



Finanziato dall'Unione europea
NextGenerationEU



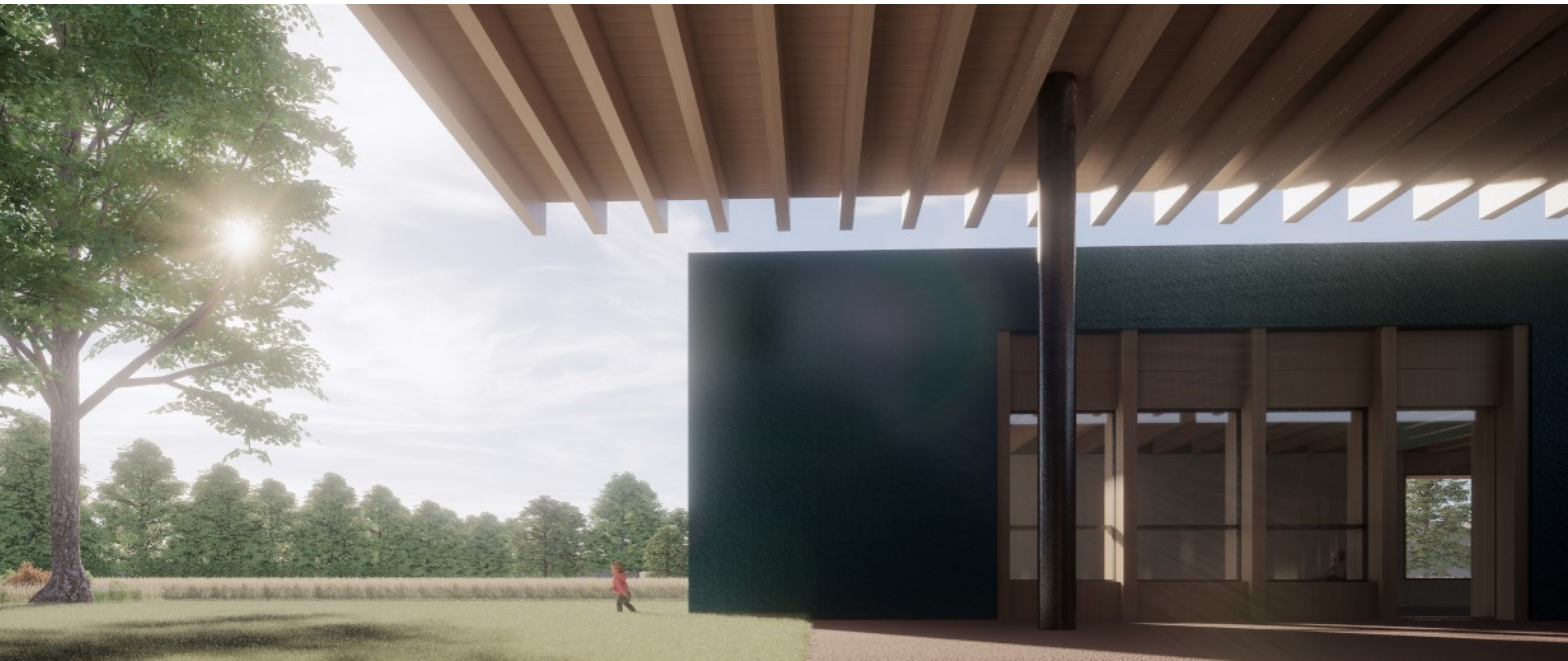
COMUNE DI RHO (MI)

AREA 3 - LAVORI PUBBLICI - SERVIZIO EDILIZIA PUBBLICA E SICUREZZA SUL LAVORO

RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO
ING. IR. DANIELE FORCILLO

NUOVO ASILO NIDO IN VIA S. MARTINO

CUP C41B21002670005 - PROGETTO ESECUTIVO



DT03

FEB 2022

REV 00

Relazione Geologica geotecnica



ABMGEO SRL

Dott. Geol. Luca ARIENI

Albo dei Geologi della Regione Lombardia n° 1169

Dott. Geol. Marco CANAVESI

Albo dei Geologi della Regione Lombardia n° 1547

Committente:



Comune di Rho

Piazza Visconti, 23
20017 Rho (MI)

**Relazione geologico-tecnica e sismica ai sensi delle NTC 2018 e
relazione geologica ai sensi della D.G.R. IX/2616 a supporto
del progetto di realizzazione di nuovo asilo nido
in via San Martino**

Comune di Rho (MI)

Febbraio 2022

Dott. Geol. Luca Arieni
Ord. Geol. Reg. Lombardia n. 1169



Dott. Geol. Marco Canavesi
Ord. Geol. Reg. Lombardia n. 1547



abmgeo srl - Società di Professionisti

Sede Legale: Via E. Filiberto, 2 - 20149 Milano (MI)
Sede Operativa: Via Europa, 33 - 21040, Morazzone (VA) - Tel-Fax +39.332.462004 - info@abmgeo.it
PEC: abmgeostp@legalmail.it - C.F./P.IVA 10991660969 - www.abmgeo.it

INDICE

1	INTRODUZIONE	1
1.1	PREMESSA GENERALE E SCOPO DEL LAVORO	1
1.2	RIFERIMENTI NORMATIVI	2
2	INQUADRAMENTO GEOGRAFICO ED ELEMENTI DI PROGETTO	4
2.1	FATTIBILITA' GEOLOGICA	8
3	INDAGINI E STUDI ESEGUITI	13
4	INQUADRAMENTO GEOLOGICO, GEOMORFOLOGICO ED IDROGEOLOGICO	14
4.1	ELEMENTI DI GEOLOGIA E GEOMORFOLOGIA	14
4.2	SISTEMA IDROGRAFICO	15
4.3	INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO	16
4.4	PIEZOMETRIA A SCALA DELL'INTERVENTO	21
4.5	VULNERABILITA' IDROGEOLOGICA A SCALA DELL'INTERVENTO	22
5	INDAGINI GEOGNOSTICHE E GEOTECNICHE	23
5.1	PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE	23
5.1.1	Modalità di esecuzione delle prove	24
5.2	DESCRIZIONE DEGLI ORIZZONTI INDIVIDUATI	24
6	SINTESI DEI RISULTATI DELLE INDAGINI GEOGNOSTICHE	26
6.1	PARAMETRAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI	27
6.2	PROBLEMATICHE EVIDENZIATE DALLE INDAGINI IN SITO	30
7	DETERMINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA DI PROGETTO AI SENSI DELL'OPCM 3274/2003 E DELLE DIRETTIVE REGIONALI	31
7.1	CARATTERIZZAZIONE GENERALE DELL'AZIONE SISMICA	31
7.2	RIFERIMENTI TECNICI E NORMATIVI	32
7.2.1	Categorie di suolo di fondazione	32
7.2.2	Zona sismica di appartenenza	34
7.2.3	Aree suscettibili di effetti locali	37
8	INDAGINE GEOFISICA DI TIPO SISMICO ATTIVO MASW	39
8.1	GENERALITÀ SUL METODO MASW	39
8.2	MODALITÀ ESECUTIVE MASW	40
8.3	INTERPRETAZIONE DEI RISULTATI E PROFILO SISMICO VS30	42

9	DEFINIZIONE DELLA CATEGORIA DI SUOLO E DEL PERIODO DI RIFERIMENTO AL SITO	46
10	APPROFONDIMENTO DI II° LIVELLO E VALUTAZIONE DEGLI EFFETTI DI AMPLIFICAZIONE DI TIPO LITOLOGICO	48
11	STABILITA' NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE.....	52
12	AZIONE SISMICA LOCALE SECONDO LE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI.....	54
13	VERIFICA DI CARICO LIMITE SUI TERRENI DI FONDAZIONE – STATO LIMITE ULTIMO E STATO LIMITE DI ESERCIZIO	56
13.1	VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER FONDAZIONI SUPERFICIALI DI TIPO GEOTECNICO (GEO)	56
13.2	VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLE) PER FONDAZIONI SUPERFICIALI	60
14	CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE E GENERALI SULLE OPERE IN PROGETTO.....	62

TAVOLE:

<i>Tav. 1:</i>	<i>Corografia generale alla scala 1:10.000 (base topografica: stralcio dalla sezione B6a1 - B6a2 della Carta Tecnica Regionale);</i>
<i>Tav. 2:</i>	<i>Planimetria dello stato di fatto alla scala 1:400 (base rilievo topografico stato di fatto fornito dalla Committenza)</i>
<i>Tav. 3:</i>	<i>Planimetria dello stato di progetto alla scala 1:400 (estratto elaborati forniti dalla Committenza)</i>
<i>Tav. 4:</i>	<i>Carta di inquadramento idrogeologico alla scala 1:5.000 (base topografica: stralcio dalla sezione B6a1 - B6a2 della Carta Tecnica Regionale);</i>
<i>Tav. 5:</i>	<i>Ubicazione delle indagini geognostiche e sismiche alla scala 1:250 (estratto elaborati forniti dalla Committenza)</i>

APPENDICI:

<i>Appendice 1:</i>	<i>Documentazione fotografica</i>
<i>Appendice 2:</i>	<i>Schema tecnico attrezzatura DPSH</i>
<i>Appendice 3:</i>	<i>Diagrammi delle prove penetrometriche</i>
<i>Appendice 4:</i>	<i>Schema tecnico sismografo GEODE Geometrics</i>

1 INTRODUZIONE

1.1 PREMESSA GENERALE E SCOPO DEL LAVORO

La presente relazione, redatta su incarico del Comune di Rho, ha per oggetto la caratterizzazione geologica, geotecnica e sismica di un'area sita nella porzione meridionale del territorio comunale di Rho (MI), a supporto del Progetto Definitivo (CUP C41B21002670005) per la realizzazione del nuovo asilo nido comunale in Via San Martino entro aree di proprietà comunali.

In relazione alle caratteristiche delle attività in progetto e secondo le indicazioni fornite dalla Committenza è stata organizzata un'apposita serie di indagini geognostiche e sismiche finalizzate alla ricostruzione del locale assetto geologico-stratigrafico e alla definizione delle caratteristiche tecniche dei materiali *in situ* onde procedere ad una valutazione delle interazioni fra terreno e opere. Saranno inoltre forniti i risultati delle indagini per ottenere una caratterizzazione geotecnica e sismica dell'area di intervento.

La presente relazione costituisce la relazione geologica e geotecnica redatta in conformità a quanto stabilito dal **"Aggiornamento delle Norme Tecniche per le costruzioni"** - **D.M. 17.01.2018** e la relazione geologica ai sensi della **D.g.r. IX/2616/2011** che, così come previsto dalla Nuova normativa regionale in materia di costruzioni in zona sismica (L.R. 33/2015), costituiscono gli elaborati necessari di competenza definiti dalla D.g.r. n. 5001/2016.

La presente relazione sarà così articolata:

- ✓ inquadramento geologico, geomorfologico ed idrogeologico di un intorno significativo rispetto alla zona di studio;
- ✓ illustrazione delle metodologie d'indagine geognostica utilizzate;
- ✓ descrizione delle caratteristiche litostratigrafiche dei terreni indagati;
- ✓ elaborazione dei risultati delle indagini geognostiche e valutazione delle caratteristiche tecniche dei materiali;
- ✓ illustrazione delle indagini geofisiche per la valutazione degli effetti sismici di sito;

- ✓ interpretazione e risultati delle indagini geofisiche per la definizione delle Vs30;
- ✓ Individuazione della categoria di suolo di fondazione ai sensi del D.M. 17/01/2018 e dell'Ordinanza n. 3274 del 20 marzo 2003 (suolo di fondazione tipo A-B-C-D-E);
- ✓ Approfondimento di II° livello, così come previsto nell'Allegato 5 alla D.G.R. 22 dicembre 2005 n. 1566 (ora D.G.R. 28 maggio 2008 n. VIII/7374);
- ✓ calcolo dei Fattori di amplificazione previsti da utilizzarsi per le verifiche di sicurezza geotecnica e strutturale (NTC 2018);
- ✓ considerazioni conclusive.

1.2 RIFERIMENTI NORMATIVI

Il seguente documento è stato elaborato sulla base delle indicazioni tecniche e direttive regolamentate dai seguenti indirizzi normativi:

- "Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018;
- L. n. 77 del 24 giugno 2009: "Conversione in legge, con modificazioni, del decreto-legge 28 aprile 2009, n. 39, recante interventi urgenti in favore delle popolazioni colpite dagli eventi sismici nella regione Abruzzo nel mese di aprile 2009 e ulteriori interventi urgenti di protezione civile" –entrata in vigore definitiva delle NTC (01/07/2009);
- Ordinanza n.3274 del 20 marzo 2003: "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica" e relativi Allegati;
- Ordinanza PCM 3519 (28/04/2006): "Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone (G.U. n.108 del 11/05/2006)";
- D.G.R. 22.12.2005 n. VIII/1566 "Criteri e indirizzi per la definizione della componente geologica, idrogeologica e sismica del Piano di Governo del Territorio, in attuazione dell'art. 57, comma 1, della L.R. 11 marzo 2005, n.

- 12", in particolare l'Allegato 5 - "Analisi e valutazione degli effetti sismici di sito in Lombardia finalizzate alla definizione dell'aspetto sismico nei PGT;
- D.G.R. 28.05.2008 n. VIII/7374 Aggiornamento dei "Criteri e indirizzi per la definizione della componente geologica, idrogeologica e sismica del Piano di Governo del Territorio, in attuazione dell'art. 57, comma 1, della L.R. 11/03/2005, n. 12";
 - D.G.R. n.2616/2011: *"Aggiornamento dei criteri ed indirizzi per la definizione della componente geologica, idrogeologica e sismica del PGT"*;
 - D.G.R. 11 luglio 2014, n. 2129 *"Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia"*;
 - L.R. 33/2015: *"Disposizioni in materia di opere o di costruzioni e relativa vigilanza in zone sismiche"*;
 - D.G.R. del 30 marzo 2016, n. X/5001: *"Approvazione delle linee di indirizzo e coordinamento per l'esercizio delle funzioni trasferite ai comuni in materia sismica"*.

2 INQUADRAMENTO GEOGRAFICO ED ELEMENTI DI PROGETTO

La zona in oggetto è individuabile sulla corografia di **Tavola 1** (scala 1:10.000) stralciata dalle sezioni B6a1 e B6a2 della Carta Tecnica Regionale.

In particolare, l'area d'intervento si inserisce ai margini di un contesto territoriale urbanizzato nella zona industriale a sud del centro di Rho ed è situato a circa 100 m a nord rispetto al fiume Olona, 400 m a sud dalla linea ferroviaria Rho-Milano e 1 km ad ovest rispetto alla A50 Tangenziale Ovest Milano. Questa porzione di territorio, ubicata ad una quota media di circa 150 m s.l.m è contraddistinta da un andamento planoaltimetrico di tipo pianeggiante debolmente degradante verso Sud-Ovest.

Il sito oggetto di intervento per la realizzazione di un nuovo asilo nido, come riportato in **Tavola 2** – planimetria dello stato di fatto (stralcio rilievo topografico di dettaglio), è costituito da un lotto di terreno sviluppato su una superficie totale di circa 4.000 m² e confina a nord e a est con Via San Martino, sud con un'area ad uso residenziale e a ovest con un campo ad uso coltivo (vedi ortofoto in figura 1).

La situazione catastale del lotto individuato è censita al Catasto Urbano del Comune di Rho al foglio 31, mapp. 461, con una superficie catastale di 4.050 mq.



TAVOLA 1

Ubicazione dell'area d'indagine alla scala 1:10.000
(base estratto sez. B6a1-B6a2 della Carta Tecnica Regionale Lombardia)



Figura 1: ortofoto area di intervento (Google Maps)

Il sito oggetto è costituita da un ex area produttiva attualmente dismessa costituita dall' "ex Sacchettificio Garavaglia". L'area rientra nella Convenzione stipulata tra la Eigenmann & Veronelli S.p.A. e il Comune di Rho per l'attuazione del Piano di Lottizzazione industriale PL D8. Tale convenzione ha previsto, la cessione dell'area di Via San Martino, 20 come area standard, avente caratteristiche di conformità alle CSC definite nella Tabella 1/A del D.Lgs. 152/06 (aree ad uso verde/residenziale). Nel marzo 2016 il Progetto Operativo di Bonifica (ex D.Lgs. 152/06 art. 242-bis - Procedura Semplificata) che prevede la bonifica mediante scavo a trincea per una profondità massima di 1 m dello strato di riporto localizzato per un'area di circa 100 mq (10 x 10 m). Le operazioni di bonifica di sono concluse nell'aprile 2016 raggiungendo gli obiettivi di cui alla colonna B del D.Lgs. 152/06 (siti ad uso commerciale e industriale).

Con lo scopo di raggiungere gli obiettivi previsti per la colonna A ai sensi del D.Lgs. 152/06, per la realizzazione del nuovo asilo nido è in corso il procedimento di bonifica definitiva del sito.

Allo stato di fatto, come visibile nella foto aerea sottostante, a seguito della demolizione dei fabbricati produttivi nel 2011, l'area attualmente si presenta libera da strutture ed edifici fuori terra mentre sono presenti le solette degli edifici demoliti. Attualmente il sito è utilizzato come deposito comunale a cielo aperto.



Figura 2: foto area di intervento

Il progetto, come rappresentato nella figura sottostante, prevede la costruzione di un nuovo asilo nido per un'utenza di 60 bambine/bambini reali costituito da un fabbricato sviluppato interamente su un unico piano terra con aree verdi esterne. Il fabbricato sarà sviluppato su una superficie complessiva di circa 1.200 mq mentre sono previsti la realizzazione di un parcheggio per il personale con accesso nella zona Nord e di un piazzale esterno con riqualificazione della viabilità esterna tra via San Martino e via Tevere in condivisione con il centro MAST confinante nella pozione Sud.



Figura 3: planimetria di progetto

2.1 FATTIBILITA' GEOLOGICA

Per quanto riguarda la Fattibilità geologica per le azioni di piano del Piano di Governo del Territorio del comune di Rho, l'area oggetto di intervento, sviluppandosi in una zona prossima al Fiume Olona e al tracciato del Torrente Bozzente (porzione tombinata), ricade in una classe di **Fattibilità Geologica 3d** - *"aree potenzialmente interessate da alluvioni rare"* (Figura 4) con consistenti limitazioni.

La classe comprende infatti le *"Aree potenzialmente interessate da alluvioni rare, comprendenti: aree ricadenti nella fascia di deflusso della piena catastrofica definita dal PAI (Fascia C); aree classificate nelle mappe di pericolosità del PGRA come aree interessate da alluvioni rare (aree P1/L – Tr = 500 anni)"* nella quali il parere geologico sulla modifica di destinazione d'uso del suolo è favorevole ma con consistenti limitazioni di carattere idraulico che richiedono verifiche locali preventive alla progettazione per minimizzare l'esposizione al rischio.

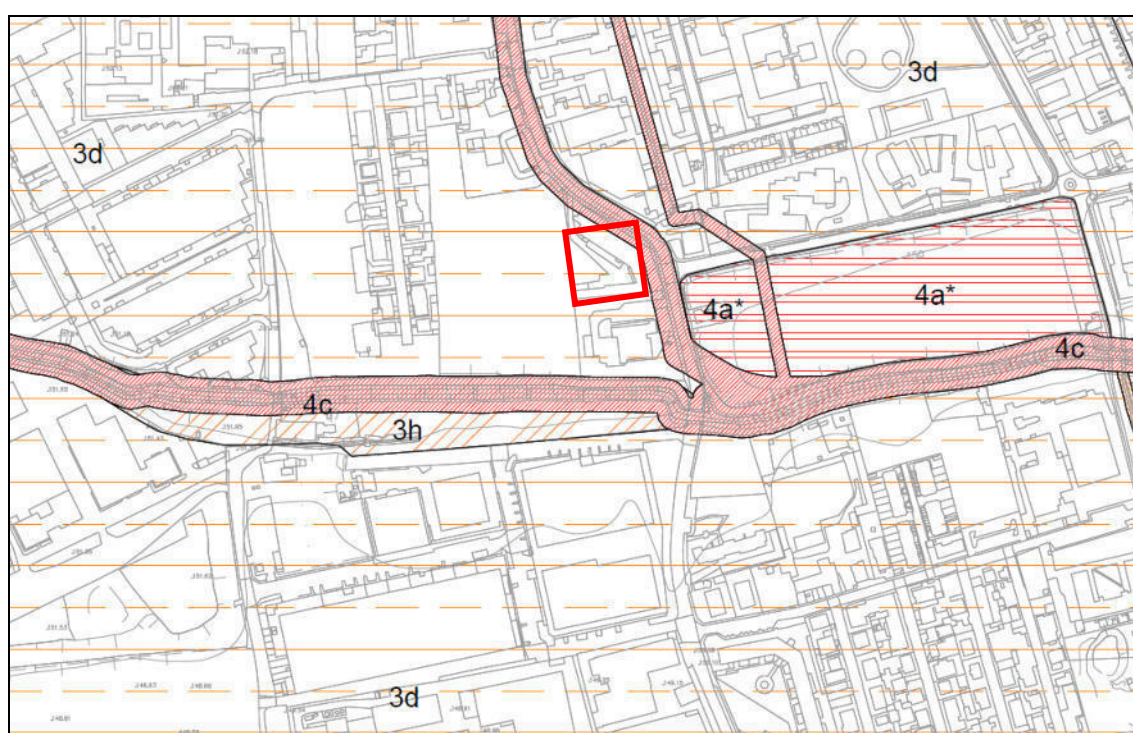
Come riportato all'interno delle Norme Geologiche di piano del vigente PGt comunale, per tutte le opere e azioni edificatorie sono sempre necessarie indagini geognostiche commisurate alla tipologia e all'entità dell'intervento in ottemperanza al D.M. 17/01/2018 e la conseguente valutazione della resistenza dei terreni nei confronti dei carichi indotti e della stabilità dei fronti di scavo. È inoltre necessaria la valutazione della compatibilità idraulica nei riguardi delle condizioni locali di rischio secondo la metodologia riportata nell'Allegato 4 della D.G.R. IX/2616/2011.

Nello specifico andrà valutata la compatibilità dell'intervento rispetto ai risultati dello studio idraulico contenuto nel presente documento: confronto con le altezze idriche e le velocità di corrente massime per i diversi tempi di ritorno e valutazione delle condizioni di pericolosità e di rischio sulle opere in progetto e sugli usi previsti, nelle condizioni di stato di fatto e a seguito della realizzazione dell'intervento, e gli effetti delle opere in progetto, sulle aree circostanti per effetto della realizzazione dell'intervento.

Sono inoltre sempre da prevedere opere di regimazione delle acque superficiali e il ricorso ad accorgimenti costruttivi che impediscano danni di

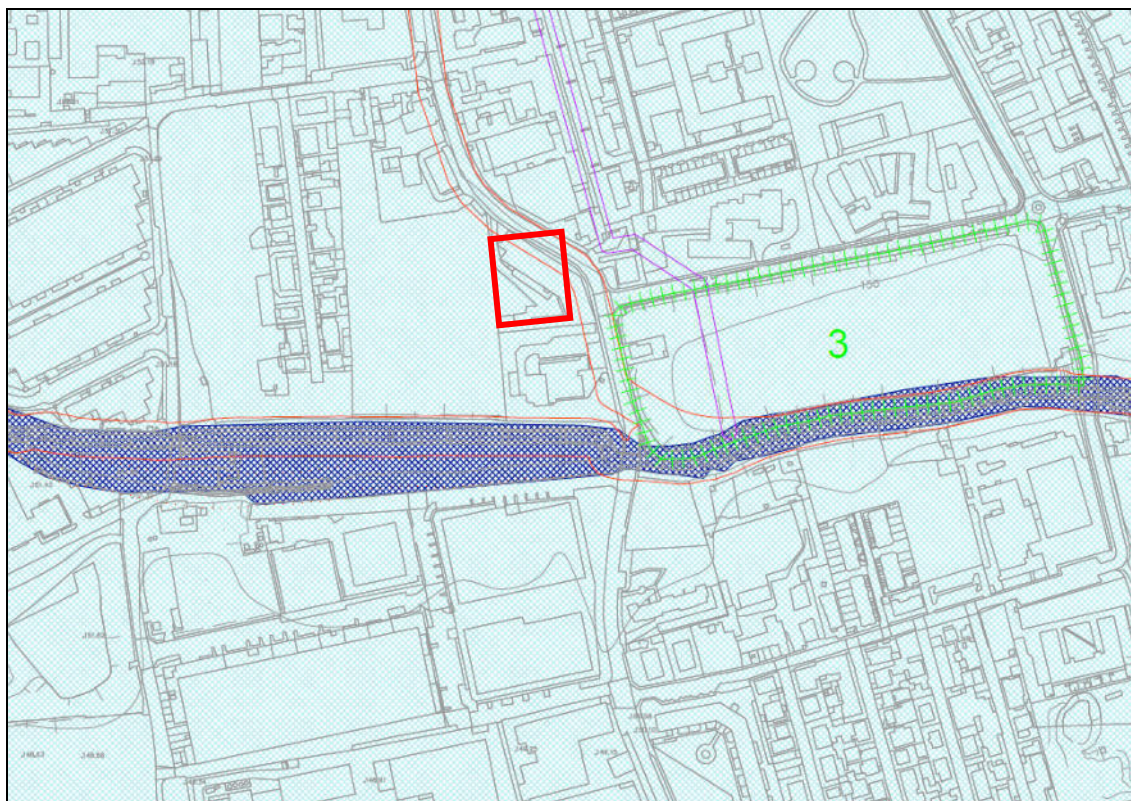
carattere idraulico a beni e strutture, quali quelli indicati nel Allegato 4 della D.G.R. IX/2616/2011.

La **classe di fattibilità 4c** costituita dall'area adiacente al corso d'acqua del Reticolo Principale (fascia 10 m dalla tombinatura del T.te Bozzente) che transita immediatamente all'esterno dell'area di proprietà lungo il confine Est (via San Martino) ricade parzialmente all'interno del lotto oggetto di intervento. Tutti i fabbricati risultano comunque posti all'esterno di tale fascia di rispetto.






3d	Aree potenzialmente interessate da alluvioni rare, e conseguenti allagamenti urbani, comprendenti: aree ricadenti nella fascia di deflusso della piena catastrofica definita dal PAI (Fascia C); aree classificate nelle mappe di pericolosità del PGRA come aree interessate da alluvioni rare (aree P1/L – Tr = 500 anni).
Aree potenzialmente interessate da alluvioni rare	
4c	Aree adiacenti ai corsi d'acqua del reticolo principale, ai canali appartenenti al reticolo di bonifica e alle aste dei fontanili appartenenti al reticolo minore, estese a 10 m dagli argini per il Reticolo Principale e il Reticolo Minore, 6 m dagli argini per i canali derivatori (Reticolo di Bonifica secondario) e 5 m dagli argini per il Reticolo di Bonifica terziario, da mantenere a disposizione per consentire l'accessibilità per interventi di manutenzione.
Aree adiacenti ai corsi d'acqua	

Figura 4: Estratto della Carta della Fattibilità geologica delle azioni di Piano dello studio geologico allegato al vigente PGT del Comune di Rho. Nel quadrato rosso è evidenziato il lotto d'intervento all'interno della classe 3d.



AREE ALLAGABILI DEL PGRA

-  Aree potenzialmente interessate da alluvioni frequenti P3/H
-  Aree potenzialmente interessate da alluvioni poco frequenti P2/M
-  Aree potenzialmente interessate da alluvioni rare P1/L

VINCOLI DERIVANTI DAL PTR



Infrastrutture strategiche di interesse regionale (vasche di laminazione) indicate nella Tabella "Progetti di riferimento per le previsioni di infrastrutture per la difesa del suolo" dell'elaborato SO1 "Obiettivi prioritari di interesse regionale e sovra regionale - Obiettivi prioritari per la difesa del suolo" del Piano Territoriale Regionale

Figura 5: Estratto Carta dei Vincoli PGT vigente (nel riquadro rosso è evidenziata l'area oggetto di studio) compresa all'interno delle zone P1/L del PGRA

Come riportato all'interno del Piano di Gestione Rischio Alluvioni (PGRA predisposto in conformità agli art. 7 e 8 della Direttiva 2007/60/CE "Direttiva alluvioni" ed approvato con Deliberazione 3 marzo 2016, n. 2) recepito all'interno del vigente PGT (di cui si riporta uno stralcio in figura 6), il sito oggetto di studio è inserito all'interno delle **"Area interessata da alluvioni rare – P1/L"** in ambito territoriale di reticolo principale di pianura e fondovalle (RP).

Le aree allagabili delimitate nella cartografia tengono conto dei livelli idrici corrispondenti a tre piene di riferimento (10-20 anni per la piena frequente, 100-200 anni per la piena poco frequente e 500 anni per la piena rara). Le mappe di pericolosità sono state tracciate tenendo conto di studi idraulici svolti a livello di asta fluviale (studi di fattibilità della sistemazione idraulica di corsi d'acqua predisposti a cura dell'AdBPO) o di eventi alluvionali più recenti rispetto agli studi propedeutici del PAI. Gli scenari di pericolosità individuati sono i seguenti:

- aree P1 o aree interessate da alluvione rara (scenario L);
- aree P2 o aree interessate da alluvione poco frequente (scenario M);
- aree P3 o aree interessate da alluvione frequente (scenario H).

La DGR X/6738/2017 (cfr. par. 3.2.1) fornisce gli indirizzi e le limitazioni d'uso del suolo per i comuni interessati dalle aree allagabili del PGRA. I vincoli vigenti sono i seguenti:

- Nelle aree interessate da alluvioni frequenti P3/H si applichino le limitazioni e prescrizioni previste per la fascia fluviale A del PAI (art. 29, 38, 38bis, 38ter, 39 e 41 delle NdA del PAI);
- Nelle aree interessate da alluvioni poco frequenti P2/M si applichino le limitazioni e prescrizioni previste per la fascia fluviale B del PAI (art. 30, 38, 38bis, 38 ter, 39 e 41 delle NdA del PAI);
- Nelle aree interessate da alluvioni rare P1/L si applichino le limitazioni e prescrizioni previste per la fascia fluviale C del PAI (art. 31 delle NdA del PAI).

Come riportato all'interno della NdA del vigente PGT comunale, nelle aree a rischio idraulico, previa verifica della compatibilità idraulica, tutti gli interventi dovranno essere conformi ai seguenti aspetti prescrittivi:

- realizzazione delle superfici abitabili, delle aree sede dei processi industriali, degli impianti tecnologici e dei depositi di materiali sopraelevati rispetto al livello della piena di riferimento (almeno centennale), evitando in particolare la realizzazione di piani interrati.

- posizionamento degli ingressi in modo che non siano perpendicolari al flusso principale della corrente.
- orientazione delle strutture in progetto in modo da limitare la presenza di lunghe strutture trasversali alla corrente principale e da evitare la creazione di canali di scorrimento a forte velocità.
- favorire il deflusso e l'assorbimento delle acque di esondazione.
- realizzazione di opere di drenaggio per evitare le sottopressioni idrostatiche nei terreni di fondazione.
- realizzazione di opere di difesa per evitare fenomeni di erosione delle fondazioni superficiali.
- per le strutture esistenti si consiglia la realizzazione di aperture a tenuta stagna.

3 INDAGINI E STUDI ESEGUITI

In relazione agli obiettivi della presente relazione sono state previste e seguite queste procedure:

- ✓ raccolta e analisi dei dati di letteratura sull'assetto geologico e geomorfologico locale;
- ✓ esecuzione di sopralluoghi *in situ* finalizzati alla definizione dei principali lineamenti geologici dell'area;
- ✓ esecuzione di una campagna di indagini geotecniche articolata in n. 4 prove penetrometriche dinamiche DPSH per la caratterizzazione geotecnica dei terreni ed il riconoscimento litostratigrafico;
- ✓ esecuzione di una campagna d'indagini geofisiche di tipo attivo con il metodo MASW;
- ✓ valutazione della risposta sismica dei terreni in termini di Velocità delle onde trasversali (V_{s30}) e di Categoria di suolo;
- ✓ valutazione delle caratteristiche geotecniche dei terreni;
- ✓ indicazioni progettuali sulla base delle problematiche evidenziate.

La relazione presentata è adeguatamente documentata con elaborati grafici e riprese fotografiche.

4 INQUADRAMENTO GEOLOGICO, GEOMORFOLOGICO ED IDROGEOLOGICO

In questa sezione, s'intende descrivere sinteticamente la situazione geologica ed idrogeologica locale, ai fini di definire le caratteristiche geologiche dell'area d'intervento.

4.1 ELEMENTI DI GEOLOGIA E GEOMORFOLOGIA

Il territorio comunale appartiene al contesto geologico quaternario dell'alta pianura, ed è caratterizzato da forme e terreni di natura fluvioglaciale e fluviale.

L'area è compresa nel foglio "Milano" n. 45 della Carta Geologica d'Italia alla scala 1:100'000. I dati geologici di superficie e la consultazione della bibliografia esistente hanno permesso di effettuare una caratterizzazione delle formazioni presenti e considerate, per una migliore definizione, in un ambito più vasto dell'area in questione. Come riportato in **Tavola 4**, carta di inquadramento geologico-idrogeologico, il territorio comunale di Rho fa parte del cosiddetto "Livello Fondamentale della Pianura", costituito da depositi fluvioglaciali a supporto clastico formati da ghiaie e sabbie prevalenti con intercalazioni limoso-argillose strato di alterazione di limitato spessore (40 - 60 cm) anche se non mancano ciottoli fino a decimetrici di rocce granitiche e granodioritiche ben arrotondati. Questi terreni di età pleistocenica sono stati depositi ad opera degli scaricatori fluvioglaciali provenienti dai fronti di espansione dei ghiacciai e raggiungono circa 150 metri di profondità al di sopra dei sedimenti sottostanti di origine marina costituiti da argille e argille marnose. Essi sono stati trasportati dagli antichi ghiacciai innalzando alla quota attuale il livello della pianura fino a costituire l'attuale morfologia. Nel periodo Olocenico, si sono depositi i sedimenti ghiaioso-sabbiosi con frequenti intercalazioni limoso-argillose formando i terrazzi più recenti ed attuali con morfologia modificata dall'intervento antropico.

LEGENDA

ELEMENTI LITOLOGICI



Depositi fluvio-glaciali wurmiani a supporto clastico o di matrice limoso-argillosa costituiti da ghiaie e sabbie prevalenti con sabbia e strato di alterazione di limitato spessore (40-60 cm) di colore brunastro costituenti il livello fondamentale della pianura.

ELEMENTI IDROLOGICI-IDROGEOLOGICI



Fiume Olona e corsi d'acqua del RIM



Torrente Bozzente (tombinato)



Idrografia superficiale (canale scolmatore)



Linee isopiezometriche massimi e relativa quota (progetto P.I.A., 2018)



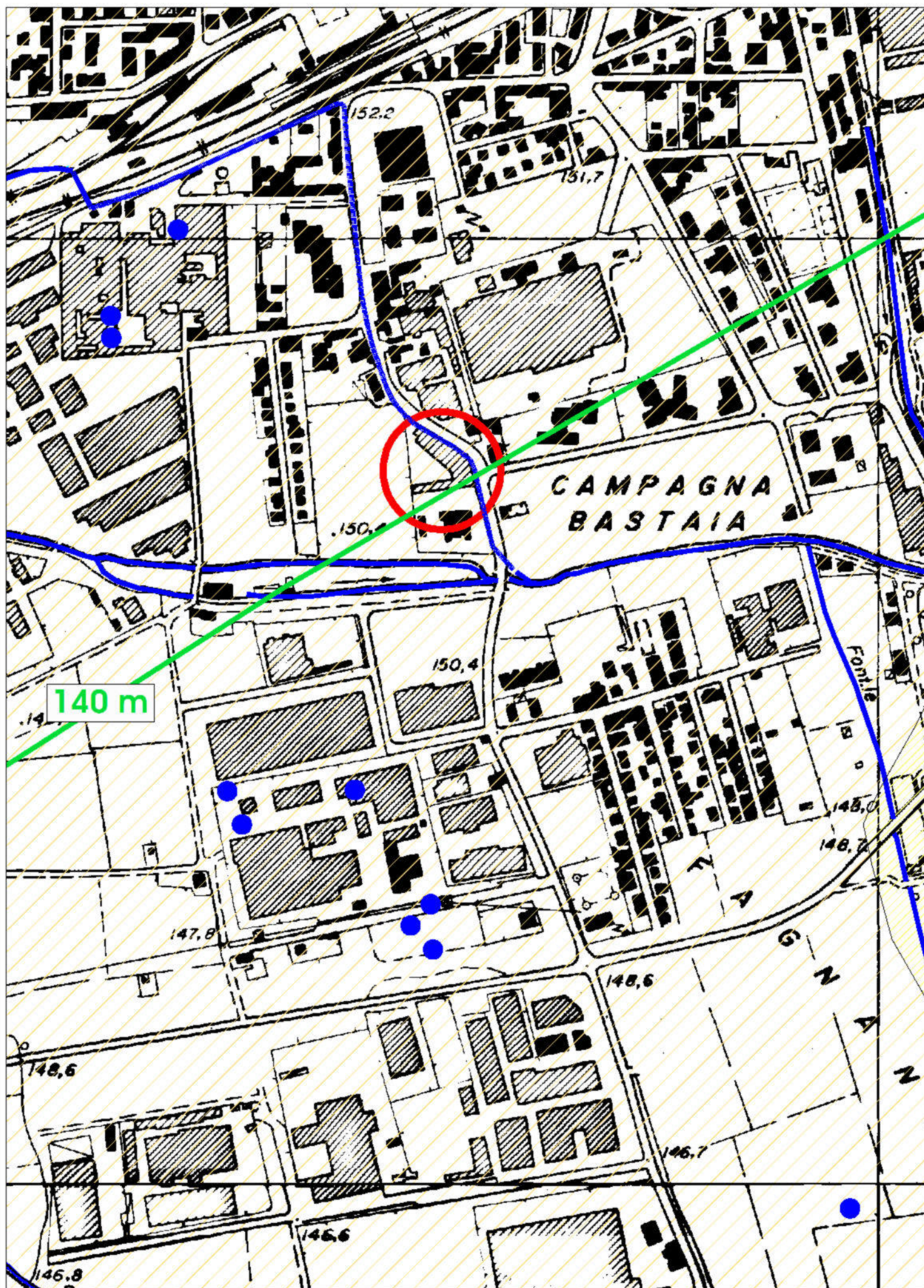
Pozzi privati



Area di studio

TAVOLA 4

Carta di inquadramento geologico-idrogeologico alla scala 1:5.000
(base topografica stralciata sez. B6a1 della Carta Tecnica Regionale)



Nel settore meridionale, a Sud della linea ferroviaria Milano-Novara, in superficie si osservano localmente aree caratterizzate da materiali a granulometria più fine caratterizzate da sabbie limose con ghiaia (in prossimità dei fontanili principali) e da ghiaie limose con sabbia (settore meridionale e orientale in prossimità di fontanili e corsi d'acqua minori).

4.2 SISTEMA IDROGRAFICO

In Tavola 4 sono inoltre evidenziati i corsi d'acqua sia naturali che artificiali che attraversano il territorio comunale di Rho. Il territorio è interessato dalla presenza del Fiume Olona, del Torrente Bozzente, del Torrente Lura, del Canale Scolmatore di Nord-Ovest e del Canale Villoresi.

Il Fiume Olona entra nel territorio comunale a Ovest in località "Molino Cecchetti" e prosegue con direzione Sud-Est fino ad incrociare la linea ferroviaria Milano-Novara per poi piegare verso Est dove riprende la direzione precedente verso Pero.

In riferimento al sito oggetto di studio, il tracciato del fiume olona scorre circa 100 m a Sud in direzione Ovest-Est al di sotto del ponte di via San Martino

Immediatamente a valle del ponte di via San Martino confluisce nel fiume Olona il torrente Bozzente. Il suddetto corso d'acqua, tombinato nel tratto terminale, confluisce, a parità di quota di fondo, con un angolo di ingresso di circa 90 °, creando in occasione degli eventi di piena fenomeni di rigurgito, non trascurabili, con un conseguente innalzamento del livello idrico di monte.

Il tratto tombinato del T. Bozzente scorre lateralmente all'aera di progetto immediatamente a ridosso della recinzione. Questa porzione

In corrispondenza del ponte di Via S. Martino sono stati recentemente realizzati dei lavori di pulizia in alveo con risagomatura del F. Olona con incremento della sezione attuale e messa in sicurezza delle spalle del ponte. Anche in corrispondenza dell'immissione del T. Bozzente i lavori hanno previsto la risagomatura della confluenza. È inoltre prevista anche la realizzazione, in sinistra idraulica, di un'area di laminazione preceduta da una zona di fitodepurazione. Dal punto di vista idraulico, la realizzazione del suddetto bacino consentirà di

laminare, seppur in maniera limitata, i volumi di piena del f. Olona; mentre la risagomatura della confluenza del Bozzente comporterà un attenuamento dei fenomeni di rigurgito che ad oggi impediscono, in occasione di eventi di piena il deflusso delle acque provenienti dal Bozzente, generando frequenti fenomeni di allagamento.

A valle della confluenza del T. Bozzente, l'alveo presenta sezione più o meno regolare con una larghezza al fondo di circa 5 m e sponde con sistemi di protezione al piede e/o scogliere alla rinfusa a 45 °.

Il sistema idrografico superficiale è completato dalla presenza dei fontanili localizzati nella fascia Sud. Attualmente i fontanili si limitano ad essere perlopiù, almeno nei primi tratti, incisioni nel terreno che presentano ristagni d'acqua drenata dall'inciso, con alberature.

4.3 INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO

Per quanto concerne la zonazione del sottosuolo dal punto di vista stratigrafico ed idrogeologico, sono stati analizzati i dati esistenti relativi ai diversi pozzi perforati nelle vicinanze all'interno del Comune di Rho. Nell'area della media pianura Milanese, si distinguono in letteratura differenti "unità idrogeologiche", distinte in funzione della loro omogeneità litologica, che dall'alto al basso risultano costituite da:

- Litozona ghiaioso-sabbiosa: costituisce l'acquifero tradizionale (I e II acquifero) normalmente sfruttato a scopo idropotabile. L'unità in esame è caratterizzata dalla netta prevalenza di litotipi grossolani con lenti argillose di limitato spessore ed estensione areale; nella terminologia di uso corrente viene identificata come "primo acquifero" in quanto forma la roccia serbatoio della falda libera del settore milanese e della provincia, dove raggiunge profondità di 40-50 m da p.c.
- Litozona sabbioso-ghiaiosa: questo complesso, attribuito al Pleistocene Medio, forma la parte basale dell'"acquifero tradizionale" ed è identificato sotto l'aspetto idrogeologico come "secondo acquifero". L'unità è costituita da una alternanza di depositi ghiaioso-sabbiosi, sabbiosi e limoso-argillosi,

talora con lenti cementate conglomeratiche o arenitiche e può raggiungere i 100 m di profondità.

- Unità a Conglomerati e arenarie: questa unità è formata da litologie prevalentemente conglomeratiche, con arenarie in subordine, passanti localmente a ghiaie e sabbie. L'unità è estesa in gran parte del settore pedemontano e nella medio-alta pianura dove si rinviene nei primi 50-100 m di sottosuolo e dove forma la roccia serbatoio del primo acquifero; nelle zone pedemontane
- Litozona sabbioso-argillosa: un'unità idrogeologica formata in prevalenza da argille e limi di colore grigio e giallo con torbe, rinvenuta oltre 80 ÷ 100 m di profondità e che forma il substrato della falda. A questi litotipi sono intercalate lenti più o meno estese e spesse di sabbie, ghiaie e conglomerati che formano acquiferi con falde confinate che costituiscono l'acquifero profondo (III acquifero)
- Litozona argillosa: formata prevalentemente da argille e limi di colore grigio-azzurro, alle quali sono subordinati livelli sabbiosi, generalmente di modesto spessore. Il tetto di questa unità è stato rinvenuto a profondità di circa 250 m. Poco sfruttabile da un punto di vista idropotabile.

Queste unità sono state più di recente riclassificate da Regione Lombardia, Eni Divisione Agip, 2002, nelle seguenti unità idrostratigrafiche (cfr. schema riportato in Figura seguente):

- Gruppo acquifero A (Olocene-Pleistocene Medio); all'incirca corrispondente all'unità ghiaioso-sabbiosa;
- Gruppo acquifero B (Pleistocene Medio); all'incirca corrispondente all'insieme delle unità sabbioso-ghiaiosa e a conglomerati e arenarie;
- Gruppo acquifero C (Pleistocene Medio); corrispondente alla parte superiore dell'unità sabbiosoargillosa;
- Gruppo acquifero D (Pleistocene Inf.); corrispondente alla restante parte dell'unità sabbioso-argillosa.

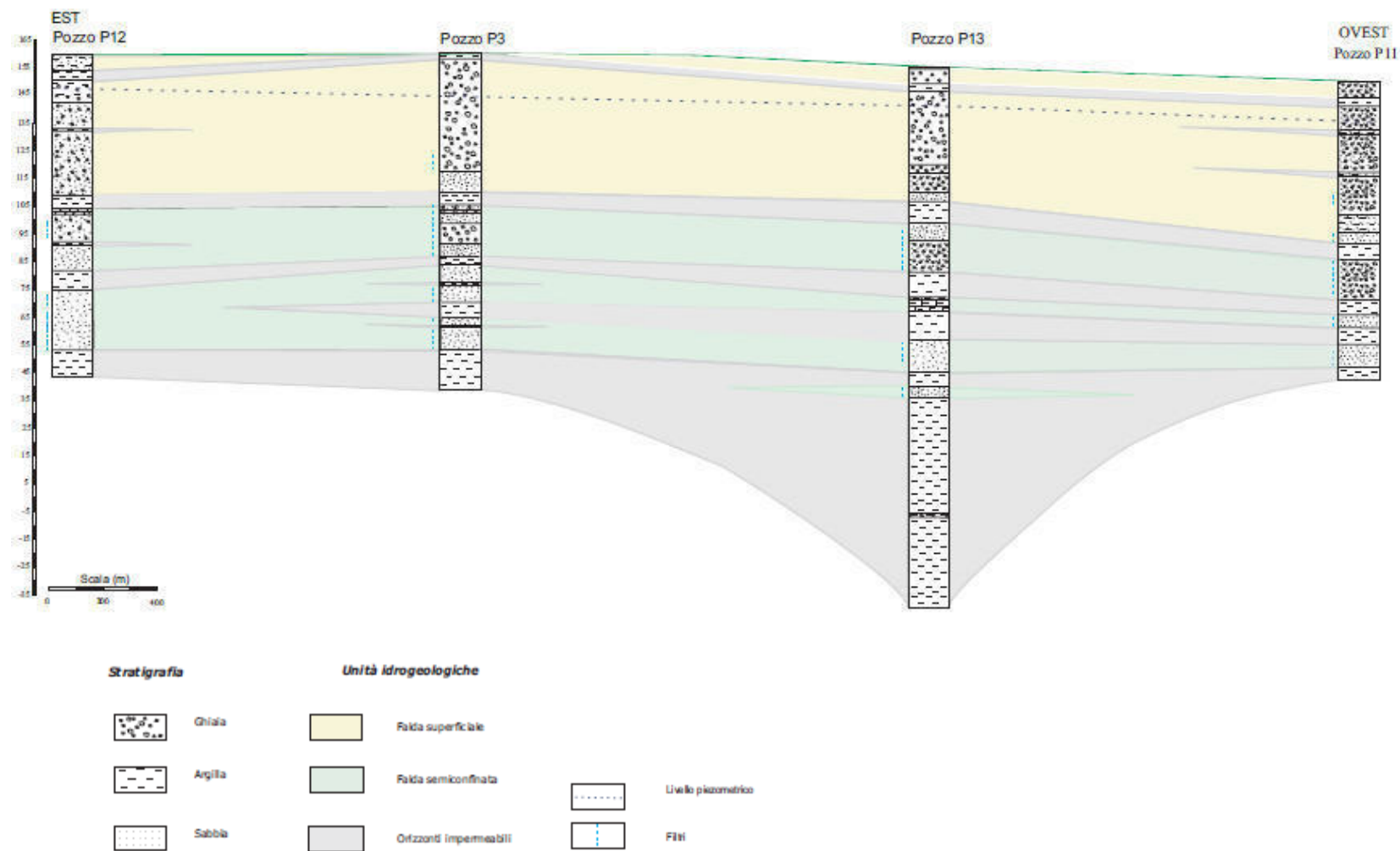


Figura 8: Sezione idrogeologica Est-Ovest attraverso il territorio di Rho (MI)

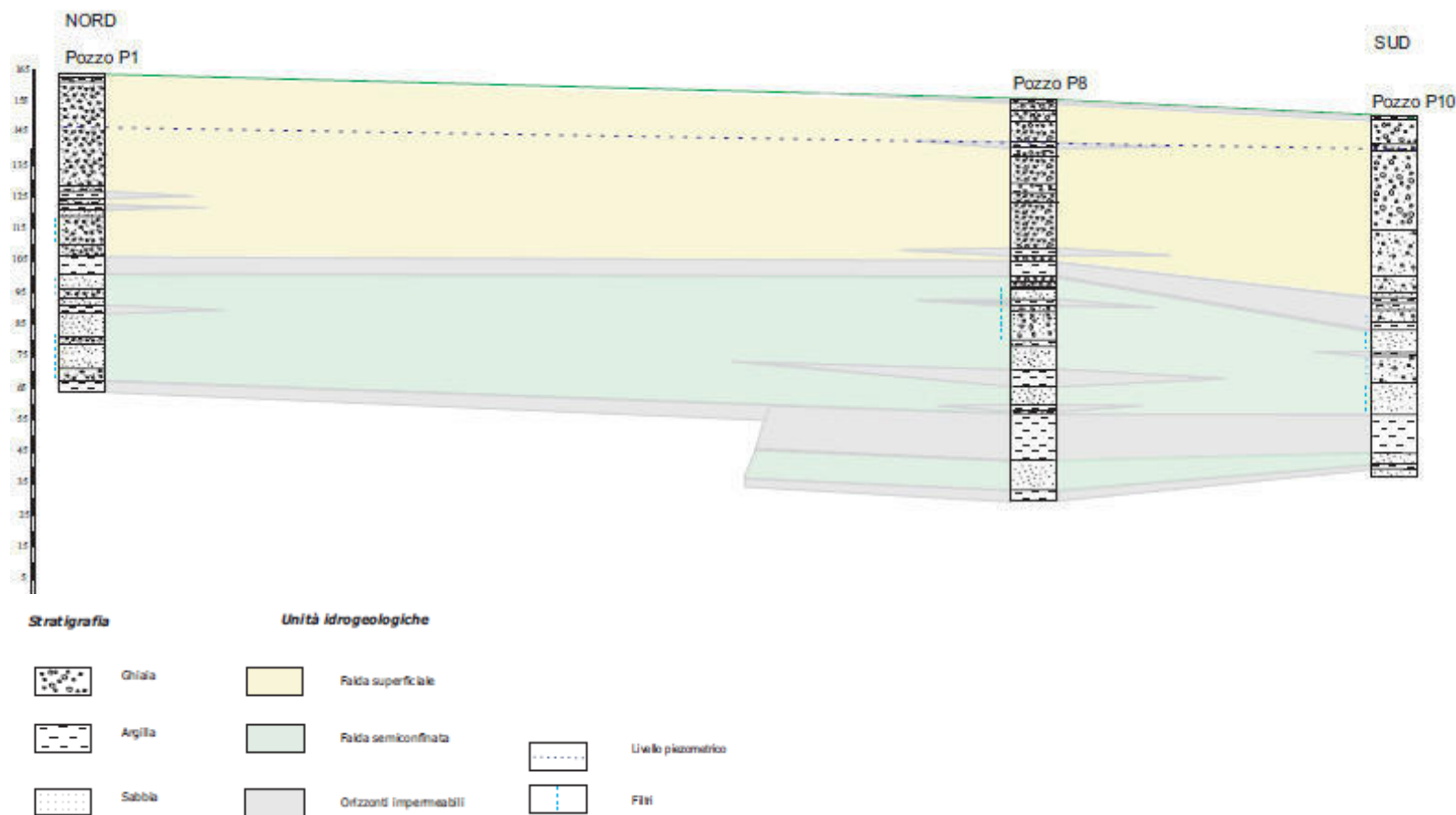


Figura 9: Sezione idrogeologica Nord-Sud attraverso il territorio di Rho (MI)

Date le caratteristiche idrogeologiche dell'area di Rho e ricostruendo i dati dei livelli statici dei pozzi, è possibile distinguere in modo abbastanza evidente l'acquifero tradizionale contenente la falda libera più superficiale.

La conformazione della falda superficiale è di tipo radiale divergente, a causa di uno spartiacque sotterraneo collocato in corrispondenza dei territori comunali di Rho e di Lainate il cui limite inferiore si colloca tra circa i 50 e 60 m di profondità. L'alimentazione della falda è legata sia alle condizioni meteoriche (pluviometriche) che alla rete idrica superficiale, che determina degli innalzamenti soprattutto in funzione dei cicli di irrigazione. Per quanto concerne l'andamento della falda, le linee isopiezometriche indicano una direzione di flusso principale con direzione NO-SE, con un gradiente idraulico varia da 0,1% nel settore settentrionale di Rho a 0,5% nel settore Sud-Orientale del Comune stesso al confine con Arese, Bollate e Pero. La soggiacenza del livello piezometrico varia da 20-30 m nel settore settentrionale del territorio comunale, a 10-15 m nel settore centrale, fino a 5-8 m nel settore meridionale (confini con Settimo M.se e Cornaredo).

4.4 PIEZOMETRIA A SCALA DELL'INTERVENTO

Le caratteristiche idrogeologiche del sottosuolo al dettaglio dell'area in esame possono essere ricostruite con sufficiente approfondimento alla luce delle numerose perforazioni effettuate con varie finalità nella zona. Nel complesso l'area appare contraddistinta da una discreta omogeneità strutturale in quanto i principali acquiferi si rinvenivano con continuità su tutto il settore di indagine.

In dettaglio nell'area di studio ci si è avvalsi, oltre che di alcuni piezometri installati nelle vicinanze dell'area di studio, dei dati reperiti dal Progetto P.I.A riportati all'interno dello studio geologico comunale (anno 2018). Dai dati di soggiacenza sopracitati risulta che la falda superficiale nell'area di studio ha una soggiacenza massima di 10/12 m rilevata nei periodi di marzo-maggio degli anni presi in considerazione mentre la soggiacenza minima si attesta su valori di 8/10 m nei periodi di luglio/settembre, con un'escursione massima di circa 3 m.

4.5 VULNERABILITA' IDROGEOLOGICA A SCALA DELL'INTERVENTO

Dall'analisi dell'assetto idrogeologico sopra descritto consegue che la vulnerabilità intrinseca dell'acquifero superiore (falda libera) varia da medio-elevata ad elevata, a causa della limitata soggiacenza del livello piezometrico (compresa tra 5 e 10 m) e della massiccia presenza di sedimenti permeabili, solo sporadicamente intercalati da depositi più fini, compresi fra superficie topografica e tavola d'acqua. Mano mano che si passa ad acquiferi più profondi (appartenenti al secondo ed al terzo livello acquifero), il livello piezometrico aumenta la sua profondità dalla superficie topografica ed allo stesso tempo si intercalano spessori maggiori di depositi a granulometria più fine (limi argillosi e sabbie argillose): ne consegue che la vulnerabilità dell'acquifero più profondo, da semiconfinato a confinato, passa progressivamente da medio-elevata a medio bassa.

5 INDAGINI GEOGNOSTICHE E GEOTECNICHE

Per la caratterizzazione geotecnica e litostratigrafica dei terreni sono state eseguite in totale n. 4 prove penetrometriche dinamiche DPSH, spinte fino al raggiungimento del rifiuto all'avanzamento delle aste e/o di un livello geotecnicamente compatibile con le opere di progetto.

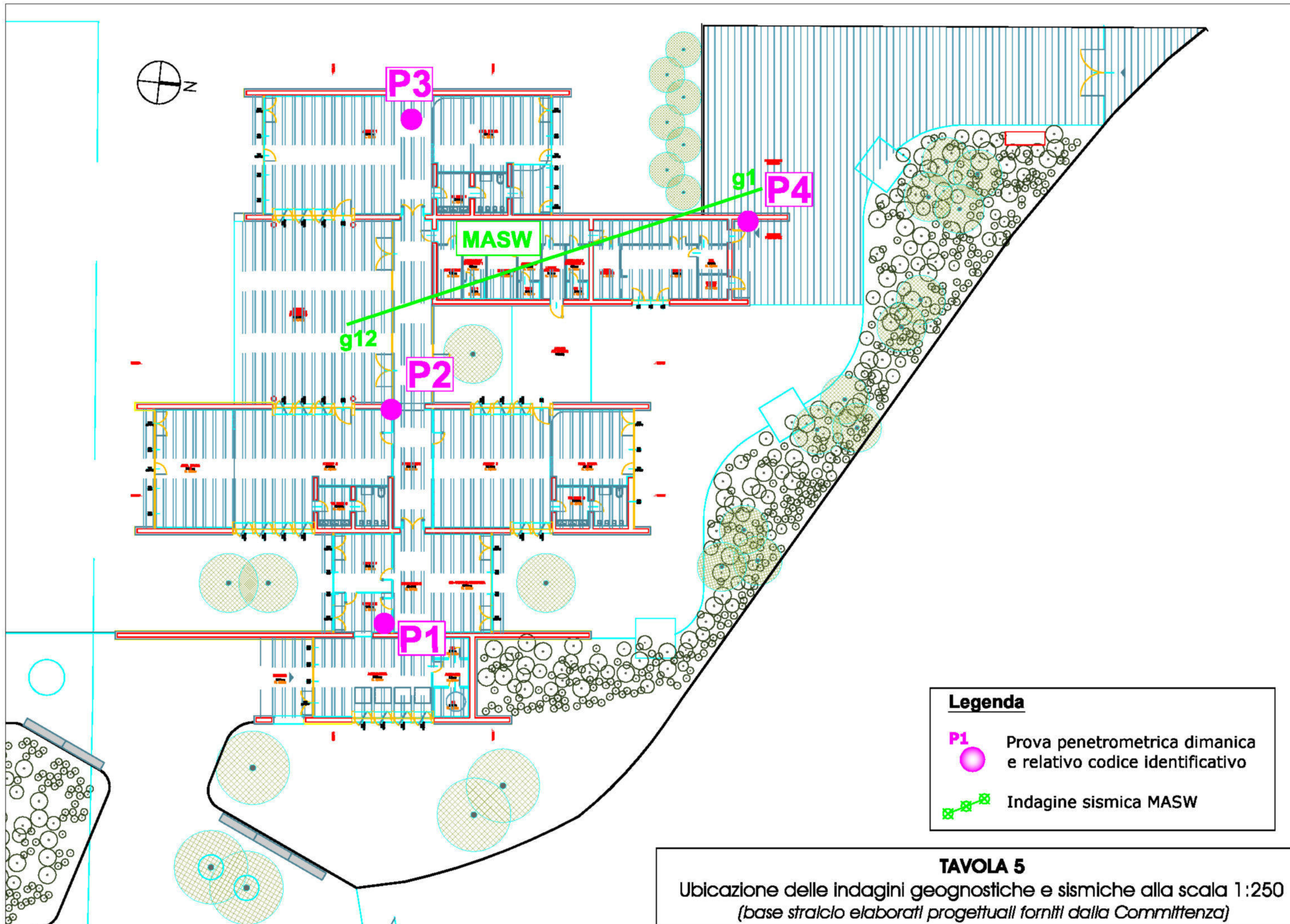
Le indagini in sito sono ubicate come riportato in **Tavola 5**. L'ubicazione delle prove in sito, in relazione alle necessità di delineare lo schema geotecnico generale, è stata predisposta in base allo stato dei luoghi all'atto dell'esecuzione delle indagini in aree libere e facilmente accessibili.

Nella giornata del 10/02/2022 e successive si è proceduto all'esecuzione delle indagini in sito ed ai rilievi dei principali elementi geologici e geomorfologici esistenti nell'area.

5.1 PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE

Le indagini geognostiche per la caratterizzazione geotecnica dell'area interessata dalla proposta d'intervento sono state eseguite con penetrometro dinamico tipo DPSH63 della ditta Geo Deep Drill motorizzato e cingolato, che secondo la normativa europea ISSMFE '88 è paragonabile ad un DPSH (Dynamic Probing Super Heavy).

Le caratteristiche tecniche del penetrometro dinamico tipo DPSH63 corrispondono alla nuova categoria di standard internazionale e sono descritte in appendice 2.



5.1.1 Modalità di esecuzione delle prove

La prova penetrometrica dinamica consiste nell'infissione nel terreno di una punta conica metallica lungo la direzione del filo a piombo, posta all'estremità di un'asta di acciaio prolungabile con l'aggiunta di aste in successione; l'infissione avviene in seguito alla caduta di un maglio con procedura standardizzata (→ peso = 63.5 Kg; altezza di caduta = 75 cm per le DPSH) direttamente sulla testa di battuta.

La procedura si ripete per ogni tratto prestabilito fino al raggiungimento della profondità prevista.

La resistenza del terreno è funzione inversa della penetrazione per ciascun colpo e diretta del numero di colpi necessari alla penetrazione per un tratto prefissato.

Secondo la tipologia di prova utilizzata nella presente indagine è stato registrato il numero di colpi necessari per l'infissione delle aste nel terreno ogni 20 cm per le DPSH e fino alla profondità di fine prova.

I risultati delle prove (cfr. Appendice 3) vengono diagrammati in funzione della profondità ed elaborati analiticamente per individuare livelli a caratteristiche geotecniche omogenee, eventualmente correlabili tra le diverse prove.

Il numero di colpi necessari alla penetrazione (SCPT) ricavato dalle prove penetrometriche dinamiche è stato considerato pari al 67% del numero di colpi equivalente della prova penetrometrica standardizzata S.P.T. (Standard Penetration Test) in foro di sondaggio, che, date le numerose correlazioni esistenti in letteratura sia sperimentali che basate su casi reali, rappresenta il termine fondamentale di confronto al fine di stabilire i valori dei relativi parametri geotecnici.

5.2 DESCRIZIONE DEGLI ORIZZONTI INDIVIDUATI

Per permettere una caratterizzazione omogenea dei terreni in profondità, le verticali di prova sono state eseguite in prossimità del posizionamento delle principali strutture portanti delle opere in progetto, in modo da fornire indicazioni geotecniche a carattere puntuale da utilizzarsi per il dimensionamento delle opere.

Come si può osservare dai grafici (cfr. Appendice 3) il numero dei colpi risulta mediamente variabile (da 1 a circa 20 colpi) in relazione al differente stato di addensamento dei terreni attraversati.

Nella seguente tabella 5.1 è riportata la suddivisione in orizzonti omogenei per ciascuna prova con il corrispondente valore di N_{spt} medio relativo ad ogni orizzonte considerato.

<i>Livello</i>	<i>P1</i>	<i>N_{spt}</i> <i>medio</i>	<i>P2</i>	<i>N_{spt}</i> <i>medio</i>
A	Da 0.0 a 0.80 m	10	Da 0.0 a 1.20 m	17
B	da 0.80 a 1.60 m	5	da 1.20 a 2.0 m	5
C	da 1.60 a 5.0 m (fine prova)	13	da 2.0 a 5.0 m (fine prova)	14

<i>Livello</i>	<i>P3</i>	<i>N_{spt}</i> <i>medio</i>	<i>P4</i>	<i>N_{spt}</i> <i>medio</i>
A	Da 0.0 a 0.80 m	14	-	-
B	da 0.80 a 1.60 m	6	da 0.0 a 2.0 m	8
C	da 1.60 a 5.0 m (fine prova)	14	da 2.0 a 5.0 m (fine prova)	13

Tabella 5.1: Interpretazione delle prove penetrometriche P1, P2, P3 e P4

6 SINTESI DEI RISULTATI DELLE INDAGINI GEOGNOSTICHE

I risultati delle prove penetrometriche, integrati con i dati di un'attenta analisi delle condizioni geologiche e geomorfologiche nelle immediate vicinanze dell'area dove sorgeranno le strutture in progetto e con le caratteristiche litostratigrafiche riconosciute dalle prove penetrometriche appositamente eseguite, consentono di individuare schematicamente alcuni orizzonti a caratteristiche geologico-tecniche omogenee (dal piano di esecuzione delle prove) al di sotto del primo livello di limitato spessore di terreno rimaneggiato addensato (strada di accesso):

- un primo orizzonte (**UNITA' A**), si sviluppa da p.c. fino ad una profondità variabile tra 0.80 e 1.20 m ed è costituito da terreno rimaneggiato e di riporto, con stato di addensamento mediamente buono ($N_{spt}= 10-17$ colpi/30 cm);
- un secondo livello (**UNITA' B**), si sviluppa al di sotto dello spessore di riporto superficiale fino alla profondità media di circa 2 m ed è costituito da depositi a componente prevalentemente sabbiosa con ghiaia sparsa, con stato di addensamento medio-basso ($N_{spt}=5-8$ colpi/30 cm);
- un terzo ed ultimo orizzonte (**UNITA' C**), si sviluppa al di sotto dell'orizzonte B fino alla profondità di fine prove (profondità massima raggiunta 5 m da p.c.) ed è costituito da depositi a componente prevalentemente ghiaioso-sabbiosa con ciottoli con stato di addensamento buono ($N_{spt}13-14$ colpi/30 cm);

L'interpretazione dei dati così ottenuti permette quindi di individuare diversi orizzonti aventi caratteristiche tecniche sostanzialmente omogenee e, in base a ciò, di realizzare un modello schematico dell'assetto locale, riportato nella sezione geologico-tecnica schematica, che costituisce il termine di confronto fondamentale per la caratterizzazione geologico-tecnica.

6.1 PARAMETRAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI

Tramite correlazioni empiriche (cfr. figura 10 - figura 11) e mediante il numero medio di colpi alla penetrazione per ciascun livello sono stati stimati i parametri geotecnici fondamentali successivamente utilizzati per il calcolo dei carichi ammissibili e dei cedimenti indotti.

A questo scopo i terreni sono stati considerati uniformemente a comportamento prevalentemente incoerente, come descritto al paragrafo precedente, non considerando il contributo della coesione.

Per consentire un'adeguata caratterizzazione geotecnica dei livelli individuati sono stati presi in considerazione i seguenti parametri, basandosi su metodi di correlazione ben noti in letteratura:

N_{spt} = numero di colpi standardizzato secondo la prova S.P.T.;

γ = peso di volume naturale, stimato;

Dr = densità relativa, secondo la relazione di Gibbs & Holtz (fig. 10):

$$Dr = 21 \cdot \sqrt{\frac{N_{SPT}}{\sigma_v + 0,7}}$$

φ = angolo di attrito interno, secondo le relazioni di Peck-Hanson-Thornburn-Meyerhof (fig. 11):

$$\phi = 21.2 + 2.7 \cdot \sqrt{N_{SPT}}$$

E = modulo di Young, calcolato secondo le espressioni di Schmertmann (1978), valida per terreni sabbiosi:

$$E = 2.5 \cdot R_p$$

In base alle precedenti considerazioni, si sono ottenuti, per ciascun livello, i parametri riportati nella seguente tabella:

Unità	N _{SPT}	γ (g/cm ³)	Terreni incoerenti		
			D _r (%)	ϕ (°)	E (Kg/cmq)
A	10-17	1.70-1.90	40-50	29-32	80-140
B	5-8	1.65-1.70	25-35	28-29	40-70
	13-14	1.75-1.85	35-40	30-31	100-120

Tabella 6.1: Parametri geotecnici fondamentali delle unità individuate

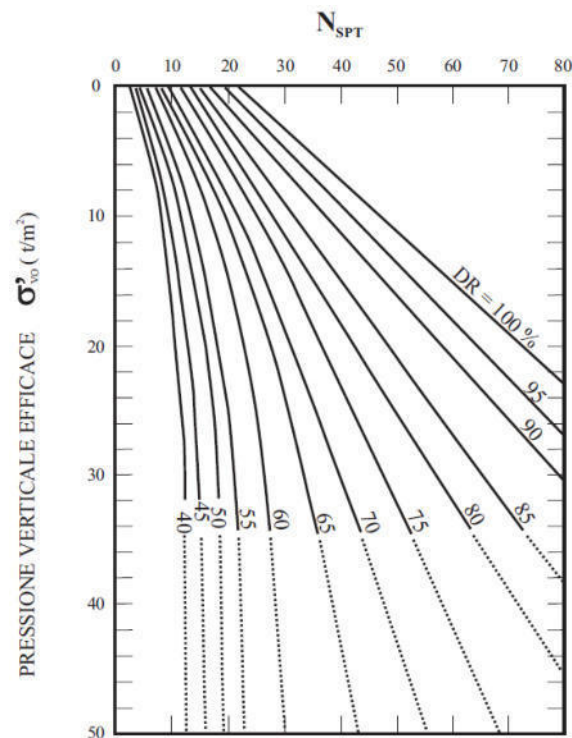


Figura 10: Relazione fra N_{SPT} e Densità relativa (D) delle sabbie (Gibbs e Holtz)

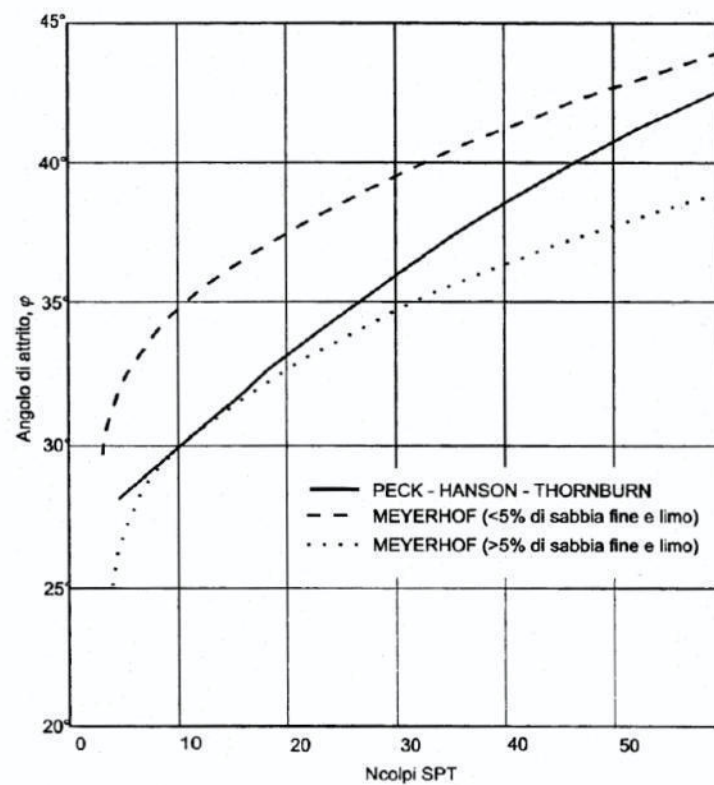


Figura 11: Correlazione tra N_{SPT} e Angolo d'attrito (Peck-Hanson)

6.2 PROBLEMATICHE EVIDENZIATE DALLE INDAGINI IN SITO

Gli studi e le indagini in sito eseguite hanno consentito di definire in modo sufficientemente adeguato la situazione geologico-tecnica dell'area interessata dall'intervento in progetto.

L'**unità A** superficiale è caratterizzata da terreno di riporto e/o rimaneggiato presente fino ad una profondità variabile tra 0.80 e 1.20 m con buono stato di addensamento. Tale unità, pur risultando eventualmente idonea ad essere utilizzata come appoggio fondazionale superficiale andrà rimossa all'interno delle operazioni di bonifica.

La sottostante **unità B**, rinvenuta fino ad una profondità media di circa 2 m, risulta costituita da depositi a prevalente componente sabbiosa con ghiaia sparsa e stato di addensamento medio-basso. Tale unità presenta caratteristiche tecniche sufficienti risultando eventualmente utilizzabile come appoggio fondazionale superficiale prestando particolare attenzione all'evolversi dei cedimenti indotti.

L'**unità C**, sottostante riconosciuta fino alla profondità di almeno 5 m (profondità massima raggiunta dalle prove penetrometriche), risulta costituita da depositi eterogenei di natura fluvioglaciale a componente sabbioso-ghiaioso-ciottoloso con stato di addensamento mediamente buono. Tale unità presentano caratteristiche tecniche buone e potrà essere utilizzata come appoggio fondazionale più profondo con carichi gravanti maggiori qualora necessario.

La capacità portante sarà comunque da verificare in relazione alle quote di imposta delle fondazioni e ai parametri geotecnici indicati in tabella 6.1 ponendo una particolare attenzione all'evolversi dei cedimenti con i carichi in progetto.

Ai fini della portanza e dell'interazione con le acque sotterranee, nella giornata di esecuzione delle indagini geognostiche non sono state riscontrate tracce di circolazione idrica lungo le aste di perforazione. Ciò, se da un lato implica di ipotizzare un piano di posa fondazionale in condizioni drenate, dall'altro consiglia comunque l'eventuale adozione di opere di impermeabilizzazione in corrispondenza sia dei manufatti contro terra che delle fondazioni allo scopo di evitare fastidiosi fenomeni di umidità per risalita capillare lungo le strutture stesse.

7 DETERMINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA DI PROGETTO AI SENSI DELL'OPCM 3274/2003 E DELLE DIRETTIVE REGIONALI

7.1 CARATTERIZZAZIONE GENERALE DELL'AZIONE SISMICA

Come accennato precedentemente, sia l'Ordinanza 3274 che le norme tecniche allegate al D.M. 17.01.2018, disciplinano la progettazione di opere di fondazione e di sostegno dei terreni soggetti ad azioni sismiche, individuando i requisiti cui devono soddisfare i siti di costruzione ed i terreni di fondazione in presenza di tali azioni, sia per edifici di interesse pubblico che privato.

L'ordinanza e le nuove norme tecniche inoltre hanno portato ad un allineamento del sistema normativo in fatto di costruzione antisismica al sistema dei codici europei (EuroCode 8), aggiornando le norme contenute nel D.M. del 16 Gennaio 1996, abbandonando il metodo delle "Tensioni Ammissibili" (TA) ed adottando il metodo degli stati limite (SL).

Rispetto all'analisi alle TA, che considera solo il comportamento elastico, il caso sismico richiede l'attento esame del comportamento delle strutture soggette a sollecitazioni che comportano il superamento della fase elastica; infatti le strutture dispongono di una riserva di capacità in grado di assolvere la loro funzione anche al di là del limite elastico, che viene misurata attraverso la definizione del parametro di duttilità della struttura (fattore q).

La filosofia introdotta dalle nuove norme è legata ad un criterio prestazionale, ovvero il sistema edificio deve soddisfare requisiti minimi di sicurezza rispetto agli stati limite di funzionalità e collasso in caso di eventi sismici. In linea di principio il sistema deve garantire una prestazione "buona" per terremoti probabili, nel senso che devono essere soddisfatti requisiti più stringenti come per esempio assenza di danni strutturali e conservazione della funzionalità del sistema, che potrebbero identificarsi come "stato limite di danno" (SLD); al contrario, per il terremoto poco probabile o severo, si richiede che il sistema garantisca una prestazione "sufficiente", nel senso che devono essere soddisfatti requisiti meno vincolanti, che potrebbero identificarsi come

“stato limite ultimo” (SLU), come per esempio collassi parziali o interruzioni temporanee della funzionalità del sistema.

L’azione sismica sulle costruzioni è generata dal moto non uniforme del terreno per effetto della propagazione delle onde sismiche. Il moto sismico eccita la struttura provocandone la risposta dinamica, che va verificata e controllata negli aspetti di sicurezza e di prestazioni attese.

7.2 RIFERIMENTI TECNICI E NORMATIVI

L’aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018, unitamente alla normativa sismica nazionale, OPCM 3274/2003 e successive modificazioni, con l’Allegato 2 *“Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l’adeguamento sismico degli edifici”* disciplinano la progettazione e la costruzione di nuovi edifici soggetti ad azioni sismiche, nonché la valutazione della sicurezza e gli interventi di adeguamento su edifici esistenti, con lo scopo di assicurare, in caso di evento sismico, la protezione della vita umana, la limitazione dei danni e il funzionamento delle strutture essenziali agli interventi di protezione civile.

Relativamente ai requisiti di sicurezza e ed ai criteri di verifica (cap. 2.4 *“Prescrizioni relative ai terreni di fondazione”*) l’OPCM 3274/2003 prescrive che lo scopo delle indagini necessarie per la determinazione dell’azione sismica di progetto nel sito di costruzione è anche quello di classificare il terreno in una delle categorie di suolo di fondazione definite al cap. 3.1 *“Categorie di suolo di fondazione”*.

7.2.1 Categorie di suolo di fondazione

Il modello di riferimento per la descrizione del moto sismico in un punto della superficie del suolo è costituito dallo spettro di risposta elastico. Il moto orizzontale è considerato composto da due componenti ortogonali indipendenti, caratterizzate dallo stesso spettro di risposta. La componente verticale del moto sismico si considera rappresentata da uno spettro di risposta elastico diverso da quello delle componenti orizzontali. Lo spettro di risposta elastico è costituito da una forma spettrale (spettro

normalizzato), considerata indipendente dal livello di sismicità, moltiplicata per il valore della accelerazione massima (a_g) del terreno che caratterizza il sito.

Pertanto, ai fini della definizione della azione sismica di progetto, l'OPCM 3274/2003 ha introdotto le seguenti categorie di profilo stratigrafico del suolo di fondazione (le profondità si riferiscono a partire dal piano di posa delle fondazioni):

Categoria	Descrizione del profilo stratigrafico
A	<u>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</u> , caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie alterazione terreni di caratteristiche meccaniche con spessore massimo di 3 m
B	<u>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</u> , caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s
C	<u>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</u> , con profondità del substrato superiore a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s
D	<u>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</u> con profondità del substrato superiore a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e valori di velocità equivalente compresi tra 100 m/s e 180 m/s
E	<u>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C e D</u> , con profondità del non superiore a 30 m

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, l'effetto della risposta sismica locale si valuta mediante specifiche analisi, da eseguire con le modalità indicate nel paragrafo 7.11.3 delle NTC. In alternativa, qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle categorie definite nella Tabella precedente, si può fare riferimento a un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio, V_s .

I valori di V_s sono ottenuti mediante specifiche prove oppure, con giustificata motivazione e limitatamente all'approccio semplificato, sono valutati tramite relazioni empiriche di comprovata affidabilità con i risultati di altre prove in sito, quali ad

esempio le prove penetrometriche dinamiche per i terreni a grana grossa e le prove penetrometriche statiche.

La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, $V_{S,eq}$ (in m/s), definita dall'espressione:

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

dove H_i e V_i indicano lo spessore (in m) e la velocità delle onde di taglio V_s (per deformazioni di taglio $\gamma < 10^{-6} \%$) dello strato i -esimo, per un totale di N strati presenti al di sotto del piano di fondazione fino al substrato. H identificata invece la profondità del substrato definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da V_S non inferiore a 800 m/s.

L'assegnazione della categoria di suolo costituisce l'aspetto principale nella definizione dell'azione sismica in quanto definisce le condizioni litologiche e morfologiche proprie dell'area in esame, in grado di modificare l'intensità delle onde sismiche generate dalla sorgente che si propagano verso la superficie (fattore di amplificazione litologico e/o morfologico).

Vista l'importanza di questo aspetto l'area in cui è inserito il progetto in studio è stata classificata sulla base del valore delle V_{s30} , misurato direttamente in sito attraverso un'apposita indagine geofisica di tipo sismico attivo MASW (le correlazioni esistenti in letteratura tra V_s e N_{spt} o tra V_s e CPT sono di tipo empirico e presentano un medio-basso grado di affidabilità; inoltre è necessario raggiungere con le indagini geognostiche profondità almeno di 30 m per ottenere i valori di N_{spt} e CPT).

7.2.2 Zona sismica di appartenenza

L'Ordinanza P.C.M. n. 3274 del 20 marzo 2003 ha aggiornato la normativa sismica previgente con l'attribuzione, alle diverse località del territorio nazionale, di un valore di scuotimento sismico di riferimento, espresso in termini di incremento dell'accelerazione al suolo.

Il territorio del comune di Rho secondo la nuova classificazione appartiene alla zona Z4 caratterizzata dal valore di “accelerazione sismica di picco al suolo” (PGA: Peak Ground Acceleration) $a_g \leq 0,05g$ ($g=9.81 \text{ m/s}^2$). Più in dettaglio, per il Comune di Rho, in base ad una griglia di calcolo con spaziatura 0.05° long. - lat. dei valori di accelerazione a diversi periodi di ritorno calcolati per l’intero territorio nazionale (rif. *Università degli Studi di Urbino - Istituto di Geologia Applicata, Progetto di Pericolosità sismica del territorio nazionale: Spettri a pericolosità uniforme attesi a ciascun capoluogo comunale con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni, ca. 475 anni di periodo di ritorno*), i valori di picco di accelerazione su suolo rigido, riferiti direttamente alle coordinate del centro-capoluogo, sono:

PGA picco di accelerazione (in g)	PGV velocità (in cm/sec)
0.038	2.243

La Regione Lombardia, con D.g.r. n. 14964 del 7 novembre 2003, ha preso atto della classificazione fornita in prima applicazione dalla citata Ordinanza 3274/2003. La Giunta Regionale ha approvato il 30 marzo 2016 - D.G.R. n. X/5001 le linee di indirizzo e coordinamento per l’esercizio delle funzioni trasferite ai comuni in materia sismica, ai sensi degli artt. 3, comma 1, e 13, comma 1, della L.R. 33/2015. La nuova zonazione sismica e la L.R. 33/2015 sono entrambe efficaci dal 10 aprile 2016.

In particolare, la L.R. n. 33/2015 aggiorna la normativa sulle costruzioni in zona sismica adeguandola al D.P.R. 6 giugno 2001, n. 380 (Testo Unico in materia edilizia). Le nuove norme si applicano ai lavori di cui all'art. 93, comma 1, del D.P.R. 380/2001 (“costruzioni, riparazioni e sopraelevazioni”), relativi a opere pubbliche o private localizzate nelle zone dichiarate sismiche, comprese le varianti influenti sulla struttura che introducano modifiche tali da rendere l'opera stessa, in tutto o in parte, strutturalmente diversa dall'originale o che siano in grado di incidere sul comportamento sismico complessivo della stessa. In particolare, in base alla riclassificazione della Regione Lombardia, il Comune di Rho ricade in Zona 4 con valori minimi di accelerazione al suolo, come evidenziato nella seguente figura 12.

Mappa di classificazione sismica
dei comuni lombardi

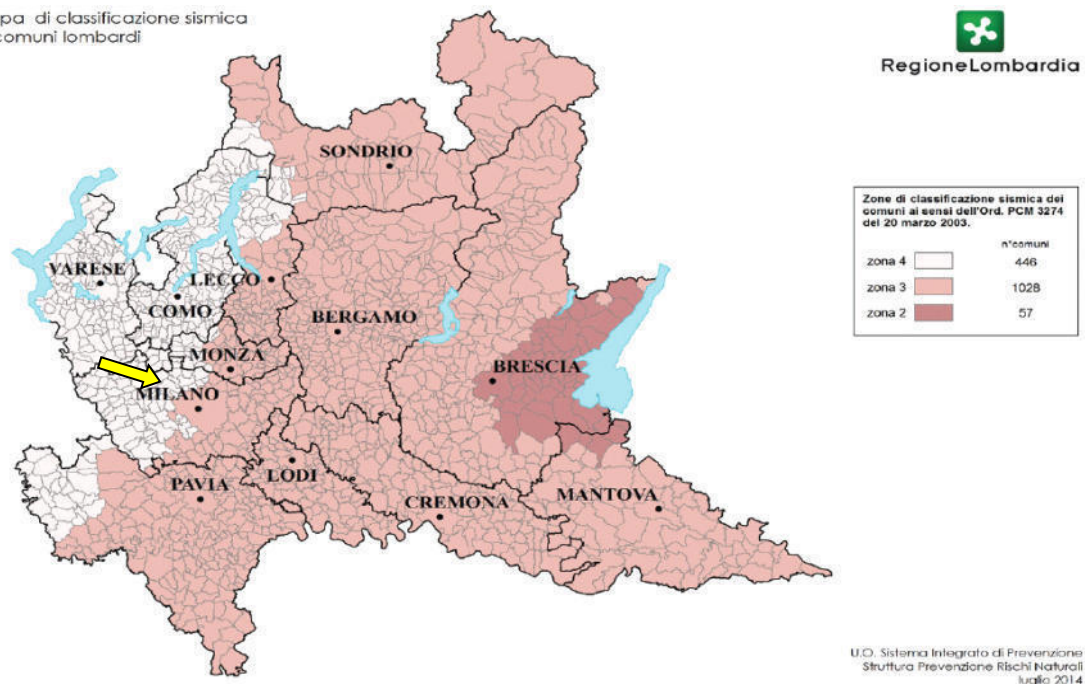


Figura 12: Nuova classificazione sismica dei comuni della Lombardia in seguito alla D.G.R. 11 luglio 2014 n. X/2129

A completamento si riportano alcune valutazioni relative al comune di Rho provenienti da studi di pericolosità sismica del territorio nazionale. In particolare, si riporta in figura 13 la mappa dei valori dell'accelerazione orizzontale massima (PGA) che ha la probabilità del 10% di essere superata almeno una volta nei prossimi 50 anni.

Da questa figura si ricava che il territorio di Rho risulta contraddistinto da un valore di PGA compreso tra 0.025 e 0.050 g (elaborazione INGV, 2004 e 2006).

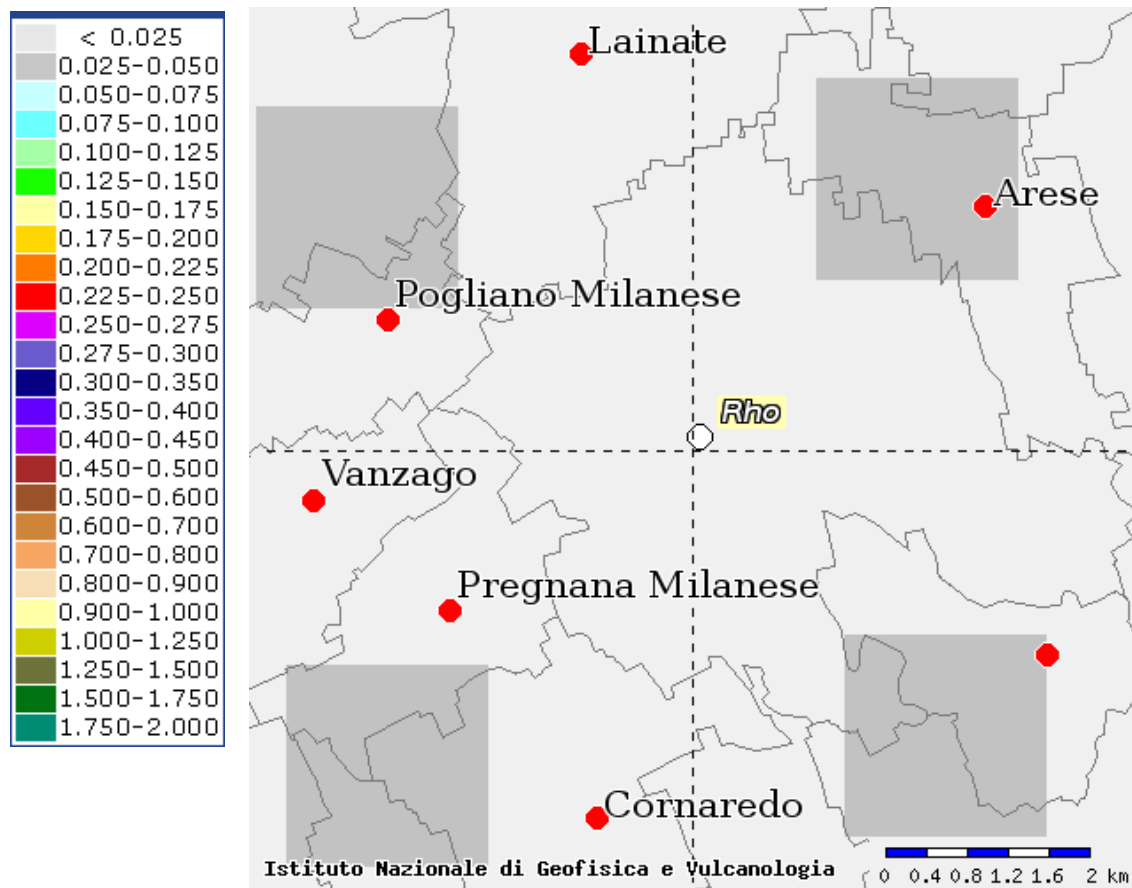


Figura 13: valori di PGA espressi come frazione di g con il 10% di eccedenza nei prossimi 50 anni relativi al Comune di Rho (elaborazione INGV, 2006).

7.2.3 Aree suscettibili di effetti locali

Nel quadro generale della pericolosità sismica del territorio comunale di Rho, come espresso nel capitolo precedente, in relazione alle condizioni locali dettate da determinate situazioni stratigrafiche che possono portare ad un'amplificazione e a una modificazione dell'accelerazione sismica, sostanzialmente confermate nel corso del presente studio, l'area di studio rientra all'interno della **"Zona 4a - zona di fondovalle o di pianura con presenza di depositi alluvionali e/o fluvio-glaciali granulari e/o coesivi"** soggetta a fenomeni di amplificazione litologica e geometrica, come evidenziato dalla figura seguente.

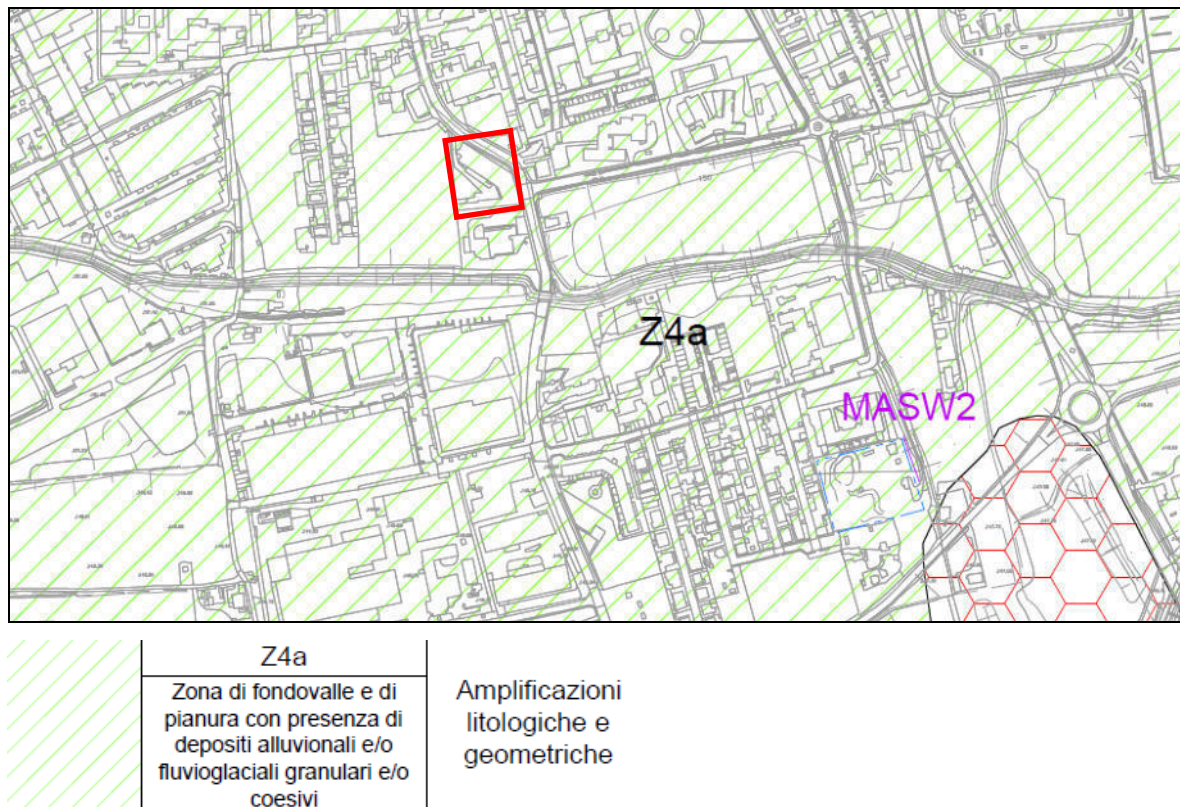


Figura 14: Estratto Carta della pericolosità sismica dello studio geologico allegato al vigente PGT del Comune di Rho e relativa legenda. Nel quadrato rosso è evidenziato il lotto di intervento.

8 INDAGINE GEOFISICA DI TIPO SISMICO ATTIVO MASW

Le tecniche correntemente utilizzate (Down-Hole, Cross-Hole, MASW, SASW) per la stima delle velocità delle onde di taglio allo scopo di caratterizzare un sito sotto il profilo della risposta sismica sono normalmente onerose e complesse per poter essere utilizzate come indagini di routine per la classificazione dei profili stratigrafici dei primi 30 m dei suoli di fondazione, soprattutto per progettazioni di opere di scarsa o modesta entità e concentrate in aree di proprietà poco estese.

Contrariamente, la tecnica di sismica MASW (Multi-Channel Analysis of Surface Waves) utilizzata a supporto della presente relazione risulta molto utile per determinare velocemente ed economicamente l'andamento della velocità media delle onde di taglio nei primi trenta metri di profondità (V_{s30}) e quindi la categoria del suolo di fondazione in base al DPCM 3274 del 20 marzo 2003; inoltre, tale metodologia è anche usata per analisi di liquefazione, determinazione del profilo del terreno, mappatura del substrato, stima degli stati tensionali dei materiali costituenti il sottofondo e determinazione di anomalie sotterranee.

In particolare, per gli scopi specifici della presente relazione sono state effettuate un totale di n. 4 registrazioni lungo n. 1 stendimento, all'interno dell'area in esame, come riportate cartograficamente in **Tavola 5** (ubicazione delle indagini in sito su planimetria di progetto).

8.1 GENERALITÀ SUL METODO MASW

La prova MASW, messa a punto nel 1999 da ricercatori del Kansas Geological Survey (Park et al., 1999) permette di determinare in modo dettagliato l'andamento della velocità delle onde sismiche di taglio (o onde S) in funzione della profondità attraverso lo studio della propagazione delle onde superficiali o di Rayleigh. Il metodo di indagine MASW utilizzato, a differenza della metodologia Re.Mi., è definito "attivo" (Zywicki, 1999; Park e Miller, 2006; Roma, 2006).

Nel “metodo attivo” le onde superficiali sono prodotte da una sorgente impulsiva disposta a piano campagna e vengono registrate da uno stendimento lineare composto da numerosi ricevitori posti a breve distanza (distanza intergeofonica). Lo scopo della prova consiste nel determinare il profilo di rigidità del sito (velocità delle onde di taglio S) tramite la misura della velocità di propagazione delle onde di superficie di Rayleigh (V_R) ed un successivo processo di inversione. Si suppone che il volume di terreno, interessato dalle indagini sia stratificato orizzontalmente e che all’interno di ogni strato il comportamento del terreno si possa considerare elastico, omogeneo ed isotropo.

L’analisi delle onde superficiali è stata eseguita utilizzando la stessa strumentazione (GEODE Geometrics a 12 canali - cfr. appendice 4) utilizzata per la prospezione sismica a rifrazione tramite metodologia MASW con la disposizione sul terreno secondo un array lineare da 12 geofoni con spaziatura pari a 3 m.

8.2 MODALITA’ ESECUTIVE MASW

Conformemente alle direttive tecniche ed alle normative vigenti in campo sismico, per la ricostruzione del profilo stratigrafico dei primi 35 m dei suoli di fondazione e, conseguentemente, per la definizione della velocità media delle onde di taglio nei primi trenta metri di profondità (V_{s30}) è stato realizzato n. 1 stendimento di 12 geofoni equispaziati di 3 m, per una lunghezza complessiva di 33 m (Array L1).

Ciascuna registrazione corrispondente ad una energizzazione tramite massa battente (per un totale di n. 4 file acquisiti) è stata condotta per un periodo di ascolto di 2 s ed un passo di campionamento di 0.125 ms. Allo scopo di registrare tutti i segnali in arrivo non è stato pre-impostato nessun filtro in frequenza.

Nell’esecuzione della prova MASW attiva è stato utilizzato come sistema di energizzazione una mazza di 8 Kg battente su piastra metallica. Per aumentare il rapporto segnale/rumore si è proceduto alla somma di più energizzazioni (processo di stacking). La sorgente è stata posta ad una distanza di 0.50 e 3.0 m dal primo geofono.

L'elaborazione è stata effettuata tramite un software dedicato (GEOSTRU EasyMasw®) in grado di gestire le fasi di preparazione analisi, modellizzazione e restituzione finale. Nella fase iniziale vengono sommate e analizzate le tracce acquisite calcolando successivamente la curva di dispersione, visualizzata tramite diagramma frequenza-velocità di fase con appropriata scala cromatica dell'ampiezza.

Utilizzando la curva di dispersione si procede ad individuare la curva delle velocità di fase apparente del modo fondamentale e, ove possibile dei modi superiori.

La fase di inversione prevede una modellizzazione monodimensionale che consente di determinare un profilo di velocità delle onde di taglio V_s in funzione della profondità. L'elaborazione avviene tramite l'applicazione di procedimenti di calcolo e algoritmi genetici di inversione (global-search methods) che gestiscono all'interno di uno spazio di ricerca, modelli caratterizzati da parametri V_s e spessore degli strati. Altri parametri considerati dal modello di calcolo sono il coefficiente di Poisson e la velocità delle onde di volume (V_p) che, con lo spessore degli strati e relative V_s , possono essere modificati anche manualmente.

Tramite interazioni successive si ottiene un modello di inversione in grado di far coincidere con la migliore approssimazione possibile la curva di dispersione elaborata nella fase precedente e quella modellizzata.

In definitiva l'elaborazione del software EasyMasw è del tutto paragonabile a quella utilizzata dal software ReMi per l'analisi delle tracce acquisite tramite metodologia passiva. L'elaborazione prevede infatti tre passi:

- Analisi Spettrale di Velocità
- Picking della Dispersione delle Velocità di fase delle onde di Rayleigh
- Modellazione della Velocità delle Onde di Taglio

Una volta ottenuta la modellazione più confacente ai dati sperimentali, il profilo stratigrafico in termini di V_s permette la determinazione delle V_s medie relative ai primi 30-35 m di profondità.

8.3 INTERPRETAZIONE DEI RISULTATI E PROFILO SISMICO VS30

In relazione alle condizioni logistiche nel sito di indagine è stato possibile acquisire n. 1 Array lineare della lunghezza di 33 m disposto come identificato in **Tavola 5**.

La sommatoria delle registrazioni effettuate ha permesso di ricostruire un'analisi spettrale di velocità, i cui risultati sono riportati in figura 15 (Array L1), e, conseguentemente, di effettuare un'operazione di picking della dispersione delle Velocità di fase delle onde di Rayleigh, anch'essa evidenziata nella figura sottostante, che costituisce la curva di dispersione sperimentale.

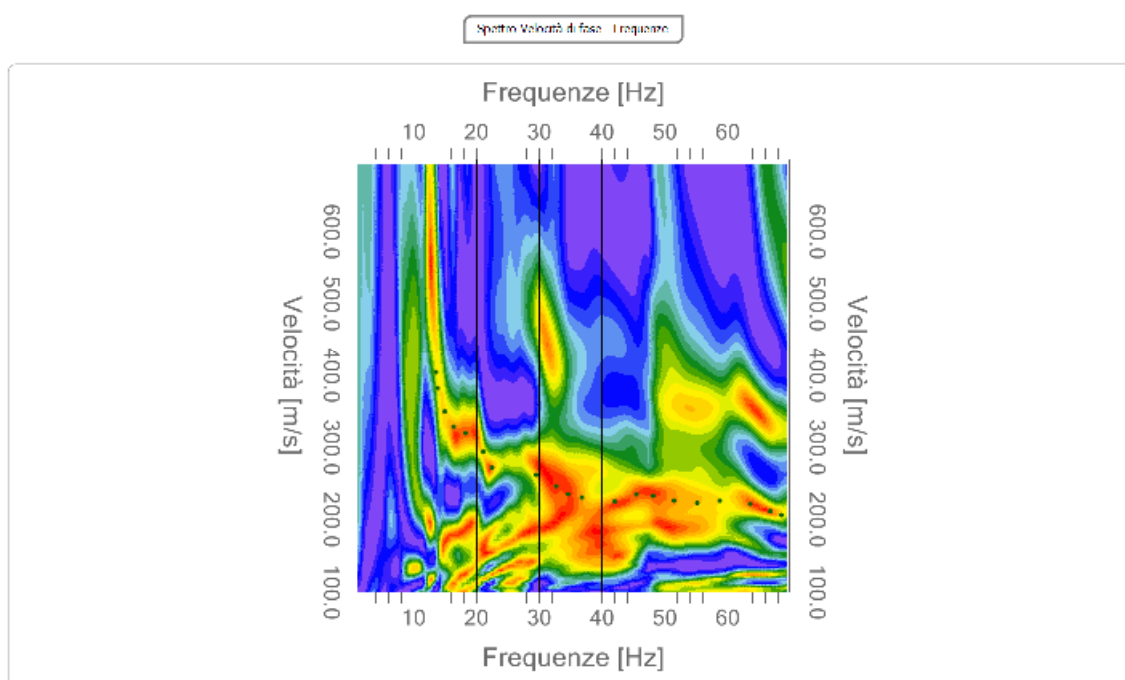


Figura 15: Array L1- operazione di picking della dispersione delle velocità di fase

Una volta definita la curva di dispersione sperimentale nel dominio f-k si è proceduto alla modellizzazione teorica attraverso la procedura di inversione.

I valori ottenuti di dispersione della velocità di fase attraverso la procedura di inversione sono stati quindi rappresentati nella Figura 16 (Array L1), sovrapposti al successivo risultato della modellazione per l'analisi di velocità delle onde di taglio.

Come visibile dai grafici in figura 16, la sovrapposizione tra il picking della velocità di fase (valori misurati) ed il risultato del processo di inversione e modellizzazione (valori calcolati, linea verde) permettono di validare la procedura di calcolo ed il modello stesso.

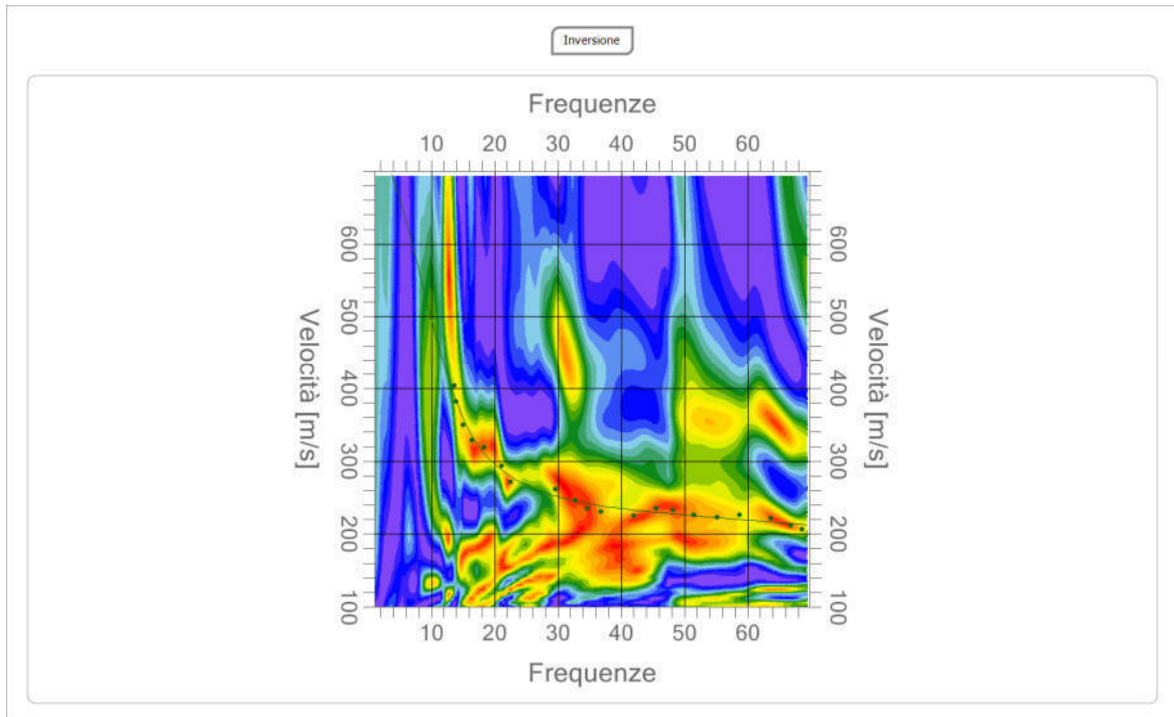


Figura 16: Array L1- operazione di inversione della curva di dispersione sperimentale

La curva di dispersione calcolata ha quindi consentito di ricostruire un modello di velocità delle onde trasversali come riprodotto nella seguente Figura 11 (Array L1).

RHO (MI) - VIA SAN MARTINO

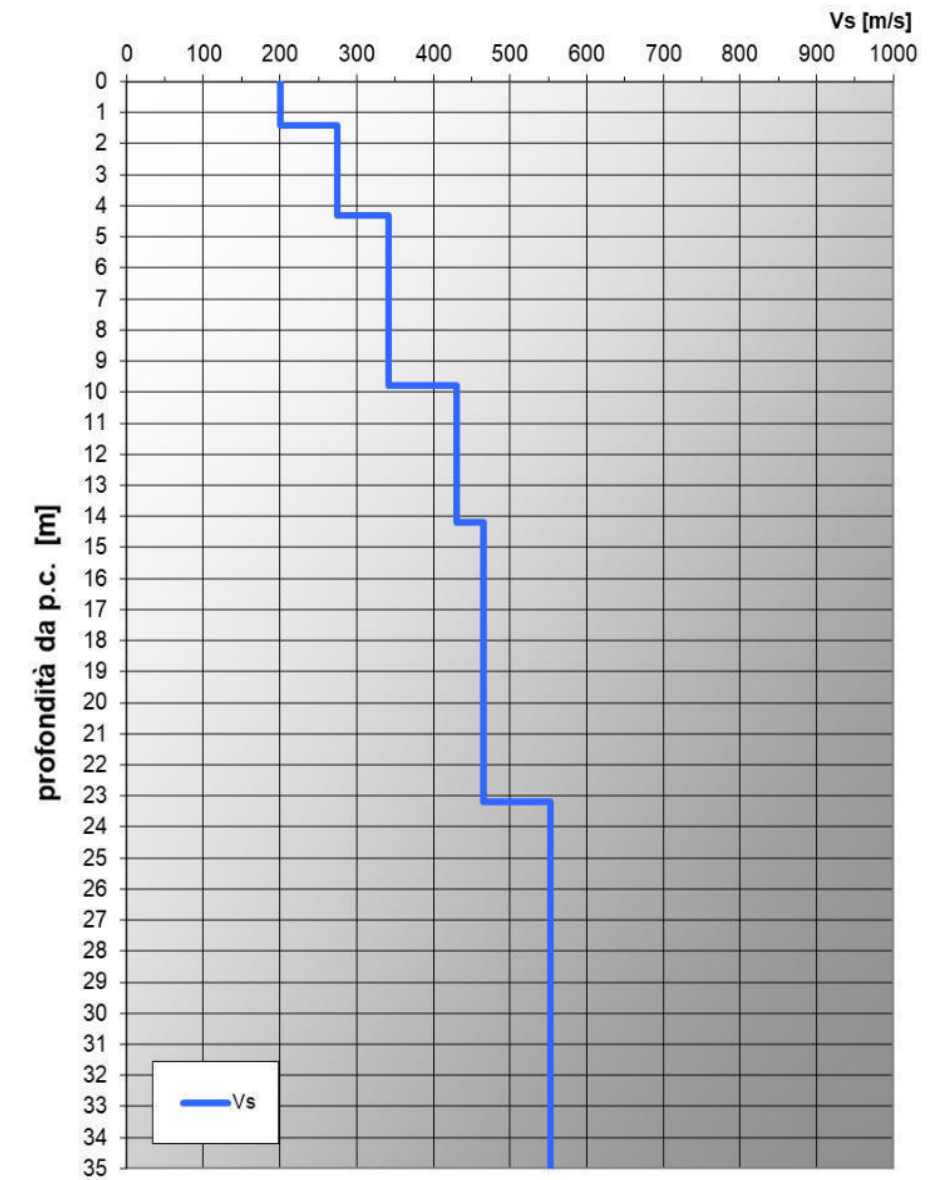


Figura 17: ricostruzione del modello di velocità a seguito del processo di inversione

Il modello di velocità che meglio si adatta ai valori di picking permette di evidenziare una successione di strati a diversa Velocità delle onde trasversali V_s , come riportato sinteticamente nella seguente tabella 8.1:

Strato	Profondità letto strato (m)	Velocità onde trasversali V_s (m/s)
1	-1.40	210
2	-4.30	275
3	-9.80	341
4	-14.20	430
5	-23.20	465
6	-35.0	553

Tabella 8.1: Modello di velocità array L1

Tale modello concorda con buona approssimazione con la suddivisione in unità geotecniche omogenee riconosciuta a seguito delle indagini geognostiche (sondaggio geognostico) e con la stratigrafia dei pozzi posti nelle vicinanze dell'area di indagine: la sezione MASW eseguita è contraddistinta da un primo orizzonte a bassa velocità (terreno riporto e/o terreno sciolto) e da successivi orizzonti con caratteristiche litologiche e di addensamento assimilabili alle velocità di onde trasversali rilevate. La profondità massima raggiunta dalle indagini geofisiche in sito è stata di circa 35 m.

9 DEFINIZIONE DELLA CATEGORIA DI SUOLO E DEL PERIODO DI RIFERIMENTO AL SITO

A questo punto, noti i valori di V_s fino a 35 m di profondità, può essere effettuato il calcolo della velocità media di propagazione delle onde di taglio S riferita ai 30 m sotto le strutture fondazionali, con l'espressione:

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^n H_i / V_i}$$

Il valore V_{s30} calcolato va riferito alle diverse quote di progetto, per le quali la quota di riferimento per i 30 m sono differenti, come riportato nelle seguenti tabelle.

Similmente il periodo caratteristico del sito, una volta noto il profilo sismo-stratigrafico locale, può essere calcolato a partire dalla seguente equazione:

$$T = \frac{4 \cdot \sum_{i=1}^n h_i}{\left(\frac{\sum_{i=1}^n V_{s_i} \cdot h_i}{\sum_{i=1}^n h_i} \right)}$$

dove h_i e V_{s_i} sono lo spessore e la velocità dello strato i-esimo del profilo fino all'ipotetico raggiungimento del substrato rigido ($V_s > 800$ m/s).

Utilizzando il modello di velocità ricostruito sulla base dell'indagine sismica appositamente realizzata nell'area si ottengono i valori del periodo proprio del sito. Nelle tabelle seguenti è possibile valutare la variazione delle velocità V_{s30} e del periodo T in funzione della variazione della profondità di fondazione.

Valori di Vs30 Array L1		
Quota di riferimento (m da p.c.)	Vs 30 di riferimento (m/sec)	Periodo di riferimento (T - sec)
-31.00 m	415.10	0.274
-32.00 m	428.61	0.268
-33.00 m	440.11	0.262
-34.00 m	452.24	0.257
-35.00 m	461.53	0.253

Pertanto, è possibile assegnare al sito in esame un valore complessivo di V_{s30} compreso tra 415 m/s (quote più superficiali, - 1 m da p.c.) e 461 m/s (quote d'appoggio più profonde, - 5 m da p.c.), cui corrispondono periodi di riferimento al sito T compresi tra 0.274 e 0.253.

Tali valori, ai sensi dell'OPCM 3274/03 ed in base alla classificazione di cui al paragrafo 3.2.2 delle NTC 2018, permettono di classificare il suolo di fondazione del sito in studio, a tutte le quote, come appartenente alla **Categoria B** - "Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s".

10 APPROFONDIMENTO DI II° LIVELLO E VALUTAZIONE DEGLI EFFETTI DI AMPLIFICAZIONE DI TIPO LITOLOGICO

L'approfondimento di II° livello, così come previsto nell'Allegato 5 alla D.G.R. 22 dicembre 2005 n. 1566 (ora D.G.R. 28 maggio 2008 n. VIII/7374), ha lo scopo di valutare alla scala del sito in studio ("microzonazione") se gli spettri di risposta elastici previsti dalla normativa vigente (OPCM 3274/03 e NTC 2018) sono sufficienti a verificare in modo esaustivo gli effetti di amplificazione litologica propri dell'area in esame.

L'approfondimento di II° livello consiste nel confrontare il valore di Fa (Fattore di Amplificazione) caratteristico dell'area in cui è inserito il progetto in esame rispetto al valore di Fa caratteristico del territorio comunale in cui l'area è inserita: quest'ultimo valore, detto Fa di soglia, è noto e fa riferimento ad un apposito elenco redatto dalla Regione Lombardia, suddiviso per categoria di suolo di fondazione e per periodo di riferimento.

Come precedentemente descritto, la categoria di suolo cui appartiene il sito in studio è la B mentre il periodo di vibrazione tipico dell'edificio in progetto può essere calcolato con la relazione (valida per edifici con altezza $H < 40$ m):

$$T = C_1 \times H^{3/4}$$

dove H è l'altezza in metri dell'edificio dal piano di fondazione, mentre C_1 vale 0.085 per edifici con struttura intelaiata in acciaio, 0.075 per edifici con struttura intelaiata in cls e 0.050 per edifici di qualsiasi altra struttura.

In queste condizioni il periodo di vibrazione tipico per l'edificio in esame (altezza alla gronda massima dal piano di fondazione pari a circa 6 m ipotizzando un appoggio fondazionale a circa 1 m da p.c.) vale indicativamente $T=0.29$ s.

Relativamente al sito in esame, inserito nel territorio comunale di Ugiate-Trevano, i valori di Fa di soglia, riferiti all'intervallo del periodo di riferimento 0.1-0.5 e 0.5-1.5 s e per le diverse categorie di suolo soggette ad amplificazioni litologiche (B, C, D e E) sono i seguenti:

Comune: RHO			
VALORI DI SOGLIA PER IL PERIODO COMPRESO TRA 0.1-0.5 s			
<i>Suolo tipo B</i>	<i>Suolo tipo C</i>	<i>Suolo tipo D</i>	<i>Suolo tipo E</i>
1,4	1,9	2,2	2,0
VALORI DI SOGLIA PER IL PERIODO COMPRESO TRA 0.5-1.5 s			
<i>Suolo tipo B</i>	<i>Suolo tipo C</i>	<i>Suolo tipo D</i>	<i>Suolo tipo E</i>
1,7	2,4	4,2	3,1

In particolare, i valori soglia di F_a relativi al periodo di riferimento 0.1-0.5 s vengono utilizzati per applicazioni inerenti strutture relativamente basse, regolari e piuttosto rigide, mentre l'intervallo tra 0.5-1.5 s viene utilizzato per strutture più alte e più flessibili. L'edificio in progetto costituito da una struttura fuori terra per uno sviluppo verticale massimo (dalle fondazioni alla gronda) di circa 6 m dal piano d'imposta fondazionale può essere considerato avente un periodo di riferimento compreso tra 0.1 e 0.5 s.

Sulla base dell'andamento delle V_s con la profondità e delle caratteristiche litologiche proprio dell'area, la scheda litologica di riferimento per il sito in esame (cfr. Allegato 5 alla D.G.R. 22 dicembre 2005 n. 1566, ora D.G.R. 28 maggio 2008 n. VIII/7374) è quella relativa alla litologia "limoso-sabbiosa" tipo 2.

Nell'ambito di questa scheda di riferimento si verifica (come proposto nella figura 12) la validità del profilo V_s rispetto ai limiti imposti. In queste condizioni, la scheda litologica di riferimento "limoso-sabbiosa 2" ben rappresenta la situazione locale e può essere utilizzata per valutare in prima approssimazione il Fattore di Amplificazione atteso al sito.

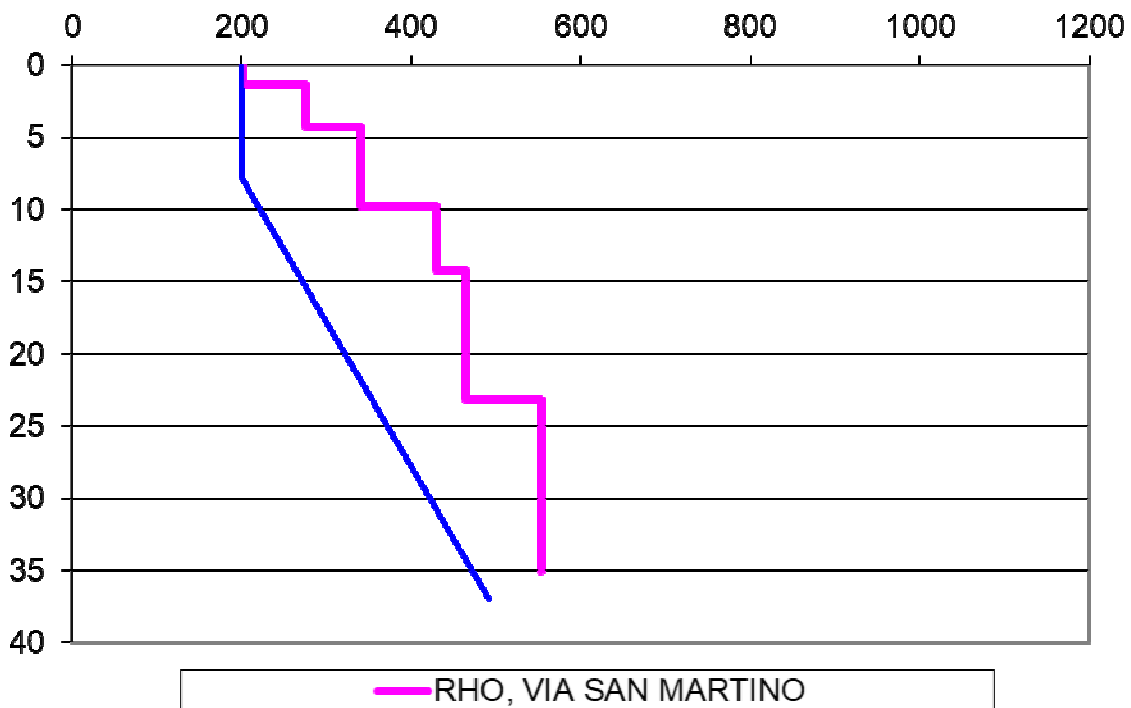


Figura 18: Confronto dei modelli di velocità relativi al profilo misurato ed alla scheda litologica di riferimento

Una volta individuata la scheda di valutazione più appropriata occorre individuare, in funzione della profondità e della velocità delle onde S dello strato più superficiale, la formula e la curva di riferimento per la valutazione del valore locale del Fattore di amplificazione F_a .

Nel caso in esame, in base ai dati ottenuti dalle indagini in sito risulta che la curva di riferimento (per il periodo compreso tra 0.1-0.5 s) è caratterizzata dalla seguente equazione:

Curva	Tratto polinomiale	Tratto logaritmico
1	$0.10 < T \leq 0.40$	$0.40 < T \leq 1.00$
	$Fa_{0.1-0.5} = -13.9T^2 + 10.4T + 0.46$	$Fa_{0.1-0.5} = 2.12 - 0.30\ln T$
2	$0.08 < T \leq 0.40$	$0.40 < T \leq 1.00$
	$Fa_{0.1-0.5} = -12.8T^2 + 9.2T + 0.48$	$Fa_{0.1-0.5} = 1.77 - 0.38\ln T$
3	$0.05 < T \leq 0.40$	$0.40 < T \leq 1.00$
	$Fa_{0.1-0.5} = -10.6T^2 + 7.6T + 0.46$	$Fa_{0.1-0.5} = 1.58 - 0.24\ln T$

A questo punto, come precedentemente descritto, utilizzando il modello di velocità ricostruito sulla base dell'indagine sismica appositamente realizzata nell'area si ottiene un valore del periodo proprio del sito pari a $T = 0.274s$ (quota -1 m da p.c.) a cui corrisponde, secondo l'espressione precedente, un valore di Fa pari a:

$$Fa_{\text{sito}} = 2.04 \pm 0.1 \text{ (q. -2 m da p.c.)}$$

Per la categoria di suolo di fondazione B e il periodo di vibrazione dell'edificio ($T_{0.1-0.5}$) che identifica il sito in esame, il valore di Fa di soglia risulta pari a **1.4** che, tenendo conto della variabilità pari a ± 0.1 rispetto al metodo utilizzato, risulta superiore al valore Fa proprio del sito come di seguito evidenziato.

$$Fa_{\text{soglia}} (\pm 0.1) < Fa_{\text{sito}}$$

Ciò implica che la normativa antisismica (OPCM 3274 e DM 14.01.2008) **NON può essere considerata sufficiente** a stimare i possibili effetti di amplificazione litologica propri del sito e quindi è necessario applicare lo spettro di risposta previsto dalla normativa per la classe di appartenenza (Zona 4) e la categoria di suolo del sito inferiore rispetto a quella calcolata con indagine sismica passando quindi alla categoria C.

11 STABILITA' NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE

Il sito di intervento presso il quale è ubicato il manufatto in progetto deve essere stabile nei confronti della liquefazione, intendendo con tale termine quei fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche che agiscono in condizioni non drenate (rif. paragrafo 7.11.3.4 delle NTC 2018). Se il terreno risulta suscettibile di liquefazione e gli effetti conseguenti appaiono tali da influire sulle condizioni di stabilità di pendii o manufatti, occorre procedere ad interventi di consolidamento del terreno e/o trasferire il carico a strati di terreno non suscettibili di liquefazione.

Per liquefazione si intende un processo di accumulo della pressione del fluido interstiziale che causa in un terreno non coesivo (sabbia, sabbie limose non plastiche) saturo diminuzione della resistenza e/o rigidità al taglio a seguito dello scuotimento sismico, potendo dar luogo a deformazioni permanenti significative. La liquefazione consiste quindi in una diminuzione della resistenza del terreno, a seguito del raggiungimento della condizione di fluidità. La perdita totale della resistenza viene raggiunta quando la pressione dell'acqua che riempie gli interstizi arriva a uguagliare la pressione di confinamento, rendendo nulle le tensioni efficaci trasmesse attraverso le particelle solide. Una volta che il terremoto ha innescato il processo di liquefazione, la massa del suolo resta in movimento fino a che non raggiunge una nuova condizione di stabilità. In base al paragrafo 7.11.3.4.2 del Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018 "Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni", la verifica di stabilità alla liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti cinque circostanze:

1. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1 g;
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 $(N1)_{60} > 30$ oppure $qc_{1N} > 180$ dove $(N1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e qc_{1N} 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 Figura 13(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c^* < 3,5$ ed in Figura 13(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.

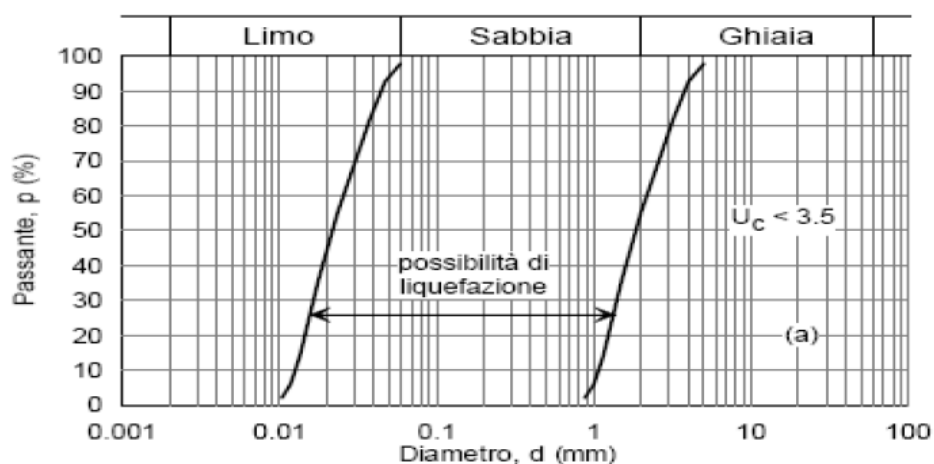


Figura 13 - Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione

Nell'ambito dell'area oggetto di studio, dalle prove penetrometriche dinamiche eseguite si evince che il sottosuolo dell'area in esame è caratterizzato dalla presenza di depositi a componente sabbioso-argilloso a comportamento prevalente coesivo con graduale aumento dello stato di addensamento. Tali litologie, attraverso il metodo di valutazione sopra descritto (punti 3-4), portano ad escludere per la zona in studio la possibilità del verificarsi di fenomeni di liquefazione o addensamento in caso di sisma essenzialmente per il numero di colpi N_{spt} , e per la varietà granulometrica esistente esterna ai fusi riportati in figura 13. Inoltre, il sito in esame non è soggetto ad eventi sismici di magnitudo momento $M_w > 5$ e sono previsti valori di accelerazione di picco al suolo $< 0.1g$ (punto 1).

12 AZIONE SISMICA LOCALE SECONDO LE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI

Nel presente capitolo vengono riportati gli spettri di risposta previsti dalla normativa antisismica (D.M. 17.01.2018), sviluppata al capitolo precedente; tale confronto consente di verificare se gli spettri ed i valori di accelerazione previsti dalla normativa sono sufficienti a prevedere gli effetti di amplificazione propri del sito. Nel calcolo dell'azione sismica si è fatto riferimento a quanto contenuto nel D.M. 17.01.2018, in particolare ai capitoli 2 e 3.

Le ipotesi assunte nella definizione degli spettri di risposta elastici in accelerazione risultano:

- Vita nominale della struttura (VN)= 50 anni;
- Classe d'uso= III;
- Periodo di riferimento per l'azione sismica (VR)= 75 anni (CU=1.5);
- Valori di accelerazione massima orizzontale e dei parametri spettrali per i diversi stati limite (valori interpolati ottenuti dalla media pesata con i 4 punti della griglia di accelerazioni che comprendono il sito in esame così come definito nell'Allegato A e B):

	PVR	TR [anni]	ag [g/10]	FO	TC* [s]
SLO	81%	45	0,020	2,531	0,182
SLD	63%	101	0,025	2,573	0,197
SLV	10%	949	0,047	2,702	0,295
SLC	5%	1950	0,056	2,773	0,313

- Categoria di suolo di fondazione = C (vd. Cap. precedente)
- Categoria topografica = T1
- coefficiente di smorzamento viscoso $\xi = 5\%$

a cui corrispondono i seguenti valori:

	SS	CC	ST	Kh	Kv [s]	Amax [m/s ²]	Beta
SLO	1.50	1.84	1.00	0.006	0.003	0.295	0.200
SLD	1.50	1.80	1.00	0.007	0.004	0.366	0.200
SLV	1.50	1.57	1.00	0.014	0.007	0.696	0.200
SLC	1.50	1.54	1.00	0.017	0.008	0.825	0.200

Nell'analisi pseudo-statica, l'azione sismica è rappresentata da un insieme di forze statiche orizzontali e verticali date dal prodotto delle forze di gravità per un coefficiente sismico. Quest'ultimo, scomposto nelle componenti orizzontale e verticale, risulta pari a:

$$K_h = \beta \cdot A_{max}/g \text{ (dove } A_{max} = a_g \cdot S_s \cdot S_t \text{)}$$

$$k_v = 0.5 k_h$$

Il termine A_{max} , come visto nel precedente paragrafo, è il prodotto dell'accelerazione orizzontale massima a_g attesa (funzione della classe sismica del sito) e di un fattore S_s legato alla stratigrafia del terreno di fondazione (amplificazione stratigrafica) e di un fattore S_t (amplificazione topografica); ne consegue che il termine $a_g \cdot S_s \cdot S_t$ rappresenta il valore A_{max} di accelerazione massima specifica per il terreno di fondazione in esame. Il fattore β_s è il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito dipendente dalla categoria di suolo assegnata. Ne consegue che:

$$K_h = 0.014$$

$$K_v = 0.007$$

13 VERIFICA DI CARICO LIMITE SUI TERRENI DI FONDAZIONE – STATO LIMITE ULTIMO E STATO LIMITE DI ESERCIZIO

Le verifiche di sicurezza relative agli stati limite ultimi (SLU) e le analisi relative alle condizioni di esercizio (SLE) sono state effettuate seguendo i principi e le procedure riportate nelle “Norme Tecniche per le Costruzioni” di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018.

In particolare, relativamente alle caratteristiche di portanza dei terreni, sono state svolte le seguenti procedure:

1. Verifiche allo stato limite ultimo per fondazioni superficiali di tipo geotecnico (Approccio 2- A1+M1+R3 – NTC 2018);
2. Verifiche allo stato limite di esercizio per fondazioni superficiali di tipo geotecnico (NTC 2018 GEO).

Di seguito si riportano le metodologie di calcolo utilizzate ed i conseguenti risultati.

13.1 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER FONDAZIONI SUPERFICIALI DI TIPO GEOTECNICO (GEO)

Le verifiche S.L.U. (Stato Limite Ultimo) di tipo geotecnico per fondazioni superficiali riguardano il collasso per carico limite nei terreni di fondazione e per scorrimento sul piano di posa (GEO).

Tutte le azioni di progetto (E_d) su un elemento di fondazione possono essere ricondotte a una forza risultante applicata al piano di posa. La resistenza di progetto (R_d) è il valore della forza normale al piano di posa cui corrisponde il raggiungimento del carico limite nei terreni in fondazione.

In particolare, nel caso di fondazioni superficiali deve essere verificata la relazione:

$$E_d \leq R_d$$

Per la determinazione delle resistenze di progetto di tipo geotecnico è stato sviluppato il procedimento di calcolo che si riferisce alle NTC 2018 per fondazioni superficiali (carico limite, scorrimento). L'analisi è stata condotta con l'Approccio 2- Combinazione A1+M1+R3, nella quale i parametri di resistenza del terreno (peso di volume, D_r , ϕ , E , C_u) non sono ridotti per coefficienti parziali e la resistenza globale del sistema viene ridotta tramite i coefficienti γ_R del gruppo R3.

In particolare, considerando i terreni oggetto d'indagine a comportamento prevalentemente incoerente, i coefficienti di riduzione sono i seguenti:

APPROCCIO 1 - COMBINAZIONE 2 (GEO)		
$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'} = 1.0$	$\tan \phi'_d = \tan \phi'_k$
γ	$\gamma_{\gamma} = 1.0$	$\gamma_d = \gamma_k / 1.00$
c_{uk}	$\gamma_{cu} = 1.0$	$c_d = c_{uk} / 1.4$
Rd (cap. port.)	$\gamma_R = 2.3$	Rd=Rk/2.3

Viceversa, per la determinazione delle resistenze di progetto di tipo geotecnico NTC 2018 per la stabilità globale (fronti di scavo, opere in materiali sciolti, stabilità dei pendii, etc.) l'analisi deve essere condotta con la Combinazione 2 (A2+M2+R2), nella quale i parametri di resistenza del terreno (peso di volume, D_r , ϕ , E) sono ridotti tramite i coefficienti del gruppo M2 e la resistenza globale del sistema tramite i coefficienti γ_R del gruppo R2. I parametri geotecnici medi di progetto (ϕ_{k-med}) sono riportati in tabella seguente:

APPROCCIO 2 o APPROCCIO 1 – COMBINAZIONE 2				
Unità	N _{SPT}	γ_k (g/cm ³)	$\varphi_{k,med}$ (°) APPR.2	φ_d (°) APPR.1-COMB.2
A	10-17	1.70-1.90	29.25	24.13
B	5-8	1.65-1.70	28.25	23.26
C	13-14	1.75-1.85	30.77	25.47

Tabella 10.1: Parametri geotecnici corretti per coefficienti parziali γ_M
(Approccio 2 o Appr. 1 – Comb. 2 GEO)

A questo punto, ottenuti i valori caratteristici dei parametri geotecnici dei terreni in posto (γ_k , φ_{k-med}), si è proceduto al calcolo delle resistenze di progetto R_d allo Stato Limite Ultimo mediante la formula di *Brinch-Hansen-Vesic* (1973), di seguito riportata:

$$R_d = \frac{1}{2} \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma + c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q$$

dove:

N_γ , N_c , N_q = fattori di capacità portante dipendenti da φ_{k-med} (angolo d'attrito medio di progetto dei terreni);

s_γ , s_c , s_q = fattori di forma della fondazione;

i_γ , i_c , i_q = fattori correttivi relativi all'inclinazione del carico fondazionale;

b_γ , b_c , b_q = fattori correttivi relativi all'inclinazione della base della fondazione;

g_γ , g_c , g_q = fattori correttivi relativi all'inclinazione del piano campagna;

d_c , d_q = fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa.

Nella situazione in esame, dato l'esito delle indagini in sito e la natura litologica dei terreni, sono state considerate le seguenti condizioni al contorno:

- condizioni drenate;

- coesione $c = 0$ (cautelativa);
- carichi verticali;
- piano di fondazione orizzontale;
- piano campagna pianeggiante.

In queste condizioni la formula *Brinch-Hansen-Vesic (1973)*, per il calcolo delle resistenze di progetto si semplifica nella seguente:

$$R_d = \frac{1}{2} \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q$$

Il valore di resistenza limite R_d ottenuto dalla precedente relazione, non può essere utilizzato direttamente, ma deve essere ridotto tramite il coefficiente γ_R del gruppo R3 ($\gamma_R = 2.3$). Si è quindi sviluppata un'ipotesi fondazionale diversificata in relazione alle ipotesi di carico sul terreno ed alla distribuzione dei pesi maggiori ed alle dimensioni delle fondazioni.

In base alle indicazioni delle azioni di progetto, sono state ipotizzate fondazioni superficiali a trave rovescia di dimensione 0.80 x 12.0 m, con piano di appoggio a circa -1.10 m da p.c. (al tetto dell'Unità geotecnica B).

Di seguito vengono riportati in forma schematica i risultati delle verifiche di sicurezza allo Stato Limite Ultimo di tipo Geotecnico.

TRAVE ROVESCIA
0.80 M X 12.0 M
Piano di posa
-1.10 m da p.c. attuale (Unità B)
Reinterro
0.80 m
Resistenza di progetto (R_d')
323,68 KPa
Resistenza di progetto corretta (R_d'/γ_R)
140,73 KPa

13.2 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLE) PER FONDAZIONI SUPERFICIALI

Per la verifica allo Stato Limite di Esercizio, l'analisi è stata condotta seguendo le prescrizioni di cui al paragrafo 6.2.4.3 delle NTC 2018 dove tutti i coefficienti riduttivi risultano unitari e pertanto i valori di progetto coincidono con i valori caratteristici:

$$\tan \varphi'_k = \tan \varphi'_d / 1.00$$

$$\gamma_k = \gamma_d / 1.00$$

In questo senso, adottando coefficienti di riduzione parziali unitari e considerando i terreni oggetto d'indagine a comportamento prevalentemente incoerente, i parametri geotecnici da utilizzarsi sono quelli ottenuti dalle indagini geognostiche di cui alla tabella 10.1.

Il fattore limitante nel caso dello SLE è rappresentato dalla valutazione degli spostamenti indotti a seguito delle azioni di progetto (E_d) che dovranno essere inferiori al cedimento massimo ed alle distorsioni massime compatibili con la funzionalità dell'opera (C_d), secondo la seguente espressione:

$$E_d \leq C_d$$

Considerando le caratteristiche tecnico-costruttive e la tipologia di opera, si è ipotizzato un **cedimento massimo compatibile per le fondazioni della struttura pari a 25 mm (C_d)**. In relazione alle condizioni sopra imposte è stato valutato il valore di resistenza allo stato limite di esercizio (SLE) mediante la verifica dei cedimenti (comportamento elastico) indotti nel terreno di fondazione utilizzando la metodologia di *BURLAND E BURBRIDGE (1983-1985)*.

Tale metodo, utile qualora si disponga di dati ottenuti da prove penetrometriche, correla un indice di compressibilità I_c al risultato N della prova penetrometrica dinamica.

L'espressione del cedimento proposta dai due autori è la seguente:

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

nella quale:

q' = pressione efficace lorda;

σ'_{vo} = tensione verticale efficace alla quota d'imposta della fondazione;

B = larghezza della fondazione;

I_c = indice di compressibilità;

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

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

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

In base alle considerazioni effettuate nei paragrafi precedenti ed alle ipotesi di una base fondazionale della stessa tipologia indicata per i calcoli allo S.L.U. è stato valutato secondo passi successivi il **carico d'esercizio e per valori di cedimenti inferiori a 30 mm** secondo il metodo di *BURLAND E BURBRIDGE (1983-1985)*; nelle tabelle di seguito riportate sono stati riassunti i dati ottenuti, suddivisi per entità di carico e per cedimento indotto:

Tipologia fondazione	Larghezza	Lunghezza	Profondità di posa della fondazione	Carico unitario d'esercizio	Cedimento totale previsto
	[m]	[m]	[m]	(kg/cmq)	(mm)
TRAVE ROVESCIA	0.80	12.0	-1.10 m da p.c. (tetto unità B)	1.42	29.6

In base ai risultati riportati nella precedente tabella, il carico ammissibile con cedimenti inferiori a 30 mm con piano di posa a circa -1.10 m da p.c. (tetto unità geotecnica B) corrisponde a circa 1.42 kg/cmq per le fondazioni a TRAVE ROVESCIA di dimensione 0.80 x 12.0 m.

La natura semi-granulare dei terreni di posa permette di ipotizzare un comportamento di tipo solo parzialmente elastico con un periodo di assorbimento dei cedimenti indotti di circa 30 anni.

14 CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE E GENERALI SULLE OPERE IN PROGETTO

In relazione a quanto evidenziato nei capitoli precedenti si possono formulare alcune considerazioni di carattere generale. In particolare, relativamente alle tipologie fondazionali, si conclude quanto segue:

- le strutture e le profondità fondazionali previste dovranno soddisfare le caratteristiche riportate ai capitoli precedenti; in alternativa dovrà essere aggiornata la verifica di S.L.U. e S.L.E.;
- nel caso di appoggio eterogeneo in corrispondenza della transizione tra diverse unità geotecniche è consigliabile l'esecuzione di sottofondi strutturali (in misto granulare o magrone o cls) per garantire un appoggio uniforme ed una distribuzione dei carichi migliore;
- in relazione alla *possibilità di appoggi fondazionali a quote differenti e/o di diversa tipologia*, sarà necessario eseguire valutazioni puntuali dei cedimenti attesi (sia a breve che a lungo termine) ed adottare soluzioni progettuali adeguate all'eventuale assorbimento dei cedimenti differenziali (strutture flessibili, giunti di dilatazione fra porzioni di edificio fondate a quote e/o con tipologie differenti, etc.);
- il piano di posa delle fondazioni dovrà essere regolarizzato, asportando ad esempio blocchi sporgenti e riempiendo i relativi vuoti con materiale granulare opportunamente compattato (*bonifica statica a portanza*);
- andrà verificata in corso d'opera la presenza di eventuali livelli organici e/o di materiale visibilmente non addensato, i quali andranno asportati o, se l'operazione non risulta possibile, compattati in sito;
- è evidente che sarà importante delimitare in fase di apertura dello scavo l'estensione laterale dello spessore superficiale di terreno superficiale (Unità A), da asportare fino al raggiungimento della quota di appoggio che dovrà esser costituita dal tetto dell'unità geotecnica B;

- ai fini della portanza e dell'interazione con le acque sotterranee, si consiglia l'adozione di opere di impermeabilizzazione sia del dado di fondazione che dei manufatti contro terra allo scopo di evitare fastidiosi fenomeni di risalita lungo le strutture stesse per capillarità;

Relativamente alle acque sotterranee, la previsione progettuale di un adeguato sistema drenante può permettere di escludere il rischio di incidere negativamente sul normale deflusso delle acque sotterranee, anche quelle più superficiali.

Infine, a tutela del locale assetto geomorfologico ed idrogeologico, sarà necessario prendere in considerazione i seguenti aspetti:

- Prevedere, per le aree non interessate dalle coperture, l'utilizzo di materiali drenanti in modo da non alterare le attuali condizioni di infiltrazione e deflusso delle acque sotterranee e di conseguenza l'equilibrio idrogeologico dell'area;
- rispetto alle prescrizioni a carattere idrogeologico si raccomanda di prestare attenzione allo sversamento di liquidi potenzialmente inquinanti nel terreno;

Relativamente alle modalità di esecuzione degli sbancamenti sarà necessario porre particolare attenzione ai seguenti aspetti:

- per **opere di scavo il cui fronte superi 1.5 m di altezza**, in corrispondenza delle quali si ha il passaggio o la sosta anche temporanea delle maestranze, allo scopo di garantire le necessarie condizioni di sicurezza in corso d'opera, si consiglia di provvedere ad opportuni contenimenti e/o a ridurre gli angoli di scarpa degli scavi fino ai valori massimi compatibili con i valori di attrito interno in tabella 6.1 e quelli riportati al capitolo 10;
- con particolare riguardo agli scavi in prossimità degli edifici e/o delle infrastrutture già esistenti, in cui l'allargamento dello scavo per ridurre l'angolo di scarpa del fronte non è possibile, è consigliabile, allo scopo di ridurre le spinte attive sia in corso d'opera lungo i fronti di scavo che ad opere compiute in corrispondenza delle pareti contro terra a maggiore sviluppo in altezza, la realizzazione di opere di sostegno di tipo strutturale dei fronti di scavo stessi;
- eventuali acque di filtrazione in corso di sbancamento dovranno essere opportunamente intercettate ed evacuate nelle reti di smaltimento esistenti;

- In ogni caso, le pareti di scavo non armate andranno protette dalla circolazione diretta delle acque meteoriche con adeguati presidi antierosivi (p. es. teli PVC);
- dovrà essere vietato il sovraccarico presso i cigli di scavo evitando accumuli non necessari di materiali.

Appendice 1

DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA



Figura 1: panoramica verso Sud dell'area di intervento attualmente destinata a magazzino comunale



Figura 2: panoramica verso Nord-Est dell'area oggetto di intervento



Figura 3: esecuzione della prova penetrometrica P1



Figura 4: esecuzione della prova penetrometrica P2



Figura 5: esecuzione della prova penetrometrica P3



Figura 6: esecuzione indagine sismica MASW



Figura 7: vista della sede stradale di via San Martino ang. Via Tevere oggetto di riqualificazione



Figura 8: particolare del confine Est dell'area dove transita il T.te Bozzente tombinato



Figura 9: Vista del Fiume Olona a monte del ponte di via San Martino

Appendice 2

SCHEMA DELL'ATTREZZATURA DI PROVA

PENETROMETRO DINAMICO IN USO : TG 63-100 EMLC

Classificazione ISSMFE (1988) dei penetrometri dinamici		
TIPO	Sigla riferimento	Peso Massa Battente M (kg)
Leggero	DPL (Light)	$M \leq 10$
Medio	DPM (Medium)	$10 < M < 40$
Pesante	DPH (Heavy)	$40 \leq M < 60$
Super pesante	DPSH (Super Heavy)	$M \geq 60$

CARATTERISTICHE TECNICHE : TG 63-100 EMLC

PESO MASSA BATTENTE	M = 63,50 kg
ALTEZZA CADUTA LIBERA	H = 0,75 m
PESO SISTEMA BATTUTA	Ms = 0,63 kg
DIAMETRO PUNTA CONICA	D = 51,00 mm
AREA BASE PUNTA CONICA	A = 20 43 cm ²
ANGOLO APERTURA PUNTA	$\alpha = 60^\circ$
LUNGHEZZA DELLE ASTE	La = 0,90 m
PESO ASTE PER METRO	Ma = 6,31 kg
PROF. GIUNZIONE 1 ^a ASTA	P1 = 0,40 m
AVANZAMENTO PUNTA	$\delta = 0,30$ m
NUMERO DI COLPI PUNTA	N = N(30) \rightarrow Relativo ad un avanzamento di 30 cm
RIVESTIMENTO / FANGHI	SI
ENERGIA SPECIFICA x COLPO	Q = (MH)/(A δ) = 7,77 kg/cm ² (prova SPT : Qspt = 7,83 kg/cm ²)
COEFF. TEORICO DI ENERGIA	$\beta_t = Q/Q_{sp^t} = 0,992$ (teoricamente : Nspt = β_t N)

Valutazione resistenza dinamica alla punta Rpd [funzione del numero di colpi N] (FORMULA OLANDESE) :

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

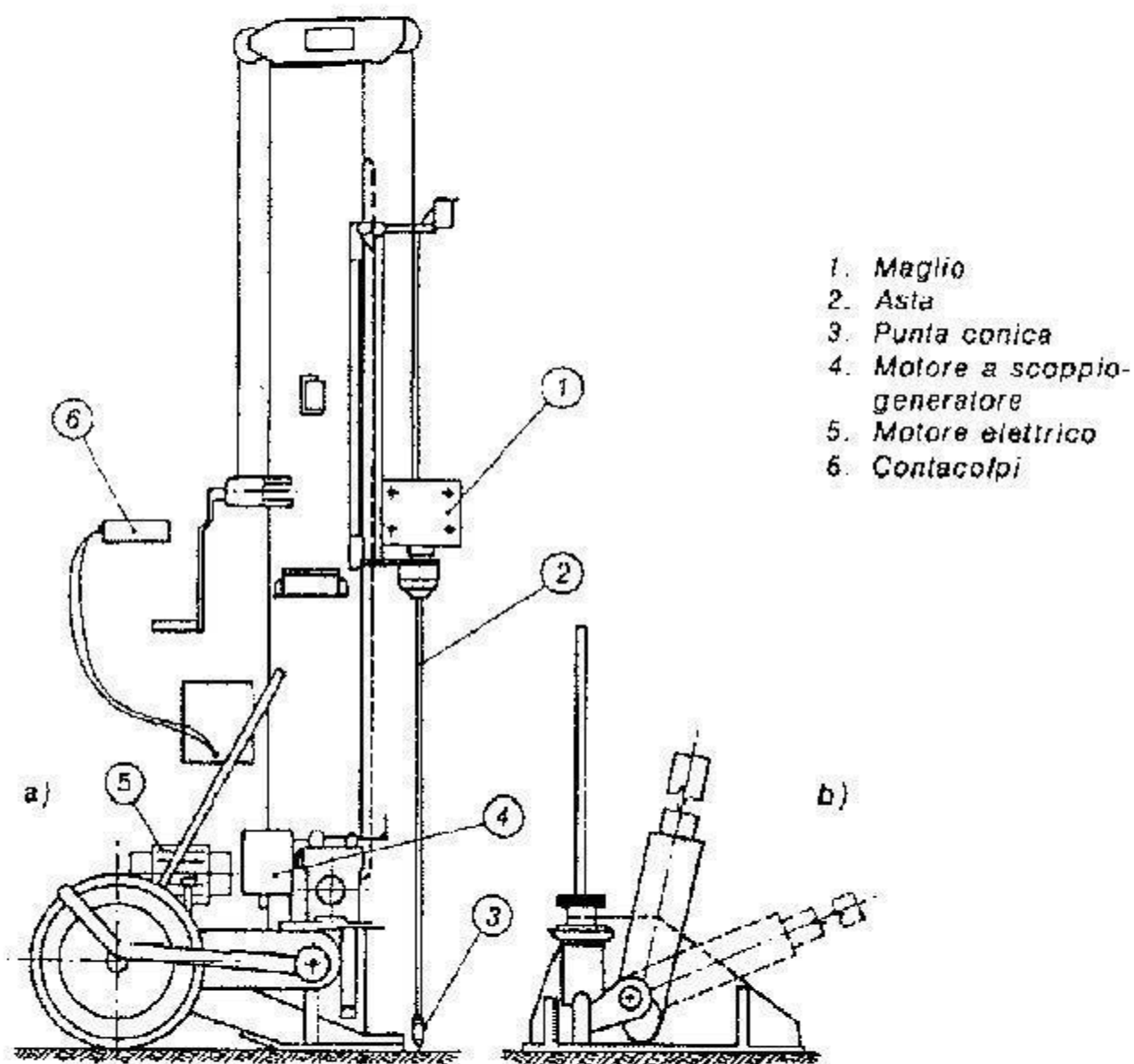
Rpd = resistenza dinamica punta [area A]
e = infissione per colpo = δ / N

M = peso massa battente (altezza caduta H)
P = peso totale aste e sistema battuta

UNITA' di MISURA (conversioni)

1 kg/cm² \approx 0.098067 MPa
1 MPa = 1 MN/m² = 10.197 kg/cm²
1 bar = 1.0197 kg/cm² = 0.1 MPa
1 kN = 0.001 MN = 101.97 kg

SCHEMA DELL'ATTREZZATURA DI PROVA

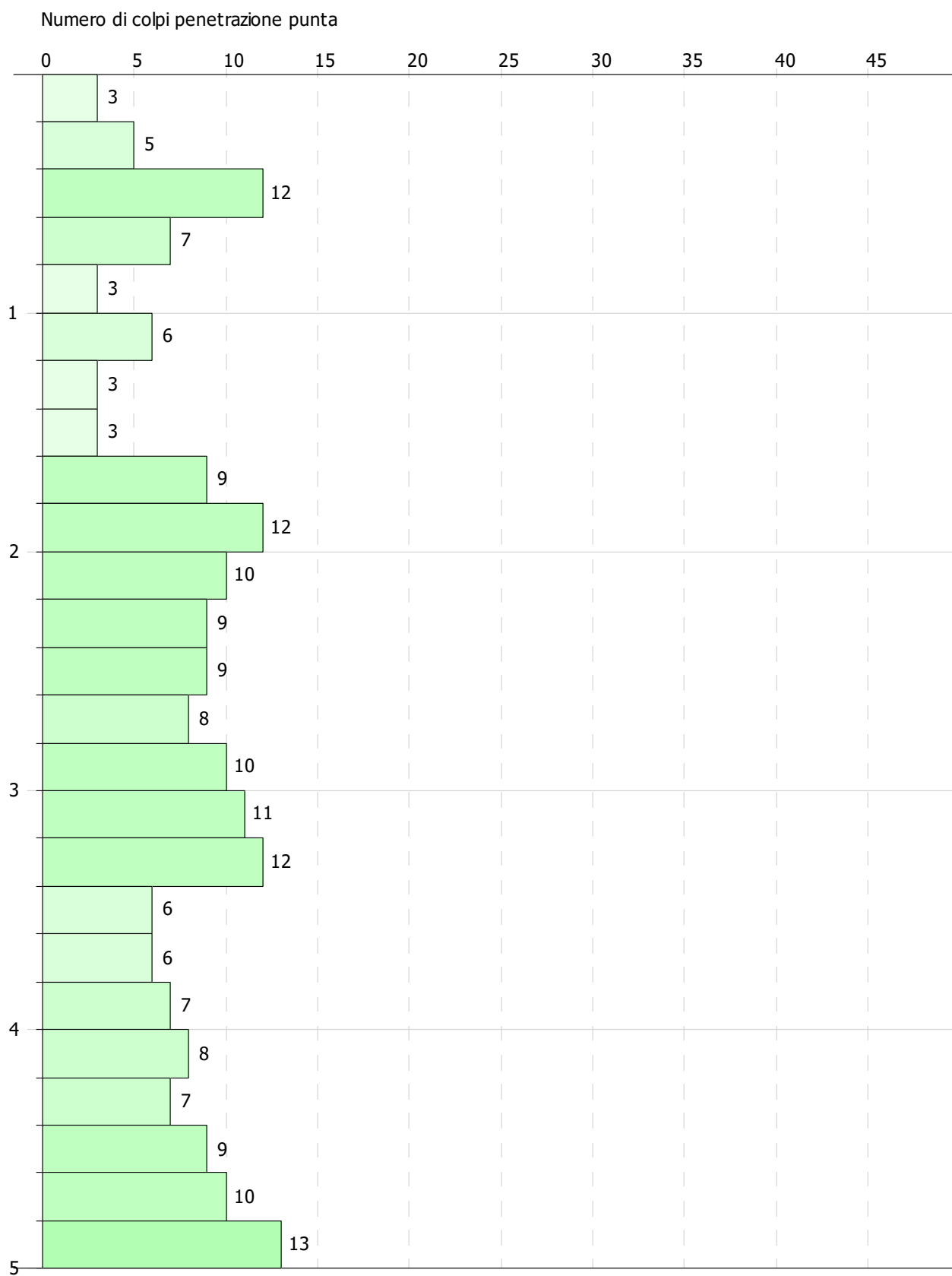


Appendice 3

DIAGRAMMI DELLE PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE

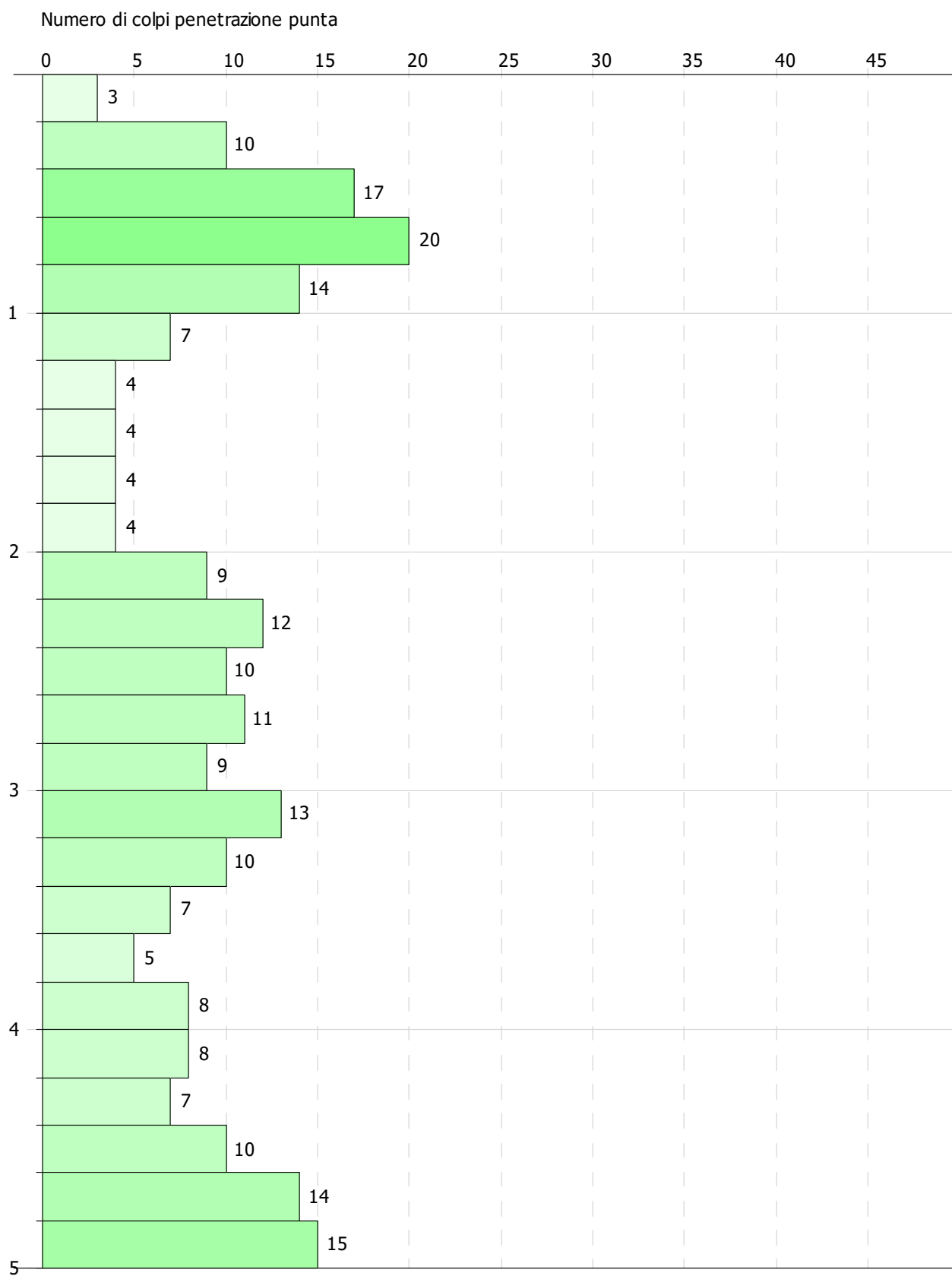
PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Prova P1
 Strumento utilizzato... GEO DEEP DRILL ABM

Committente: Comune di Rho (MI)
 Descrizione: Realizzazione nuovo asilo
 Localita': via San martino - Rho (MI)



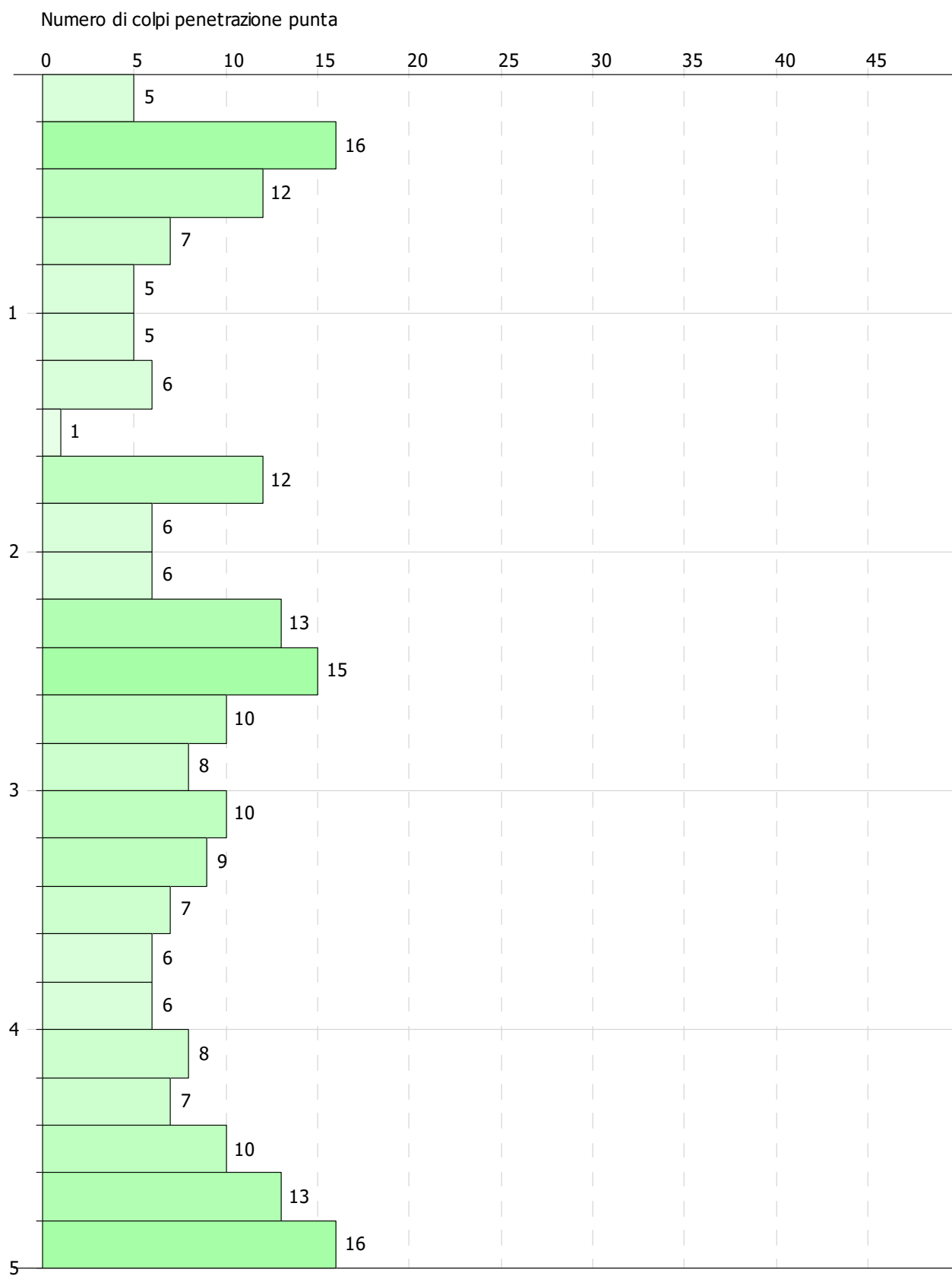
PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Prova P2
 Strumento utilizzato... GEO DEEP DRILL ABM

Committente: Comune di Rho (MI)
 Descrizione: Realizzazione nuovo asilo
 Localita': via San martino - Rho (MI)



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA prova P3
 Strumento utilizzato... GEO DEEP DRILL ABM

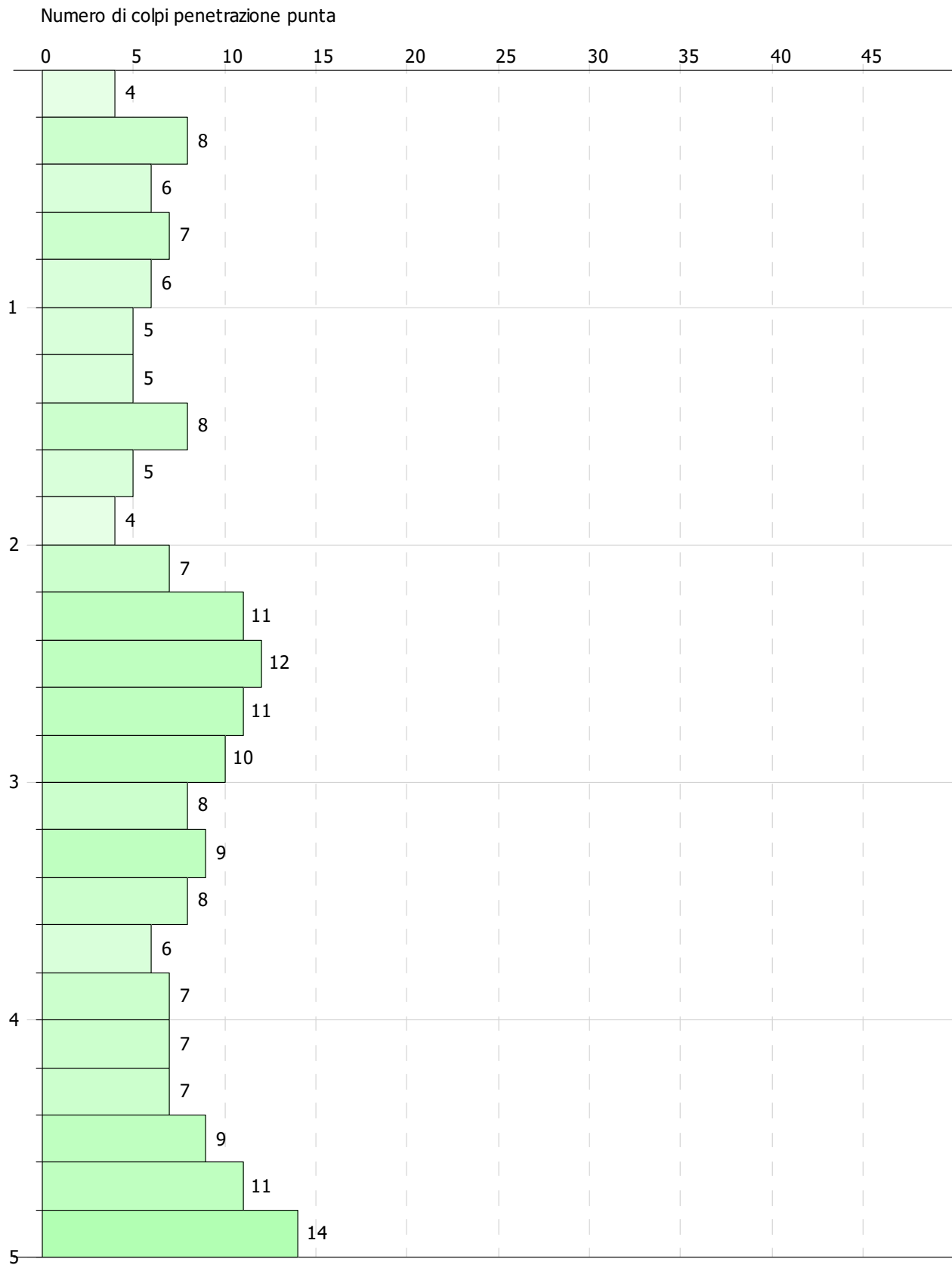
Committente: Comune di Rho (MI)
 Descrizione: Realizzazione nuovo asilo
 Localita': via San martino - Rho (MI)





PROVA PENETROMETRICA DINAMICA prova P4
Strumento utilizzato... GEO DEEP DRILL ABM

Committente: Comune di Rho (MI)
Descrizione: Realizzazione nuovo asilo
Localita': via San martino - Rho (MI)



Appendice 4

SCHEMA TECNICO SISMOGRAFO GEODE Geometrics

Caratteristiche tecniche GEODE GEMETRICS

A/D Conversion: 24 bit result using Crystal Semiconductor sigma-delta converters and Geometrics proprietary oversampling.

DynamicRange: 144 dB (system), 110 dB (instantaneous, measured) at 2ms, 24dB.

Distortion: 0.0005% @ 2 ms, 1.75 to 208 Hz.

Bandwidth: 1.75 Hz to 20 kHz. Low corner frequency option available.

Common Mode Rejection: > -100 dB at <=100 Hz, 36 dB.

Crosstalk: -125 dB at 23.5 Hz, 24 dB, 2 ms.

Noise Floor: 0.2uV, RFI at 2 ms, 36 dB, 1.75 to 208 Hz.

Stacking Trigger Accuracy: 1/32 of sample interval.

Maximum Input Signal: 2.8 VPP.

Input Impedance: 20 kOhm, 0.02 uF.

Preamplifier Gains: SGOS software enables selectable gain pair of either 24 or 36 dB. MGOS software selection between jumpered gain pair 12 and 24 dB, gain pair 24 and 36 dB, or 0dB.

Anti-alias Filters: -3 dB at 83% of Nyquist frequency, down 90 dB.

Pre-trigger Data: Up to 4,096 Samples. Optional event detection software enables system for earthquake, vibration monitoring.

Sample Interval: 0.02, 0.03125, 0.0625, 0.125, 0.25, 0.5, 1.0, 2.0, 4.0, 8.0, 16.0 ms.

Record Length: 16,000 samples standard, 64,000 samples optional-2.

Delay: 0 to 9999 ms in 1 ms steps.

Data Transmission: Uses reliable Ethernet connections and requires no custom transmission software. Interfaces directly with Windows OS.

Auxiliary Channels: All Geode channels can be programmed as either AUX or DATA. **Instrument Tests:** Optional built-in analog testing available. Tests provided: noise, crosstalk, total harmonic distortion, gain similarity, gain accuracy, common-mode rejection, trigger accuracy.

Acquisition and DisplayFilters:

LowCut: OUT, 10, 15, 25, 35, 50, 70, 100, 140, 200, 280, 400 Hz, 24 or 48 dB/octave, Butterworth.

Notch: 50, 60, 150, 180 Hz and OUT, with the 50 dB rejection bandwidth 2% of center frequency.

HighCut: OUT, 250, 500 or 1000 Hz, 24 or 48 dB/octave.

LineTesting: Real time noise monitor displays real-time output from geophones. Optional geophone pulse test helps identify bad geophones and shorted or broken cables.

Data Storage: Stores data on local hard drive, local RAID, or NAS. Tape support available under Windows XP.

Triggering: Positive, negative or contact closure, software adjustable threshold.

Data Formats: SEG-2 standard with SGOS. SEG-D and SEG-Y available. 2

Power: Requires 12V external battery. Uses 0.65 W/channel during acquisition, sleep mode reduces power consumption by 70% while in standby.

Plotters: Drives most Windows-compatible printers and plotters.

Environmental: -30 to 75 degrees C. Waterproof and submersible. Withstands a 1 m drop onto concrete on 6 sides and 8 corners.



Geode Ultra-Light Exploration Seismograph

Multi-purpose seismic recorder: refraction, reflection, earthquake monitoring, VSP, blast and vibration measurements, marine surveys, sub-bottom profiling and continuous recording

Light-weight (8 lb/3.6 kg), in-field modules connect to the Ethernet port on your laptop for easy, instant interfacing

Available with 3 to 24 channels per box; connect more boxes to build low cost distributed systems up to 1000 channels

Data transmitted from Geode to host computer digitally, reducing long, expensive analog cables

24-bit dynamic range, low distortion and built-in geophone and line testing, noise monitor

20 kHz bandwidth provides ultra-high resolution or low frequencies for earthquake monitoring

Standby low-power means light batteries, long life

Powerful built-in no-charge applications software gives quick answers:

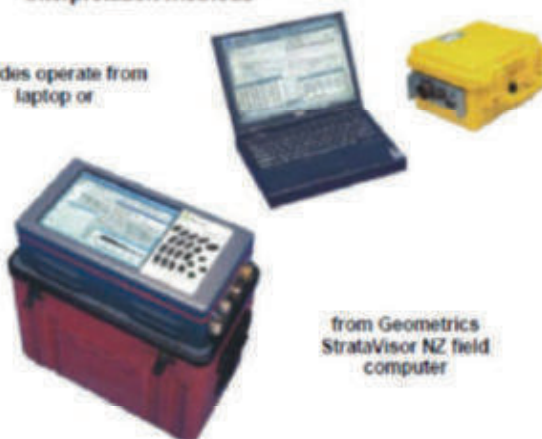
- Model problems before going to the field

- Pick breaks on site and view travel-time curves on site for optimum shot positioning

- Display an in-field preliminary binary cross section to see what you might have missed

- Undertake a comprehensive analysis back at the office and easily compare results with several interpretation methods

Geodes operate from laptop or



from Geometrics
StrataVisor NZ field
computer



The new 24-bit Geode seismic recorder is the most versatile and flexible seismograph available today. Small and lightweight enough to throw in your suitcase for an evaluation survey. Expands instantly for full-scale 2-D and 3-D surveys at a cost your accountant will love. And when you are not using the Geode for reflection, refraction downhole or tomography surveys, use it for monitoring earthquakes, quarry blasts or vibration from heavy equipment. The Geode will even do sub-bottom profiling or record data continuously.

For light-duty applications, you can use your laptop to view, record and process your data. In harsh conditions, control your Geodes with Geometrics' StrataVisor™ NZ/C series computers and seismographs. You can connect Geodes together to build systems over 1000 channels on multiple lines. Geodes are shock-proof, dust-proof, submersible and withstand extreme temperatures.

Geode modules deploy right in the field close to your geophones to improve signal quality and reduce cable costs. Data are transmitted digitally using industry standard Ethernet eliminating expensive, hard to configure interface cards. Geodes can even be installed on your office network.

