni di rischio idraulico.

L'area è in parte ricoperta da arbusti, altre zone sono a prato, altre sono occupate da pavimentazioni e tettoie per ricovero mezzi ed attrezzature.

Non sono presenti fossi irrigui o per il drenaggio delle acque e non si rilevano elementi indice di ristagni d'acqua.

Le costruzioni nella zona non presentano "elementi indice di dissesti riconducibili al contesto geologico".



2.2.2) Prove penetrometriche dinamiche

Al fine di caratterizzare il sottosuolo nell'area dell'intervento si è proceduto all'esecuzione di n. 8 prove penetrometriche dinamiche continue (vedi Figura 6).

Dai risultati delle prove è emersa la presenza in superficie di alternanza di livelli di limo sabbioso/sabbia limosa sciolti caratterizzati da numero di colpi N_{SPT} medio di 5 fino ad una profondità massima di circa 3,6 m da p.c., a cui segue un livello costituito da ghiaie sabbiose con ciottoli mediamente addensato, con numero di colpi N_{SPT} medio di 18 fino a circa 7/7.5 m, con grado di addensamento crescente, come testimoniato dal numero di colpi superiore a 30

La stratigrafia nell'area risulta abbastanza uniforme.

In fase esecutiva non è stata riscontrata la presenza di acqua.

Per maggiori dettagli si veda l' "All. n.4: indagini geologiche e geotecniche".

2.2.3) Trincee esplorative

Sono state eseguite n. 5 trincee esplorative distribuite sull'area d'intervento (ubicate come visibile in Figura 6).

Gli scavi eseguiti con escavatore a benna rovescia hanno permesso di visionare la stratigrafia fino ad una profondità di 2/2,5 metri dal p.c.

La stratigrafia dei terreni scavati è costituita da sabbia da debolmente limosa a limosa con ciottoli di colore marrone chiaro fino a circa 1,0 m di profondità, a cui segue ghiaia con sabbia mista a ciottoli di colore marrone nocciola fino a fondoscavo.

Per maggiori dettagli si veda l' "All. n.4".

2.2.4) Prove di permeabilità a carico variabile

I valori di permeabilità dei depositi superficiali sono stati ottenuti mediante una campagna di indagini composta da: n. 2 prove di permeabilità a carico variabile eseguite in trincee, a profondità di circa 2 m;

Dai risultati delle prove è stato ottenuto un valore del coefficiente di permeabilità medio di $K=9 \times 10^{-5}$ m/s.

Per maggiori dettagli si veda l' "All. n.4".

2.2.5) Indagini geofisica

L'indagine geofisica è stata eseguita con la tecnica combinata della sismica a rifrazione e della tecnica MASW e, ha previsto la realizzazione di n. 1 stendimento lungo circa 44 m con 12 geofoni spazati di 4 m e disposti lungo l'allineamento indicato nella cartografia a fianco. Per maggiori dettagli si veda l' "All. n.4".





2.2.5.1) Risultati della sismica a rifrazione

Gli stendimenti sono stati eseguiti lungo il campo da calcio oggetto delle future edificazioni, al fine di ricostruire la geologia del sottosuolo.

L'indagine, ha fornito dati di interpretazione buoni e ha permesso di raggiungere profondità di investigazione di circa 14 m.

L'interpretazione è stata eseguita con il "Metodo della tecnica tomografica".

Dall'interpretazione dell'indagine è stato possibile ricostruire l'andamento dei vari strati i cui limiti sono risultati suborizzontali e con spessori abbastanza uniformi e visibili nel modello sismotecnico (vedi Tabella 1).

Nella Figura 7 si riportano le caratteristiche dei livelli individuati.

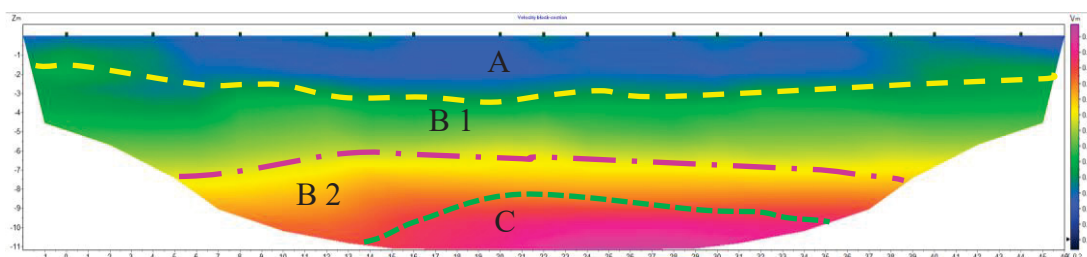


Figura 7: estratto della sezione tomografica eseguita con sovrapposta la rappresentazione dei livelli sismostratigrafici

2.2.5.2) Risultati della MASW

La MASW permette di ricostruire un modello delle V_s (velocità media delle onde S nel sedimento) rappresentativo della zona mediana dello stendimento.

L'indagine è risultata valida in quanto sono rispettati i campi di validità: principalmente è necessario che ci si trovi su di un piano campagna semi pianeggiante, e si abbia una stratigrafia omogenea e isotropa.

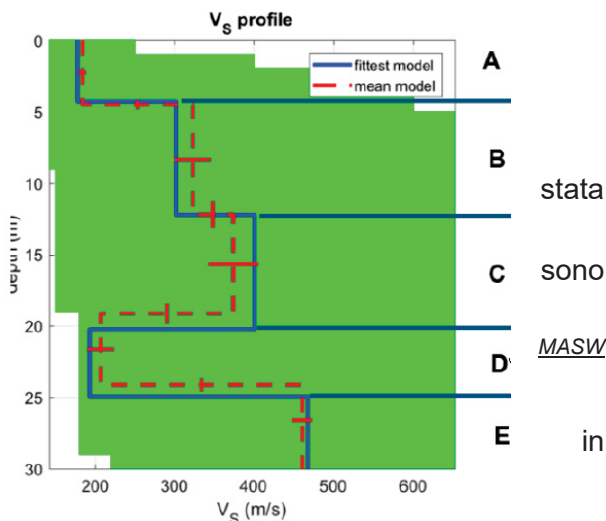
Per facilitare la correlazione dei risultati dell'indagine con le altre indagini svolte e con il modello geologico finale, l'identificazione nomenclaturale dei livelli è mantenuta la medesima. Per maggiori dettagli si rimanda all' "All. n.4", in cui si riportano i certificati dell'indagine eseguite.

Figura 8: profilo delle onde V_s ricavato dall'indagine

2.2.5.3) Modello sismotecnico

Dall'elaborazione, come sintetizzato Tabella 1, emerge che dal livello A (con la profondità) è rilevabile un aumento del valore di V_s . Solo nel livello D si osserva una inversione di velocità correlabile ad un livello plurimetrico argilloso – sabbioso con ghiaia.

Il bedrock sismico, caratterizzato da V_s maggiori di 800 m/s, si ipotizza a circa 70 m di profondità, sulla base delle stratigrafie dei pozzi per acqua della zona.





La V_{seq} calcolata risulta essere di 350 m/s, riconducibile ad una categoria di sottosuolo

C.

MODELLO SISMOTECNICO				
Livello	Prof.	V_p (m/s) Livello	V_p (m/s) Passaggio livello successivo	V_s (m/s) Livello
A	4	300	400	180
B1	B	7	600	300
B2		12	750	
C	20	850	-	400
D	25	-	-	190
E	30	-	-	470

Tabella 1: modello sismotecnico

2.3) Modello geologico del sottosuolo

Sulla base dei risultati della campagna di indagini geognostiche e delle indagini sismica svolta nei terreni, integrate con i dati di bibliografia è stato definito il modello geologico del sito come riportato nella tabella seguente (Tabella 2).

MODELLO GEOLOGICO		
Unità	Profondità strato (m)	Descrizione stratigrafica
A	3,6	limo sabbioso
B 1	7	Ghiaia con ciottoli sabbiosa
B 2	12	Ghiaia con ciottoli addensata
C	20	Ghiaia grossa con blocchi sabbiosa
D	25	Argilla con ghiaia sabbiosa
E	30	Ghiaia con ciottoli addensata

Tabella 2: modello geologico

2.4) Fattibilità geologica del progetto

I terreni oggetto dell'intervento sono classificati nella "Componente Geologica del PGT" come di seguito indicato:

- nella (Carta dei vincoli), nessun vincolo;
- nella (Carta di Sintesi), nessuna indicazione;
- nella (Carta di fattibilità geologica), classe di fattibilità geologica 2 "fattibilità con modeste limitazioni";
- nella (Carta della Pericolosità Sismica), scenario Z4a – "Zona di fondovalle e di pianura con presenza di depositi alluvionali e/o fluvio-glaciali granulari e/o coesivi". Il PGT ha eseguito gli approfondimenti sismici di secondo livello.

L'area non rientra nelle fasce di rispetto di pozzi per acqua potabile.

Dai dati del GeoPortale della Regione Lombardia riguardanti la mappatura del rischio idraulico della Direttiva Alluvioni 2007/60/CE – D.Lgs. 49/2010 "Adozione del Piano di Gestione del Rischio Alluvioni del Distretto Idrografico Padano (PGRA) e del Progetto di



Variante al Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico del fiume Po (PAI) mostrano come l'area di intervento non ricada in ambiti di allagamento.

Gli interventi progettati risultano fattibili per quanto attiene la componente geologica, idrogeologica e sismica, tenendo in considerazione le indicazioni riportate nel cap. 2.6) e 2.5).

Non risulta necessario prevedere “opere di messa in sicurezza idrogeologica del sito” propedeutiche alla realizzazione del progetto. Non risulta necessario prevedere un “piano di emergenza per i rischi idrogeologici” propedeutico alla realizzazione del progetto.

2.5) Componente sismica geologica

2.5.1) Amplificazione litologiche – categoria di sottosuolo

Dai risultati dell'indagine geofisica svolta nell'area d'intervento e, come confermato dagli approfondimenti sismici del PGT (campo sportivo di via Torriani), è risultato un profilo delle Vs (velocità medie delle onde di taglio) dei terreni attribuibile alla categoria di sottosuolo C “Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s”.

2.5.2) Amplificazioni topografiche

Per quanto concerne invece l'amplificazione topografica, collocandoci in zona pianeggiante, si è attribuita categoria topografica T1 Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ a cui corrisponde il valore di $S_T = 1,0$.

2.5.3) Fenomeni di liquefazione - cedimenti

Le opere si andranno ad impostare su un suolo con caratteristiche ragionevolmente omogenee.

Il potenziale di liquefazione, facendo riferimento a quanto previsto dal cap. n. 7.11.3.4.2 delle NTC del 2018, è stato escluso in quanto risulta verificata almeno delle condizioni previste dalla norma come da tabella allegata.

In dettaglio, risulta verificata la circostanza n.2.

Circostanza		
1	Accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g	☐
2	Profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali	☒
3	Depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$ dove $(N_1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;	☐
4	Distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ e nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.	☐

Tabella 3: Circostanze di esclusione della verifica a liquefazione (D.M. 17/01/18)



2.6) Considerazioni sulla componente geologica del progetto

2.6.1) Opere di fondazione

Data la presenza di un livello superficiale costituito da limo sabbioso sciolto avente scadenti caratteristiche geotecniche dell'Unità A, in considerazione dell'entità dell'opera in progetto, si indica di collocare la quota d'imposta delle fondazioni in corrispondenza dell'Unità B del modello geotecnico (Ghiaia con ciottoli sabbiosa). Tale unità è caratterizzata da terreni di fondazione di tipo incoerente, a grana grossa, con buone caratteristiche geotecniche

Le fondazioni in progetto, si collocheranno in corrispondenza di una profondità di 3,5 / 4,0 m dal piano campagna attuale.

I terreni di fondazione saranno di tipo a grana grossa con buone caratteristiche geotecniche.

Potranno essere previste fondazioni superficiali a comportamento elastico a trave rovescia.

2.6.2) Scavi

Si prevedono scavi per la formazione del piano interrato di progetto.

Le scarpate in fase di scavo (a breve termine, per periodi fino a 2 mesi per i rinterri di progetto) potranno avere un'inclinazione media inferiore a 35°/40°. Scarpate con inclinazioni maggiori di 40° o in prossimità dei confini e sovraccarichi dovranno essere puntualmente progettate in fase esecutiva.

Scavi a sezione ristretta e scarpata subverticale, accessibili a persone dovranno essere sostenuti con idonee attrezzature.

In caso di forti piogge si dovranno prevedere fossi di guardia o teli impermeabili di protezione, per escludere il ruscellamento di acque sui fronti di scavo.

Durante gli scavi si dovrà prevedere un adeguato monitoraggio (delle caratteristiche dei terreni e la stabilità dei fronti di scavo) da parte dell'Impresa e della DL.

Si raccomanda di evitare fuorisagoma.

Le superfici di nuova costruzione, a fine scavo, dovranno essere livellate da progetto e compattate con benna dell'escavatore o rullo, prima dei getti.

2.6.3) Fattibilità dello scarico delle fognature acque bianche meteoriche negli strati superficiali di terreno

I terreni oggetto d'indagine presentano buoni coefficienti di permeabilità, sia nei primi metri che oltre i 5 m di profondità, con coefficiente di permeabilità medio di 9×10^{-5} m/s, come confermato dai risultati delle prove idrogeologiche eseguite.

L'area non rientra nelle fasce di rispetto di pozzi per acqua potabile.

Pertanto lo scarico della fognatura acque bianche meteoriche, negli strati superficiali del terreno, mediante pozzi perdenti, risulta fattibile.



2.7) Calcolo preliminare dei pozzi perdenti

Come coefficiente di permeabilità per i terreni è stato utilizzato un coefficiente pari a 9×10^{-5} m/s, derivato dai dati sito specifici acquisiti.

Il Progettista delle opere di invarianza idraulica valuterà puntualmente le posizioni e le quote dei pozzi perdenti.

2.7.1) Caratteristiche meteoroclimatiche del sito

Il regime delle precipitazioni meteoriche di progetto è rappresentato dalla curva di possibilità pluviometrica comunemente espressa da una funzione del tipo: $h(t) = at^n$ in cui i parametri "a" e "n" dipendono dallo specifico tempo di ritorno considerato.

Per definire le linee segnalatrici di possibilità pluviometrica delle aree in esame si è fatto riferimento ai dati pluviometrici forniti dall'ARPA Lombardia.

Per la zona in oggetto, considerando le piogge critiche di durata compresa tra 1 – 24 ore e caratterizzate da un tempo di ritorno di 50 anni si ottiene un coefficiente $a = 62,4$ e $n = 0,3084$ (Vedi Figura 9)

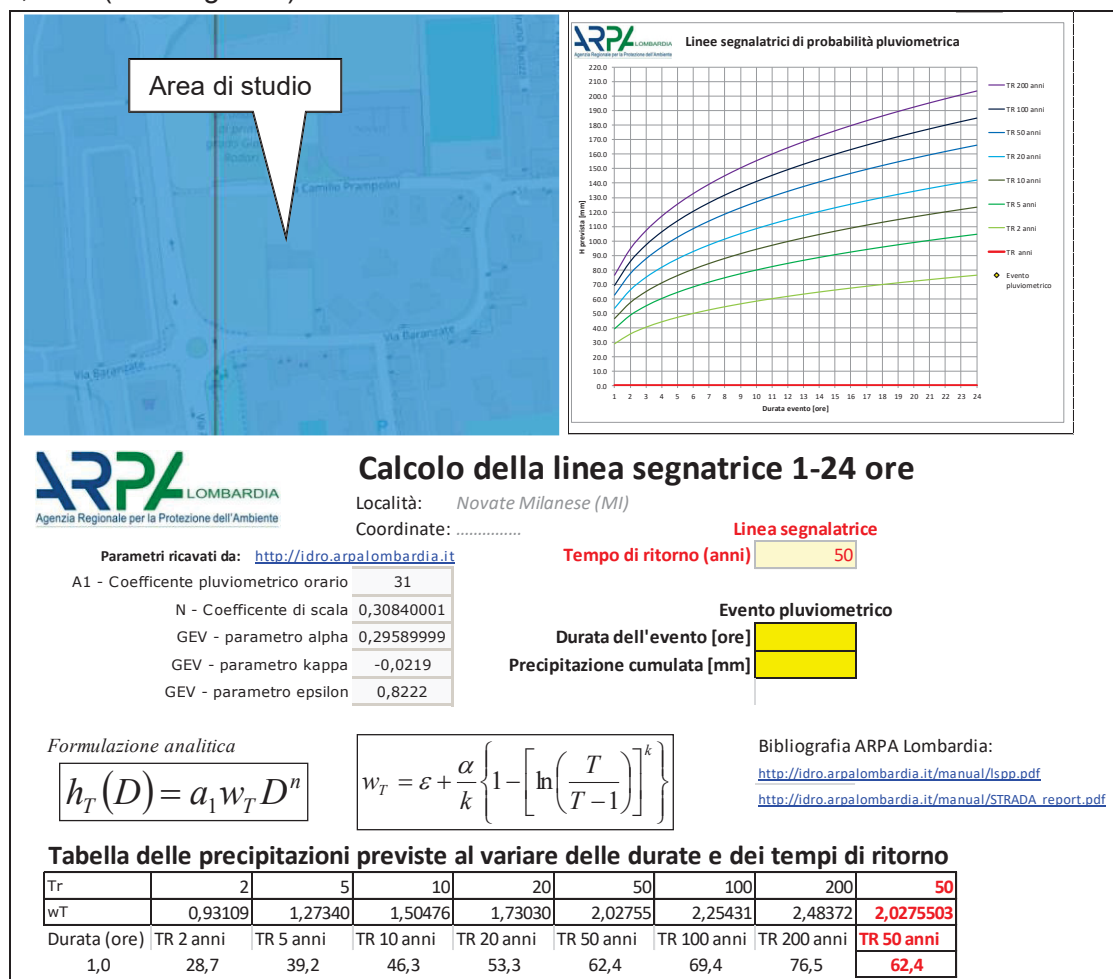


Figura 9: linee segnalatrici di probabilità pluviometrica dell'area d'intervento.



2.7.2) Calcolo di “pozzi perdenti tipo”

Al fine di calcolare la capacità disperdente dei pozzi perdenti, è stato considerato il drenaggio di un singolo pozzo, ipotizzandolo con:

- diametro 1,5 m e profondità 2,5 m.
- diametro 2 m e profondità 2,5 m;

Nel calcolo è stata considerata una intercapedine cilindrica pozzo/terreno avente spessore di 1,2 m di ghiaione.

Dal calcolo è risultato che:

- il pozzo perdente tipo di $D=1,5$ m e $L=2,5$ m (intesa come altezza utile del pozzo), è in grado di drenare nel sottosuolo la fognatura acque bianche meteoriche di 250 m^2 totalmente impermeabili;
- il pozzo perdente tipo di $D=2,0$ m $L=2,5$ m, è in grado di drenare nel sottosuolo la fognatura acque bianche meteoriche di 350 m^2 totalmente impermeabili-

La portata di dispersione negli strati superficiali del terreno, a saturazione, nelle condizioni di coefficiente di permeabilità più sfavorevoli, è risultata:

- 3,8 lit/sec per pozzi di diametro 1,5 m e profondità 2 m;
- 4,2 lit/sec per pozzi di diametro 2 m e profondità 2,5 m.

Nell' "All. n.1" si ripotano i calcoli del “pozzo perdente tipo”.

2.7.3) Schema costruttivo dei “pozzi perdenti tipo”

Il pozzo perdente potrà essere costituito da anelli in CLS centrifugato posti in uno scavo di idonee dimensioni (vedi Figura 10).

La posa del pozzo perdente potrà essere preceduta dalla formazione di un filtro costituito da uno strato di non-tessuto (TNT tipo 300 g/m^2), da posizionare a ridosso dello scavo, e da uno strato di sabbia o ghiaia fine di appoggio (allo scopo di diminuire di fondo si consiglia la stesura alla testa dello stesso, di uno strato di sabbia di 20 cm; tale strato di sabbia dovrà essere protetto contro l'erosione causata dall'acqua in caduta da una piastra rompigitto). Lo strato di non-tessuto potrà essere posto anche sulla parete esterna degli anelli dei pozzi perdente a separazione della ghiaia.

L'intercapedine scavo – pozzo perdente, sarà intasata mediante del ghiaione di cava preferibilmente misto a ciottoli con pezzatura di 30 - 70 mm o comunque non inferiore a 15 mm. Gli aggregati dovranno essere privi di sostanza organica, argilla e limo: certificati CE o dichiarati secondo la norma. Il terreno indicato appartiene ai gruppi A1, A2, e A3 (classifica C.N.R. – U.N.I. 10006). Si procederà alla compattazione materiale che dovrà raggiungere in ogni caso una densità secca almeno del 50% della densità di riferimento. L'indice dei vuoti sarà pari al 27%.

I pozzi si collocheranno in posizioni sufficientemente distanti dalle strutture (fondazioni e piani interrati) al fine di escludere interferenze negative e possibili cedimenti del terreno.



I pozzi perdenti verranno collaudati, mediante prove di dispersione e saranno assoggettati a piano di monitoraggio e manutenzione.

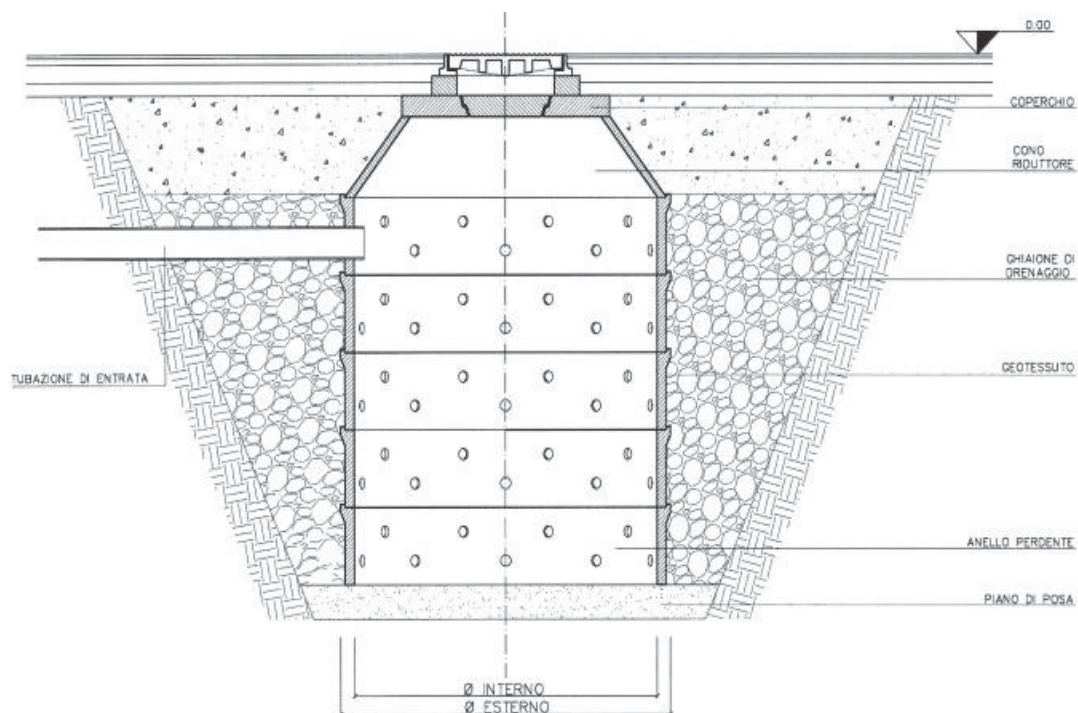


Figura 10: schema realizzativo del pozzo perdente



3) RELAZIONE GEOTECNICA

La presente relazione, per quanto attiene alle componenti geotecniche, definisce, sulla base dei dati acquisiti e della relazione geologica, il modello geotecnico del sottosuolo ed esegue valutazioni preliminari a supporto delle attività di progettazione.

3.1) Modello geotecnico

Il modello geotecnico (Vedi tabella 3) è risultato coerente al modello sismotecnico e geologico a cui si rimanda (vedi tabelle 1 e 2).

MODELLO GEOTECNICO													
U	P	P _m	Descrizione	Numero colpi			Caratteristiche geotecniche						Addensamento
				M _n	M _x	M _d	N _{spt}	σ' _v	D _r	φ	γ _n	E _s	
A	3.3/3.6	2	limo sabbioso	2	6	4	5	34	35	31	17	12	sciolto
B 1	7	6	Ghiaia con ciottoli sabbiosa	6	39	12	18	133	47	34	18	25	mediamente addensato
B 2	12	10	Ghiaia con ciottoli addensata	18	>50	25	38	176	73	38	19	40	addensato
C	20	16	Ghiaia grossa con blocchi sabbiosa	-	-	-	>50	282	85	40	20	60	molto addensato
U = Unità geotecnica P = profondità dell'unità geotecnica (m) P _m = profondità media rappresentativa dell'unità geotecnica (m) M _n = numero di colpi (N _{DPSH}) minimo M _x = numero di colpi (N _{DPSH}) massimo M _d = numero di colpi (N _{DPSH}) media N _{spt} = numero di colpi medio standardizzato (N _{spt}) considerando la presenza della falda freatica						σ' _v = pressione geostatica efficace alla profondità media rappresentativa dell'unità geotecnica (kPa) D _r = densità relativa (%) φ = angolo di attrito (°) γ _n = peso di volume naturale (kN/m³) E _s = modulo elastico (MPa)							
<u>Relativamente alla valutazione della stabilità dei fronti di scavo fino a circa 4 m, a breve termine, si potrà considerare una coesione non drenata C_u (stimata in modo ponderato sulla base delle prove geotecniche eseguite), pari a 20 kPa.</u>													

Tabella 4: caratteristiche delle unità geotecniche.

Parametri geotecnici caratteristici

Nella definizione del “valore caratteristico dei parametri geotecnici considerati”, inteso come valore che meglio permette di descrivere le caratteristiche del terreno o il suo comportamento in quel determinato stato limite, adottando un valore cautelativo (D.M. 17/1/18 paragrafo 6.2.2), si è utilizzato un metodo statistico analizzando i “valori dei parametri geotecnici disponibili”. La probabilità di non superamento utilizzata è stata del 5%. In considerazione della tipologia di opere che interesseranno grandi volumi di terreno il valore caratteristico è stato considerato prossimo al valore medio dei valori misurati (resistenze compensate).

Il valore di NDPSH, numero di colpi necessario per far avanzare le aste per l'intervallo di riferimento definito, correlato al N_{spt} costituisce un indice delle sue caratteristiche tecniche.

Nella stima del valore di N_{spt} si è tenuto conto anche delle V_s dei livelli geologici individuati attraverso le correlazioni di Otha & Goto (1978), Yoshida et al. (1988), Imai (1977) e Iysam (1996).

Inoltre i parametri geotecnici sono stati ricavati come di seguito specificato.

C.E.G. Immobiliare S.r.l.	RICHIESTA APPROVAZIONE PIANO ATTUATIVO AMBITO DI TRASFORMAZIONE URBANA DESTINAZIONE RESIDENZIALE “AT.R1.02” UBICATO IN VIA GIUSEPPE DI VITTORIO VIA PRAMPOLINI E VIA BARANZATE	Ed 03	Pag. 18
---------------------------	--	-------	---------

**Numero di colpi standardizzato N_{spt}**

- risalendo dai valori di N_{DPSH} a quelli N_{spt} (standard penetration test) da $N_{spt}=N_{DPSH}^{*1,2 - 1,5}$ e facendo la correlazione diretta con i valori di SPT misurati nel sondaggio, ed una ulteriore correzione per i terreni sotto falda mediante la formula di Terzaghi ('48) $N_{spt\text{ falda}}=15+0.5(N_{spt}-15)$;
- utilizzando le correlazioni tra i parametri geotecnici e N_{spt} come di seguito illustrato.

Densità relativa (D_r)

La densità relativa è ricavata mediante la correlazione $N_{spt}-D_r$ proposta da Peck - Terzaghi ('48) e Bazaraa ('67) tenendo conto anche della pressione geostatica verticale efficace (peso del terreno).

Angolo di attrito (ϕ)

L'angolo di attrito drenato viene calcolato mediante la correlazione tra $N_{spt}-\phi$ di Peck - Hanson - Thornburn ('74), Meyerhof o partendo dal valore di D_r ($\phi=f(D_r)$) mediante la correlazione proposta da:

- De Mello V.F.B. (1971) sulla base dei valori di N_{spt} ;
- NAVFAC DM-7 (1971) in funzione della D_r ;
- Collotta et al. (1989) noti il contenuto di argilla, il limite liquido, l'indice di plasticità.

Coesione non drenata (C_u)

La coesione non drenata è calcolata mediante la correlazione tra $N_{spt}-C_u$ di Terzaghi e Peck (1948) ed è espressa in kg/cm^2 .

Peso di volume (γ)

Viene stimato sulla base della granulometria del materiale.

Modulo elastico E_s

Il valore del modulo elastico è stato stimato attraverso la correlazione proposta da D'Appolonia (1970), che lega i valori di E a quelli di N_{spt} .

3.2) Componente geotecnica del progetto

In linea generale ed in particolare per gli scavi, si rimanda alle indicazioni già riportate nella Relazione geologica, in quanto si confermano anche per la relazione geotecnica.

3.2.1) Componente sismica geotecnica

In riferimento a quanto indicato è stata attribuita una categoria di sottosuolo C ed un valore della categoria topografica $S_T=T1$, escludendo fenomeni di liquefazione.

Per il calcolo dell'azione sismica di progetto si veda l'allegato n. 1.

3.2.2) Opere di fondazione – valutazioni preliminari

Non essendo disponibili in questa fase progettuale i dati strutturali delle opere, nel presente capitolo è stato eseguito un calcolo preliminare utile per la progettazione delle fondazioni, considerando fondazioni superficiali nastriformi poste alla base dello scavo.

3.2.2.1) Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU)– (GEO – capacità portante)

Le verifiche agli SLU-GEO sono state eseguite considerato l'approccio 2 per le opere di fondazione come specificato al capitolo 6.4.2.1. del D.M. 17.01.2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni" in cui è prevista una combinazione di gruppi di coefficienti ($M1+R3$).

Il calcolo della resistenza del terreno è stato condotto con la formula di Brinch Hansen modificata ipotizzando una fondazione di tipo superficiale nastriforme a comportamento elastico, in condizioni "a lungo termine – condizioni drenate" sia statico che cinematico per sisma.

A differenza della formula di Terzaghi, la relazione di Brinch Hansen può essere impiegata per qualunque tipo di terreno e per profondità di posa fino a $D=4B$. Può essere utilizzata inoltre per fondazioni su pendio o per fondazioni con base ruotata.



Nelle valutazioni delle condizioni sismiche nel calcolo della resistenza è stata applicata la correzione di Sano e Okamoto che permette di considerare oltre alle caratteristiche del terreno anche l'intensità del fenomeno sismico.

Non essendo noti i carichi e le eventuali eccentricità nel calcolo si è considerato un carico assiale con momento (alla base d'appoggio) nullo, mentre nelle condizioni cinematiche i momenti inerziali sono stati calcolati considerando l'inclinazione della risultante attraverso la stima dello spettro di progetto della componente orizzontale sulla base dei parametri sismici di situ (vedi allegato n. 1) e calcolando il periodo di vibrazione della struttura, ed infine ricavato il valore di k_{hi} (letto sull'asse delle ordinate dello spettro) si ricava l'inclinazione del carico attraverso la formula:

$$\theta = \arctg(k_{hi})$$

I calcoli riportati nell'allegato n. 2 sono stati eseguiti considerando fondazioni poste a 4,0 m dal piano campagna con base con geometria variabile da 1,2 m a 1,8 di larghezza.

Per tali fondazioni nastriformi la resistenza dei terreni presenta valori maggiori a 320 kPa. Per i dettagli si rimanda all'allegato n.3.

3.2.2.2) Verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio (SLE)

Per quanto concerne la verifica agli stati limite di esercizio del sistema geotecnico delle opere di fondazione si deve procedere alla valutazione, con metodi empirici o analitici, delle deformazioni dei terreni soggetti ad azioni trasmesse dalle fondazioni che provocano spostamenti del piano di posa.

I valori delle proprietà meccaniche da utilizzare nell'analisi sono quelli caratteristici e i coefficienti parziali sui parametri di resistenza del terreno sono sempre unitari.

I cedimenti calcolati devono risultare ammissibili con riferimento ai limiti imposti dal comportamento statico e dalla funzionalità dell'opera e anche sulle strutture adiacenti; tale verifica, ed in particolare il calcolo dei cedimenti differenziali, dovrà essere eseguita dal progettista delle strutture.

Per quanto concerne i terreni oggetto dell'intervento a comportamento incoerente, seppur con percentuali elevate di materiali fini, i cedimenti immediati (sviluppati nell'arco dei primi anni dopo la costruzione) costituiranno la prevalenza dei cedimenti totali, mentre risultano limitati quelli differiti.

Non essendo note con certezza le azioni di progetto per indirizzare le scelte progettuali il calcolo del cedimento è stato eseguito considerando un carico di 180 kPa. I cedimenti massimi stimati rispetto alla fondazione con base B di larghezza 1,8 m sono di 5,2 mm. Per i dettagli dei calcoli si rimanda all' "All. n.3".



4) CONCLUSIONI

Il progetto, valutato secondo il grado di approfondimento previsto dalla Componente geologica, idrogeologica e sismica del PGT comunale, risulta eseguibile senza particolari limitazioni di fattibilità geologica ed idrogeologica secondo le indicazioni fornite al cap. 2.4) e 2.6).

I terreni di fondazione saranno di tipo a grana grossa con buone caratteristiche geotecniche. Potranno essere previste fondazioni superficiali a comportamento elastico a trave rovescia.

Per quanto concerne la componente sismica del progetto sulla base delle analisi svolte i terreni, in riferimento alle NTC 2018, sono attribuibili ad una categoria di sottosuolo C e un coefficiente topografico S_T pari a T1, mentre si esclude il potenziale di liquefazione.

Parametri geotecnici caratteristici dei terreni

peso dell'unità di volume secco	17, 18, 19, 20	kN/mc
angolo di resistenza al taglio	31, 34, 38, 40	°
coesione efficace	Trascurabile per fondazioni	
coesione non drenata	Trascurabile per fondazioni	
modulo elastico	12, 25, 40, 60	MPa

In generale i fronti di scavo fino ad altezze di 4 m, con paramento subverticale (40-50°), a breve termine e senza sovraccarichi al ciglio superiore, risultano stabili.

Risulta fattibile lo scarico negli strati superficiali del terreno, della fognatura acque bianche meteoriche mediante pozzi perdenti.

La presente relazione, per quanto attiene alle componenti geotecniche, ha definito, sulla base dei dati acquisiti, il modello geotecnico del sottosuolo ed ha eseguito valutazioni preliminari a supporto delle attività di progettazione. Lo Strutturista, sulla base della presente e definite le tipologie di opere, eseguirà le verifiche geotecniche e redigerà la relazione d'opera definitiva, in funzione dei livelli di sicurezza, delle prestazioni e delle specificità strutturali dell'opera in progetto, facendo riferimento e citando nei propri elaborati i dati desunti da questa relazione.

Rimane a carico della Direzione Lavori e dell'Impresa, la verifica in corso d'opera degli aspetti geologici e geotecnici in relazione a quanto riportato nella presente, i quali daranno immediata segnalazione al geologo per qualsiasi incongruenza.

Bergamo, Gennaio 2024 / Ottobre 2025



ALLEGATO N. 1

Calcolo pozzi perdenti

RELAZIONE DI CALCOLO

Le dimensioni dei pozzi perdenti sono quelle che permettono di avere un fattore di sicurezza adeguato, determinato come:

$$F_s = D_t / A_t > 1$$

Dove:

A_t : sono gli afflussi di progetto nell'unità di tempo considerata

D_t : sono i deflussi nell'unità di tempo considerata

Gli afflussi (nell'unità di tempo considerata) vengono calcolati secondo la funzione:

$$A_t (m^3) = h * S_{tot} * \phi_{tot}$$

Dove:

- h (m): altezza di pioggia (nell'unità di tempo considerata)
- S_{tot} (m): superficie del progetto di invarianza idraulica
- ϕ_{tot} : coefficiente di drenaggio medio calcolato come $\phi_{tot} = (S_{imp} * \phi_1 + S_{semi-imp} * \phi_2 + S_{perm} * \phi_3) / S_{tot}$

I coefficienti di drenaggio sono considerati come da art 11 r.r. 7/17.

I deflussi D_t sono dati dalla sommatoria del volume di invaso e della capacità drenante nell'unità di tempo:

$$D_t = Q_t + V_0$$

Il calcolo della capacità drenante dei pozzi perdenti è eseguito con la formula di Wilkinson, (1968) che permette la determinazione della capacità di drenaggio del pozzo disperdente espressa in m^3 nell'unità di tempo:

$$Q_t = \text{capacità di drenaggio} = t \cdot n \cdot k \cdot c \cdot l$$

Dove:

t = tempo (nell'unità di misura considerata ad esempio ore)

c = coefficiente di tasca = $\pi 3L / \ln(3L/D + (1+(3L/D)^2)^{0,5})$

K : coefficiente di permeabilità del terreno

D : diametro dispersione acque dal pozzo

L : profondità utile pozzo

n : numero pozzi

Luogo e data	14/01/2024
Progettista	Geol. Corna Luigi



POZZI PERDENTI TIPO, DI DIAMETRO 1,5 m E PROFONDITA' 2,5 m

SOCIETÀ DI INGEGNERIA CORNA PELIZZOLI ROTA S.R.L. - Via Corridoni n° 27 - Bergamo

CALCOLO POZZI PERDENTI

$$h = a t^n$$

t: tempo in ore

a: coefficienti curva possibilità pluviometrica per T

62,4

n: coefficienti curva possibilità pluviometrica per T

0,3084

T: Tempo di ritorno dell'evento critico

50 anni

t (ore)	0,30	0,50	1,00	2,00	3,00	4,00	5,00
h (mm)	38,2	47,7	62,6	80,3	92,2	101,4	109,0

PORTATA DELLE ACQUE METEORICHE RICADENTI SULLE SUPERFICI NON DRENANTI

A = afflusso (m³) =

S ϕ_{tot}

sup. imperme.	250	m ²
sup. semimp.	0	m ²
sup. semip.	0	
superficie tot. s	250	m ²
coeff ϕ - area imp	1	
coeff ϕ - area semimp	1	
coeff ϕ - area semp	0	
$\phi_{tot} = \sum(S_i \cdot \phi_i) / S_{tot}$	1	

t (ore)	0,30	0,50	1,00	2,00	3,00	4,00	5,00
afflusso (m ³)	9,6	11,9	15,6	20,1	23,1	25,4	27,3

CAPACITA' DI DRENAGGIO DEI POZZI DISPERDENTI OTTIMALI

Q = n k c L (formula di Wilkinson, 1968)

$$c = \pi 3L / \ln(3L/D + (1 + (3L/D)^2)^{0,5})$$

K: coefficiente di permeabilità del terreno

0,00900

cm/sec

9,0E-03

d: diametro pozzo

1,5

m

Spessore dreno attorno ai pozzi

1,20

m

D: diametro dispersione acque dal pozzo

3,9

L: profondità utile pozzo

2,5

m

c: coefficiente di tasca

16,7

m

n: numero pozzi

1

t (ore)	0,30	0,50	1,00	2,00	3,00	4,00	5,00
drenaggio p1 (m ³)	4,1	6,8	13,5	27,1	40,6	54,2	67,7
drenaggio tot (m ³)	4,1	6,8	13,5	27,1	40,6	54,2	67,7

VERIFICA DEL COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$$F_s = A/D$$

$$D = Q + V$$

V1: Volume su superficie, mm

0

0,0 m³

V2: Volume pozzi

4,4 m³

Percentuale vuoti dreno (%)

27,0

%

V3: Volume drenaggio

14,0 m³

V: Volume utile

18,4 m³

T (ore)	0,30	0,50	1,00	2,00	3,00	4,00	5,00
afflusso (m ³)	9,6	11,9	15,6	20,1	23,1	25,4	27,3
deflusso (m ³)	29,3	32,0	38,8	52,3	65,8	79,4	92,9
F.S.	3,07	2,69	2,48	2,60	2,86	3,13	3,41



POZZI PERDENTI TIPO, DI DIAMETRO 2 m E PROFONDITA' 2,5 m

SOCIETÀ DI INGEGNERIA CORNA PELIZZOLI ROTA S.R.L. - Via Corridoni n° 27 - Bergamo

CALCOLO POZZI PERDENTI

$h = a t^n$

t: tempo in ore

a: coefficienti curva possibilità pluviometrica per T

62,4

n: coefficienti curva possibilità pluviometrica per T

0,3084

T: Tempo di ritorno dell'evento critico

50 anni

t (ore)	0,30	0,50	1,00	2,00	3,00	4,00	5,00
h (mm)	38,2	47,7	62,6	80,3	92,2	101,4	109,0

PORTATA DELLE ACQUE METEORICHE RICADENTI SULLE SUPERFICI NON DRENANTI

A = afflusso (m^3) =

$s \phi_{tot}$

sup. imperm.

350

m^2

sup. semimp.

0

m^2

sup. semp.

0

superficie tot. s

350

m^2

coeff ϕ - area imp

1

coeff ϕ - area semimp

1

coeff ϕ - area semp

0

$\phi_{tot} = \sum (S_i \cdot \phi) / S_{tot}$

1

t (ore)	0,30	0,50	1,00	2,00	3,00	4,00	5,00
afflusso (m^3)	13,4	16,7	21,9	28,1	32,3	35,5	38,2

CAPACITA' DI DRENAGGIO DEI POZZI DISPERDENTI OTTIMALI

$Q = n k c L$ (formula di Wilkinson, 1968)

$c = \pi 3L / \ln(3L/D + (1+(3L/D)^2)^{0,5})$

K: coefficiente di permeabilità del terreno

0,00980

cm/sec

9,8E-03

d: diametro pozzo

2,0

m

Spessore dreno attorno ai pozzi

1,20

m

D: diametro dispersione acque dal pozzo

2,5

L: profondità utile pozzo

3,0

m

c: coefficiente di tasca

14,2

m

n: numero pozzi

1

t (ore)	0,30	0,50	1,00	2,00	3,00	4,00	5,00
drenaggio p1 (m^3)	4,5	7,5	15,0	30,0	45,0	60,0	75,0
drenaggio tot (m^3)	4,5	7,5	15,0	30,0	45,0	60,0	75,0

VERIFICA DEL COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$F_s = A/D$

$D = Q+V$

V1: Volume su superficie, mm

0

0,0 m^3

V2: Volume pozzi

9,4 m^3

Percentuale vuoti dreno (%)

27,00 %

V3: Volume drenaggio

19,4 m^3

V: Volume utile

28,8 m^3

T (ore)	0,30	0,50	1,00	2,00	3,00	4,00	5,00
afflusso (m^3)	13,4	16,7	21,9	28,1	32,3	35,5	38,2
deflusso (m^3)	40,1	43,1	50,6	65,7	80,7	95,7	110,7
F.S.	3,00	2,59	2,31	2,34	2,50	2,69	2,90



ALLEGATO N. 2

Parametri sismici di sito per la struttura in progetto Azione sismica

Calcolo eseguito con il Programma PS della GeoStru di Milano
(valori calcolati facendo riferimento alla pericolosità sismica del territorio Italiano fornita dal Ministero
e da quanto prescritto nel cap. n. 3.2.3 del DM 17/1/18 "testo unico delle Costruzioni")

WG 684 - Lat 45.530122 - Lng 9.126291

EDSO - Lat 45.531055 - Lng 9.127355

Mappa

Satellite

Stati limite

Classe Edificio

II. Affollamento normale. Assenza di funz. pubbliche e sociali...

Vita Nominale 50

Interpolazione Media ponderata

CU = 1

Stato Limite	Tr [anni]	a _g [g]	F _o	T _c * [s]
Operatività (SLO)	30	0.018	2.554	0.160
Danno (SLD)	50	0.022	2.530	0.188
Salvaguardia vita (SLV)	475	0.045	2.668	0.281
Prevenzione collasso (SLC)	975	0.055	2.711	0.301
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	50			

Coefficienti sismici

Tipo

Stabilità dei pendii e fondazioni

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

H (m) 1

us (m) 0.1

Cat. Sottosuolo C

Cat. Topografica T1

	SLO	SLD	SLV	SLC
SS Amplificazione stratigrafica	1,50	1,50	1,50	1,50
CC Coeff. funz categoria	1,92	1,82	1,60	1,56
ST Amplificazione topografica	1,00	1,00	1,00	1,00
Acc.ne massima attesa al sito [m/s²]				0.6

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.005	0.007	0.014	0.016
kv	0.003	0.003	0.007	0.008
Amax [m/s²]	0.260	0.327	0.668	0.804
Beta	0.200	0.200	0.200	0.200



ALLEGATO N. 3

Valutazione preliminare della resistenza dei terreni e cedimenti per fondazioni superficiali nastriformi

Il programma di calcolo utilizzato "QSB della ProgramGeo" di Brescia.
(Calcolo eseguito allo stato limite ultimo secondo quanto disposto dal D.M. 17.01.2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni")

RELAZIONE DI CALCOLO

Calcolo della portanza

Il calcolo della portanza della fondazione è stato condotto con la formula di Brinch Hansen.

Deriva dalla formula di Meyerhof, dalla quale differisce per i valori dei fattori correttivi di forma, di approfondimento, d'inclinazione dei carichi e per il fattore di portanza N_q e per l'introduzione di fattori correttivi relativi al caso di fondazione su pendio e di fondazioni con base ruotata. Ha la seguente espressione:

$$Q = c N_c s_c d_c i_c b_c g_c + s_q g_1 D N_q d_q i_q b_q g_q + 0.5 g_2 B N_g s_g d_g i_g b_g g_g \quad (j > 0);$$
$$Q = 5.14 c_u (1 + s_c + d_c - i_c - b_c - g_c) + g_1 D \quad (j = 0);$$

dove N_c e N_q hanno la stessa forma dei corrispondenti parametri della relazione di Meyerhof e N_g è dato da: $N_g = 2 (N_q - 1) \tan j$

s_c, s_q, s_g = fattori di forma, dati da:

in presenza di carichi inclinati:

$$s_c = 0.2 (1 - i_c) B/L \quad \text{per } j = 0;$$

$$s_c = 1 + (N_q/N_c)(B/L) \quad \text{per } j > 0;$$

$$s_q = 1 + (B/L) \tan j;$$

$$s_g = 1 - 0.4(B/L) \tan j;$$

dove i_c, i_q e i_g sono i fattori correttivi per carichi inclinati;

con carichi esclusivamente verticali:

$$s_c = 0.2 B/L \quad \text{per } j = 0;$$

$$s_c = 1 + (N_q/N_c) (B/L) \quad \text{per } j > 0;$$

$$s_q = 1 + (B/L) \tan j;$$

$$s_g = 1 - 0.4 (B/L) \tan j;$$

d_c, d_q, d_g = fattori correttivi per l'approfondimento, dati da:

$$d_c = 0.4k \quad \text{per } j = 0;$$

$$\text{dove } k = D/B \quad \text{per } D/B \leq 1 \text{ e } k = \arctg(D/B) \quad \text{per } D/B > 1$$

$$d_c = 1 + 0.4k \quad \text{per } j > 0;$$

$$d_q = 1 + 2k \tan j [1 - \tan j]^2;$$

$$d_g = 1.$$

i_c, i_q, i_g = fattori correttivi per carichi inclinati, dati da:

$$i_c = 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - H/(A c)} \quad \text{per } j = 0;$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_q - 1) \quad \text{per } j > 0;$$

$$i_q = [1 - 0.5H/(V + A c \cot j)]^5;$$

$$i_g = [1 - 0.7H/(V + A c \cot j)]^5 \quad \text{per } b^\circ = 0;$$

$$i_y = [1 - (0.7 - b^\circ/450) H/(V + A c \cot j)]^5 \quad \text{per } b^\circ > 0;$$

dove H = componente longitudinale del carico;

V = componente assiale del carico;

b° = inclinazione della base della fondazione rispetto all'orizzontale in gradi;

A = area effettiva della fondazione;

b_c, b_q, b_g = fattori correttivi per l'inclinazione della base della fondazione, dati da:

$$b_c = b^\circ/147 \quad \text{per } j = 0;$$

$$b_c = 1 - b^\circ/147 \quad \text{per } j > 0;$$

$$b_q = \exp[-2 b \tan j];$$

$$b_g = \exp[-2.7 b \tan j];$$

con b in radianti e b° in gradi.



gc, gq, gg= fattori correttivi per fondazioni su pendio, dati da:

gc = $p^\circ/147$ per $j=0$;

gc = $1 - p^\circ/147$ per $j>0$;

gq = gg = $(1 - 0.5 \tan p^\circ)^5$

dove p° è l'inclinazione del pendio in gradi.

A differenza della formula di Terzaghi, la relazione di Brinch Hansen può essere impiegata per qualunque tipo di terreno e per profondità di posa fino a $D=4B$. Può essere utilizzata inoltre per fondazioni su pendio o per fondazioni con base ruotata.

Effetti cinematici sul terreno di fondazione - Criterio di Sano

L'Autore propone di diminuire l'angolo d'attrito degli strati portanti di una quantità data dalla relazione:

$$\Delta\varphi = \arctg\left(\frac{a_g}{\sqrt{2}}\right)$$

dove a_g è l'accelerazione sismica orizzontale massima al piano di posa delle fondazioni.

Questo criterio, rispetto a quello di Vesic, ha il vantaggio di prendere in considerazione anche l'intensità della sollecitazione sismica.

Altri Autori suggeriscono un approccio diverso, caratterizzato dall'applicazione di coefficienti riduttivi ai fattori di portanza N_q , N_c e N_γ . Paolucci e Pecker, per esempio, introducono i seguenti fattori:

$$z_q = z_\gamma = \left(1 - \frac{k_{hk}}{\tan\varphi}\right)^{0.35} \quad z_c = 1 - 0.32 k_{hk}$$

dove k_{hk} è il coefficiente sismico orizzontale riferito al piano di posa delle fondazioni (vedi sotto). I nuovi fattori di portanza saranno quindi dati dalle seguenti espressioni:

$$N_q' = z_q N_q \quad N_\gamma' = z_\gamma N_\gamma \quad N_c' = z_c N_c$$

Le istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche (D.M. 14.01.2008) suggeriscono di applicare la correzione, con le formule viste sopra, solo al fattore N_γ , ponendo quindi $z_q = z_c = 1$.

Per quanto riguarda la coesione (drenata e non), le osservazioni confermano che le sollecitazioni sismiche vi inducono effetti del tutto trascurabili.

Per quanto riguarda la stima di k_{hk} , si riporta di seguito quanto previsto dal D.M.17/01/2018.

Il valore a_g (accelerazione massima orizzontale al piano di posa delle fondazioni), si ricava dalla seguente relazione:

$$a_g = S_s S_t a_{bedrock}$$

dove $a_{bedrock}$ è l'accelerazione sismica orizzontale al bedrock che, nel caso si applichi il D.M. 14/01/2008, va ricavato direttamente dall'allegato relativo alla pericolosità sismica del decreto. Questi valori devono essere moltiplicati per un fattore correttivo S_s (amplificazione stratigrafica) e per un fattore S_t (amplificazione topografica).

Per il calcolo del fattore S_s secondo il D.M.17/01/2018 si procede considerando la classe di suolo

C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.	$1.00 \leq 1.70 - 0.60 F_0 a_{bedrock} \leq 1.50$
---	---	---

F_0 è l'amplificazione spettrale massima, su bedrock orizzontale, e ha un valore minimo di 2.2; si ricava, come $a_{bedrock}$, dalla tabella allegata al D.M..

Categoria topografica	Caratteristiche della superficie topografica	Ubicazione dell'opera	S_t
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$.	-	1.00

Effetti inerziali sulle sovrastrutture (inclinazione dei carichi).

La componente orizzontale della sollecitazione sismica conduce ad una risultante del carico inclinata rispetto alla verticale.

L'inclinazione della risultante da inserire nel calcolo della portanza, nell'ipotesi che in condizioni statiche il carico sia perfettamente verticale, può essere valutata in modo conservativo con la relazione:

$$\theta = \arctg(a_g)$$

a_g = accelerazione sismica orizzontale massima al piano di posa delle fondazioni;

Un modo più corretto di valutare l'inclinazione del carico dovuta al sisma è quello che passa per la stima dello spettro di progetto dell'opera. Inizialmente si calcola il periodo di vibrazione fondamentale della



struttura con la relazione:

$$T_1(s) = C_1 H^{\frac{3}{4}}$$

in cui C_1 è un fattore che dipende dalla tipologia costruttiva e H l'altezza dell'edificio rispetto al piano di posa delle fondazioni.

Tipologia	C_1
Costruzioni con struttura a telaio in acciaio	0,085
Costruzioni con struttura a telaio in calcestruzzo armato	0,075
Costruzioni con qualsiasi altro tipo di struttura	0,050

La relazione è valida per edifici con H non superiore ai 40 metri e massa distribuita, approssimativamente, in maniera uniforme lungo l'altezza.

Quindi si entra nello spettro di progetto orizzontale, leggendo sull'asse delle ordinate il valore di k_{hi} che corrisponde al periodo T_1 lungo l'asse delle ascisse. L'inclinazione del carico dovuto al sisma è dato, in questo caso, dalla relazione:

$$\theta = \arctg(k_{hi})$$

Eccentricità della componente verticale del carico.

Va infine considerata nel calcolo anche l'eccentricità del carico dovuta alla presenza dei momenti indotti dal sisma lungo il lato B e lungo il lato L della fondazione. L'eccentricità si calcola con la relazione:

$$e = \frac{M}{N}$$

dove M è il momento e N la componente verticale del carico applicato sulla fondazione.

Calcolo del bulbo di pressione

Il calcolo del bulbo delle pressioni indotte nel terreno dal carico fondazionale è stato condotto con il criterio di Boussinesq.

Il metodo si basa sul presupposto che il terreno di fondazione possa essere assimilato ad uno spazio semiinfinito a comportamento perfettamente elastico, omogeneo e isotropo.

In pratica l'incremento di pressione netta indotta dal carico applicato dalla fondazione alla quota z sotto il piano di posa, lungo la verticale che passa per uno degli angoli dell'area $B \times L$, è dato da:

$$p_z = [Q/(4 \times \pi)] \times (m_1 + m_2);$$

in cui: $m_1 = [2 \times M \times N \times \sqrt{V} \times (V + 1)] / [(V + V_1) \times V];$

$$m_2 = \text{atang}[(2 \times M \times N \times \sqrt{V}) / (V - V_1)];$$

dove: $M = B/z;$

$$N = L/z;$$

$$V = M^2 + N^2 + 1;$$

$$V_1 = (M \times N)^2;$$

$$\pi = \pi \text{ greco.}$$

Per stimare la diffusione del sovraccarico nel terreno lungo più verticali, si divide l'area $B \times L$ in più rettangoli o quadrati con gli spigoli coincidenti al punto di passaggio della verticale, calcolando e quindi sommando i contributi delle singole aree.

Calcolo dei cedimenti

Sulla base del bulbo delle pressioni calcolato è stato eseguito il calcolo dei cedimenti della fondazione.

La fondazione è stata considerata rigida.

La stima dei cedimenti degli strati coesivi è stata eseguita con la teoria della elasticità.

Si tratta di un metodo speditivo utile per avere una prima indicazione dell'ammontare del cedimento. La relazione è la seguente:

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

in cui: DH = spessore dello strato;

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

E_d = modulo di deformazione dello strato.

Il procedimento fornisce in genere valori a favore della sicurezza. Il cedimento calcolato corrisponde alla sola componente immediata, quella secondaria viene considerata trascurabile. Il valore del cedimento calcolato è valido per fondazioni flessibili; per fondazioni rigide questo valore va moltiplicato per un fattore generalmente posto uguale a 0.75. Inoltre il metodo va applicato solo negli strati dove è soddisfatta la condizione:

$$DH < B;$$

con B = lato corto della fondazione. In caso contrario lo strato va suddiviso nel calcolo in più sottostrati e il calcolo ripetuto per ognuno di essi.



Geometria fondazione

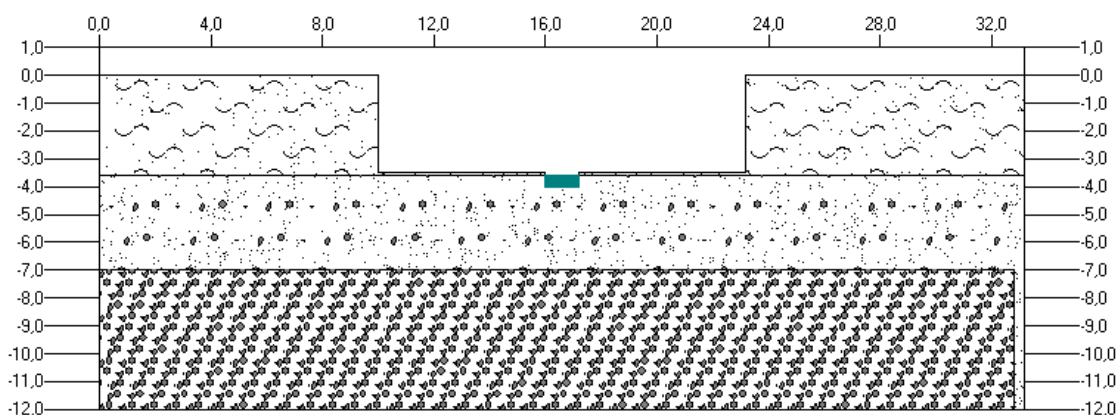
LEGENDA:

 Limbo sabbioso

 Ghiaia con ciottoli addensata

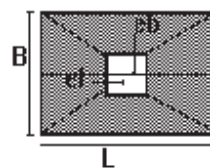
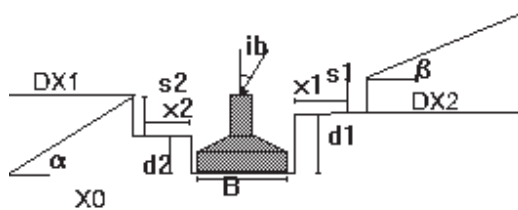
 Ghiaia con ciottoli sabbiosa

 Ghiaia grossa con blocchi sabbiosa



Geometria della fondazione

Fondazione n.	1
Larghezza o diametro base B (m):	1,2
Lunghezza della base L (m):	5
Profondità di posa lato destro d1(m):	0,5
Profondità di posa lato sinistro d2(m):	0,5
Profondità scavo destro s1(m):	3,5
Profondità scavo sinistro s2(m):	3,5
Inclinazione pendio a valle a(°):	0
Inclinazione pendio a monte b(°):	0
Distanza bordo scavo destro x1(m):	6
Distanza bordo scavo sinistro x2(m):	6
Inclinazione base lato B(°):	0
Inclinazione base lato L(°):	0
Inclinazione carico lato B ib(°):	0
Inclinazione carico lato L (°):	0
Eccentricità carico su B in condizioni statiche(m):	0
Eccentricità carico su L in condizioni statiche(m):	0
Eccentricità carico su B in condizioni sismiche(m):	0
Eccentricità carico su L in condizioni sismiche(m):	0
Peso di volume del cls (kg/mc):	2500
Peso di volume terrapieno (kg/mc):	1800
Altezza del terrapieno Ht (m):	0
Larghezza sommità terrapieno Ls(m):	0
Tipologia fondazionale:	Nastriforme

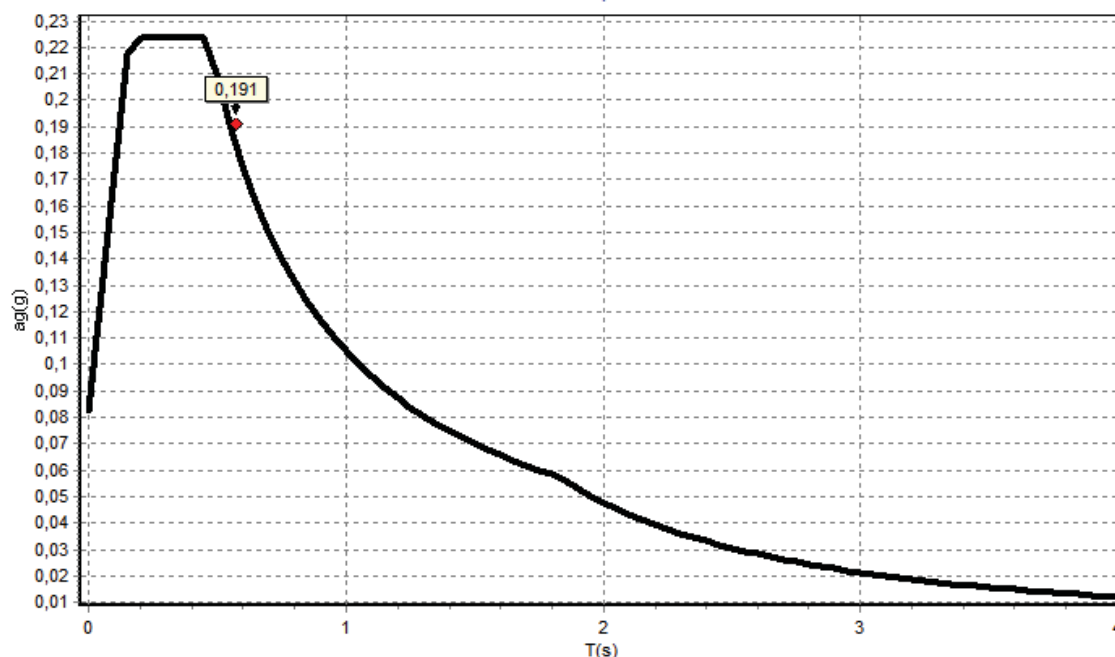




Parametri geotecnici del terreno di fondazione

Strato n.	1	2	3	4
Descrizione litologica:				
Limo sabbioso				
angolo di attrito (°):	31	34	38	40
densità relativa (%):	35	47	73	85
coesione(kg/cm ^q):	0	0	0	0
peso di volume sopra falda(kg/mc):	1700	1900	1900	2000
peso di volume sotto falda(kg/mc):	1900	2050	2000	2000
modulo di Young o edometrico (terreni coesivi) (kg/cm ^q):	120	250	400	600
coefficiente di Poisson:	0,35	0,35	0,35	0,25
U.C.R.:	1	1	1	1
indice di compressione:				
indice di compressione secondaria:				
indice di ricomprensione:				
indice dei vuoti iniziale:				
coefficiente di consolidazione verticale (cm ^q /s):				
numero di colpi Spt medio:				
resistenza alla punta media (C.P.T.)(kg/cm ^q):	0	0	0	0
U.Q.D. (%)				
limite di liquidità (%):				
contenuto naturale d'acqua (%):				
fattore di portanza N _q :	22,56	27,09	0	0
fattore di portanza N _c :	34,82	39,7	0	0
fattore di portanza N _y :	26,71	34,29	0	0
comportamento meccanico:	Livello incoerente			
caratteristiche idrogeologiche:	Livello permeabile			

SPETTRO DI PROGETTO componente orizzontale



Accel.sismica max terreno(g):0,082 Coef.sismico orizzontale struttura (k_h)(g):0,191 Inclinazione del carico dovuta al sisma(°):10,81
 Categoria sottosuolo:C Categoria topografica:T1Fattore di amplificazione spettrale F0:2,71 Periodo inizio velocità costante t_c(s):0,301



Calcolo resistenza terreni (SLU)

Condizioni statiche

Portanza delle fondazioni con parametri variabili							
N.	Lar ghezza (m)	Lun ghezza (m)	Profondità di posa (m)	Inclinazione carico su B (°)	Inclinazione carico su L (°)	Carico SLU II (kg/cm ²)	Carico di progetto (kg/cm ²)
1	1,2	5	0,5	0	0	3,67	0
2	1,5	5	0,5	0	0	5,61	0
3	1,8	5	0,5	0	0	7,06	0

Metodo di calcolo: Brinch Hansen modificato NTC2008/NTC2018 App.II Comb.: fondamentale

Fs parziale per l'angolo d'attrito: 1,0 Fs parziale per la coesione: 1,0 Fs globale: 2,3

Condizioni dinamiche

Portanza delle fondazioni con parametri variabili							
N.	Lar ghezza (m)	Lun ghezza (m)	Profondità di posa (m)	Inclinazione carico su B (°)	Inclinazione carico su L (°)	Carico SLU II (kg/cm ²)	Carico di progetto (kg/cm ²)
1	1,2	5	0,5	0	0	3,27	0
2	1,5	5	0,5	0	0	5,1	0
3	1,8	5	0,5	0	0	6,45	0

Metodo di calcolo: Brinch Hansen modificato NTC2008/NTC2018 App.II Comb.: sismica

Fs parziale per l'angolo d'attrito: 1,0 Fs parziale per la coesione: 1,0 Fs globale: 2,3

Stima cedimenti (SLE)

Cedimenti delle fondazioni con parametri variabili					
N.	Larghezza (m)	Lunghezza (m)	Prof. posa (m)	Cedimento (mm)	Carico(kg/cm ²):
1	1,2	5	0,5	4,1	1,8
2	1,5	5	0,5	4,7	1,8
3	1,8	5	0,5	5,2	1,8

Metodo di calcolo strati incoerenti: Schmertmann

Metodo di calcolo strati coesivi: Teoria dell'elasticità

Tipologia fondazione: Fondazione flessibile

Software di calcolo utilizzato	QSB2 della ProgramGeo
Luogo e data	14/01/2024
Progettista	Geol. Corna Luigi



Allegato n.4

Indagini geologiche e geotecniche

Spett.
C.E.G. Immobiliare s.r.l.
 via Gandhi, 2 - 20024 Rho (MI)

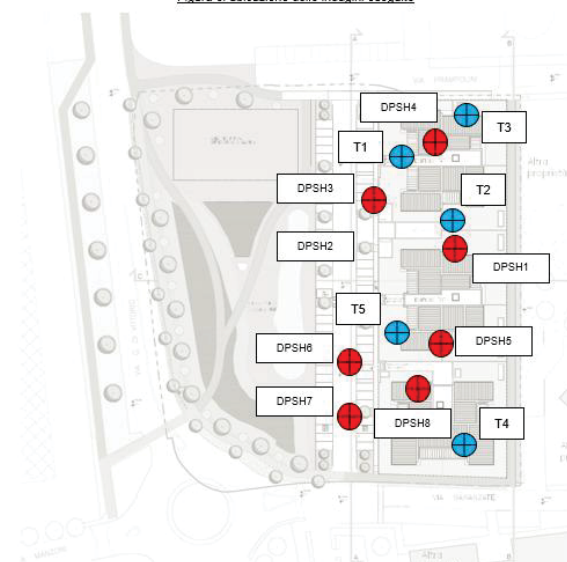
Bergamo, 22.01.24
 Ns rif Comm. 086/23

Oggetto: RICHIESTA APPROVAZIONE PIANO ATTUATIVO AMBITO DI TRASFORMAZIONE URBANA DESTINAZIONE RESIDENZIALE "AT.R1.02" UBICATO IN VIA GIUSEPPE DI VITTORIO VIA PRAMPOLINI E VIA BARANZATE - Novate Milanese (MI)
 Indagini geologiche e geotecniche

Nel mese di novembre 2023, su incarico della Proprietà, sono state eseguite indagini quali: n.8 prove penetrometriche dinamiche continue spinte fino a rifiuto, n. 5 trincee esplorative sviluppate fino alla profondità massima di 2/2,5 m da p.c., n. 2 prove di permeabilità a carico variabile in trincea.

Tipo prove	n. di prove eseguite	tecnica esec. attrezzatura	Normativa di riferimento	Profondità investigata
penetrometriche	8	Le prove sono state eseguite con penetrometro dinamico superpesante DPSH tipo meardi	ISSME Technical Committee on Penetration Testing (1988)	10,0 m
Trincee esplorative	5	Escavatore con benna rovescia	Norme AGI 1977	2,5 m
Permeabilità in trincea	2	Freatimento con nastro metrato e cronometro	Norme AGI 1977	2/2,5 m
Indagine sismica	1	Stendimento di 44 m n 12 geofoni	Sismica a rifrazione e MASW	variabile

Figura 6: ubicazione delle indagini eseguite



Planimetria con ubicazione dei punti di indagine

	Ubicazione trincee esplorative
	Ubicazione prove penetrometriche dinamiche



Seguono gli allegati:

- Certificati delle prove penetrometriche dinamiche
- Stratigrafie delle trincee esplorative
- Certificati delle prove di permeabilità a carico variabile eseguite in trincea
- Certificato dell'indagine geofisica con sismica a rifrazione
- Certificato dell'indagine geofisica mediante la tecnica MASW

STUDIO TECNO.GEO Società di Ingegneria
 Coma Pelizzoli Rota s.r.l.
 Sede: Via Corridoni n. 27 - 24124 Bergamo
 C.F. e P.IVA: 03455600167 - N.REA: BG-0380191

Tel. 035 4175299
<http://www.studiotecnogeo.it>

Dott. Geol. Luigi Coma
 Ordine Regionale dei Geologi della Lombardia n. 765
 Dott. Ing. Davide Pelizzoli
 Ordine degli Ingegneri della Provincia di Bergamo n.2994
 Dott. Geol. Matteo Rota
 Ordine Regionale dei Geologi della Lombardia n. 1230

Mod. MRGG
 Rev. 00 del 28.02.13

ALLEGATO A

Certificati delle prove penetrometriche dinamiche

	STRUMENTAZIONE E METODOLOGIA PROVA PENETROMETRICA DPSH73	DOC: PP73
		Rev. 02 del 08/03/2019
		Pagina 1 di 1

Denominazione prove	Prove penetrometrica dinamica – Penetrometro superpesante – Maglio da 73 kg con caduta da 75 cm – Trasporto, gommato
Procedura prova e normativa	Norme ISSMFE

Normativa / procedura di riferimento

Le prove sono state eseguite con penetrometro dinamico superpesante (modello DPSH73) prodotto dalla Ditta Pagani di Piacenza, seguendo le indicazioni di una delle norme DIN 4094. Tale strumentazione è molto simile alle specifiche della procedura ISSME Technical Committee on Penetration Testing (1988) per quanto concerne i penetrometri “pesanti”.

Descrizione delle prove e modalità esecutive

La prova penetrometrica dinamica continua consiste nell'infiggere verticalmente nel terreno una punta conica metallica, avvitata o alloggiata all'estremità inferiore di una batteria di aste metalliche, mediante battitura con un maglio che cade liberamente da un'altezza costante nota. I numeri necessari per la penetrazione di ciascun tratto di lunghezza prefissata vengono annotati e potranno essere utilizzati per interpretare la stratigrafia del sottosuolo mediante correlazione ai valori di N_{spt} (numeri di colpi delle prove S.P.T. – Standard Penetration Test).

La prova si svolge infiggendo la punta conica nel terreno per tratti consecutivi di 30 cm, misurando il numero di colpi necessari (N_{DPSH}). A seguito dell'infissione di 10 – 50 cm della punta si procede con le eventuali aste di rivestimento. La prova viene sospesa quando il numero di colpi per infiggere la punta supera il valore di 100 (rifiuto).

Descrizione dell'attrezzatura

Batteria di aste interne del diametro di 32 mm e del peso per metro lineare di 7,1 kg, alla cui estremità inferiore è presente una punta conica del diametro di 50.8 mm ed angolo di apertura di 60°. Le aste sono lisce con tacche graduate ogni 30 cm sulla colonna (per una facile lettura dell'avanzamento unitario della punta conica).

Dispositivo di infissione della punta costituito da un maglio del peso di 73 kg che cade liberamente da un'altezza di 75 cm.

Risultati ed elaborazioni

La documentazione finale della prova è costituita dalla rappresentazione del numero di colpi necessari alla penetrazione di un tratto di 30 cm dell'asta, alla profondità considerata.

Allegati

Si allegano i grafici relativi alle n. 6 prove penetrometriche.

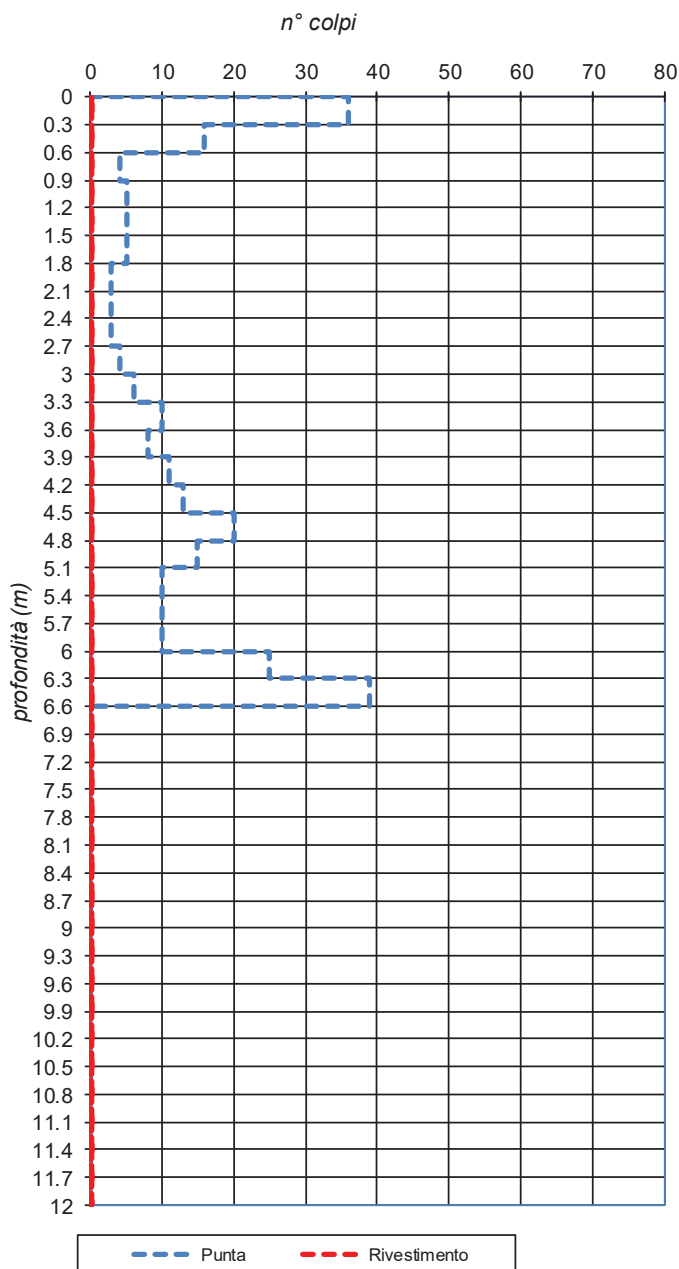
Luogo e data	Relatore
Bergamo, 22.01.24	Dott. Geol. Luigi Corna – Dott. Ing. Davide Pelizzoli – Dott. Geol. Rota Matteo

Società di ingegneria Corna Pelizzoli Rota S.r.l., Via Corridoni n° 27 - Bergamo
SETTORE GEOTECNICA - PROVA PENETROMETRICA D.P.S.H.

Committente: C.E.G. Immobiliare S.r.l. **Data:** 23/11/2023
Località: Via Baranzate - Via Prampolini **Certificato:** 1 **Comm.** 086/23

Profondità	n. colpi punta	n. colpi rivestimento
0.3	36	
0.6	16	
0.9	4	
1.2	5	
1.5	5	
1.8	5	
2.1	3	
2.4	3	
2.7	3	
3.0	4	
3.3	6	
3.6	10	
3.9	8	
4.2	11	
4.5	13	
4.8	20	
5.1	15	
5.4	10	
5.7	10	
6.0	10	
6.3	25	
6.6	39	
6.9		
7.2		
7.5		
7.8		
8.1		
8.4		
8.7		
9.0		
9.3		
9.6		
9.9		
10.2		
10.5		
10.8		
11.1		
11.4		
11.7		
12.0		

Grafico prova penetrometrica



Penetrometro Tipo Meardi - Maglio: 73 Kg, Corsa: 75 cm, Punta: 50,8 mm

NOTE: falda non registrata

QUOTA INIZIO PROVA: piano campagna

pag 1 di 1

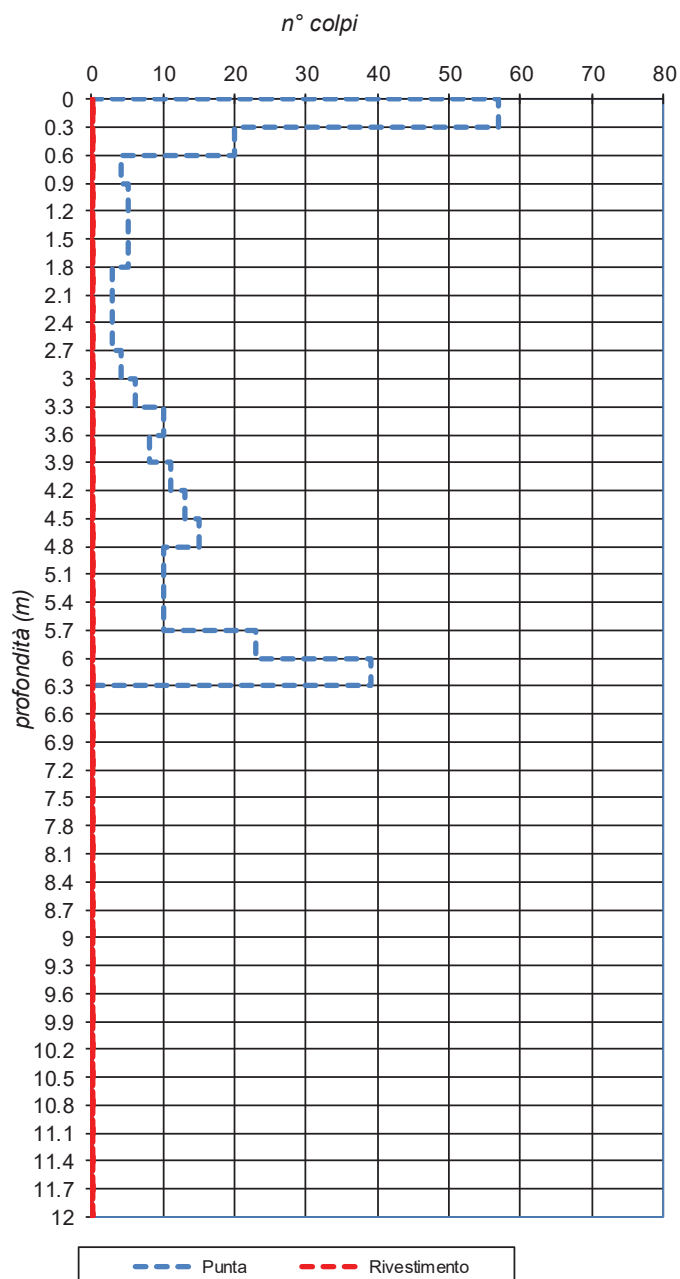
Il responsabile tecnico: Dott. Geol. Luigi Corna

Committente: C.E.G. Immobiliare S.r.l.
Località: Via Baranzate - Via Prampolini

Data: 23/11/2023
Certificato: 2 **Comm.** 086/23

Profondità	n. colpi punta	n. colpi rivestimento
0.3	57	
0.6	20	
0.9	4	
1.2	5	
1.5	5	
1.8	5	
2.1	3	
2.4	3	
2.7	3	
3.0	4	
3.3	6	
3.6	10	
3.9	8	
4.2	11	
4.5	13	
4.8	20	
5.1	15	
5.4	10	
5.7	10	
6.0	10	
6.3	23	
6.6	39	
6.9		
7.2		
7.5		
7.8		
8.1		
8.4		
8.7		
9.0		
9.3		
9.6		
9.9		
10.2		
10.5		
10.8		
11.1		
11.4		
11.7		
12.0		

Grafico prova penetrometrica



Penetrometro Tipo Meardi - Maglio: 73 Kg, Corsa: 75 cm, Punta: 50,8 mm

NOTE: falda non registrata

QUOTA INIZIO PROVA: piano campagna

pag 1 di 1

Il responsabile tecnico: Dott. Geol. Luigi Corna

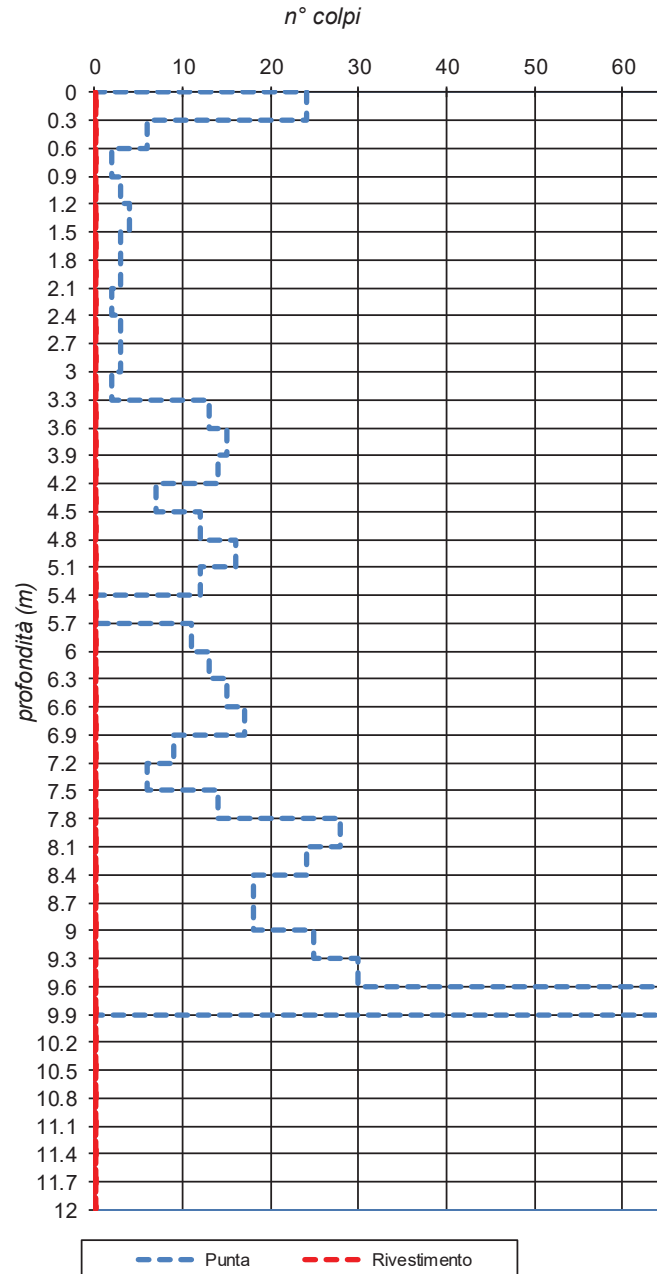
Società di ingegneria Corna Pelizzoli Rota S.r.l., Via Corridoni n° 27 - Bergamo
SETTORE GEOTECNICA - PROVA PENETROMETRICA D.P.S.H.

Committente: C.E.G. Immobiliare S.r.l.
Località: Via Baranzate - Via Prampolini

Data: 23/11/2023
Certificato: 3 **Comm.** 086/23

Profondità	n. colpi punta	n. colpi rivestimento
0.3	24	
0.6	6	
0.9	2	
1.2	3	
1.5	4	
1.8	3	
2.1	3	
2.4	2	
2.7	3	
3.0	3	
3.3	2	
3.6	5	
3.9	13	
4.2	15	
4.5	14	
4.8	7	
5.1	12	
5.4	16	
5.7	12	
6.0	11	
6.3	13	
6.6	15	
6.9	17	
7.2	9	
7.5	6	
7.8	14	
8.1	28	
8.4	24	
8.7	18	
9.0	18	
9.3	25	
9.6	30	
9.9	65	
10.2		
10.5		
10.8		
11.1		
11.4		
11.7		
12.0		

Grafico prova penetrometrica



Penetrometro Tipo Meardi - Maglio: 73 Kg, Corsa: 75 cm, Punta: 50,8 mm

NOTE: falda non registrata

QUOTA INIZIO PROVA: piano campagna

pag 1 di 1

Il responsabile tecnico: Dott. Geol. Luigi Corna

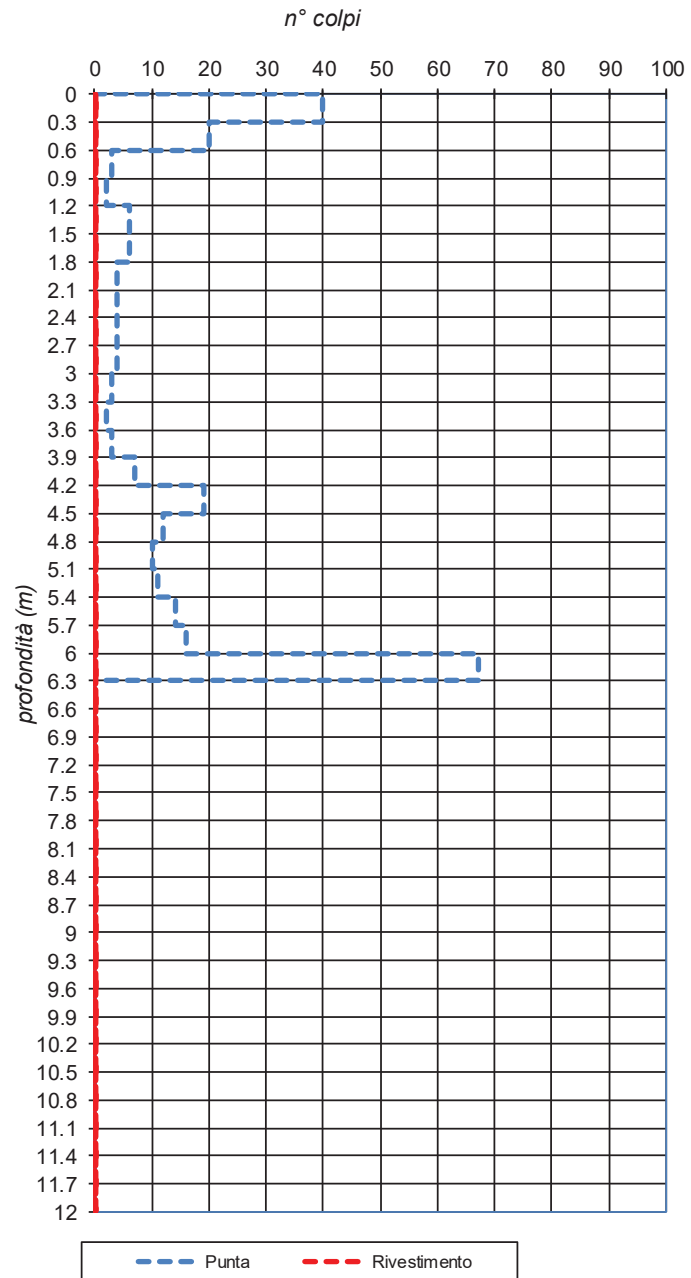
Società di ingegneria Corna Pelizzoli Rota S.r.l., Via Corridoni n° 27 - Bergamo
SETTORE GEOTECNICA - PROVA PENETROMETRICA D.P.S.H.

Committente: C.E.G. Immobiliare S.r.l.
Località: Via Baranzate - Via Prampolini

Data: 23/11/2023
Certificato: 4 **Comm.** 086/23

Profondità	n. colpi punta	n. colpi rivestimento
0.3	40	
0.6	20	
0.9	3	
1.2	2	
1.5	6	
1.8	6	
2.1	4	
2.4	4	
2.7	4	
3.0	4	
3.3	3	
3.6	2	
3.9	3	
4.2	7	
4.5	19	
4.8	12	
5.1	10	
5.4	11	
5.7	14	
6.0	16	
6.3	67	
6.6		
6.9		
7.2		
7.5		
7.8		
8.1		
8.4		
8.7		
9.0		
9.3		
9.6		
9.9		
10.2		
10.5		
10.8		
11.1		
11.4		
11.7		
12.0		

Grafico prova penetrometrica



Penetrometro Tipo Meardi - Maglio: 73 Kg, Corsa: 75 cm, Punta: 50,8 mm

NOTE: falda non registrata

QUOTA INIZIO PROVA: piano campagna

pag 1 di 1

Il responsabile tecnico: Dott. Geol. Luigi Corna

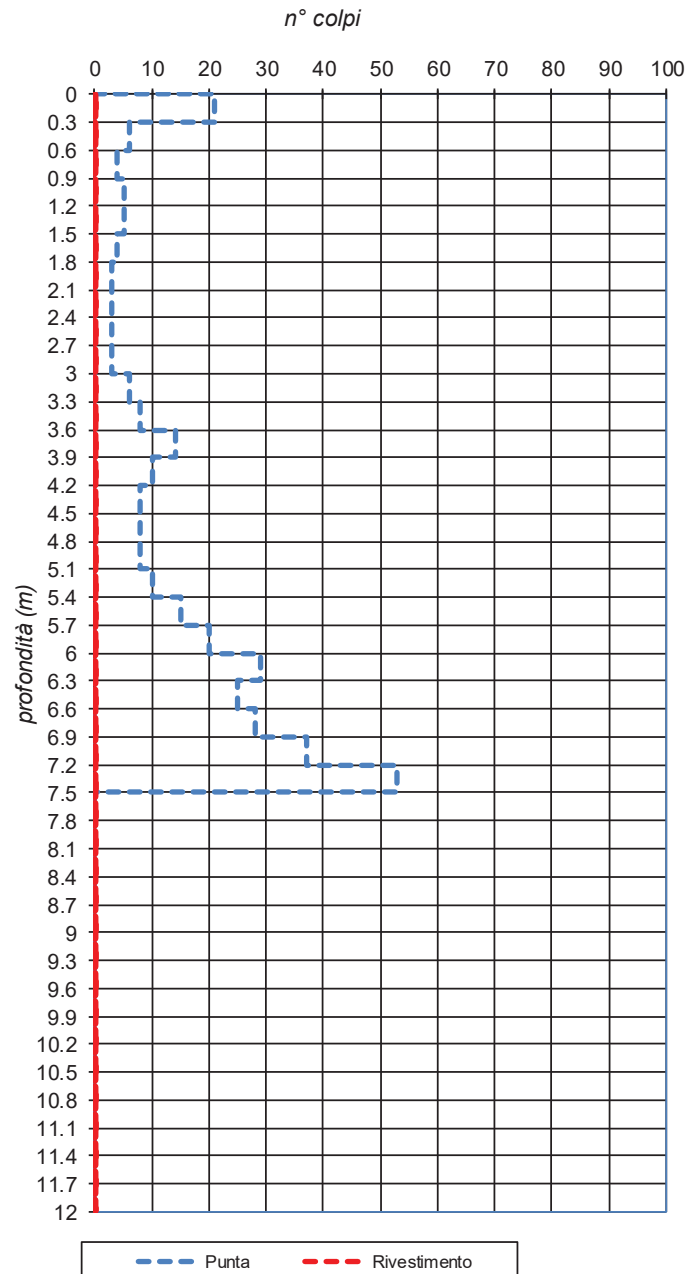
Società di ingegneria Corna Pelizzoli Rota S.r.l., Via Corridoni n° 27 - Bergamo
SETTORE GEOTECNICA - PROVA PENETROMETRICA D.P.S.H.

Committente: C.E.G. Immobiliare S.r.l.
Località: Via Baranzate - Via Prampolini

Data: 23/11/2023
Certificato: 5 **Comm.** 086/23

Profondità	n. colpi punta	n. colpi rivestimento
0.3	21	
0.6	6	
0.9	4	
1.2	5	
1.5	5	
1.8	4	
2.1	3	
2.4	3	
2.7	3	
3.0	3	
3.3	6	
3.6	8	
3.9	14	
4.2	10	
4.5	8	
4.8	8	
5.1	8	
5.4	10	
5.7	15	
6.0	20	
6.3	29	
6.6	25	
6.9	28	
7.2	37	
7.5	53	
7.8		
8.1		
8.4		
8.7		
9.0		
9.3		
9.6		
9.9		
10.2		
10.5		
10.8		
11.1		
11.4		
11.7		
12.0		

Grafico prova penetrometrica



Penetrometro Tipo Meardi - Maglio: 73 Kg, Corsa: 75 cm, Punta: 50,8 mm

NOTE: falda non registrata

QUOTA INIZIO PROVA: piano campagna

pag 1 di 1

Il responsabile tecnico: Dott. Geol. Luigi Corna

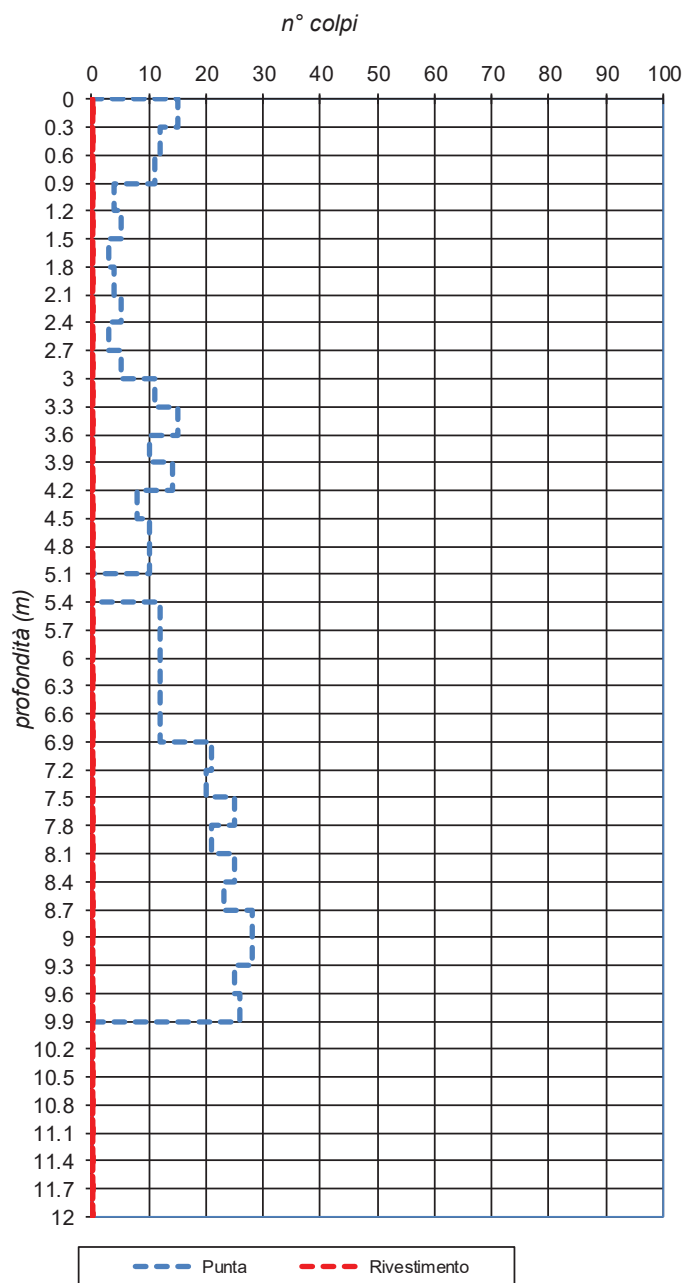
Società di ingegneria Corna Pelizzoli Rota S.r.l., Via Corridoni n° 27 - Bergamo
SETTORE GEOTECNICA - PROVA PENETROMETRICA D.P.S.H.

Committente: C.E.G. Immobiliare S.r.l.
Località: Via Baranzate - Via Prampolini

Data: 23/11/2023
Certificato: 6 **Comm.** 086/23

Profondità	n. colpi punta	n. colpi rivestimento
0.3	15	
0.6	12	
0.9	11	
1.2	4	
1.5	5	
1.8	3	
2.1	2	
2.4	4	
2.7	5	
3.0	3	
3.3	5	
3.6	11	
3.9	15	
4.2	10	
4.5	14	
4.8	8	
5.1	10	
5.4	10	
5.7	12	
6.0	12	
6.3	12	
6.6	12	
6.9	12	
7.2	21	
7.5	20	
7.8	25	
8.1	21	
8.4	25	
8.7	23	
9.0	28	
9.3	28	
9.6	25	
9.9	26	
10.2		
10.5		
10.8		
11.1		
11.4		
11.7		
12.0		

Grafico prova penetrometrica



Penetrometro Tipo Meardi - Maglio: 73 Kg, Corsa: 75 cm, Punta: 50,8 mm

NOTE: falda non registrata

QUOTA INIZIO PROVA: piano campagna

pag 1 di 1

Il responsabile tecnico: Dott. Geol. Luigi Corna

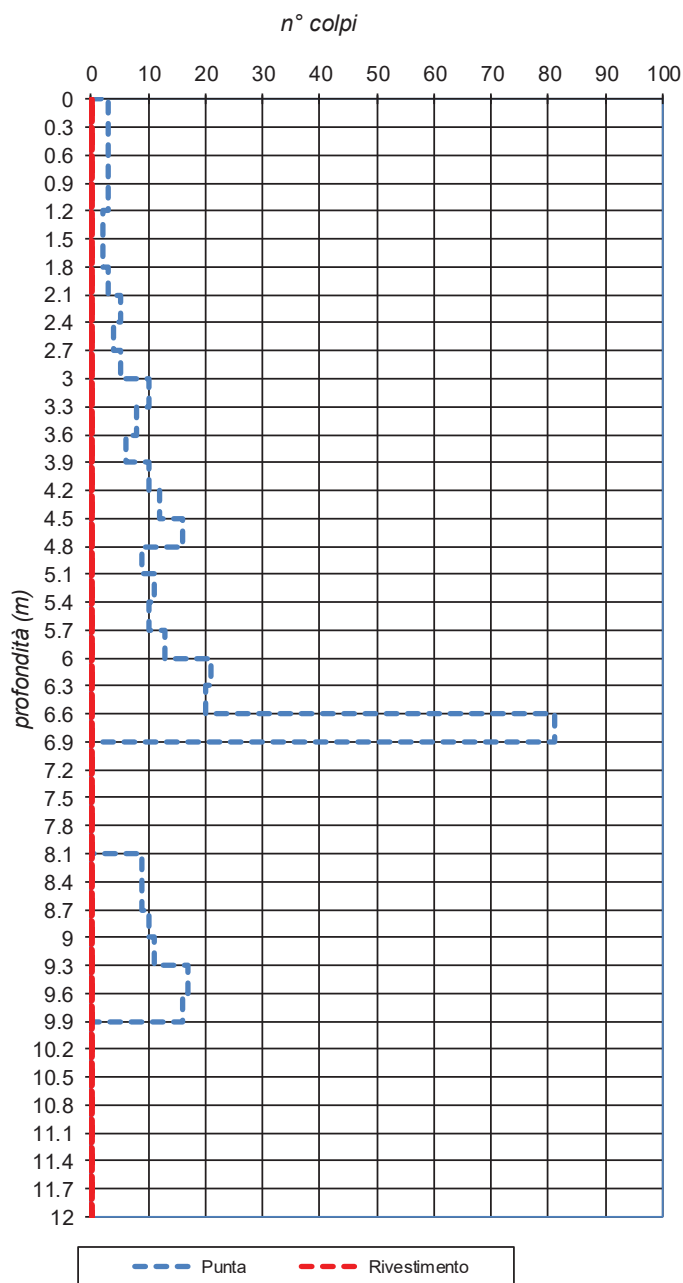
Società di ingegneria Corna Pelizzoli Rota S.r.l., Via Corridoni n° 27 - Bergamo
SETTORE GEOTECNICA - PROVA PENETROMETRICA D.P.S.H.

Committente: C.E.G. Immobiliare S.r.l.
Località: Via Baranzate - Via Prampolini

Data: 23/11/2023
Certificato: 7 **Comm.** 086/23

Profondità	n. colpi punta	n. colpi rivestimento
0.3	3	
0.6	3	
0.9	3	
1.2	3	
1.5	2	
1.8	2	
2.1	3	
2.4	5	
2.7	4	
3.0	5	
3.3	10	
3.6	8	
3.9	6	
4.2	10	
4.5	12	
4.8	16	
5.1	9	
5.4	11	
5.7	10	
6.0	13	
6.3	21	
6.6	20	
6.9	81	
7.2		
7.5		
7.8		
8.1		
8.4	9	
8.7	9	
9.0	10	
9.3	11	
9.6	17	
9.9	16	
10.2		
10.5		
10.8		
11.1		
11.4		
11.7		
12.0		

Grafico prova penetrometrica



Penetrometro Tipo Meardi - Maglio: 73 Kg, Corsa: 75 cm, Punta: 50,8 mm

NOTE: falda non registrata

QUOTA INIZIO PROVA: piano campagna

pag 1 di 1

Il responsabile tecnico: Dott. Geol. Luigi Corna

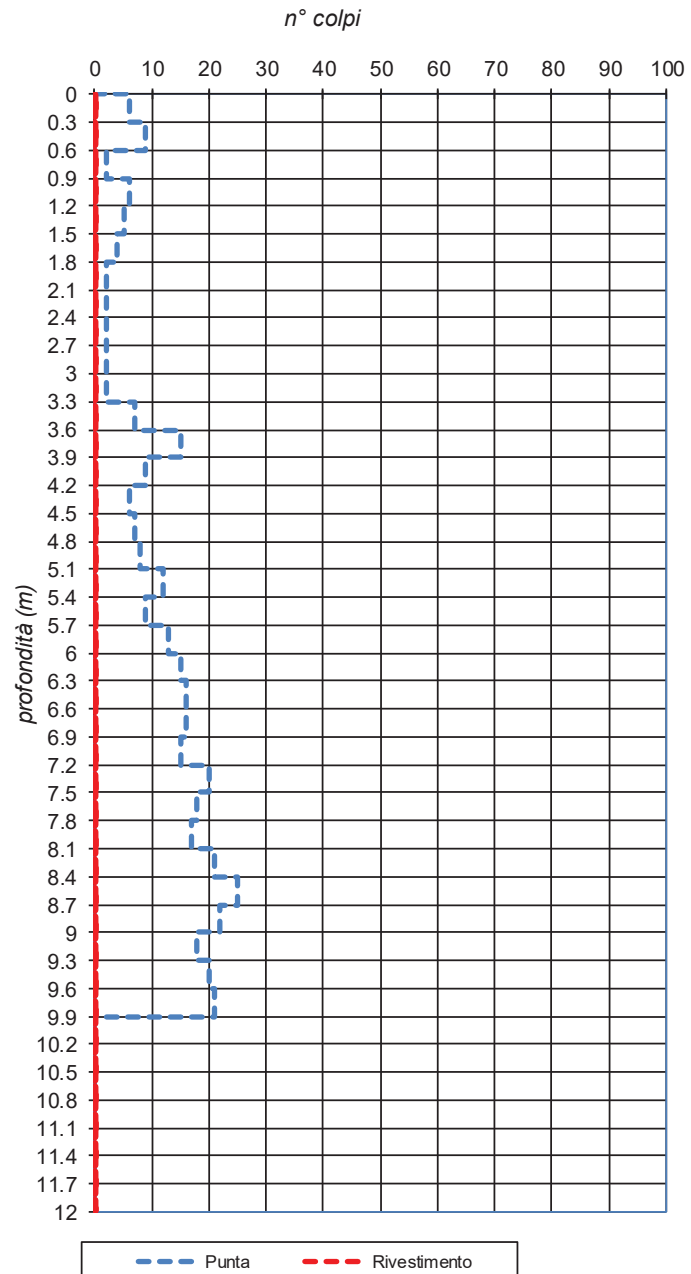
Società di ingegneria Corna Pelizzoli Rota S.r.l., Via Corridoni n° 27 - Bergamo
SETTORE GEOTECNICA - PROVA PENETROMETRICA D.P.S.H.

Committente: C.E.G. Immobiliare S.r.l.
Località: Via Baranzate - Via Prampolini

Data: 23/11/2023
Certificato: 8 **Comm.** 086/23

Profondità	n. colpi punta	n. colpi rivestimento
0.3	6	
0.6	9	
0.9	2	
1.2	6	
1.5	5	
1.8	4	
2.1	2	
2.4	2	
2.7	2	
3.0	2	
3.3	2	
3.6	7	
3.9	15	
4.2	9	
4.5	6	
4.8	7	
5.1	8	
5.4	12	
5.7	9	
6.0	13	
6.3	15	
6.6	16	
6.9	16	
7.2	15	
7.5	20	
7.8	18	
8.1	17	
8.4	21	
8.7	25	
9.0	22	
9.3	18	
9.6	20	
9.9	21	
10.2		
10.5		
10.8		
11.1		
11.4		
11.7		
12.0		

Grafico prova penetrometrica



Penetrometro Tipo Meardi - Maglio: 73 Kg, Corsa: 75 cm, Punta: 50,8 mm

NOTE: falda non registrata

QUOTA INIZIO PROVA: piano campagna

pag 1 di 1

Il responsabile tecnico: Dott. Geol. Luigi Corna

ALLEGATO B

Stratigrafie trincee esplorative

	STRUMENTAZIONE E METODOLOGIA TRINCEE ESPLORATIVE	DOC: PP74
		Rev. 01 del 04/11/2019
		Pagina 1 di 1

Denominazione prove	Trincee esplorative - Escavatore a benna rovescia - Larghezza benna 120 cm - Trasporto, cingolato
Procedura prova e normativa	Norme AGI 1977

Normativa / procedura di riferimento

Gli scavi sono state eseguiti con escavatore cingolato a benna rovescia
Le stratigrafie hanno seguito le indicazioni delle norme AGI 1977.

Descrizione delle prove e modalita' esecutive

A seconda della misura della benna installata e della dimensione dell'escavatore lo scavo avrà uno sviluppo più meno sviluppato in ogni caso le trincee dovranno avere larghezza minima di 0,8 m, lunghezza variabile e profondità prestabilita.

L'esecuzione di scavi o trincee d'ispezione costituisce uno strumento integrativo di indagine particolarmente utile per accertare l'esatta consistenza dei terreni, negli strati più superficiali, fino ad una profondità massima di 2- 3 metri.

Durante l'avanzamento degli scavi occorre prestare attenzione alla stabilità del fondo scavo, non è comunque previsto l'accesso all'interno della trincea da parte di personale, onde garantire la sicurezza degli operai o di tecnici.

Per questo tipo di sondaggio è sconsigliato eseguire scavi in aderenza a strutture murarie preesistenti/strade, tali operazioni di scavo potranno essere eseguite previa idonee puntellature e opere di contenimento.

Si dovrà operare in modo da garantire la buona stabilità delle pareti della trincea e si raccomanda di porre attenzione ai cigli di scarpata.

Al termine della presa visione delle caratteristiche dei terreni e della descrizione stratigrafica lo scavo dovrà essere opportunamente riempito con gli stessi terreni asportati.

Descrizione dell'attrezzatura

Escavatore cingolato di 2,8 t

Profondità massima di scavo di 2,8 m

Larghezza carro di 1,5 m

Risultati ed elaborazioni

La documentazione finale della prova è costituita dalla rappresentazione delle stratigrafie acquisite e delle fotografie dello scavo

Allegati

Si allegano i certificati delle stratigrafie relative alle n. 5 trincee esplorative

Luogo e data	Relatore
Bergamo, 22.01.2024	Dott. Geol. Luigi Corna – Dott. Ing. Davide Pelizzoli – Dott. Geol Rota Matteo

COMMITTENTE			C.E.G. Immobiliare s.r.l. via Gandhi, 2 - 20024 Rho (MI)	SONDAGGIO	T1 Zona lato W comparto "area deposito recintata"	
LOCALITA'			Via Giuseppe di Vittorio - via Prampolini e via Baranzate, Novate Milanese (MI)	TIPO SONDAGGIO	Trincea con escavatore	
	PROF	STRAT	DESCRIZIONE		CAMPIONI	FALDA
	20cm		Pavimentazione data da soletta in cls			assente
	40		Materiale rimaneggiato dato da limo debolmente sabbioso			
	50					
	60		Limo debolmente sabbioso. Colore marrone chiaro/nocciola.		T1 C1 (0,5 – 1,0) m	
	80					
	100					
	120		Ghiaia con sabbia mista a ciottoli, con presenza di ciottoli di dimensioni variabili (da cm a dm). Colore marrone chiaro.			
	140					
	160					
	180					
	200					
	220					
	230					
Relatore della stratigrafia: Geol. Luigi Corna - 30.11.2023						



COMMITTENTE			C.E.G. Immobiliare s.r.l. via Gandhi, 2 - 20024 Rho (MI)	SONDAGGIO	T2 Zona lato S comparto “area deposito recintata”	
LOCALITA’			Via Giuseppe di Vittorio - via Prampolini e via Baranzate, Novate Milanese (MI)	TIPO SONDAGGIO	Trincea con escavatore	
	PROF	STRAT	DESCRIZIONE		CAMPIONI	FALDA
	20cm		Piano campagna in terra battuta			assente
	40		Materiale rimaneggiato dato da limo debolmente sabbioso			
	60		Limo debolmente sabbioso. Colore marrone chiaro/nocciola.		T2 C1 (0,5 – 1,0) m	
	80					
	100					
	120		Ghiaia con sabbia mista a ciottoli, con presenza di ciottoli di dimensioni variabili (da cm a dm). Colore marrone chiaro.			
	140					
	160					
	180					
	200					
	220					
	230					
Relatore della stratigrafia: Geol. Luigi Corna - 30.11.2023						



COMMITTENTE			C.E.G. Immobiliare s.r.l. via Gandhi, 2 - 20024 Rho (MI)	SONDAGGIO	T3 Zona lato NE comparto “area deposito recintata”, in prossimità del cancello	
LOCALITA’			Via Giuseppe di Vittorio - via Prampolini e via Baranzate, Novate Milanese (MI)	TIPO SONDAGGIO	Trincea con escavatore	
	PROF	STRAT	DESCRIZIONE		CAMPIONI	FALDA
	20cm		Pavimentazione data da soletta in cls			assente
	40		Materiale rimaneggiato dato da limo debolmente sabbioso			
	60		Limo debolmente sabbioso. Colore marrone chiaro/nocciola.		T3 C1 (0,5 – 1,0) m	
	80					
	100					
	120		Ghiaia con sabbia mista a ciottoli, con presenza di ciottoli di dimensioni variabili (da cm a dm). Colore marrone chiaro.			
	140					
	160					
	180					
	200					
	220					
	230					
Relatore della stratigrafia: Geol. Luigi Corna - 30.11.2023						



COMMITTENTE			C.E.G. Immobiliare s.r.l. via Gandhi, 2 - 20024 Rho (MI)	SONDAGGIO	T4 Zona lato S comparto “prato”	
LOCALITA'			Via Giuseppe di Vittorio - via Prampolini e via Baranzate, Novate Milanese (MI)	TIPO SONDAGGIO	Trincea con escavatore	
	PROF	STRAT	DESCRIZIONE		CAMPIONI	FALDA
	20cm		Limo debolmente sabbioso. Colore marrone chiaro/nocciola.		T4 C1 (0,5 – 1,0) m	assente
	40					
	60					
	80					
	100					
	120		Ghiaia con sabbia mista a ciottoli, con presenza di ciottoli di dimensioni variabili (da cm a dm). Clasti con petrografia granitica, quarzo alterato Colore marrone chiaro.			
	140					
	160					
	180					
	200					
	220					
	230					
	240					
	250					

Relatore della stratigrafia: Geol. Luigi Corna - 30.11.2023



COMMITTENTE			C.E.G. Immobiliare s.r.l. via Gandhi, 2 - 20024 Rho (MI)	SONDAGGIO	T5 Zona lato NW comparto “prato”	
LOCALITA’			Via Giuseppe di Vittorio - via Prampolini e via Baranzate, Novate Milanese (MI)	TIPO SONDAGGIO	Trincea con escavatore	
	PROF	STRAT	DESCRIZIONE		CAMPIONI	FALDA
	20cm		Limo debolmente sabbioso. Colore marrone chiaro/nocciola.		T5 C1 0,5 – 1,0) m	assente
	40					
	60					
	80					
	100					
	120		Ghiaia con sabbia mista a ciottoli, con presenza di ciottoli di dimensioni variabili (da cm a dm). Colore marrone chiaro.			
	140					
	160					
	180					
	200					
	220					
	230					
Relatore della stratigrafia: Geol. Luigi Corna - 30.11.2023						



ALLEGATO C

**Certificati della prove di permeabilità a carico variabile
eseguite in trincea**

	STRUMENTAZIONE E METODOLOGIA PROVA DI PERMEABILITA' A CARICO VARIABILE IN POZZETTO/TRINCEA	DOC: PPCVPT
		Rev. 01 del 17/05/2019
		Pagina 1 di 1
Studio TECNO.GEO. Via Corridoni n. 27 – 24124 Bergamo. Tel. 035 4175299		

Denominazione prove	Prove di permeabilità a carico variabile in pozzetto/trincea. Scavo realizzato a mano o con escavatore eventualmente rivestito con opere di contenimento filtranti al perimetro ed al fondo (tipo pozzo perdente).
Procedura prova e normativa	Test di percolazione secondo le indicazioni fornite dalla AGI 1977

Riferimenti bibliografici

Modalità di prova “standard” del test di percolazione secondo le indicazioni fornite dalla AGI 1977.

Descrizione della prova

La prova prevede la realizzazione di uno scavo a pozzetto, di forma quadrata nel terreno da testare.

La fase sperimentale si svolge mediante lo scarico di acqua nel pozzetto fino a saturazione dello spazio campione del sottosuolo da testare; in seguito si misurano tempi e abbassamenti del livello idrico.

Caratteristiche dell'attrezzatura

Asta graduata per la rilevazione degli abbassamenti idrici, con scala graduata di precisione millimetrica. Oppure, sondino con cavo avvolgibile metrato di precisione centimetrica, per rilevazione d'acqua, a segnalazione acustica.
Cronometro con precisione 1”.

Modalità esecutive

La preparazione della prova prevede l'esecuzione di uno scavo nel terreno da testare, a pozzetto o trincea a seconda delle dimensioni.

Lo scavo ha in genere forma circolare o quadrata.

L'inizio della prova si prevede la saturazione del terreno mediante continua immissione di acqua limpida, a temperatura ambiente, nello scavo, fino a quando si è raggiunta una filtrazione costante nel tempo.

Successivamente si immette acqua fino ad un livello di inizio prova e si misura l'abbassamento del livello idrico nell'arco di un tempo predefinito.

Risultati

La documentazione finale della prova è costituita dalla rappresentazione degli abbassamenti del livello idrico e relativi intervalli tempo. I dati permettono la determinazione del coefficiente di permeabilità K medio tra K orizzontale, K verticale.

Si allegano fogli di calcolo relativo alle 2 prove di permeabilità.

Luogo e data	Relatore
Bergamo, 22.01.24	Dott. Geol. Luigi Corna – Dott. Ing. Davide Pelizzoli – Dott. Geol. Rota Matteo

	ELABORAZIONE DEI RISULTATI PROVA DI PERMEABILITA' A CARICO VARIABILE IN POZZETTO TRINCEA	DOC: PPCVPT
		Rev. 01 del 17/05/2019
		Pagina 1 di 1

Studio TECNO.GEO.
Via Corridoni n. 27 - 24124 Bergamo, Tel. 035 4175299 Fax. 035 3694472

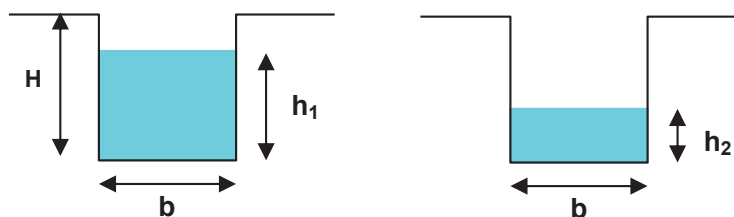
Committente: **C.E.G. Immobiliare s.r.l.**

Località V. Vittorio Prampolini, Novate Milanese(MI)

Data: 05/05/2020

Certificato: Comm. 024/20

trincea



$$k = \frac{h_1 - h_2}{t_2 - t_1} \cdot \frac{1 + \left(\frac{2 \cdot h_m}{b}\right)}{\left(\frac{27 \cdot h_m}{b}\right) + 3}$$

$h_2 - h_1$ = variazione del livello dell'acqua nell'intervallo di tempo $t_2 - t_1$

$t_2 - t_1$ = intervallo di tempo della misura (sec)

b = lato del pozzetto di forma quadrata

h_m = altezza media dell'acqua nel pozzetto

k = permeabilità (m/s)

T1
H = 2,5 m

h_1 =(cm) 50

h_2 =(cm) 36

$t_2 - t_1$ =(sec) 280

b =(cm) 100

K=(m/s) 6.37E-05

	ELABORAZIONE DEI RISULTATI PROVA DI PERMEABILITA' A CARICO VARIABILE IN POZZETTO TRINCEA	DOC: PPCVPT
		Rev. 01 del 17/05/2019
		Pagina 1 di 1

Studio TECNO.GEO.
Via Corridoni n. 27 – 24124 Bergamo, Tel. 035 4175299 Fax. 035 3694472

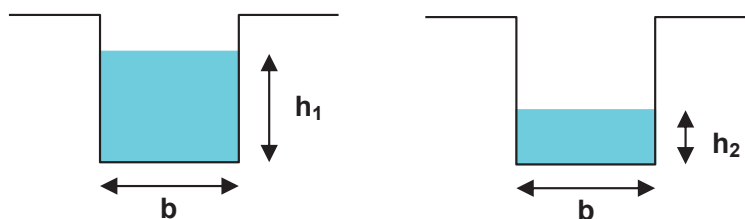
Committente: **C.E.G. Immobiliare s.r.l.**

Località: Via Di Vittorio - Via Prampolini - Via Baranzate, Novate Milanese(MI)

Data: 30/11/2023

Certificato: Comm. 086/23

trincea



$$k = \frac{h_1 - h_2}{t_2 - t_1} \cdot \frac{1 + \left(\frac{2 \cdot h_m}{b}\right)}{\left(\frac{27 \cdot h_m}{b}\right) + 3}$$

$h_2 - h_1$ = variazione del livello dell'acqua nell'intervallo di tempo $t_2 - t_1$

$t_2 - t_1$ = intervallo di tempo della misura (sec)

b = lato del pozzetto di forma quadrata

h_m = altezza media dell'acqua nel pozzetto

k = permeabilità (m/s)

T3

H = 2.3 m

h_1 =(cm) 96

h_2 =(cm) 37

$t_2 - t_1$ =(sec) 510

b =(cm) 110

K=(m/s) 1.32E-04

Il responsabile Tecnico: Dott. Geol. Luigi Corna

ALLEGATO E

Certificato dell'indagine geofisica con sismica a rifrazione

Interpretazione con il metodo tomografico

Denominazione prove

Indagine geofisica con tecnica tomografia sismica

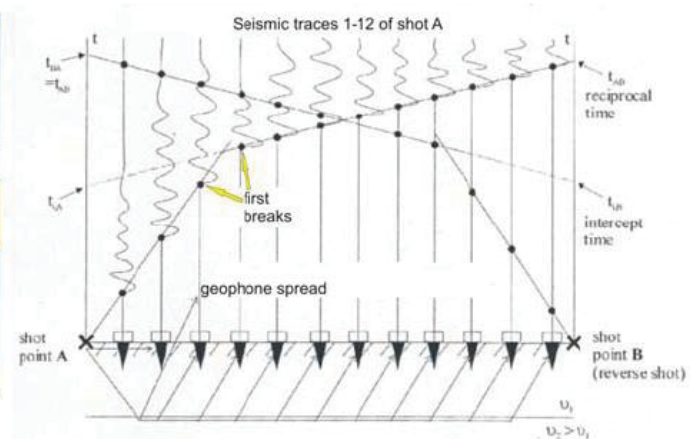
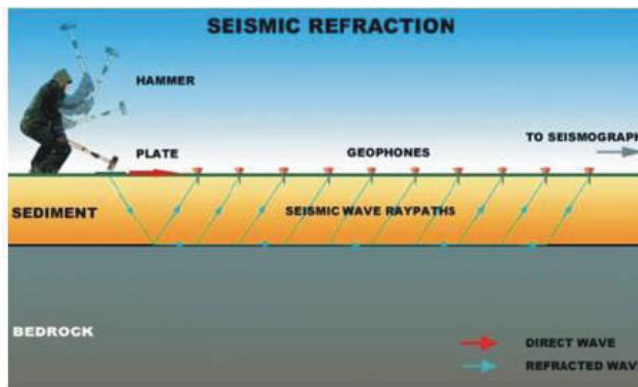
Procedura interpretazione

Elaborata mediante individuazione dei primi arrivi delle onde generate da energizzazioni con massa battente e interpretazione mediante la tecnica dei raggi sismici con ricostruzione della velocità sismica

Descrizione della prova

I metodi convenzionali di sismica a rifrazione mirano a determinare la distribuzione nello spazio delle velocità delle onde sismiche nel sottosuolo (onde "p" – onde "s"). Queste velocità possono essere correlate a parametri geologici e petrofisici quali tipo di roccia, porosità, erosione superficiale, saturazione d'acqua ed elasticità.

In linea generale una campagna sismica a rifrazione prevede l'energizzazione del terreno mediante l'onda d'urto prodotta dall'impatto sul terreno di una mazza di battuta o carica esplosiva; il compito del sismografo è quello di misurare il tempo impiegato dalla "perturbazione sismica" indotta nel terreno a percorrere la distanza tra sorgente e geofoni, opportunamente spaziali lungo un profilo.



La velocità di propagazione dell'onda sismica dipende dalle caratteristiche elastiche del sottosuolo e dalla sua conformazione; la relazione tra velocità e distanza sorgente-geofono (dromocrona) permette, attraverso opportuni calcoli matematici, di risalire agli spessori degli strati che caratterizzano il sottosuolo investigato. L'analisi permette di individuare i principali rifrattori caratterizzati da significativi contrasti di impedenze di velocità.

Modalità esecutive

Le operazioni di campagna comporta l'energizzazione lungo l'allineamento dello stendimento del terreno in più punti speculari tra loro. La prima fase prevede alcuni shots di prova con lo scopo di tarare i parametri di acquisizione dello strumento.

Una volta effettuata la taratura si registrano, in modo sequenziale, tre o più basi sismiche opportunamente ubicate secondo quanto stabilito; ciascuna base prevede una stesa del cavo sismico per la lunghezza stabilita e le si registrano su 12 geofoni. La spaziatura dei punti di ricezione delle onde sismiche (geofoni) dipende dalla lunghezza dello stendimento; inoltre ciascuna base di norma prevede 5 -7 punti di energizzazione (shots) così distribuiti: due alle estremità e tre posizionati all'interno di ciascun profilo sismico.

Occorre tener presente che la lunghezza dello stendimento definisce la profondità di indagine raggiungibile, mentre l'interdistanza tra i geofoni definisce il dettaglio della restituzione interpretativa.

Questi due parametri devono quindi essere calibrati in modo da consentire di raggiungere il massimo dettaglio possibile per la profondità di indagine richiesta.

L'energizzazione del terreno (sorgente di energia) è ottenuta impiegando una apposita mazza del peso di 9 Kg, che viene fatta collidere col suolo generando così onde elastiche. Si prevedono più ripetizioni dell'energizzazione per garantire l'apprezzabilità dei segnali raccolti dal sistema di acquisizione dati. Si consideri che una massa del peso di 9 Kg, circa (in quantità pari a n. 1 battuta) corrisponde a circa 100 J di energia.

Infine, il rilievo altimetrico dei punti - geofono e dei punti di energizzazione è ricostruito in loco in maniera puntuale e restituito cartograficamente in scala adeguata. La topografia irregolare è una condizione sufficientemente comune nella pratica di rifrazione ed influisce avversamente sulla definizione del rifrattore (funzioni tempo-profondità); ne consegue l'importanza di definire con maggior dettaglio possibile il dislivello lungo il profilo sismico impostato.

Descrizione attrezzatura utilizzata

La metodologia usata per l'acquisizione dei dati a rifrazione consiste in stendimenti sismici con l'impiego di 24 geofoni a frequenza naturale di 4,5 Hz a componente verticale, collegati, tramite un cavo multipolare, al sismografo; tali geofoni sono apparecchi che segnalano i movimenti del terreno, trasformando l'energia sismica in energia elettrica.

Si utilizza inoltre un geofono (geofono del time break o hammer switch) posizionato in fregio all'apparato energizzatore, che costituisce il dispositivo di trigger per l'inizio della registrazione. Il sismografo utilizzato per l'acquisizione dei dati in

campagna è il modello 16SG24 prodotto dalla ditta Italiana PASI, Tale strumentazione è dotata di sommatoria del segnale con possibilità di filtratura diversa in funzione dei disturbi da eliminare.

Software di interpretazione dei dati sismici

Come software di interpretazione è stato utilizzato Zond2D ver. 4.1 della Zond geophysical di San Pietroburgo.

La prima fase consiste nel processo di inserimento del profilo topografico, la geometria dello stendimento e delle energizzazioni e l'individuazione dei primi arrivi. La seconda fase consiste nel calcolo delle dromocrone, utilizzando un procedimento di ricerca di minimo sviluppato in forma analitica che garantisce il riconoscimento delle dromocrone che in assoluto presentano il miglior coefficiente di correlazione con i tempi di primo arrivo precedentemente determinati.

La prima procedura di elaborazione tomografica consiste nella ricerca della geometria di percorso dei raggi sismici da ogni punto di energizzazione a ciascun geofono.

Questa operazione viene eseguita utilizzando una prima modellazione in velocità del sottosuolo; il programma sulla base di una prima modellazione in velocità del sottosuolo traccia i vari raggi sismici che coprono tutta l'area investigata al di sotto del piano topografico sul quale è stato steso l'allineamento sismico di pertinenza.

Il passo successivo prevede l'applicazione di procedure che forniscono valori di velocità sismica per partizioni unitarie. Mediante un processo iterativo dalla prima modellazione del sottosuolo si fanno convergere i dati modellati con quelli reali e corrispondenti ai tempi ottenuti dalle dromocrone originali; il processo termina quando gli scarti quadratici e le varianze dei tempi calcolati sono minimi rispetto a quelli definiti in input.

Le successive elaborazioni risultano sempre più affinate basandosi sull'osservazione del *fit* tra le dromocrone sintetiche e quelle calcolate e terminano, a discrezione dell'interprete, quando sono il più possibile coincidenti e con scarto minimo $\leq 0.5\%$. Per addivenire a tale risultato sono utilizzati due metodi in modo da discriminare ulteriormente le risultanze: *Smooth Inversion* e *Delta t-V*. Il secondo metodo è sconsigliato in presenza di topografie esasperate o in presenza di strutture inclinate.

Risultati dell'elaborazione

La documentazione finale dell'indagine è costituita dalla sezione verticale interpretativa con individuazione di campiture di colore corrispondenti a specifici valori di velocità delle onde di compressione espresse in km/s.

Sulle sezioni sopra del profilo topografico è riportata la numerazione dei geofoni per migliori riferimenti planimetrici e la posizione delle energizzazioni.

Vantaggi dell'interpretazione tomografica

L'analisi tomografica, dove il sottosuolo investigato dalla linea sismica viene diviso in minime celle analitiche, permette un'elaborazione più dettagliata rispetto all'analisi standard per rifrattori (es. metodo GRM) consentendo di distinguere, con rappresentazioni a linee di isovelocità, intorni minimi con caratteristiche differenziate per variazioni di consistenza, grado di alterazione, granulometria e addensamento. La prospezione sismica con tecnica tomografica, grazie al suo dettaglio, può "esaltare" effetti di anisotropia laterale anche all'interno di un livello litostratigrafico indicati da significative variazioni dei valori di velocità di propagazione delle onde elastiche che evidenziano strati alterati non sempre individuabili direttamente. L'elaborazione tomografica è in grado quindi di differenziare maggiormente le variazioni nel grado di consistenza dell'ammasso roccioso rispetto anche alle altre tecniche sismiche; inoltre con questa tecnica si sopperisce alla mancanza di rifrattori significativi e alla presenza di materiale non sufficientemente differenziato nei termini fisici dei parametri elastici, per cui le tecniche tradizionali di sismica a rifrazione non riescono a discriminare il grado di consistenza, alterazione o disomogeneità dell'ammasso. Infine la tecnica permette di raggiungere maggiori profondità d'investigazione sopperendo alla comune mancanza di rifrattori significativi procedendo in profondità.

Allegati

Si allegano:

- Sismogrammi di acquisizione con individuazione dei primi arrivi;
- grafico delle dromocrone;
- sezione con individuazione dei sismostrati e relativa velocità delle onde primarie (V_p in m/s).

Luogo e data
Bergamo, 22/01/2024

Relatore
Dott. Geol. Luigi Corna – Dott. Ing. Davide Pelizzoli – Dott. Geol. Rota Matteo

SEZIONE I – I'



DATI DELL'ACQUISIZIONE

Acquisitore= Acquisitore digitale multi – canale nel caso specifico un sismografo PASI 16SG24 a 24 canali

Numero geofoni= 12

Frequenza geofoni= 4,5 Hz

Distanza intergeofonica= 4 m

Lunghezza stendimento= 44 m

Durata acquisizioni= 512 ms

Tempo campionamento= 125 μ s

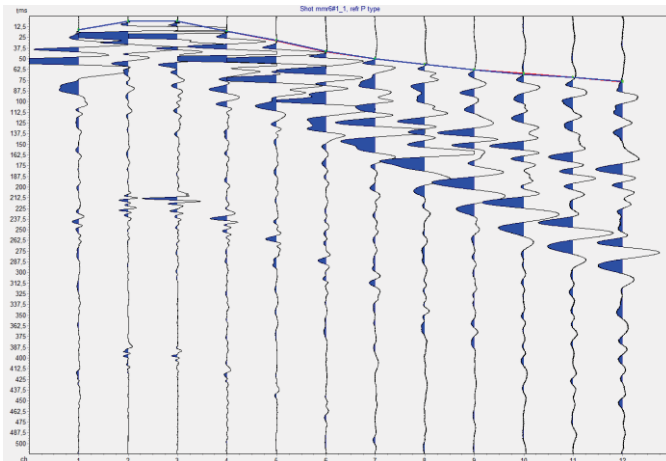
Filtri= nn

Numero energizzazioni = 7

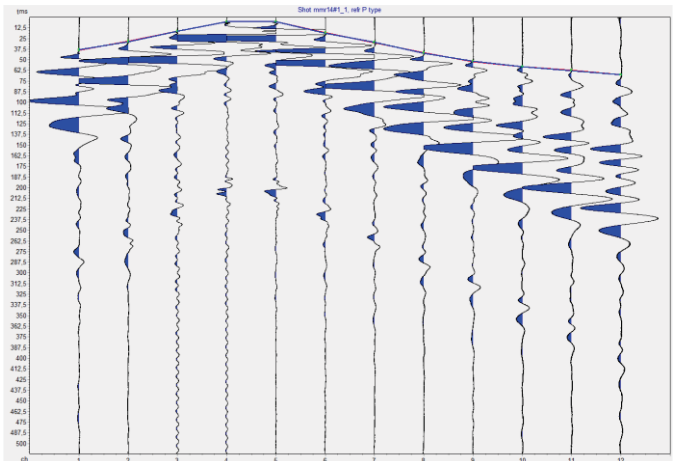
Energizzatore= mazza da 9 kg

Rilievo profilo del terreno= bindelle manuali da 50 m

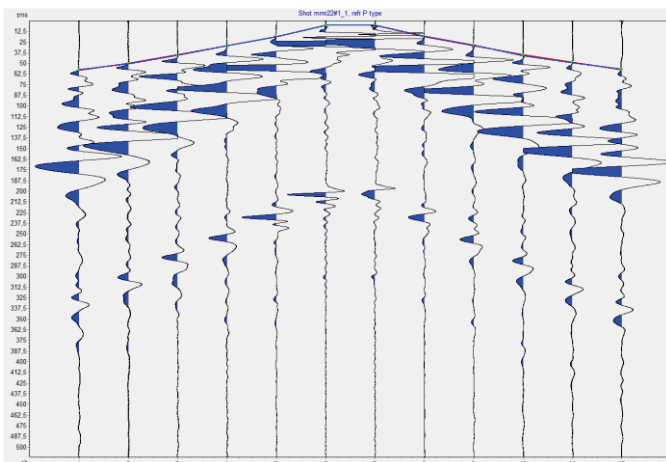
SISMOGRAMMI DI ACQUISIZIONE CON INDIVIDUAZIONE DEI PRIMI ARRIVI



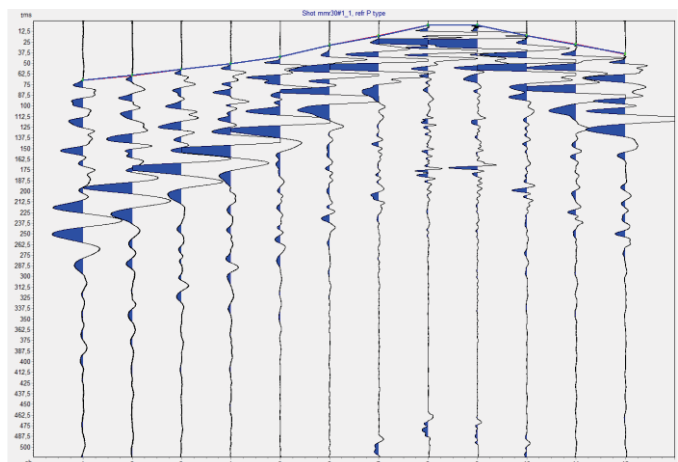
Energizzazione distanza 6 m



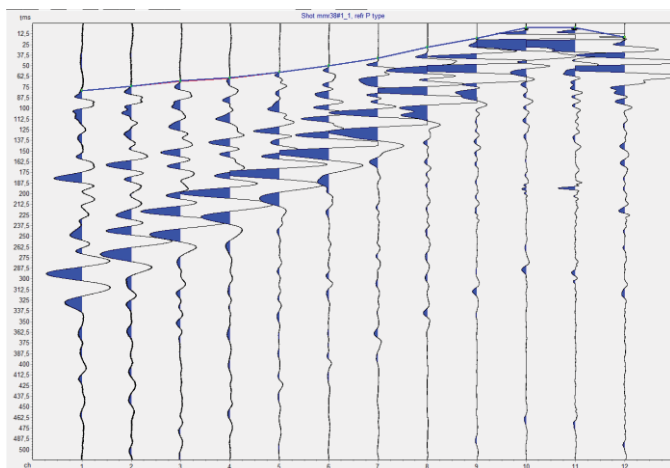
Energizzazione distanza 24.5 m



Energizzazione distanza 22 m



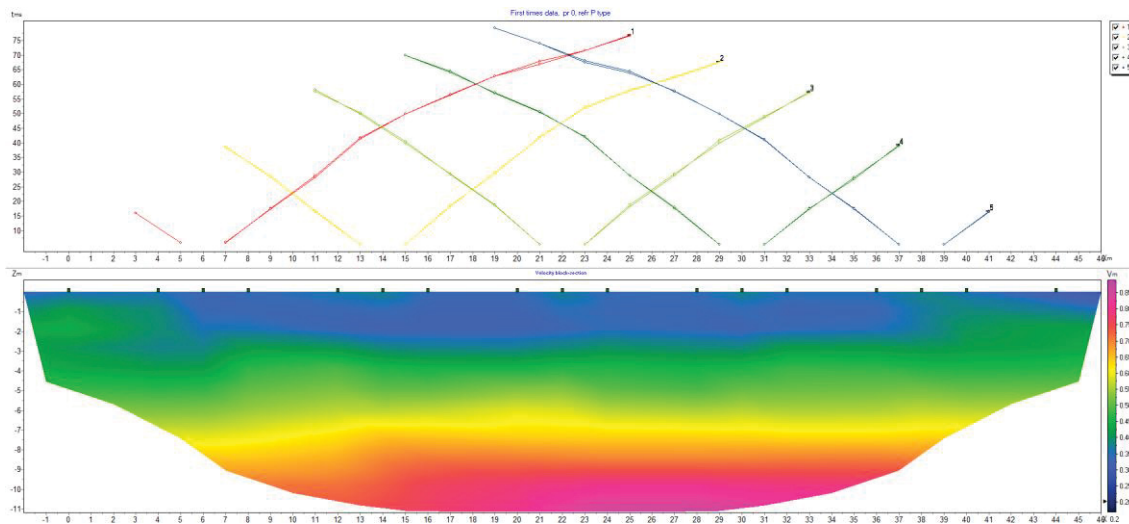
Energizzazione distanza 18.5 m



Energizzazione distanza 38 m

Energizzazione distanza 22,5 m

GRAFICO DROMOCRONE E SEZIONE TOMOGRAFICA



ALLEGATO F

Certificato dell'indagine geofisica mediante la tecnica MASW

	STRUMENTAZIONE E METODOLOGIA SISMICA - MASW	DOC: GSMW
		Rev. 01 del 08/03/2019
		Pagina 30 di 6

Denominazione prove

Indagine geofisica con tecnica MASW

Procedura interpretazione

elaborata mediante l'individuazione manuale di curve di dispersione nel dominio della frequenza o della lunghezza d'onda

INDAGINE GEOFISICA CON TECNICA SISMICA MASW

Descrizione della prova

Nelle prospezioni sismiche per le quali si utilizzano le onde di tipo P, la maggior parte dell'energia sismica totale generata si propaga come onde superficiali di tipo Rayleigh.

Ipotizzando una variazione di velocità dei terreni in senso verticale, ciascuna componente in frequenza di queste onde è caratterizzata da una diversa velocità di propagazione (chiamata velocità di fase) e quindi da una diversa lunghezza d'onda.

Questa proprietà si chiama dispersione. Sebbene le onde superficiali siano considerate rumore per le indagini sismiche che utilizzano le onde di volume (riflessione e rifrazione), la loro proprietà dispersiva può essere utilizzata per studiare le proprietà elastiche dei terreni superficiali.

La costruzione di un profilo verticale di velocità delle onde di taglio (V_s), ottenuto dall'analisi delle onde piane della modalità fondamentale delle onde di Rayleigh è una delle pratiche più comuni per utilizzare le proprietà dispersive delle onde superficiali.

Per ottenere un profilo verticale di velocità V_s bisogna produrre un treno d'onde superficiali a banda larga e registrarlo minimizzando il rumore. Una molteplicità di tecniche diverse sono state utilizzate nel tempo per ricavare la curva di dispersione, ciascuna con i suoi vantaggi e svantaggi.

La configurazione base di campo e la routine di acquisizione per la procedura MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) sono generalmente le stesse utilizzate in una convenzionale indagine a rifrazione. MASW può essere efficace anche con solo dodici canali di registrazione collegati a geofoni verticali a bassa frequenza (4.5 Hz).

Le componenti a bassa frequenza (lunghezze d'onda maggiori), sono caratterizzate da forte energia e grande capacità di penetrazione, mentre le componenti ad alta frequenza (lunghezze d'onda corte), hanno meno energia e una penetrazione superficiale. Grazie a queste proprietà, una metodologia che utilizzi le onde superficiali può fornire informazioni sulle variazioni delle proprietà elastiche dei materiali prossimi alla superficie al variare della profondità. La velocità delle onde S (V_s) è il fattore dominante che governa le caratteristiche della dispersione.

La procedura MASW può sintetizzarsi in tre stadi distinti:

- acquisizione dei dati sperimentali;
- estrazione della curva di dispersione;
- inversione della curva di dispersione per ottenere il profilo verticale delle V_s (profilo 1-D), che descrive la variazione di V_s con la profondità. In questi metodi frequenza – numero d'onda (denominati anche metodi f-k), l'analisi dei segnali viene condotta trasformando le tracce sismiche acquisite nel dominio spazio – tempo (x, t) nel dominio frequenza – numero d'onda ($\omega - k$), mediante l'applicazione della trasformata bidimensionale di Fourier.

La prova SASW eseguite in modalità multi-stazione viene indicata con l'acronimo MASW (Multistation Analysis of Surface Waves) e serve per determinare il profilo di velocità delle onde di taglio V_s , dunque:

- 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 rigidità del terreno
- i cedimenti e gli spostamenti delle opere interagenti con il terreno: edifici, ponti, rilevati arginali, opere di sostegno, etc..

I principali vantaggi si sintetizzano in:

- forniscono il profilo di velocità delle onde di taglio V_s oltre 30 m di profondità
- 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
- non sono invasive, non occorre eseguire perforazioni
- non implicano nessun danneggiamento allo stato dei luoghi e delle cose
- rapidità e facilità di esecuzione e di elaborazione dati
- ingombro limitato delle attrezzature per l'esecuzione delle prove
- mobilità, trasporto agevole della strumentazione necessaria per eseguire le prove.

Modalità esecutive

Le operazioni di campagna sono identiche a quelle che si effettuano in rilievi di sismica a rifrazione tipo standard.

Si energizza il terreno mantenendo un guadagno costante su tutti i canali e si registra direttamente il segnale ad ogni geofono.

Occorre tener presente che la lunghezza dello stendimento definisce la profondità di indagine raggiungibile, mentre l'interdistanza tra i geofoni definisce il dettaglio della restituzione interpretativa.

Questi due parametri devono quindi essere calibrati in modo da consentire di raggiungere il massimo dettaglio possibile per la profondità di indagine richiesta e i livelli di start di terreno previsti.

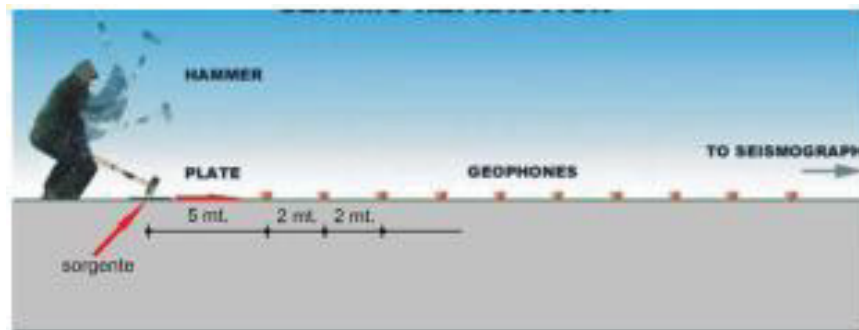
L'energizzazione del terreno (sorgente di energia) è ottenuta impiegando una apposita mazza del peso di 9 Kg, che viene fatta collidere col suolo generando così onde elastiche. Si prevedono più ripetizioni dell'energizzazione per garantire l'apprezzabilità dei segnali raccolti dal sistema di acquisizione dati. Si consideri che una massa del peso di 9 Kg. circa (in quantità pari a n. 1 battuta) corrisponde a circa 100 J di energia.

Infine, il rilievo altimetrico dei punti - geofono e dei punti di energizzazione è ricostruito in loco in maniera puntuale e restituito cartograficamente in scala adeguata. La topografia irregolare è una condizione sufficientemente comune nella pratica di rifrazione ed influisce avversamente sulla definizione del rifrattore (funzioni tempo-profondità); ne consegue l'importanza di definire con maggior dettaglio possibile il dislivello lungo il profilo sismico impostato.

Caratteristiche attrezzatura utilizzata

Le prove sono state eseguite per mezzo della strumentazione di seguito elencata:

- Acquisitore digitale multi – canale nel caso specifico un sismografo PASI 16SG24 a 24 canali;
- Ricevitori (geofoni da 4.5 Hz) capaci di misurare il campo di moto nella direzione verticale;
- Sorgente sismica impulsiva costituita da mazza di 9 kg.



Software di interpretazione dei dati sismici

L'elaborazione dei dati è stata garantita dall'utilizzo del software WinMasw prodotto dalla Eliosoft – geophysical software; le principali caratteristiche di questo programma si possono così sintetizzare:

- Analisi di sezioni bidimensionali del terreno su dati raccolti mediante acquisizioni multiple, ottenute tramite la traslazione dell'array dei ricevitori.
- Interfaccia grafica studiata per rendere semplice l'uso degli strumenti disponibili, come:
 - L'impostazione dei parametri che definiscono il modello sintetico per l'inversione del modello del terreno in modalità interattiva.
 - *Picking* dello spettro per l'estrazione della curva di dispersione.
 - *Editing* della curva di dispersione sperimentale.
- Algoritmi di calcolo completi, veloci ed efficienti:
- Calcolo spettro FK, FV, FX.
- Molteplici finestre di *windowing* (*boxcar*, *hamming*, *hanning*, *blackman*,...).
- Parametrizzazione del modello sintetico del terreno fino ad almeno 30 metri.
- Controllo dei principali parametri dell'inversione (numero massimo delle iterazioni, tolleranza sui parametri, quantificazione del disturbo).
- Esportazione delle immagini nei più comuni formati grafici.
- Editing della curva di dispersione sperimentale.

L'elaborazione dei dati di campagna si compone delle seguenti fasi:

- *Pre-processing*, per pulizia da fenomeni di disturbo sul segnale utile, dovuto a sorgenti ambientali non controllabili, e assemblaggio di *array* virtuali, per ovviare alla limitazione del numero di geofoni disponibili in campagna;
- Analisi spettrale del sismogramma ottenuto, condotta mediante l'utilizzo di vari parametri matematici, che consentono di adattarsi alle esigenze dell'utente;
- Estrazione (manuale od automatica) della curva di dispersione sperimentale, e sua visualizzazione nel dominio della frequenza o della lunghezza d'onda;
- Generazione di una curva di dispersione, basata su modello sintetico del terreno, mediante la caratterizzazione, per ciascuno strato, dello spessore dello strato stesso, della velocità delle onde S, della velocità delle onde P, della densità del terreno;
- Inversione del modello sintetico in modalità interattiva o automatica (inversione basata sulle velocità delle onde S o sugli spessori degli strati);
- A seguito della interpretazione eseguita viene fornito anche il valore della Vs30 del sito, consentendone la classificazione secondo le normative tecniche, attualmente in corso, in materia di progettazione antisismica.

Allegati

Si allegano:

- Curva di dispersione calcolata e spettro delle velocità con il *picking*;
- Andamento delle Vs con la profondità (V_s model).

VERTICALE I – I'

DATI DELL'ACQUISIZIONE

Numero geofoni= 12-verticali

Frequenza geofoni= 4,5 Hz

Distanza intergeofonica= 4 m

Energizzazione= mazza da 9 kg

Durata acquisizioni= 0,5 s

Offset = 48 (esterno al 1° geofono)

Tempo campionamento= 125 μ s

Guadagno= variabile

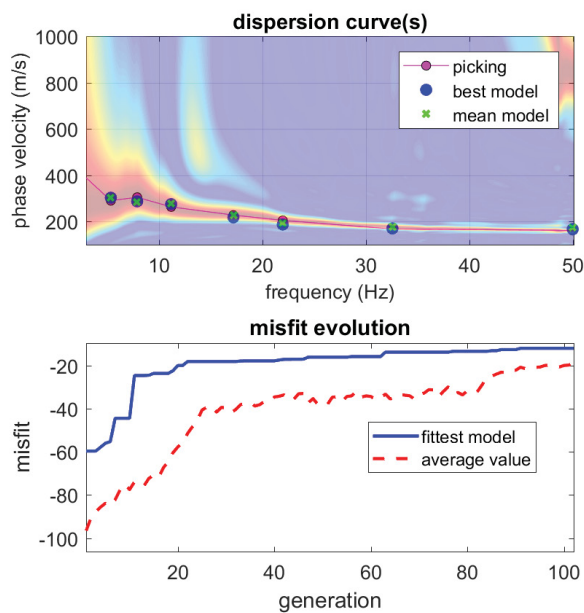
Filtri= nn

RISULTATI DELL'ELABORAZIONE onde di Reyleigh

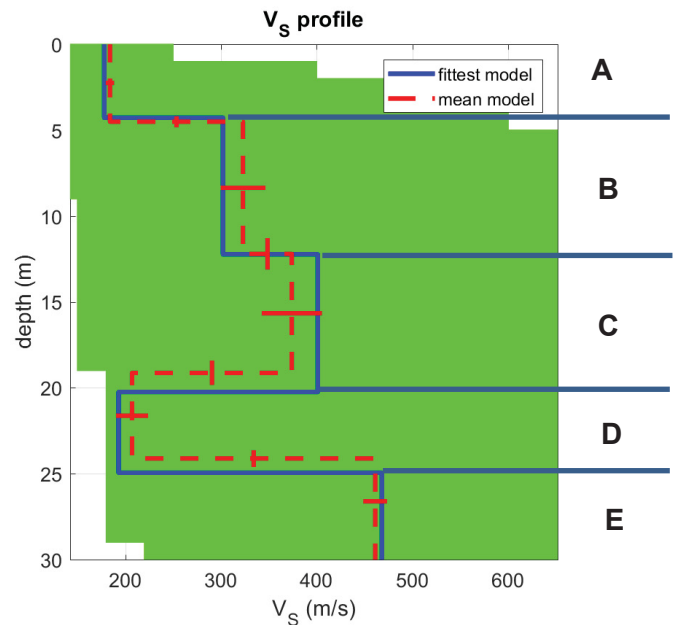
Curva di dispersione calcolata e spettro delle velocità con il picking

Andamento delle V_s con la profondità (V_s model)

Unità



www.winmasw.com



dataset: mm48500#1.DAT
dispersion curve: 48500.cdp
 V_{s30} & V_{sE} (best model): 284 284 m/s
 V_{s30} & V_{sE} (mean model): 289 289 m/s