

Proponente
CASCINA MERLATA S.p.A.
Via Eritrea 48/8
20157 - Milano

Comune di Milano

Proposta Definitiva di Programma Integrato di
Intervento ai sensi della Legge Regionale 12/2005

Riqualficazione dell'area di Cascina Merlata - Milano

Project Management

EuroMilano

Via Eritrea, 48/8 - 20157 Milano
tel. 02.880001250 - fax 02.880001270
e.mail: info@euromilano.it

Progettazione urbana

Antonio Citterio and Partners

Via Cerva, 4 - 20122 Milano
tel. 02.7638801 - fax 02.76388080
e.mail: info@antoniocitterioandpartners.it

Caputo Partnership

Viale Elvezia, 18 - 20154 Milano
tel. 02.3314560 - fax 02.347067
e.mail: info@caputopartnership.it

Landscape

Arch. Giovanna Longhi

Via Lanino, 3 - 20144 Milano
tel. 02.473429 - fax 02.42291501
e.mail: apralonghi@alstudio.191.it

Arch. Franco Giorgetta

Via Fiori Chiari, 8 - 20121 Milano
tel. 02.863288
e.mail: fgarch@fastwebnet.it

Viabilità e infrastrutture

PRO ITER

Via Sarmmartini, 5 - 20125 Milano
tel. 02.6787911 - fax 02.67391146
e.mail: mail@proiter.it

Simulazioni di traffico

TRM

Via della Birona, 30 - 20052 Monza
tel. 039. 3900237 - fax 039.2314017
e.mail: ufficio.tecnico@trmengineering.it

Valutazione ambientale (VAS, VIA)

SINESIS

Via Achille Papa, 30 - 20149 Milano
tel 02. 45472620 - fax 02.45472619
e.mail: info@sinesis-spa.com

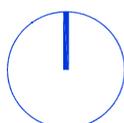
Sostenibilità ambientale e certificazione LEED

HILSON MORAN ITALIA

Corso Sempione, 66 / 68, - 20154 Milano
tel. 02. 36167888 - fax 02.36167801
e.mail: gdibari@hilsonmoran.com

RELAZIONE GEOLOGICA E IDROGEOLOGICA

Scala	Data	Aggiornamenti	Tavola
-	Ottobre 2009	Maggio 2010	12.1



INDICE

1	PREMESSA	5
2	INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO.....	6
2.1	Classificazione delle unità di sottosuolo	6
2.2	Caratteri piezometrici locali	9
2.2.1	<i>Vulnerabilità degli acquiferi</i>	<i>11</i>
2.2.2	<i>Qualità delle acque sotterranee</i>	<i>11</i>
3	INDAGINI GEOGNOSTICHE PREGRESSE	14
3.1	Piano di caratterizzazione ambientale area ex Bertani Baselli – 2000-2002	14
3.2	Piano di indagine preliminare di caratterizzazione ambientale dell'area di P.I.I. - 2007	14
4	INDAGINI GEOGNOSTICHE: CAMPAGNA 2009	16
4.1	Indagini e prove in sito	16
4.1.1	<i>Sondaggi geognostici a carotaggio continuo</i>	<i>16</i>
4.1.2	<i>Misure piezometriche.....</i>	<i>17</i>
4.1.3	<i>Prove penetrometriche dinamiche (SPT).....</i>	<i>17</i>
4.1.4	<i>Prove penetrometriche dinamiche continue DPSH</i>	<i>18</i>
4.1.5	<i>Prove di permeabilità Lefranc</i>	<i>19</i>
4.1.6	<i>Prospezioni sismiche in foro tipo down-hole.....</i>	<i>21</i>
4.1.7	<i>Pozzetti esplorativi.....</i>	<i>21</i>
4.1.8	<i>Prove di carico su piastra.....</i>	<i>22</i>
4.2	Prove geotecniche di laboratorio	23
5	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE	24
5.1	Terreni di riporto - Unità R.....	26
5.2	Depositi fluvioglaciali (porzione superficiale) - Unità S	27
5.3	Depositi fluvioglaciali - Unità A.....	28
5.4	Depositi fluvioglaciali - Unità B.....	31
5.5	Depositi fluvioglaciali - Unità C.....	34
5.6	Depositi fluvioglaciali - Unità D.....	37
6	DETERMINAZIONE DEL LIVELLO PIEZOMETRICO DI PROGETTO	40
7	CRITERI DI PROGETTAZIONE DA UTILIZZARE NELLE VERIFICHE SISMICHE	42
7.1	Normativa sismica di riferimento.....	42
7.2	Sismicità del territorio	42
7.3	Definizione delle azioni sismiche nel caso di analisi pseudostatiche.....	44
7.3.1	<i>Periodo di riferimento per l'azione sismica.....</i>	<i>44</i>
7.3.2	<i>Parametri sismici.....</i>	<i>44</i>
7.3.3	<i>Categoria sismica dei suoli di fondazione e coefficiente di amplificazione stratigrafica</i>	<i>45</i>
7.3.4	<i>Coefficiente di amplificazione topografica</i>	<i>45</i>
7.3.5	<i>Fronti di scavo e rilevati</i>	<i>46</i>
7.3.6	<i>Opere di sostegno.....</i>	<i>46</i>
7.3.7	<i>Manufatti scatolari.....</i>	<i>46</i>
7.3.8	<i>Paratie.....</i>	<i>47</i>
8	RILEVATI E BONIFICHE	48
8.1	Formazione dei rilevati	48
8.2	Bonifica dei terreni di sottofondo.....	48
9	DEFINIZIONE DELLA CLASSE DI FATTIBILITÀ GEOLOGICA PER LE AZIONI DI PIANO	50
9.1	Fase di analisi	50
9.2	Fase di sintesi/valutazione	52
9.3	Fase di proposta.....	52
10	GESTIONE DELLE TERRE DA SCAVO FINALIZZATA AL LORO RIUTILIZZO	54



10.1	Normativa vigente	56
10.1.1	Art. 186 del D.Lgs. 3 aprile 2006 n.152 "Norme in materia ambientale", così come modificato dal D.Lgs. 16 gennaio 2008 n.4	56
10.2	Caratterizzazione delle terre e rocce da scavo	57
ALLEGATI	59

1 PREMESSA

Nella presente relazione vengono descritte le caratteristiche idrogeologiche, stratigrafiche e geotecniche delle aree interessate dalla riqualifica dell'area di Cascina Merlata, oggetto della presente proposta definitiva di P.I.I. ai sensi della L.R. 12/2005, area situata nella zona nord-occidentale del Comune di Milano e limitata a nord dalla autostrada A4, a sud dalla via Gallarate, ad ovest dalla via Daimler e ad est dalle aree contermini al Cimitero Maggiore.

Nell'area sono previsti edifici residenziali, il villaggio EXPO, un'ampia area commerciale, un'area da adibire a terziario e una con finalità ricettive. In tutto il comparto è prevista una nuova viabilità di connessione dell'area di P.I.I. con l'autostrada A4, con la Via Gallarate, con la via Daimler e con il prolungamento dell'asse del tunnel di Milano.

Dati gli ingenti volumi di scavo, nell'ottica di ottimizzazione del processo produttivo, contenimento dei costi e di razionalizzazione nell'utilizzo delle risorse disponibili, la progettazione è stata orientata ad un reimpiego del terreno disponibile in sito, una volta accertate le sue qualità geotecniche, non solo per la formazione dei rilevati e dei rimodellamenti previsti nelle vaste aree a verde previste dal progetto, ma anche per la formazione dei calcestruzzi e degli stabilizzati necessari lungo gli assi della viabilità.

La definizione della successione litostratigrafica dell'area di P.I.I. e delle caratteristiche granulometriche e geotecniche dei terreni è stata basata sui risultati di una estesa campagna di indagini geognostiche svolta nel periodo luglio-ottobre 2009 dalla Studio Celotti di Milano, consistita in sondaggi geognostici a rotazione a carotaggio continuo (con prove SPT e prove di permeabilità tipo Lefranc), installazione di piezometri a tubo aperto per la misura della profondità della falda, prospezioni sismiche in foro tipo down-hole per la caratterizzazione sismica dei terreni, prove penetrometriche dinamiche continue, pozzetti esplorativi con esecuzione di prove di carico su piastra e prelievo di un elevato numero di campioni rimaneggiati da sottoporre a prove di identificazione in apposito laboratorio geotecnico.

L'ubicazione delle indagini eseguite è riportata negli **Elaborati 12.4.1 e 12.4.2 - Planimetria con ubicazione delle indagini (2 tavv.) – Scala 1:1000.**

Infine, nel presente studio è stata definita la classe di fattibilità geologica per le azioni di piano per l'area del P.I.I. Cascina Merlata. Ai sensi della *D.G.R. 28 maggio 2008, n. 8/7374 - Aggiornamento dei "Criteri ed indirizzi per la definizione della componente geologica, idrogeologica e sismica del Piano di Governo del Territorio, in attuazione dell'art. 57, comma 1, della L.R. 11 marzo 2005, n. 12"* approvati con *D.G.R. 22 dicembre 2005, n. 8/1566*, la definizione della classe di fattibilità geologica dell'area del P.I.I. Cascina Merlata è stata ottenuta attraverso una *fase di analisi* delle caratteristiche geologico-geotecniche, idrogeologiche e sismiche dell'area una successiva *fase di sintesi e valutazione* in base agli eventuali vincoli geologici presenti sull'area e alla zonazione dell'area in funzione della pericolosità geologico-geotecnica e alla vulnerabilità idraulica e idrogeologica.

2 INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO

2.1 Classificazione delle unità di sottosuolo

Il modello idrogeologico dell'area di studio è stato ricostruito integrando informazioni stratigrafiche e/o caratterizzazioni idrodinamiche reperite o effettuate dagli autori, relative ad opere di captazione pubbliche e private, con i dati desunti dagli studi idrogeologici più autorevoli e aggiornati relativi agli acquiferi padani della regione Lombardia, di seguito sintetizzati.

Nella schematizzazione idrostratigrafica si è tenuto conto della suddivisione in unità idrostratigrafiche proposta nel 1995 da Avanzini M., Beretta G.P., Francani V. e Nespoli M.¹, che prevede, dall'alto verso il basso:

- Unità ghiaioso-sabbiosa, costituita da facies fluviali dell'Olocene-Pleistocene Superiore;
- Unità sabbioso-ghiaiosa, costituita da facies fluviali del Pleistocene Medio;
- Unità a conglomerati e arenarie, costituita da facies fluviali del Pleistocene Inferiore;
- Unità sabbioso-argillosa, costituita da facies continentali e transizionali, riconducibili a Pleistocene Inferiore, al Villafranchiano Superiore e Medio Auctorum p.p.;
- Unità argillosa, costituita da facies marine riconducibili al Pleistocene Inferiore e al Calabriano Auctorum p.p..

Tale suddivisione è stata aggiornata sulla base delle risultanze dello studio *Geologia degli Acquiferi Padani della Regione Lombardia*², pubblicato nel 2002 dalla Regione Lombardia in collaborazione con Eni-Divisione Agip e del relativo *Aggiornamento geologico-stratigrafico* (marzo 2005). In tale studio si propone un modello geologico del sottosuolo della pianura a scala regionale, che individua quattro Gruppi Acquiferi sovrapposti (A, B, C e D), delimitati alla base dall'interfaccia acqua dolce/acqua salata, come di seguito riportato:

- Gruppo Acquifero A (Olocene, Pleistocene Superiore – Pleistocene Medio); praticamente corrispondente alla suddetta unità ghiaioso-sabbiosa, costituisce la porzione superiore del cosiddetto Acquifero Tradizionale;
- Gruppo Acquifero B (Pleistocene Medio); all'incirca corrispondente all'insieme delle suddette unità sabbioso-ghiaiosa e a conglomerati e arenarie, costituisce la porzione inferiore del cosiddetto Acquifero Tradizionale;
- Gruppo Acquifero C (Pleistocene Inferiore [Siciliano ed Emiliano]); corrispondente alla porzione superiore della suddetta unità sabbioso-argillosa;
- Gruppo Acquifero D (Pleistocene Inferiore [Santerniano]); corrispondente alla porzione inferiore (Santerniano) della suddetta unità sabbioso-argillosa.

Le relazioni tra le schematizzazioni proposte dai vari autori sono rappresentate sinteticamente in **Fig. 1**. Di seguito si riporta la descrizione delle caratteristiche strutturali delle unità di maggiore interesse ai fini del presente progetto, come desunta dal primo dei due studi di letteratura consultati.

Unità ghiaioso-sabbiosa (*Gruppo Acquifero A*, o cosiddetto *Primo Acquifero* dell'*Acquifero Tradizionale*)

L'unità è caratterizzata dalla netta prevalenza di litotipi grossolani con lenti argillose di limitato spessore ed estensione areale (Fluviali Würm, Würm tardivo e alluvioni recenti Auct.); nella terminologia di uso corrente viene identificata come *Primo Acquifero* in quanto forma la roccia serbatoio della falda libera del settore milanese. Nel settore di alta pianura l'unità in esame contiene una falda libera, in comunicazione con quella del Ceppo, unicamente in alcuni settori localizzati riferibili a strutture di paleoalveo, risultando insatura nelle restanti aree. Solo a partire dalla media pianura difatti, in relazione all'avvicinamento del livello piezometrico

¹ *Indagine preliminare sull'uso sostenibile delle falde profonde nella Provincia di Milano*. C.A.P. (Milano), 1995

² *Geologia degli Acquiferi Padani della Regione Lombardia*, Regione Lombardia, Eni Divisione Agip, a cura di Cipriano Carcano e Andrea Piccin. S.EL.CA. (Firenze), 2002

alla superficie del terreno, l'unità forma il *Primo acquifero* (Francani e Pozzi, 1981). L'insieme degli acquiferi contenuti in questa unità e in quella successivamente descritta, viene identificato come *Acquifero Tradizionale* in quanto costituisce il corpo idrico sotterraneo contenente la falda tradizionalmente sfruttata dai pozzi dell'area milanese. Nella realtà questo complesso è formato da un sistema multifalda che viene assimilato ad un monostrato acquifero. Questa condizione strutturale assume un carattere ancor più marcato nelle aree di bassa pianura dove, in relazione all'affinamento della granulometria dei terreni, l'unità in esame è caratterizzata già a partire dalla superficie dalla prevalenza di livelli limoso-argillosi ai quali si alternano terreni più grossolani (sabbie e sabbie con ghiaia), che formano acquiferi con falde semi-confinato o confinate.

Unità Sabbioso-ghiaiosa e a conglomerati e arenarie (Gruppo Acquifero **B**, o cosiddetto Secondo Acquifero dell'Acquifero Tradizionale)

Nell'area di Milano questo complesso (Fluviali Mindel-Riss Auct.), attribuito al Pleistocene Medio, forma la *parte basale dell'Acquifero Tradizionale* ed è identificata sotto l'aspetto idrogeologico come *Secondo Acquifero*. E' costituita da una alternanza di depositi ghiaioso-sabbiosi, sabbiosi e limoso-argillosi, talora con lenti cementate conglomeratiche o arenitiche. Anche in questa unità procedendo verso Sud si verifica una riduzione di granulometria che conferisce caratteri litologici del tutto analoghi a quelli della sottostante unità sabbioso-argillosa in facies continentale. Gli acquiferi contenuti in essa sono separati dalla falda sovrastante da diaframmi scarsamente permeabili costituiti da limi e argille, che limitano gli scambi tra la falda libera del primo acquifero e quella contenuta nel secondo acquifero. Per tali motivi le falde in essa contenute risultano semi-confinato e localmente possono assumere caratteristiche prossime a quelle confinate.

La ricostruzione idrogeologica del sottosuolo in corrispondenza del sito di interesse è stata effettuata mediante l'elaborazione di 5 sezioni idrogeologiche orientate NNW-SSE e SSW-NNE (cfr. **Elaborato 12.3 - Sezioni idrogeologiche – Scala 1:25000/1:2000**).

In particolare nell'area di interesse il limite tra Gruppo Acquifero A e B, posto alla base del primo orizzonte fine di significativa continuità laterale) è posto a circa 70 m dal p.c., mentre l'acquifero libero vero e proprio si sviluppa fino a circa 50 m di profondità.

La base dell'acquifero B si colloca ad una profondità di circa 80 m da p.c.

I pozzi degli acquedotti di Pero e Milano captano, in genere, sia l'acquifero contenuto nel Gruppo acquifero A, che quello contenuto nell'acquifero B (ed in alcuni casi nel C), miscelando in colonna le diverse falde.

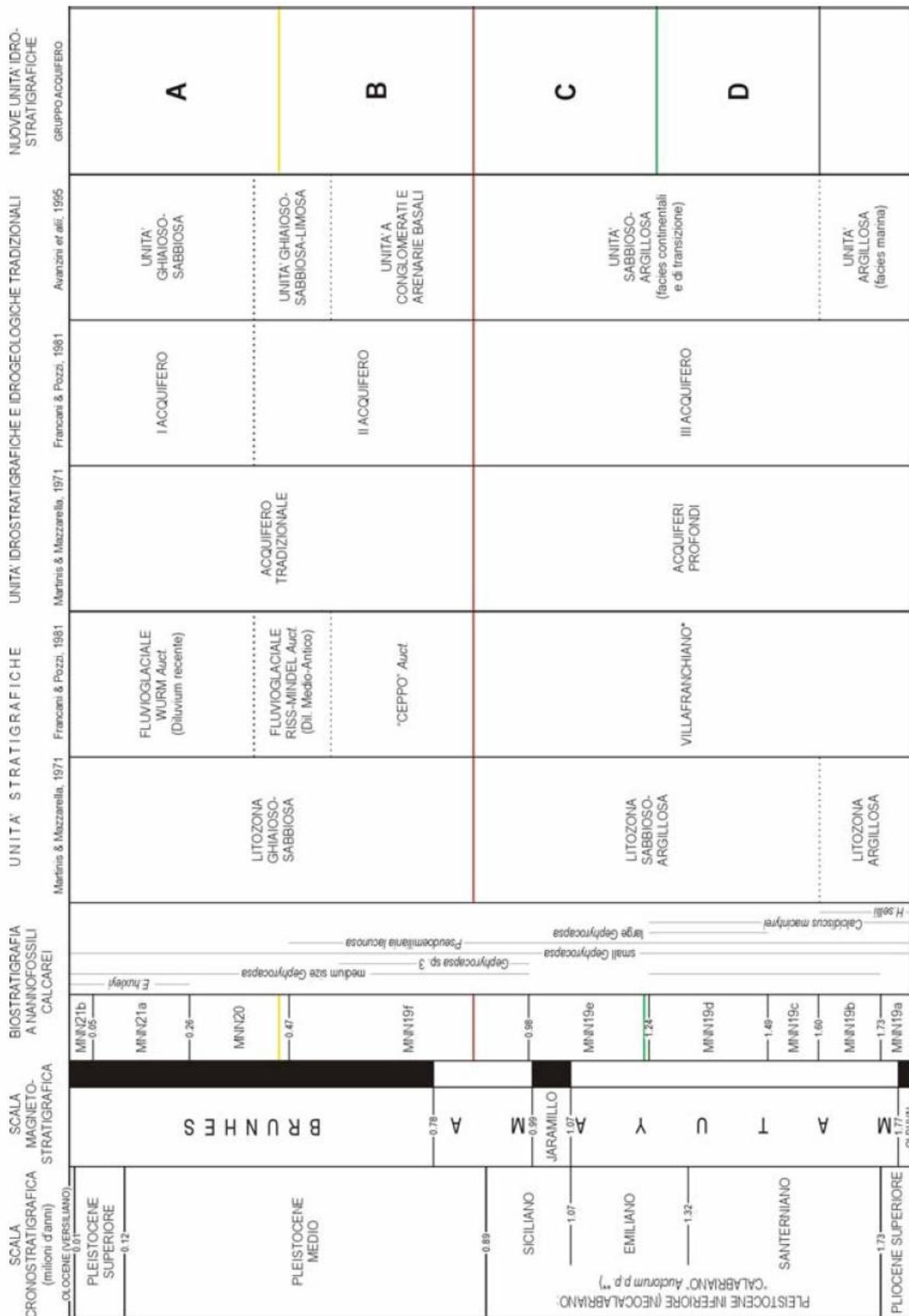


Fig. 1 - Schema dei rapporti stratigrafici (modificata da Carcano C. & Pccin A.: Geologia degli acquiferi padani della Regione Lombardia. Regione Lombardia & Eni Divisione Agip, S.EL.CA., Firenze, 2002

2.2 Caratteri piezometrici locali

La morfologia della superficie piezometrica della falda superiore fa riferimento all'elaborazione dei dati di livello (cfr. **Tabella 1**) effettuate, da Metropolitane Milanesi S.p.A e dalla Provincia di Milano nel periodo marzo/aprile 2009, sulla rete di monitoraggio da loro gestita³. Tale ricostruzione risulta coerente (in termine di gradiente e direzione di flusso) con i dati della campagna di monitoraggio effettuata sui piezometri realizzati entro il sito di interesse (datata ottobre 2009 – cfr. **Tabella 2**), con una differenza di circa 0.30 m di soggiacenza tra le due campagne.

Tabella 1 - Misure piezometriche utilizzate per l'elaborazione della piezometria al marzo/aprile 2009
 (fonte dati MM e Provincia di Milano)

COMUNE	CODICE_SIF	NPA	INDIRIZZO	Q. rif m s.l.m.	I.s. (m)	Q. piezo marzo/aprile 2009
Milano	0151462386	5 BIS	Via Triboniano n° 233	138.55	12.20	126.35
Milano	0151462118	ACQ30	VIA ALASSIO	134.49	18.80	115.69
Rho	0151820129	MM114	Via Buzzi	147.78	11.12	136.66
Pero	0151700086	MM78	Molino Dorino	139.14	11.12	128.02
Milano	0151461497	MM79	Via Falk	135.68	12.17	123.51
Milano	MM80	MM80	VIA CHECOV	131.90	14.95	116.95
Milano	0151462473	SAP18	VIA URUGUAY	131.05	17.65	113.40
Milano	0151461535	FOG24	CIMITERO MUSOCCO	135.07	16.35	118.72
Milano	0151461534	FOG4	VIA CARBONIA	138.91	19.90	119.01
Milano	0151461495	FOG56	VIA LAMPUGNANO	132.42	13.20	119.22
Milano	0151461496	FOG57	VIA SILLA	135.63	3.90	131.73
Pero	0151700097	PE1-97	Cava Bossi	139.49	2.89	136.60
Pero	0151700098	PE1-98	Cava Bossi	141.55	6.48	135.07
Pero	0151700099	PE1-99	Cava Bossi	142.29	7.69	134.60

Tabella 2 - Risultati della campagna di monitoraggio effettuata in data 13/10/09 sui piezometri presenti entro il perimetro del PI.

PIEZOMETRO	X	Y	QUOTA P.C. [m s.l.m.]	QUOTA RIF. [m s.l.m.]	SOGGIACENZA FALDA DA Q. RIF [m]	QUOTA FALDA [m s.l.m.]
S1	1507758	5039859	139.878	139.80	-10.46	129.34
S3	1507860	5039519	138.621	138.57	-10.67	127.90
S5	1507994	5039231	137.310	137.49	-10.63	126.86
S6	1508026	5039860	139.004	139.20	-10.95	128.25
S10	1508249	5039690	137.158	137.31	-10.60	126.71
S12	1508302	5039367	136.552	136.67	-10.78	125.89
S14	1507539	5040046	141.440	141.74	-11.02	130.72
S18	1507892	5040027	139.795	140.05	-10.72	129.33
S20	1508220	5040050	139.310	139.41	-11.42	127.99

Nell'area di studio, la falda superiore (contenuta nel Gruppo acquifero A) presenta un andamento di tipo radiale convergente verso i settori sud-orientali, con quote comprese tra 118 e 138 m s.l.m. ed un gradiente idraulico medio del 4÷5 ‰ (cfr. **Elaborato 12.2 - Planimetria di inquadramento idrogeologico – Scala 1:10000**). La direzione del flusso idrico sotterraneo è generalmente orientata NW-SE.

³ Dati MM S.p.A. - Servizio Idrico Integrato e Provincia di Milano - Settore Cave

L'andamento piezometrico nel tempo è desumibile dalle misure di livello periodicamente effettuate dal Settore Fognature del Comune di Milano sul piezometro n. 56 di Via Lampugnano, punto di controllo con la maggiore serie storica di dati più prossimo all'area (cfr. **Fig. 2**) e, per confronto, sul piezometro n. 024 all'interno del Cimitero Musocco posto 1 Km a valle del sito di interesse.

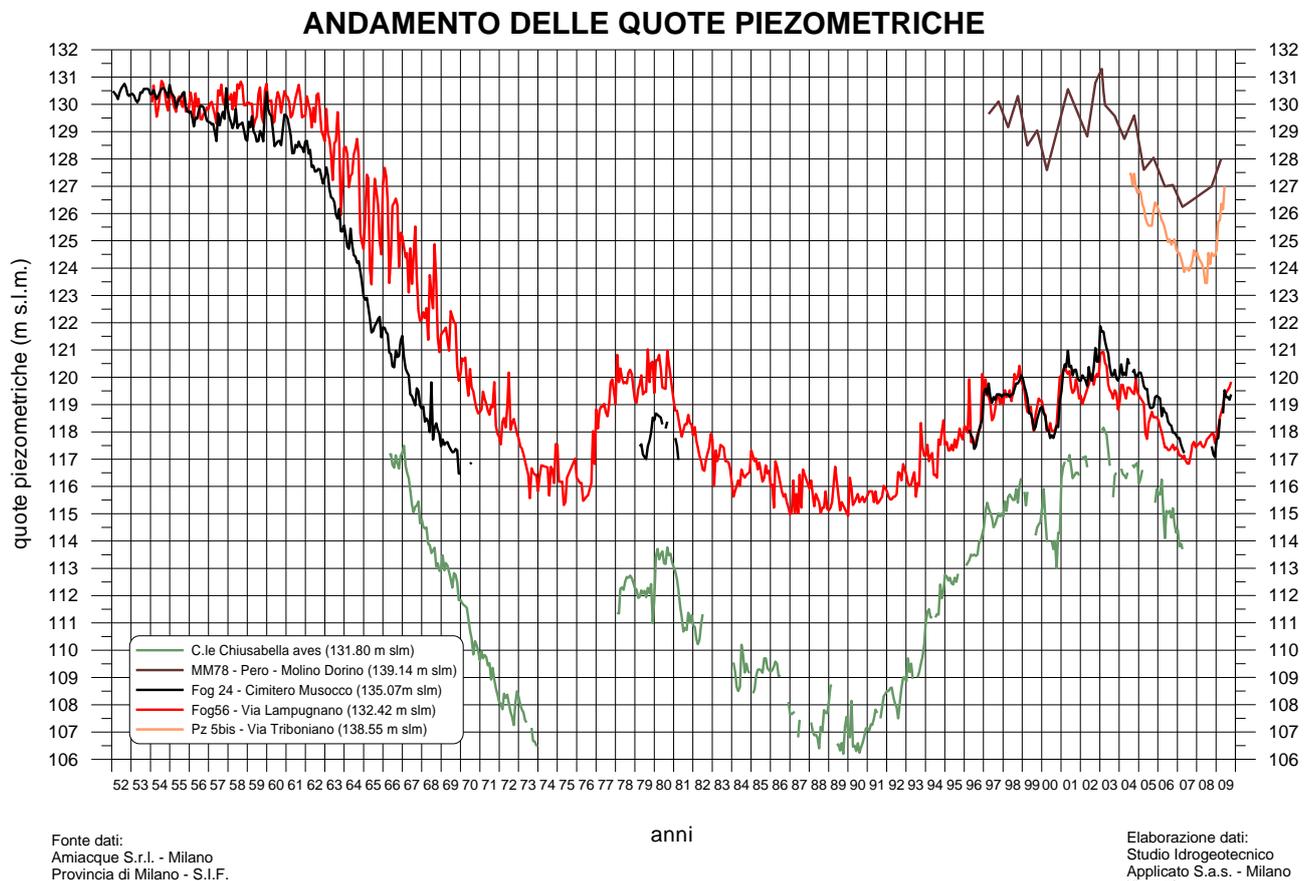


Fig. 2 - Andamento delle quote piezometriche sui piezometri PZ056 di via Lampugnano e PZ024 Cimitero di Musocco

Rivestono significativo interesse anche le misure condotte da MM S.p.A. sui pozzi della limitrofa centrale Chiusabello, collocata circa 1200 m a valle del sito di interesse, che, pur captando in miscelazione anche l'acquifero intermedio (Gruppo Acquifero B), presenta un comportamento analogo a quello dell'acquifero superiore.

Altri punti di interesse, seppur caratterizzati da una serie storica più ridotta nel tempo, sono i piezometri MM78 – Pero, Molino Dorino (400 a monte del sito) ed il Pz 5bis Via Triboniano (100 m a valle del sito).

Il confronto delle serie storiche evidenzia il progressivo abbassamento dei livelli caratteristico degli anni '50 e registrato fino alla prima metà degli anni '70, conseguente all'inizio dell'emungimento massivo dal primo e secondo acquifero a seguito dell'urbanizzazione e dell'industrializzazione della città di Milano.

A seguito delle intense precipitazioni del 1976-77, si assiste ad una inversione di tendenza rispetto al trend precedente ed ad un significativo innalzamento dei livelli della falda proseguito fino a tutto il 1980, cui segue un nuovo periodo di decrescita piezometrica, protrattosi sino al 1989-90.

Dal 1991 sino a tutto il 1998, si assiste ad un progressivo innalzamento dei livelli, la cui causa è attribuibile ad una serie di fattori concomitanti quali un aumento della ricarica efficace che ha interessato l'alta e media pianura lombarda, il progressivo approfondimento delle captazioni potabili determinato dal diffuso inquinamento delle falde

più superficiali (solventi clorurati, atrazina, ecc.) e la diminuzione dei prelievi industriali in ambito urbano e peri-urbano.

Dal 1999, si evidenzia una nuova tendenza alla diminuzione dei livelli, interrotta dagli eventi alluvionali dell'ottobre 2000 e del novembre 2002 che hanno determinato un temporaneo innalzamento dei livelli.

Le scarse precipitazioni dell'ultimo quinquennio hanno causato un nuovo abbassamento delle quote piezometriche, registrato sino al primo semestre 2007; gli ultimi dati disponibili (marzo 2009) evidenziano per l'area una nuova tendenza all'innalzamento dei livelli conseguente alle abbondanti precipitazioni dell'autunno 2008/primavera 2009.

La dinamica della falda negli ultimi 40 anni mostra pertanto che il prelievo da falda esercita un ruolo importante sull'andamento della piezometrico e condiziona i grandi cicli di oscillazione (nell'ambito urbano della città di Milano l'andamento della falda risulta infatti particolarmente influenzato dai prelievi). In condizioni di prelievo costante (ad esempio nell'ultimo decennio) le oscillazioni registrate sono legate viceversa al prevalere di fattori naturali di ricarica degli acquiferi, legati principalmente all'andamento dei regimi meteorici.

2.2.1 Vulnerabilità degli acquiferi

La vulnerabilità intrinseca di un acquifero esprime la facilità con cui un inquinante generico idroveicolato, disperso sul suolo o nei primi strati del sottosuolo, può raggiungere la sottostante falda e contaminarla.

Tale caratteristica è definibile in funzione di molteplici fattori, tra cui la profondità del livello piezometrico rispetto al piano campagna (soggiacenza) e le caratteristiche di permeabilità dei depositi soprafalda.

Per la definizione del grado di vulnerabilità intrinseca è stato utilizzato il metodo GNDCI-CNR (Legenda unificata per le carte della vulnerabilità all'inquinamento dei corpi idrici sotterranei - Civita et Al. 1989).

La falda superiore, oggetto di captazione da parte dei pozzi in progetto, a fronte delle caratteristiche di soggiacenza media (10-20 m da p.c.) ed in considerazione dell'elevata permeabilità dei terreni superficiali, presenta un alto grado di vulnerabilità intrinseca ai fenomeni di inquinamento eventualmente presenti in superficie o nel primo sottosuolo.

Le caratteristiche tecniche dei pozzi (posa in opera di adeguata cementazione, realizzazione di camerette avampozzo impermeabilizzate, ripristino degli eventuali setti geologici attraversati) forniscono le necessarie garanzie di tutela dalla veicolazione di eventuali inquinamenti lungo l'asse dei pozzi.

Le falde più profonde, generalmente riservate alla captazione idropotabile, risultano localmente protette da livelli argillosi continui di un certo spessore, che conferiscono isolamento dalla falda superiore e garantiscono, in condizioni naturali, un grado di vulnerabilità intrinseca all'inquinamento medio.

La vulnerabilità delle falde intermedie e profonde può localmente aumentare a causa della loro eventuale miscelazione con la falda superiore, determinata dalla mancata ricostruzione dei setti geologici attraversati dalle perforazioni (pozzi a dreno continuo).

2.2.2 Qualità delle acque sotterranee

Le caratteristiche qualitative delle acque di falda captate dai pozzi dei pubblici acquedotti di Pero e Milano, desumibili dai dati dell'Asl Provincia di Milano 1 e dal Sistema informativo falda (SIF) provinciale relative all'anno 2000, sono riassunte nella sottostante tabella.

Tabella 3 - Qualità delle acque sotterranee – acquiferi superiore ed intermedio e profondi (Pozzi città di Pero)

Pozzo n.	Acquifero captato	data	cond. (µS/cm)	nitrati (mg/l)	Triometani (Cloroformio) (µg/l)	Tricloro etilene (µg/l)	Tetracloro etilene (µg/l)
Pero 4	A+B	3/06/08	502	36	68	18,6	176
Pero 6	B	3/06/08	410	34	56,4	18,3	5,2

In occasione dell'esecuzione delle prove di campo è stato effettuato un campionamento sui piezometri che ha dato i seguenti risultati:

Tabella 4 - Qualità delle acque sotterranee – acquifero superiore A (campionamento Ottobre 2009 - laboratorio Biodata)

Piezometro	cond. ($\mu\text{S}/\text{cm}$)	nitrati (mg/l)	cloruri (mg/l)	solforati (mg/l)	manganese ($\mu\text{g}/\text{l}$)	ferro ($\mu\text{g}/\text{l}$)	cromo ⁶⁺ ($\mu\text{g}/\text{l}$)	solv. cl. ($\mu\text{g}/\text{l}$)	pesticidi ($\mu\text{g}/\text{l}$)
S1	457	6,5	35	50	371	385	<2	7,86	<0,05
S3	517	5,2	33	64	18	61	<2	45,16	<0,05
S5	517	5,7	37	45	17	42	<2	14,12	<0,05

La qualità delle acque dell'acquifero superiore (Gruppo acquifero A) evidenziano una facies idrochimica carbonato-calcica, caratterizzata da un grado di mineralizzazione medio-elevato, con valori di conducibilità generalmente > 450÷550 $\mu\text{S}/\text{cm}$ e concentrazioni di solfati e cloruri in genere superiori a quelle riscontrate nei pozzi profondi, indice di un più diretto rapporto del primo acquifero con le contaminazioni indotte dalla superficie.

Le analisi condotte sui piezometri evidenziano una condizione lievemente riducente delle acque sotterranee, con tenori elevati di Ferro e Manganese rispetto ai valori naturali dell'acquifero e basse concentrazioni di nitrati e azoto ammoniacale.

L'area di interesse, da un punto di vista della contaminazione delle falde, si trova a valle idrogeologico di aree caratterizzate da importanti problematiche qualitative, con significativo interessamento sia dell'acquifero superiore libero (con contaminazioni del Gruppo acquifero A da tricloroetilene e tetracloroetilene molto significative) che dell'acquifero intermedio (con contaminazioni del Gruppo acquifero B da trialometani significative) con la conseguente storica presenza di tali sostanze nei pozzi ad uso potabile approvvigionanti gli acquedotti di Pero e Milano.

La concentrazione di solventi clorurati (tricloroetilene + tetracloroetilene prevalenti), riscontrata sul sito, risulta pertanto compatibile con le contaminazioni provenienti da monte flusso.

I valori riscontrati sui piezometri inoltre attestano l'assenza di contaminazioni da metalli, BTEX, idrocarburi policiclici aromatici e idrocarburi totali, nonostante il sito si collochi a valle flusso di un'importante area recentemente sottoposta a bonifica per problematiche di contaminazione da idrocarburi. Le analisi evidenziano altresì una condizione lievemente riducente delle acque sotterranee, con tenori elevati di Ferro e Manganese rispetto ai valori naturali dell'acquifero e basse concentrazioni di nitrati e azoto ammoniacale. Tale condizione potrebbe essere la conseguenza dell'azione di risanamento attuata a monte flusso che potrebbe avere modificato le condizioni di ossigenazione delle acque di falda modificandone i valori di fondo naturali.

Per approfondire le conoscenze circa gli aspetti termometrici della falda, in data 13/10/09 è stata condotta una campagna di misurazioni dirette su 2 piezometri presenti sul sito. Alla data delle misurazioni il livello di falda registrato è risultato pari a 10,60 m da p.c.

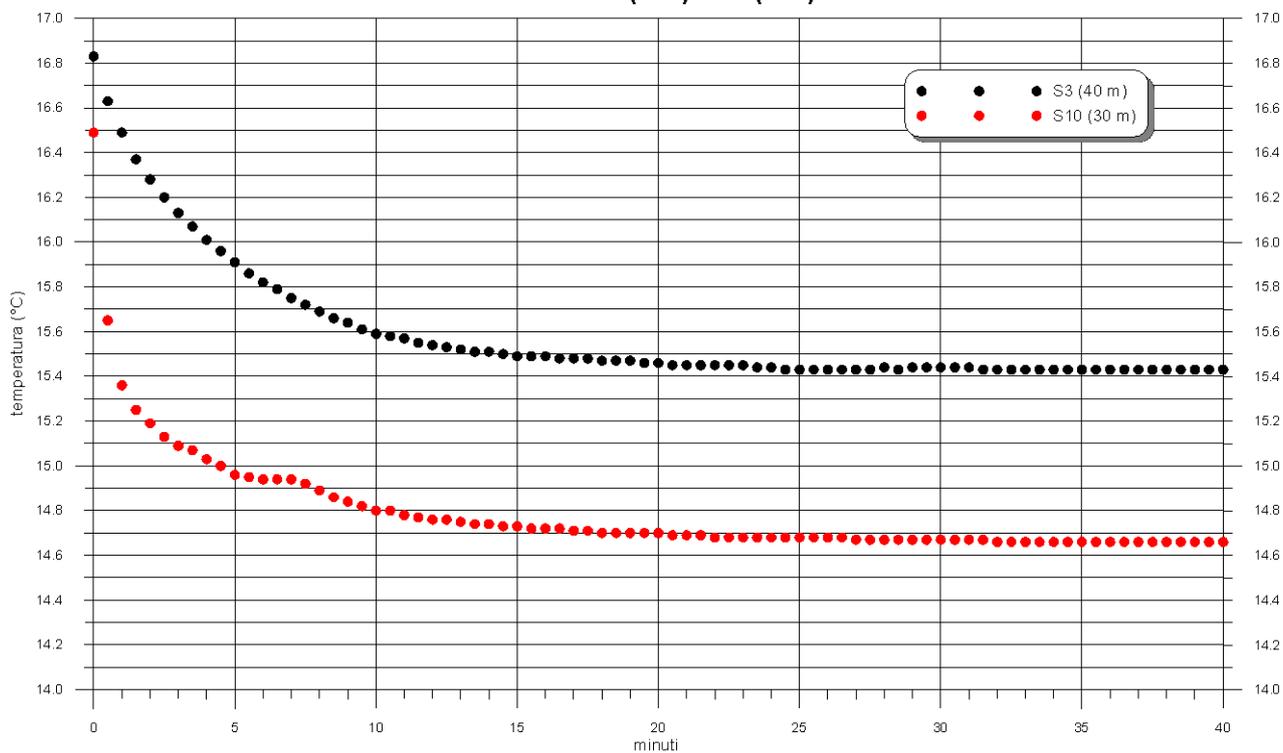
I piezometri sono stati messi sotto pompaggio ad una portata di 0,2 l/s, fino alla stabilizzazione del valore di temperatura registrato in superficie. Le misure di temperatura riportate nel grafico di **Fig. 3** sono state rilevate mediante diver calato alla profondità di 14m.

Le temperature registrate si attestano tra valori compresi tra 14,7 e 15,4°C.

La differenza riscontrata tra monte e valle potrebbe essere in parte imputabile all'influenza indotta dalle perdite da corpi idrici superficiali (T. Nirone) che alterano localmente il valore medio di falda.

MISURAZIONI DI TEMPERATURA DELLA FALDA

Milano (MI) - Cascina Merlata
Piezometri S3 (40 m) e S10 (30 m)



Elaborazione dati
Studio Idrogeotecnico
Applicato - Milano

Fig. 3 - Temperatura delle acque di falda rilevata sui piezometri S3 e S10 in località C.na Merlata in data 13/10/09

3 INDAGINI GEOGNOSTICHE PREGRESSE

Nell'area oggetto del P.I.I. di Cascina Merlata sono state eseguite nell'ultimo decennio diverse campagne di indagine geognostica, sia di carattere ambientale sia di carattere geotecnico. Di seguito ne vengono sintetizzati gli aspetti salienti.

3.1 Piano di caratterizzazione ambientale area ex Bertani Baselli – 2000-2002

L'area ex Bertani Baselli, situata nella porzione est dell'area di P.I.I., è stata oggetto negli anni 2000-2002 di una attività di indagine finalizzata alla sua caratterizzazione ambientale. I risultati di tale indagine sono raccolti nella seguente documentazione:

- Impresa Ingg. Bertani Baselli & C. S.p.A. - *Piano di caratterizzazione di un'area sita in località C.na Merlata, in via Gallarate 410, Milano (zona Cimitero Musocco) ai sensi del D.M. 471 del 25.10.1999 – Relazione Tecnica e relativi allegati*, a cura del Prof. P. L. Vercesi – novembre 2001
- Impresa Ingg. Bertani Baselli & C. S.p.A. - *Piano di caratterizzazione di un'area sita in località C.na Merlata, in via Gallarate 410, Milano (zona Cimitero Musocco) – Risultati delle indagini e delle analisi chimiche – Note Tecniche e relativi allegati*, a cura del Prof. P. L. Vercesi e del Prof. M. Baldi – maggio 2002

Tale attività si era resa necessaria in seguito al rinvenimento di cumuli di rifiuti di varia tipologia, costituiti da laterizi, intonaci, conglomerati cementizi, conglomerati bituminosi, batterie al Pb, fusti di olio minerale esausto, contenitori in ferro e plastica contenenti resti di vernici e solventi, oltre ad alcune autovetture. Nel dicembre del 1999 infatti l'area veniva posta sotto sequestro dal N.O.E. dei Carabinieri di Milano e nel marzo 2000 veniva eseguito un primo campionamento dai cumuli e da alcune trincee scavate nell'area alla presenza del N.O.E.: in ogni caso sui campioni prelevati furono eseguiti test di eluizione i cui risultati attestarono che *il rilascio di sostanze tossiche o comunque indesiderate, derivante dai suddetti materiali, risultava compatibile con il loro riutilizzo*. Successivamente, nel marzo 2002, a seguito di opportuno piano di caratterizzazione condiviso con il Servizio Bonifiche del Comune di Milano, venivano eseguite nell'area ulteriori indagini geognostiche consistenti nella perforazione di 4 sondaggi a rotazione a carotaggio continuo della profondità di 20 m, con installazione di piezometri a tubo aperto (Pz 1, Pz 2, Pz 3 e Pz 4) e relativo campionamento delle acque sotterranee, nonché nel campionamento dei cumuli di terreno presenti nell'area. L'ubicazione dei 4 piezometri realizzati nel 2002 è riportata negli **Elaborati 12.4.1 e 12.4.2 - Planimetria con ubicazione delle indagini (2 tavv.) – Scala 1:1000**. Le analisi chimiche eseguite sui campioni di acqua hanno evidenziato il superamento dei limiti consentiti dalla Tabella 2 dell' Allegato 1 del DM 471/99 per i solventi clorurati; è stato tuttavia rilevato che la concentrazione maggiore di solventi clorurati è stata osservata nel piezometro Pz 1, a monte flusso dell'area indagata e quindi non imputabile all'attività svolta nel sito dall'azienda ma inseribile in un contesto di inquinamento diffuso della prima falda nell'area a nord ovest di Milano. Le analisi condotte sui campioni di terreno hanno invece evidenziato la compatibilità degli stessi con una destinazione d'uso *commerciale e industriale* (Colonna B Tabella 1 Allegato 1 al D.M. 471/99).

In ogni caso l'area è stata successivamente sottoposta a intervento di messa in sicurezza di emergenza, attraverso la rimozione di tutti i rifiuti presenti ed è stata classificata, attraverso una perizia giurata del prof. Vercesi, come idonea per una destinazione d'uso residenziale.

3.2 Piano di indagine preliminare di caratterizzazione ambientale dell'area di P.I.I. - 2007

Tutta l'area del P.I.I. è stata oggetto nel 2007 di una attività di indagine, i cui risultati sono raccolti nella seguente documentazione:

- EuroMilano S.p.A. - *Piano di indagine preliminare in località C.na Merlata - via Gallarate, 410 - Milano - a cura del Prof. P. L. Vercesi – novembre 2007*

Il piano di indagine, finalizzato ad una caratterizzazione generale dell'area di P.I.I. per verificare l'eventuale stato di contaminazione del terreno, è stato concordato con ARPA, a cui è stato presentato nel settembre 2007. In particolare, dopo una suddivisione di tutta l'area in un reticolo a maglia quadrata di 50 m di lato e in 10 diversi settori (A, B, C, D, E, F, G, H, I ed L), sono stati scelti, sulla base delle indicazioni fornite da ARPA, n° 76 punti di indagine, in corrispondenza dei quali sono state eseguite delle trincee esplorative di profondità variabile tra -0.70 m e -1.40 m e sono stati prelevati campioni di terreno in triplice aliquota da sottoporre ad analisi chimiche di laboratorio. La profondità di prelievo dei campioni è risultata mediamente pari a -0.50 m, dato che lo spessore di suolo agrario è risultato mediamente pari a 0.30÷0.40m. In **Allegato**

1 alla presente relazione sono riportati i risultati delle analisi chimiche eseguite sui campioni di terreno. In particolare su tutti i campioni sono state misurate le concentrazioni delle seguenti sostanze:

- Arsenico
- Cadmio
- Cromo totale
- Cromo VI
- Mercurio
- Nichel
- Piombo
- Rame
- Zinco
- Idrocarburi leggeri C_{≤12}
- Idrocarburi pesanti C_{>12}
- Cianuri

Tutti i campioni sono risultati avere una concentrazione inferiore alla CSC di riferimento per una destinazione d'uso verde pubblico, privato e residenziale (colonna A Tabella 1 Allegato 5 Titolo 5 Parte Quarta D.Lgs. 152/06).

Su un campione per ogni diverso settore sono stati ricercati anche i seguenti fitofarmaci:

- Alaclor
- Aldrin
- Atrazina
- Alfa esacloro esano
- Beta esacloro esano
- Gamma esacloro esano
- Clordano
- DDD, DDT e DDE
- Dieldrin
- Endrin

Anche in questo caso nessun campione è risultato avere una concentrazione superiore alla CSC di riferimento.

Le caratteristiche stratigrafiche risultanti dallo scavo delle trincee esplorative in esame hanno evidenziato la presenza, nel primo sottosuolo (fino a circa 1 m di profondità), dopo circa 0.3÷0.4 m di suolo agrario, di terreni sia grossolani come *ghiaie sabbiose da debolmente limose a limose, ghiaie sabbiose con limo, sabbie e ghiaie*, sia leggermente più fini come *sabbie ghiaiose con limo e sabbie limose con ghiaietto*, sia decisamente più fini come *limi sabbiosi con rari ciottoli, limi sabbiosi ghiaiosi, limi sabbiosi argillosi*. Fa eccezione la zona in prossimità della fornace (area ex Bertani Baselli), dove è stato riconosciuto uno spessore di terreno di riporto variabile tra 0.30 e 0.85 m, talora con una pavimentazione di asfalto di circa 0.1 m e localmente misto a rifiuti vari, al di sotto del quale prevalgono *terreni limoso argillosi con rari ciottoli*.

4 INDAGINI GEOGNOSTICHE: CAMPAGNA 2009

La definizione della successione litostratigrafica dell'area di P.I.I. e delle caratteristiche granulometriche e geotecniche dei terreni è stata basata sui risultati di una estesa campagna di indagini geognostiche svolta nel periodo luglio-ottobre 2009 dalla **Studio Celotti** di Milano, consistita nelle seguenti indagini in sito:

- n° 22 sondaggi geognostici a rotazione a carotaggio continuo (n° 4 da 40 m, n° 16 da 30 m e n° 2 da 20 m di profondità), con esecuzione di n° 224 prove SPT (una ogni 3 m di foro), di n° 44 prove di permeabilità Lefranc, prelievo di n° 136 campioni rimaneggiati da sottoporre a prove geotecniche di identificazione in laboratorio ed installazione, in 9 fori, di altrettanti piezometri a tubo aperto (n° 7 da 30 m e n° 2 da 40 m di profondità) per la misura della profondità della falda;
- n° 3 prospezioni sismiche in foro tipo down-hole, della profondità di 30 m;
- n° 38 prove penetrometriche dinamiche continue, eseguite con attrezzatura superpesante tipo Meardi-AGI, che hanno raggiunto una profondità variabile tra 13 e 18 m circa da p.c.;
- n° 22 pozzetti esplorativi di profondità pari a 2.5 m, con esecuzione di n° 22 prove di carico su piastra e prelievo di n° 44 campioni rimaneggiati (2 per ogni pozzetto a profondità di -0.5 e -1.5 m da p.c.);

e nelle seguenti prove di laboratorio:

- n° 180 analisi granulometriche per setacciatura;
- n° 114 analisi granulometriche per sedimentazione;
- n° 180 determinazioni dei limiti di consistenza;
- n° 18 determinazioni del peso specifico dei grani.

L'ubicazione delle indagini eseguite è riportata negli **Elaborati 12.4.1 e 12.4.2 - Planimetria con ubicazione delle indagini (2 tavv.) - Scala 1:1000**. Di seguito vengono descritti e commentati i risultati di tutte le indagini eseguite.

4.1 Indagini e prove in sito

4.1.1 Sondaggi geognostici a carotaggio continuo

Nella campagna di indagini 2009 sono stati eseguiti n° 22 sondaggi geognostici a carotaggio continuo, distribuiti su tutta l'area di P.I.I. in modo da coprire sia le zone residenziali, sia la zona commerciale/terziaria/ricettiva, sia i diversi assi della viabilità di progetto.

I sondaggi hanno raggiunto una profondità variabile tra 20 e 40 m da p.c. e in 9 di essi, a fine perforazione, sono stati installati altrettanti piezometri a tubo aperto per il rilievo della profondità della falda contenuta nell'acquifero superficiale. Durante la perforazione sono state eseguite prove penetrometriche dinamiche SPT ogni 3 m di foro, per la determinazione indiretta dei parametri di resistenza e deformabilità.

Inoltre sono stati prelevati per ogni sondaggio da 4 a 8 campioni rimaneggiati di terreno (in media un campione ogni 5 m di carotaggio) da sottoporre a prove geotecniche di identificazione in laboratorio.

Le coordinate Gauss-Boaga e le quote di ogni sondaggio, risultanti da apposito rilievo topografico, sono riportate nella tabella seguente.

sondaggio	x	y	quota [m s.l.m.]
S 1	1.507.758	5.039.859	139,88
S 2	1.507.807	5.039.697	139,60
S 3	1.507.860	5.039.519	138,62
S 4	1.507.914	5.039.339	137,95
S 5	1.507.994	5.039.231	137,31
S 6	1.508.026	5.039.860	139,00
S 7	1.508.038	5.039.643	138,58
S 8	1.508.024	5.039.454	138,34
S 9	1.508.212	5.039.882	138,87
S 10	1.508.249	5.039.690	137,16
S 11	1.508.158	5.039.477	136,59

sondaggio	x	y	quota [m s.l.m.]
S 12	1.508.302	5.039.367	136,55
S 13	1.508.216	5.039.207	137,14
S 14	1.507.539	5.040.046	141,44
S 15	1.507.752	5.040.054	140,18
S 16	1.507.656	5.039.973	140,37
S 17	1.507.992	5.040.074	139,74
S 18	1.507.892	5.040.027	139,80
S 19	1.508.220	5.040.105	139,35
S 20	1.508.220	5.040.050	139,31
S 21	1.507.941	5.039.907	139,12
S 22	1.508.080	5.039.297	137,53

La perforazione dei sondaggi geognostici a carotaggio continuo ha permesso di verificare che i primi 40 m di sottosuolo sono costituiti prevalentemente da *sabbie e ghiaie, da debolmente ciottolose a ciottolose, da debolmente limose a limose*, con una percentuale di materiale fine (passante al setaccio N.200, $\varnothing < 0.075$ mm) generalmente compresa tra 10% e 30% circa. In generale i terreni mostrano quasi sempre un buon assortimento granulometrico.

I materiali più fini, limoso-sabbiosi, anche se distribuiti in lenti e livelli per l'intera profondità indagata dai sondaggi, appaiono tuttavia concentrati prevalentemente nei primi 6÷7 m (*limi sabbiosi, limi con sabbie fini, sabbie con limi argillose ghiaiose*), intorno a 15 m (*sabbie con limi con ghiaie, sabbie fini limose*), tra 20 e 25 m (*limi con argille sabbiosi, limi con sabbie fini, sabbie con limi argillose ghiaiose, sabbie fini limose*) e oltre 35 m di profondità (*limi con argille sabbiosi, limi con sabbie argillosi*).

4.1.2 Misure piezometriche

A fine perforazione dei sondaggi S1, S3, S5, S6, S10, S12, S14, S18 e S20 è stata prevista l'installazione di un piezometro a tubo aperto da 3" di diametro (ad eccezione del sondaggio S12, per cui è stato previsto un piezometro da 2"). Nei sondaggi S1 ed S3 è stato previsto 1 m di tubo cieco in superficie e 39 m di tubo fenestrato, per un totale di 40 m di tubo piezometrico; in tutti gli altri sondaggi invece sono stati previsti superficialmente 3 m di tubo cieco e quindi 27 m di tubo fenestrato, per un totale di 30 m di tubo piezometrico.

Le misure piezometriche eseguite nelle date del 13/10/2009, 26/11/2009, 28/12/2009 e 29/01/2010, di seguito riportate in dettaglio, hanno rilevato la presenza di acqua di falda ad una profondità variabile tra -10.5 e -11.5 m, corrispondenti a quote s.l.m. variabili tra 125.9 m s.l.m. nella porzione più a SE dell'area di Cascina Merlata e 130.8 nella porzione più a NO, con un flusso quindi orientato da NO a SE.

				13/10/2009	26/11/2009	28/12/2009	29/01/2010
Piezometro	quota p.c. [m s.l.m.]	altezza rif. = testa tubo PVC [m da p.c.]	quota rif. = quota testa tubo PVC [m s.l.m.]	soggiacenza falda da q. rif. [m]			
S1	139,878	-0,08	139,80	-10,46	-10,58	-10,60	-10,58
S3	138,621	-0,05	138,57	-10,67	-10,78	-10,80	-10,80
S5	137,310	0,18	137,49	-10,63	-10,73	-10,92	-10,90
S6	139,004	0,20	139,20	-10,95	-11,10	-10,99	-11,01
S10	137,158	0,15	137,31	-10,60	-10,63	-10,56	-10,54
S12	136,552	0,12	136,67	-10,78	-10,82	-10,45	-10,66
S14	141,440	0,30	141,74	-11,02	-10,95	-11,12	-11,18
S18	139,795	0,25	140,05	-10,72	-10,76	-11,08	-10,84
S20	139,310	0,10	139,41	-11,42	-11,50	-11,38	-11,39
Piezometro	quota p.c. [m s.l.m.]	altezza rif. = testa tubo PVC [m da p.c.]	quota rif. = quota testa tubo PVC [m s.l.m.]	quota falda [m s.l.m.]			
S1	139,878	-0,08	139,80	129,34	129,22	129,20	129,22
S3	138,621	-0,05	138,57	127,90	127,79	127,77	127,77
S5	137,310	0,18	137,49	126,86	126,76	126,57	126,59
S6	139,004	0,20	139,20	128,25	128,10	128,21	128,19
S10	137,158	0,15	137,31	126,71	126,68	126,75	126,77
S12	136,552	0,12	136,67	125,89	125,85	126,22	126,01
S14	141,440	0,30	141,74	130,72	130,79	130,62	130,56
S18	139,795	0,25	140,05	129,33	129,29	128,97	129,21
S20	139,310	0,10	139,41	127,99	127,91	128,03	128,02

4.1.3 Prove penetrometriche dinamiche (SPT)

Nella tabella seguente vengono riportati, per tutti i sondaggi eseguiti, le profondità di prova e il corrispondente valore di N_{SPT} (numero di colpi necessario ad una penetrazione del campionatore Raymond pari a 30 cm).

Prof. [m]	N _{SPT} [colpi/30cm]										
	S 1	S 2	S 3	S 4	S 5	S 6	S 7	S 8	S 9	S 10	S 11
3,00	20	16	20	17	14	17	7	13	13	14	7
6,00	27	47	8	6	57	22	12	30	29	20	27
9,00	42	35	45	45	21	36	25	26	33	28	36
12,00	49	19	45	46	27	100	39	47	49	19	42
15,00	100	36	41	41	48	100	36	36	50	32	42
18,00	59	29	35	35	100	52	46	100	50	16	42
21,00	53	33	32	38	40	60	45	22	48	17	47
24,00	41	28	26	75	28	48	49	43	58	54	46
27,00	100	39	53	100	37	100	53	27	54	40	43
30,00	53	20	55	61	30	68	47	25	47	57	44
33,00	55	26	47	47							
36,00	100	22	29	5							
39,00	23	20	37	26							

Prof. [m]	N _{SPT} [colpi/30cm]										
	S 12	S 13	S 14	S 15	S 16	S 17	S 18	S 19	S 20	S 21	S 22
3,00	23	19	19	12	18	11	19	49	25	16	11
6,00	44	19	25	36	25	32	23	36	39	100	16
9,00	62	33	30	32	39	37	45	40	37	32	23
12,00	40	46	54	49	45	100	42	100	54	100	52
15,00	50	62	100	48	40	52	31	100	54	100	33
18,00	47	25	70	37	59	60	60	58	45	68	54
21,00	26	39	100	33	43	43	67	55	48		
24,00	66	26	74	48	66	35	55	35	46		
27,00	63	37	69	41	39	38	100	42	44		
30,00	54	44	33	25	27	29	100	100	38		
33,00											
36,00											
39,00											

I risultati delle prove SPT mostrano un grado di addensamento dei terreni gradualmente crescente con la profondità, con caratteristiche di terreno mediamente addensato nei primissimi metri e di terreno da mediamente addensato ad addensato fino a 30÷40 m di profondità.

Senza considerare, cautelativamente, le prove SPT andate a rifiuto, i valori di N_{SPT} aumentano gradualmente nei primi 10 m nel range 10÷50 colpi/30cm (mediamente tra 15 e 40), rimangono mediamente pari a 40÷50 colpi/30cm tra 10 e 35 m di profondità mentre risultano mediamente pari a 20÷30 colpi/30cm tra 35 e 40 m di profondità, a causa probabilmente dell'aumento della componente limosa.

4.1.4 Prove penetrometriche dinamiche continue DPSH

Sono state eseguite n° 38 prove penetrometriche dinamiche continue con attrezzatura superpesante (DPSH), che hanno raggiunto profondità variabili tra 13.3 m e 18.6 m da p.c..

Nella tabella sottostante si riportano in dettaglio, per ciascuna delle prove eseguite, le profondità raggiunte:

prova	profondità [m da.p.c.]						
DPSH 1	15,80	DPSH 11	16,90	DPSH 21	15,70	DPSH 31	15,80
DPSH 2	15,00	DPSH 12	16,50	DPSH 22	16,85	DPSH 32	16,20
DPSH 3	13,90	DPSH 13	16,20	DPSH 23	14,70	DPSH 33	16,60
DPSH 4	14,75	DPSH 14	15,70	DPSH 24	13,90	DPSH 34	15,00
DPSH 5	15,70	DPSH 15	17,10	DPSH 25	17,30	DPSH 35	15,80
DPSH 6	15,00	DPSH 16	14,10	DPSH 26	18,30	DPSH 36	15,10
DPSH 7	16,55	DPSH 17	15,10	DPSH 27	16,85	DPSH 37	17,30
DPSH 8	18,05	DPSH 18	18,80	DPSH 28	15,10	DPSH 38	17,30
DPSH 9	18,60	DPSH 19	13,30	DPSH 29	18,35		
DPSH 10	16,80	DPSH 20	16,50	DPSH 30	17,15		

Le coordinate Gauss-Boaga e le quote di ogni prova penetrometrica dinamica continua, risultanti da apposito rilievo topografico, sono riportate nella tabella seguente.

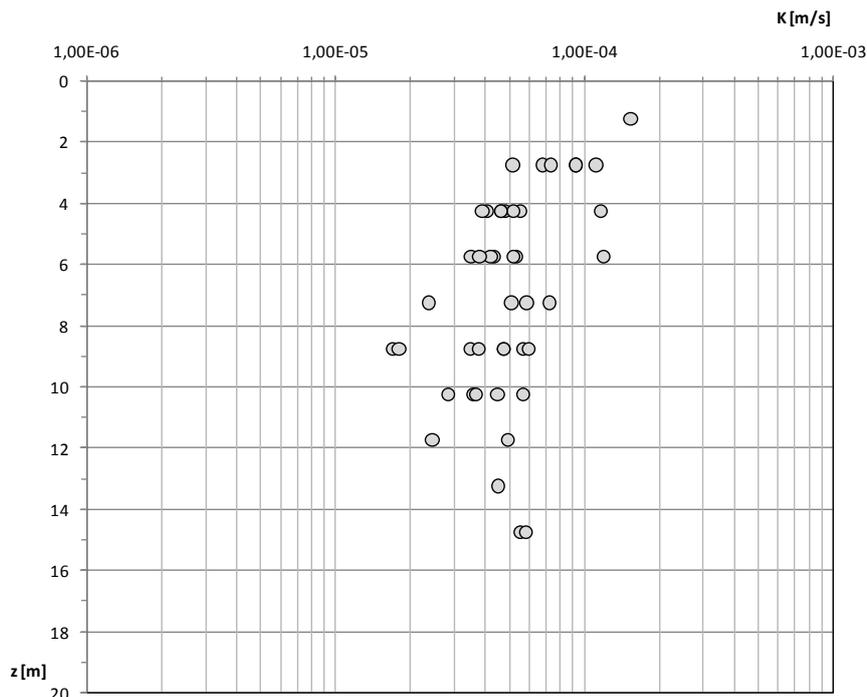
prova	x	y	quota [m s.l.m.]	prova	x	y	quota [m s.l.m.]
DPSH 1	1.507.774	5.039.786	139,25	DPSH 20	1.508.143	5.039.915	139,18
DPSH 2	1.507.876	5.039.815	139,53	DPSH 21	1.508.167	5.039.863	138,97
DPSH 3	1.507.977	5.039.806	139,01	DPSH 22	1.508.205	5.039.816	138,79
DPSH 4	1.507.857	5.039.743	139,96	DPSH 23	1.508.189	5.039.705	137,94
DPSH 5	1.507.930	5.039.725	138,73	DPSH 24	1.508.179	5.039.632	137,81
DPSH 6	1.508.051	5.039.760	139,43	DPSH 25	1.508.222	5.039.644	137,44
DPSH 7	1.507.828	5.039.616	138,80	DPSH 26	1.508.213	5.039.401	137,38
DPSH 8	1.507.917	5.039.610	138,50	DPSH 27	1.508.271	5.039.338	136,37
DPSH 9	1.507.974	5.039.611	138,36	DPSH 28	1.508.186	5.039.162	136,56
DPSH 10	1.507.862	5.039.578	138,80	DPSH 29	1.507.593	5.040.016	140,63
DPSH 11	1.508.013	5.039.555	138,29	DPSH 30	1.507.810	5.040.002	140,09
DPSH 12	1.507.959	5.039.466	138,23	DPSH 31	1.507.804	5.039.922	139,93
DPSH 13	1.507.878	5.039.441	138,47	DPSH 32	1.507.924	5.040.085	140,02
DPSH 14	1.507.906	5.039.405	138,10	DPSH 33	1.508.052	5.040.051	139,38
DPSH 15	1.507.982	5.039.406	138,24	DPSH 34	1.507.833	5.040.093	141,07
DPSH 16	1.507.984	5.039.354	137,90	DPSH 35	1.507.966	5.039.980	139,42
DPSH 17	1.508.002	5.039.294	137,60	DPSH 36	1.508.091	5.040.037	139,17
DPSH 18	1.508.116	5.039.968	139,42	DPSH 37	1.508.109	5.040.004	139,39
DPSH 19	1.508.168	5.039.954	139,37	DPSH 38	1.508.280	5.040.046	139,56

I risultati delle prove penetrometriche continue DPSH, tranne pochissime eccezioni, mostrano resistenze, espresse in termini di N_{30} (colpi/30cm), mediamente pari a $5\div 15$ nei primi $7\div 8$ m di profondità, pari a $20\div 30$ tra le profondità di $7\div 8$ m e $14\div 15$ m e pari a $30\div 40$ fino a rifiuto oltre i $14\div 15$ m di profondità. Anche per queste prove si assiste ad un graduale aumento delle resistenze con la profondità, corrispondente verosimilmente ad un aumento del grado di addensamento dei terreni.

4.1.5 Prove di permeabilità Lefranc

Sono state eseguite n° 44 prove di permeabilità Lefranc a carico costante (due prove in ogni foro di sondaggio), finalizzate ad una caratterizzazione dei primi 15 m di sottosuolo nei confronti del parametro permeabilità. Le prove sono quindi state eseguite sia nella porzione satura dell'acquifero superficiale (oltre i 10 m di profondità) sia nella sua porzione non satura. Nella tabella seguente sono riportate le profondità delle prove Lefranc eseguite in ogni sondaggio ed i valori del coefficiente di permeabilità misurati, risultati variabili tra $1.71E-05$ e $1.55E-04$ m/s, mentre in **Fig. 4** tali valori sono stati riportati in un grafico con la profondità.

Sondaggio n°	prova n°	Profondità da p.c. [m]	K [m/s]	Sondaggio n°	prova n°	Profondità da p.c. [m]	K [m/s]
S 1	1	2,50-3,00	6,84E-05	S 12	1	5,50-6,00	1,20E-04
	2	8,50-9,00	3,52E-05		2	11,50-12,00	2,47E-05
S 2	1	4,00-4,50	4,84E-05	S 13	1	4,00-4,50	1,17E-04
	2	10,00-10,50	3,60E-05		2	14,50-15,00	5,89E-05
S 3	1	4,00-4,50	4,10E-05	S 14	1	2,50-3,00	7,39E-05
	2	8,50-9,00	4,76E-05		2	11,50-12,00	4,98E-05
S 4	1	2,50-3,00	5,20E-05	S 15	1	5,50-6,00	4,38E-05
	2	10,00-10,50	2,86E-05		2	10,00-10,50	3,68E-05
S 5	1	5,50-6,00	3,53E-05	S 16	1	2,50-3,00	9,30E-05
	2	13,00-13,50	4,56E-05		2	8,50-9,00	6,00E-05
S 6	1	4,00-4,50	3,91E-05	S 17	1	4,00-4,50	5,22E-05
	2	8,50-9,00	3,81E-05		2	7,00-7,50	5,91E-05
S 7	1	4,00-4,50	5,59E-05	S 18	1	5,50-6,00	4,24E-05
	2	8,50-9,00	1,71E-05		2	10,00-10,50	5,73E-05
S 8	1	2,50-3,00	9,30E-05	S 19	1	2,50-3,00	1,12E-04
	2	7,00-7,50	2,39E-05		2	5,50-6,00	5,23E-05
S 9	1	4,00-4,50	4,66E-05	S 20	1	1,00-1,50	1,55E-04
	2	8,50-9,00	5,71E-05		2	7,00-7,50	5,12E-05
S 10	1	5,50-6,00	5,37E-05	S 21	1	4,00-4,50	4,66E-05
	2	10,00-10,50	4,50E-05		2	8,50-9,00	1,81E-05
S 11	1	7,00-7,50	7,28E-05	S 22	1	5,50-6,00	3,81E-05
	2	14,50-15,00	5,58E-05		2	8,50-9,00	4,76E-05

Coefficiente di permeabilità da prove Lefranc

Fig. 4

4.1.6 **Prospezioni sismiche in foro tipo down-hole**

Sono state previste ed eseguite n° 3 prospezioni sismiche tipo down-hole nei fori dei sondaggi S7, S13 ed S15, tutti da 30 m. I fori sono stati predisposti con tubazioni cieche in PVC del diametro di 80 mm, ben cementate alle pareti del foro. Le prove erano finalizzate alla caratterizzazione sismica dei terreni di fondazione del comparto in progetto, ovvero alla precisa identificazione della *categoria di sottosuolo* prevista nella nuova normativa in materia di costruzioni (cfr. **D. Min. Infrastrutture e Trasporti 14/01/2008 "Norme tecniche per le Costruzioni"** e relative "Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008" – **Circolare 2 febbraio 2009, n.617 Consiglio Sup. LL.PP.**), attraverso la misura delle V_s (velocità delle onde di taglio).

I risultati delle **prospezioni sismiche in foro tipo down-hole** hanno mostrato valori di V_{s30} (valore medio nei primi 30 m di profondità) pari a 328 m/s (S7), 331 m/s (S13) e 288 m/s (S15).

Secondo la normativa vigente tali valori corrispondono ad una *categoria di suolo tipo C* (*depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate, caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio $180 \text{ m/s} < V_{s30} < 360 \text{ m/s}$, ovvero resistenza penetrometrica $15 < N_{SPT} < 50$*).

4.1.7 **Pozzetti esplorativi**

Per il progetto in esame sono state eseguiti n° 22 pozzetti esplorativi distribuiti lungo i previsti assi della viabilità di comparto. Lo scavo dei pozzetti, eseguito con un escavatore, ha raggiunto una profondità di 2.5 m; durante lo scavo è stata eseguita una descrizione stratigrafica dei terreni e sono stati prelevati n° 2 campioni rimaneggiati di terreno (n° 44 complessivamente) a profondità di 0.5 e 1.5 m da p.c., campioni da sottoporre successivamente a prove di identificazione in laboratorio.

Le coordinate Gauss-Boaga e le quote di ogni pozzetto esplorativo, battute da una squadra di topografi, sono risultate le seguenti.

pozzetto esplorativo	x	y	quota [m s.l.m.]	pozzetto esplorativo	x	y	quota [m s.l.m.]
PE 1	1.507.508	5.040.085	141,65	PE 13	1.507.939	5.039.620	138,21
PE 2	1.507.760	5.040.103	141,03	PE 14	1.508.269	5.039.650	137,19
PE 3	1.508.011	5.040.122	140,52	PE 15	1.508.376	5.039.653	138,00
PE 4	1.508.265	5.040.104	139,31	PE 16	1.508.190	5.039.516	136,38
PE 5	1.507.629	5.039.937	140,32	PE 17	1.508.320	5.039.489	136,59
PE 6	1.507.964	5.039.957	139,39	PE 18	1.507.913	5.039.431	138,20
PE 7	1.508.169	5.039.983	139,57	PE 19	1.508.278	5.039.441	137,06
PE 8	1.507.737	5.039.878	139,88	PE 20	1.508.057	5.039.333	137,56
PE 9	1.507.897	5.039.829	139,14	PE 21	1.508.321	5.039.305	136,65
PE 10	1.508.252	5.039.840	138,38	PE 22	1.508.190	5.039.262	137,40
PE 12	1.507.777	5.039.688	139,47	PE 23	1.508.620	5.039.102	134,56

Lo scavo dei pozzetti esplorativi ha permesso di riconoscere superficialmente, nell'area del P.I.I., tre situazioni distinte:

- 0.3÷1.1 m di *terreno di riporto* presente in prossimità della autostrada A4 (limite nord dell'area del P.I.I., dove sono stati scavati i pozzetti PE1, PE2, PE3 e PE4), costituito da sabbia e ghiaia con ciottoli, frammenti di laterizi, cls e frammenti di plastica;
- 0.4÷0.8 m di *terreno di riporto* presente nell'area ex Bertani Baselli (dove sono stati scavati i pozzetti PE19, PE21 e PE22), costituito da ghiaia con sabbia fine ciottolosa, frammenti di laterizi, di piastrelle, di vetro e di plastica; talora è risultato presente anche un sottile strato di asfalto;
- 0.2÷0.4 m di *terreno agrario*, costituito prevalentemente *sabbia fine limosa o limo sabbioso*, in tutte le restanti aree all'interno del P.I.I., attualmente caratterizzate dalla presenza di terreni incolti.

Per quanto riguarda invece le caratteristiche stratigrafiche dei primi 2.5 m di sottosuolo al di sotto dei terreni di riporto e del terreno agrario, i risultati dello scavo dei pozzetti esplorativi, opportunamente verificati con i risultati delle analisi granulometriche eseguite in laboratorio sui campioni rimaneggiati a -0.5 e -1.5 m di profondità, è possibile osservare che sono presenti due diverse tipologie di terreni: terreni prevalentemente grossolani, ghiaioso-sabbiosi con una limitata percentuale di materiale fine limoso-argilloso e terreni di granulometria variabile dal limo sabbioso alla sabbia fine limosa.

I terreni grossolani, ghiaioso-sabbiosi, sono percentualmente prevalenti (circa il 65% dei campioni) e sono costituiti da *ghiaie con sabbie o sabbie con ghiaie, con ciottoli, da debolmente limose a limose*, con una percentuale di materiale fine (passante al setaccio N.200, $\varnothing < 0.075$ mm) generalmente compresa tra 10% e 30% circa.

I terreni più fini, limoso-sabbiosi, sono un po' meno frequenti, ma caratterizzano comunque ampie aree all'interno del P.I.I.; sono costituiti da *limi con sabbia argillosi, limi con argilla e argille con limi da debolmente sabbiosi a sabbiosi* e da *sabbie fini limose argillose*. Le caratteristiche di plasticità dei terreni sono generalmente molto basse, caratterizzate da un indice di plasticità quasi sempre inferiore a 10, proprio per la costante presenza di sabbia, in percentuali variabili tra 10% e 40% circa. In generale, i terreni più fini si presentano generalmente in livelli e lenti all'interno dei terreni più grossolani, con spessori variabili tra circa 0.5 m e 1.0 m, più raramente pari a 1.5÷2.0 m.

4.1.8 Prove di carico su piastra

Durante l'esecuzione dei pozzetti esplorativi sono state eseguite prove di carico su piastra finalizzate alla determinazione delle caratteristiche di deformabilità dei terreni di sottofondo in corrispondenza degli assi della viabilità di comparto, sia in rilevato che in trincea.

Le prove sono state eseguite generalmente ad una profondità di -0.5 m da p.c., tranne le prove eseguite nei pozzetti PE1, PE2, PE3, PE5 e PE22, eseguite a -1.0 m di profondità.

Le prove sono state eseguite secondo la norma svizzera SNV 670 317a, attraverso l'applicazione della sequenza di carico 50-100-150-200-50-100-150 kPa, con lettura delle deformazioni a 2' dall'applicazione del carico e calcolo del modulo di deformazione al I e al II ciclo (rispettivamente $M_{D I}$ e $M_{D II}$) nell'intervallo di carico 50-150 kPa.

prova	prof. [m]	$M_{D I}$ [MPa]	$M_{D II}$ [MPa]	prova	prof. [m]	$M_{D I}$ [MPa]	$M_{D II}$ [MPa]
PE 1	-1,00	17	490	PE 13	-0,50	40	173
PE 2	-1,00	24	981	PE 14	-0,50	36	128
PE 3	-1,00	39	420	PE 15	-0,50	49	368
PE 4	-0,50	56	490	PE 16	-0,50	82	134
PE 5	-1,00	32	981	PE 17	-0,50	54	588
PE 6	-0,50	23	226	PE 18	-0,50	34	588
PE 7	-0,50	39	736	PE 19	-0,50	18	490
PE 8	-0,50	28	210	PE 20	-0,50	163	736
PE 9	-0,50	33	267	PE 21	-0,50	64	155
PE 10	-0,50	31	327	PE 22	-1,00	28	490
PE 12	-0,50	37	490	PE 23	-0,50	173	588

I risultati delle prove di carico su piastra, in termini di modulo di deformazione al I ciclo di carico nell'intervallo 50-150 kPa, hanno mostrato valori di $M_{D I}$ variabili tra 17 e 173 MPa, con valore medio pari a circa 50 MPa. Inoltre, i valori di modulo di deformazione al II ciclo di carico sono risultati tutti molto elevati ($M_{D II} > 100$ MPa).

I terreni in esame, date le buone caratteristiche di deformabilità sia in condizioni vergini che dopo un ciclo di scarico e ricarico, risultano quindi ottimi come terreni di sottofondo degli assi di viabilità in progetto.

4.2 Prove geotecniche di laboratorio

Sui campioni rimaneggiati prelevati durante la perforazione dei sondaggi e l'esecuzione dei pozzetti esplorativi sono state eseguite prove finalizzate all'identificazione geotecnica dei terreni (analisi granulometriche, determinazioni dei limiti di consistenza e determinazioni del peso specifico dei grani). Le prove sono state eseguite rispettivamente secondo le specifiche ASTM D 421-93, D 422-90 e D 4318-00 e D 854-00.

In particolare sono state eseguite le seguenti prove di laboratorio:

- n° 180 analisi granulometriche per setacciatura;
- n° 114 analisi granulometriche per sedimentazione;
- n° 180 determinazioni dei limiti di consistenza;
- n° 18 determinazioni del peso specifico dei grani.

I risultati delle prove, in termini di % delle diverse frazioni granulometriche e di valori dei limiti di consistenza hanno permesso di classificare i terreni secondo la Classificazione CNR-UNI 10006 e secondo la Classificazione USCS (ASTM D2487).

In generale i terreni più grossolani, sabbioso-ghiaiosi, sono risultati appartenere prevalentemente alle classi GM ed SM e subordinatamente alle classi GW-GM, GM-GC, SM-SC della Classificazione USCS e alle classi A1-b, A2-4 e A1-a della Classificazione CNR-UNI 10006.

I terreni più fini, limoso-argillosi ma con una frazione sabbiosa non trascurabile, sono risultati appartenere prevalentemente alla classe ML e subordinatamente alle classi ML-CL, CL, MH, SM-SC della Classificazione USCS e alla classe A4 (subordinatamente A7-5 e A6) della Classificazione CNR-UNI 10006.

5 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE

La definizione del modello geotecnico di sottosuolo si basa innanzitutto sulle caratteristiche geologiche, idrogeologiche e stratigrafiche dei terreni presenti nell'area di intervento ma soprattutto sulle caratteristiche geotecniche (fisiche, di resistenza, di deformabilità) desunte dalle indagini eseguite nella recente campagna di indagini (2009).

Data l'assoluta prevalenza di terreni di natura non coesiva nel sottosuolo del P.I.I. di Cascina Merlata, la definizione dei parametri di resistenza e deformabilità è basata, oltre che sulle caratteristiche fisiche, sulle caratteristiche di addensamento dei terreni ricavate dalle prove SPT e dalle prove DPSH.

Nel seguito, distinte in relazione alle caratteristiche dei terreni, vengono descritte le correlazioni utilizzate per la definizione dei parametri di interesse a partire dai risultati delle prove.

Si precisa che i risultati delle prove penetrometriche dinamiche, espressi in termini di N_{30} , devono essere trasformati secondo un'opportuna correlazione in valori di N_{SPT} , in modo da utilizzarli per la definizione dei parametri geotecnici caratteristici delle diverse unità individuate. In particolare, per l'area di Cascina Merlata, confrontando i valori di N_{SPT} (rappresentati in **Fig. 5** con i triangoli rossi) e i valori di N_{30} alle stesse profondità è stato ottenuto il seguente coefficiente di correlazione medio (cfr. sempre **Fig. 5**):

$$N_{30} = N_{SPT} / 1.6$$

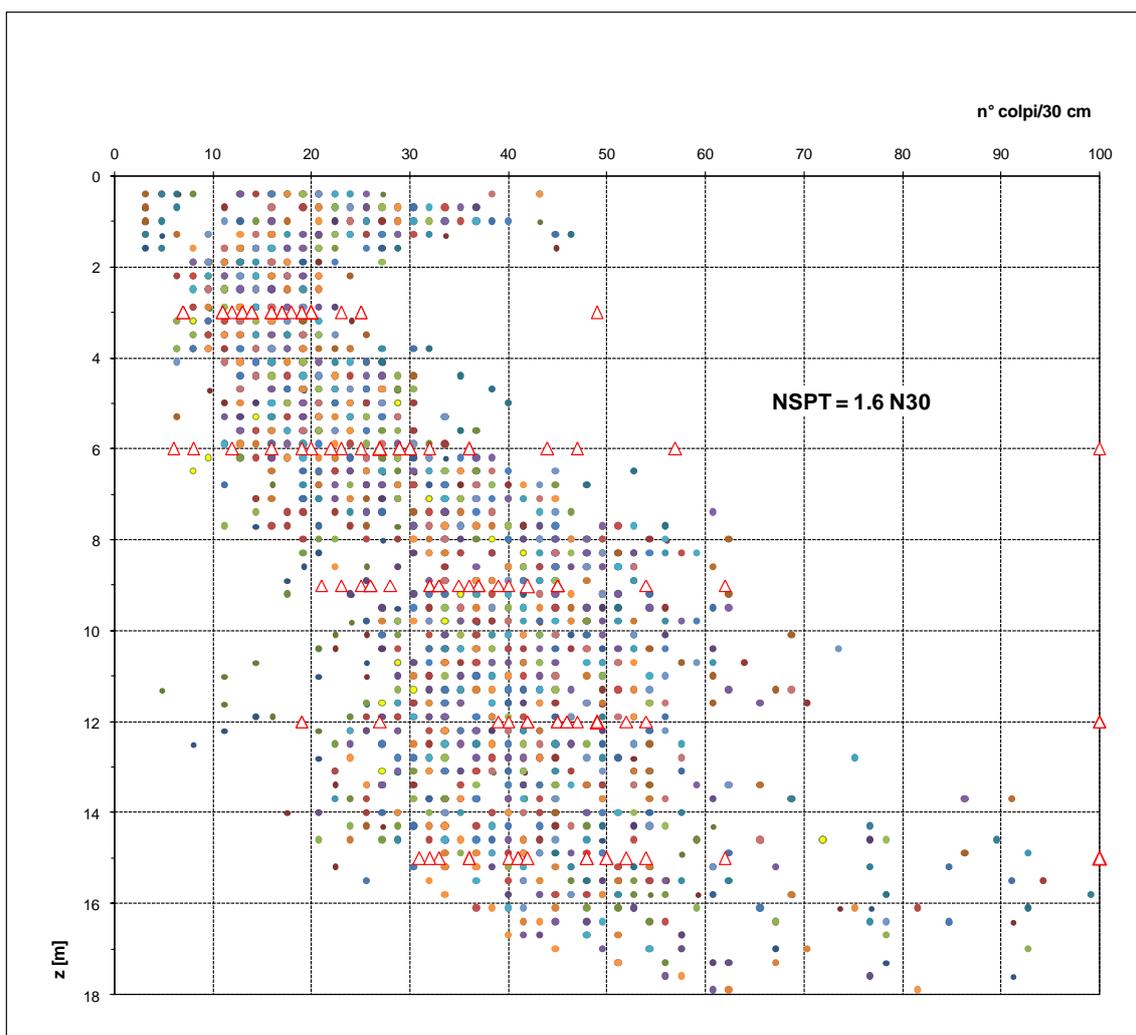


Fig. 5

I valori di N_{SPT} devono essere normalizzati rispetto alla tensione di confinamento secondo la seguente espressione, proposta da Jamiolkowski et al. (1985):

$$N' = N_{SPT} / \sigma'_{v_0}{}^{0.56}$$

A partire dai valori di N' così ottenuti vengono quindi determinati i valori di densità relativa D_R (Skempton, 1986); sulla base dei valori di D_R si ricavano i valori di angolo di attrito efficace φ' (NAVFAC, 1982).

Utilizzando i valori di resistenza alla penetrazione dinamica standard (N_{SPT}), si ricavano anche i valori di modulo elastico dei terreni, sulla base delle correlazioni proposte da D'Appolonia et al. (1970):

$$E = 16.2 + 0.73 \cdot N_{SPT} \quad \text{MPa} \quad \text{valida per sabbie e ghiaie normalconsolidate}$$
$$E = 38.7 + 0.94 \cdot N_{SPT} \quad \text{MPa} \quad \text{valida per sabbie e ghiaie sovraconsolidate}$$

Di seguito, sulla base di una prima analisi dei risultati delle indagini e prove in sito e dei risultati delle analisi di laboratorio si propone una prima caratterizzazione geotecnica del sottosuolo del P.I.I., comprendente la definizione dei parametri fisici, di resistenza e di deformabilità, di riferimento per la progettazione delle opere.

Nell'ambito dei depositi fluvioglaciali che caratterizzano il sottosuolo di Cascina Merlata, la definizione delle unità geotecniche e dei relativi parametri caratteristici è stata svolta sulla base delle stratigrafie dei sondaggi geognostici e dei pozzetti esplorativi, dei risultati delle prove di identificazione geotecnica in laboratorio (analisi granulometriche e limiti di consistenza) e dei risultati delle prove penetrometriche dinamiche in foro di sondaggio (SPT) e continue (DPSH).

Il sottosuolo di Cascina Merlata è stato quindi suddiviso in 6 unità geotecniche (cfr. **Elaborati 12.6.1, 12.6.2 e 12.6.3 – Sezioni geotecniche – Scala 1:1000/1:200**), dove le unità più superficiali **R** ed **S** corrispondono rispettivamente ai terreni di riporto e alla porzione superficiale alterata dei sottostanti depositi fluvioglaciali, mentre le unità più profonde, **A, B, C** e **D** corrispondono ai depositi fluvioglaciali.

5.1 Terreni di riporto - Unità R

La distribuzione dei terreni di riporto è visibile nelle **Sezioni geotecniche** citate, dove è possibile verificare che lo spessore dell'unità risulta variabile. In particolare, nell'area del P.I.I., sono stati rinvenuti:

- 0.3÷1.1 m di *terreno di riporto* presente in prossimità della autostrada A4 (limite nord dell'area del P.I.I., dove sono stati scavati i pozzetti PE1, PE2, PE3 e PE4), costituito da sabbia e ghiaia con ciottoli, frammenti di laterizi, cls e frammenti di plastica;
- 0.4÷0.8 m di *terreno di riporto* presente nell'area ex Bertani Baselli (dove sono stati scavati i pozzetti PE19, PE21 e PE22), costituito da ghiaia con sabbia fine ciottolosa, frammenti di laterizi, di piastrelle, di vetro e di plastica; talora è risultato presente anche un sottile strato di asfalto.

I fusi granulometrici dei campioni dell'unità in esame risultano abbastanza eterogenei, come è visibile nella **Fig. 6**.

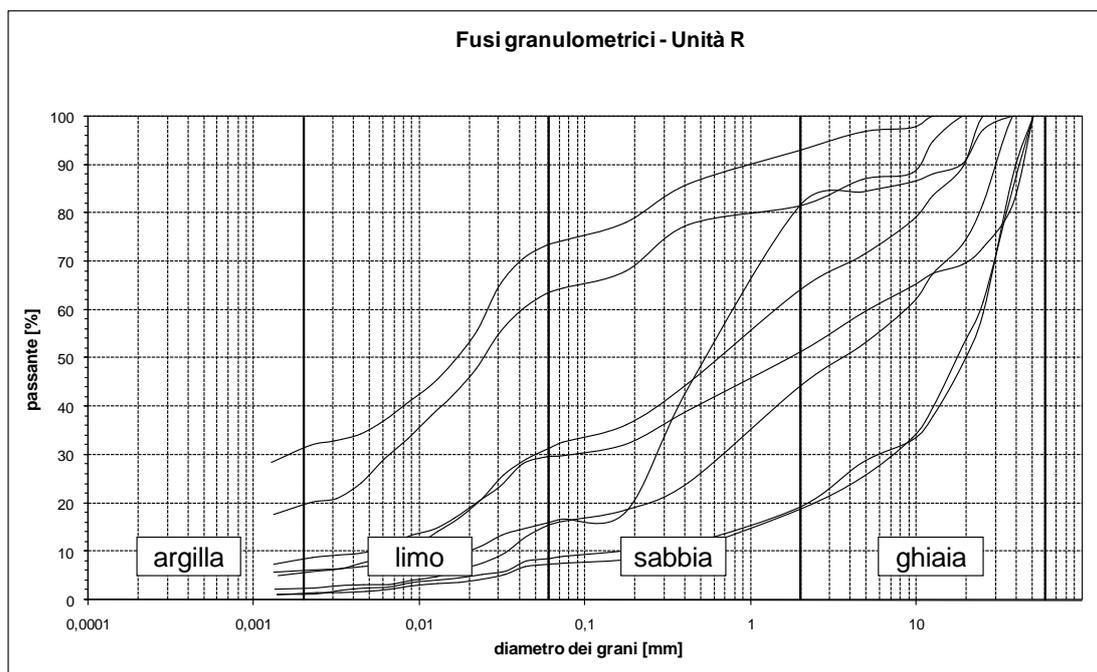


Fig. 6

Terreni di riporto – Unità R

Classificazione AGI = *ghiaia sabbiosa debolmente limosa, ghiaia con sabbia limosa, ghiaia sabbiosa limosa debolmente argillosa, ghiaia con sabbia e limo debolmente argillosa, sabbia ghiaiosa debolmente limosa e argillosa, limo con argilla sabbioso debolmente ghiaioso, limo argilloso sabbioso ghiaioso*

Classificazione ASTM	=	SM, GM-GC, GW-GM, ML, ML-CL
Classificazione UNI 10006	=	A2-4, A1-a, A1-b, A4
Peso di volume naturale	γ_N	= 18 kN/m ³
Peso di volume saturo	γ_{sat}	= 21 kN/m ³
Indice di plasticità	IP	= N.P.; 3÷6 %
Passante al setaccio N.200 (< 0.075 mm)	=	10÷70 %
Coesione efficace	c'	= 0 kPa
Angolo di attrito efficace	ϕ'	= 30 °
Modulo di elasticità	E	= 20 MPa

5.2 Depositi fluvio-glaciali (porzione superficiale) - Unità S

La distribuzione della porzione superficiale, tendenzialmente più fine, dei depositi fluvio-glaciali, è visibile nelle **Sezioni geotecniche** citate, dove è possibile verificare che lo spessore dell'unità risulta mediamente variabile tra 1 e 5 m.

I fusi granulometrici dei campioni dell'unità in esame risultano comunque estremamente eterogenei, come è visibile nella **Fig. 7**.

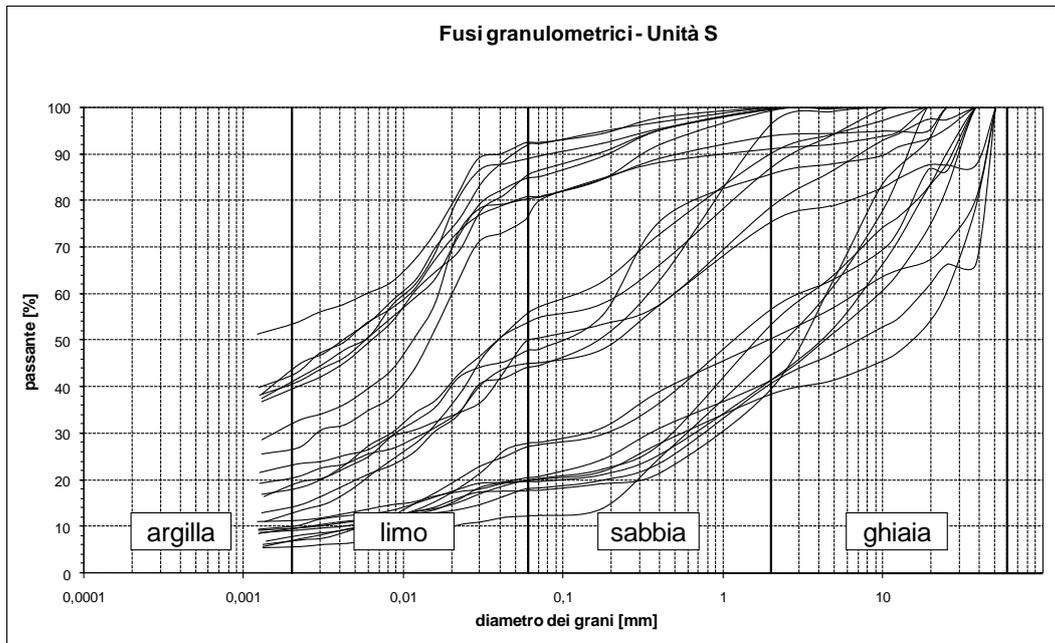


Fig. 7

Depositi fluvio-glaciali (porzione superficiale) – Unità S

Classificazione AGI = *ghiaia con sabbia limosa debolmente argillosa, ghiaia con sabbia debolmente limosa argillosa, ghiaia sabbiosa limosa debolmente argillosa, ghiaia sabbiosa argillosa debolmente limosa, sabbia con limo argillosa ghiaiosa, sabbia con limo argillosa, sabbia limosa argillosa ghiaiosa, limo con sabbia argilloso ghiaioso, limo con sabbia argilloso debolmente ghiaioso, limo con argilla sabbioso, limo con argilla debolmente sabbioso, limo con argilla sabbioso debolmente ghiaioso, argilla con limo sabbiosa, argilla con limo debolmente sabbiosa*

Classificazione ASTM	=	GM, GC, GM-GC, SM, SC, SM-SC, ML, CL, ML-CL, MH
Classificazione UNI 10006	=	A4, A2-4, A1-b, A1-a, A6, A7-5
Peso di volume naturale	γ_N	= 18 kN/m ³
Peso di volume saturo	γ_{sat}	= 21 kN/m ³
Indice di plasticità	IP	= 3÷16 %
Passante al setaccio N.200 (< 0.075 mm)	=	10÷90 %
Coesione efficace	c'	= 0 kPa
Angolo di attrito efficace	ϕ'	= 30 °
Modulo di elasticità	E	= 20 MPa

5.3 Depositi fluvioglaciali - Unità A

Nella **Fig. 8** sono riportati, in funzione della profondità da piano campagna, i valori di N_{SPT} relativi all'unità A. A partire da tali valori, utilizzando le correlazioni descritte precedentemente per terreni non coesivi, sono stati ricavati i valori di densità relativa (**Fig. 9**), angolo d'attrito (**Fig. 10**) e modulo elastico (**Fig. 11**).

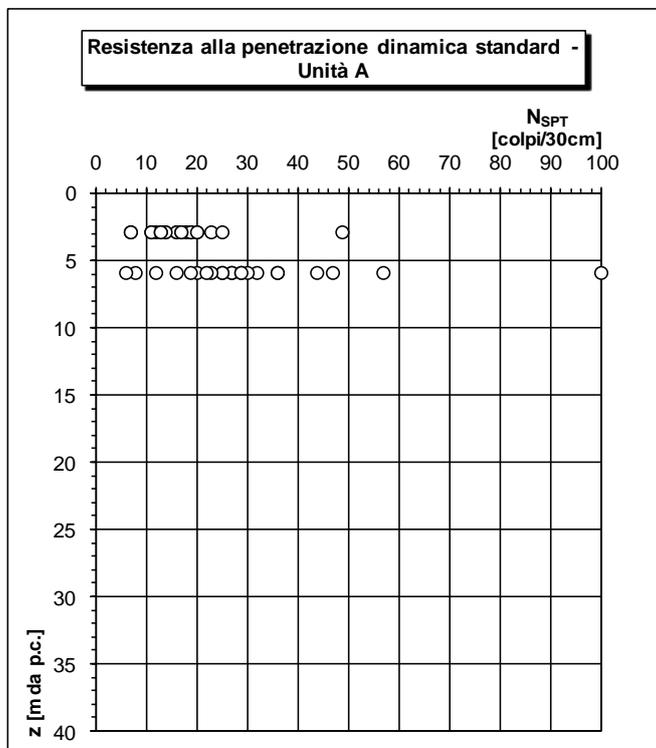


Fig. 8

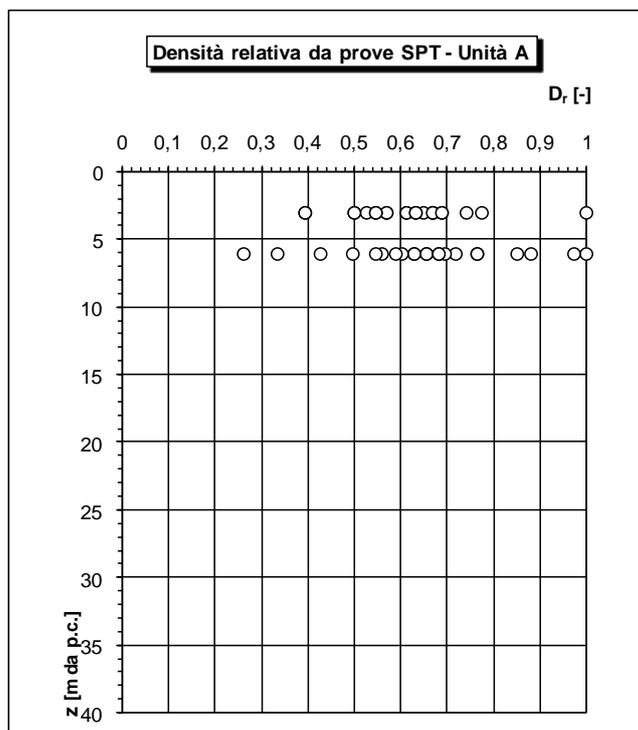


Fig. 9

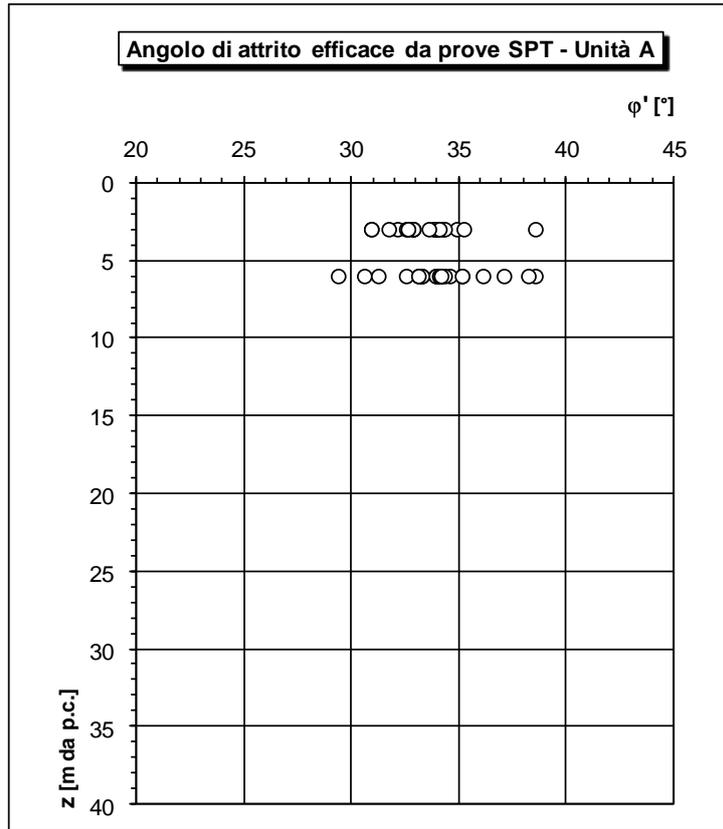


Fig. 10

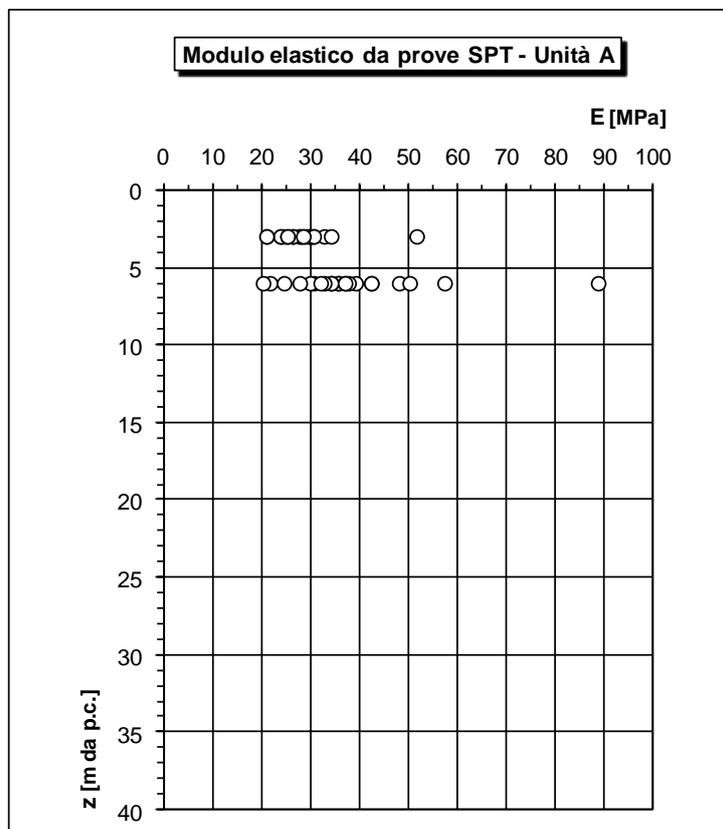


Fig. 11

Depositati fluvioglaciali – Unità A

Classificazione AGI = *ghiaia con sabbia limosa debolmente argillosa, ghiaia con sabbia debolmente limosa, ghiaia con sabbia debolmente limosa argillosa, ghiaia con sabbia argillosa limosa, ghiaia con sabbia argillosa, ghiaia sabbiosa, ghiaia sabbiosa debolmente limosa, ghiaia sabbiosa limosa, ghiaia sabbiosa debolmente argillosa limosa, ghiaia sabbiosa limosa debolmente argillosa, ghiaia sabbiosa debolmente argillosa, sabbia con ghiaia limosa debolmente argillosa, sabbia con ghiaia argillosa limosa, sabbia ghiaiosa limosa debolmente argillosa, sabbia ghiaiosa limosa argillosa, sabbia con limo argillosa, limo con sabbia ghiaioso argilloso*

Classificazione ASTM	=	GM, GM-GC, GW-GM, GM-SM, SM, SM-SC, SW-SM, ML, ML-CL
Classificazione UNI 10006	=	A1-b, A1-a, A2-4, A2-6, A4, A6, A7-5
Peso di volume naturale	γ_N	= 18 kN/m ³
Peso di volume saturo	γ_{sat}	= 21 kN/m ³
Indice di plasticità	IP	= N.P.; 3÷10 %
Passante al setaccio N.200 (< 0.075 mm)		= 10÷30 %
Resistenza alla penetrazione dinamica	N_{SPT}	= 10÷50 colpi/30cm
Densità relativa	Dr	= 0.4÷0.9
Stato di addensamento		= da mediamente addensato ad addensato
Coesione efficace	c'	= 0 kPa
Angolo di attrito efficace	ϕ'	= 34 °
Modulo di elasticità	E	= 30 MPa

5.4 Depositi fluvioglaciali - Unità B

Nella **Fig. 12** sono riportati, in funzione della profondità da piano campagna, i valori di N_{SPT} relativi all'unità B. A partire da tali valori, utilizzando le correlazioni descritte precedentemente per terreni non coesivi, sono stati ricavati i valori di densità relativa (**Fig. 13**), angolo d'attrito (**Fig. 14**) e modulo elastico (**Fig. 15**).

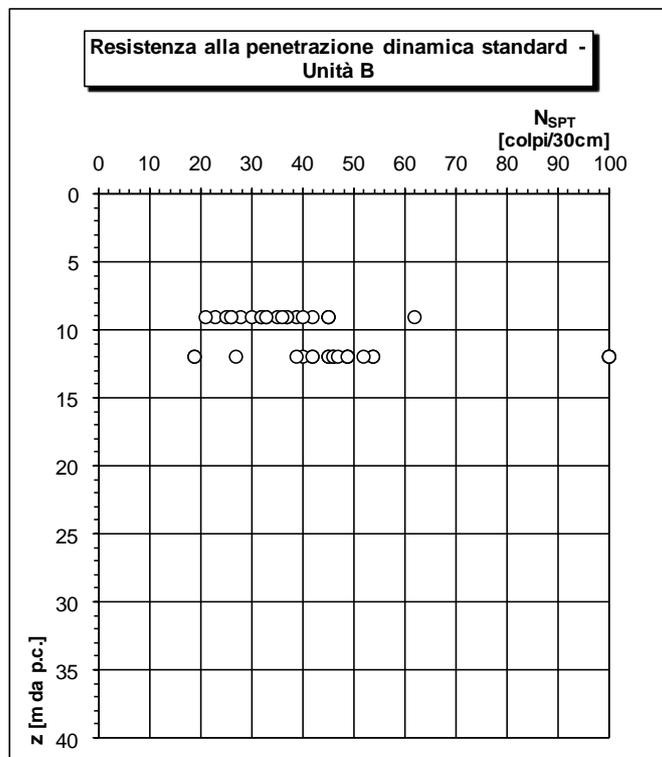


Fig. 12

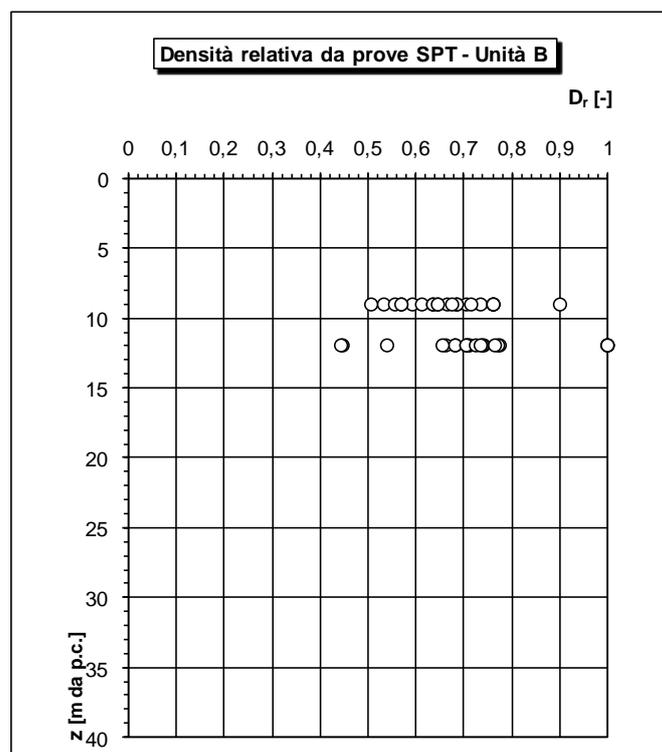


Fig. 13

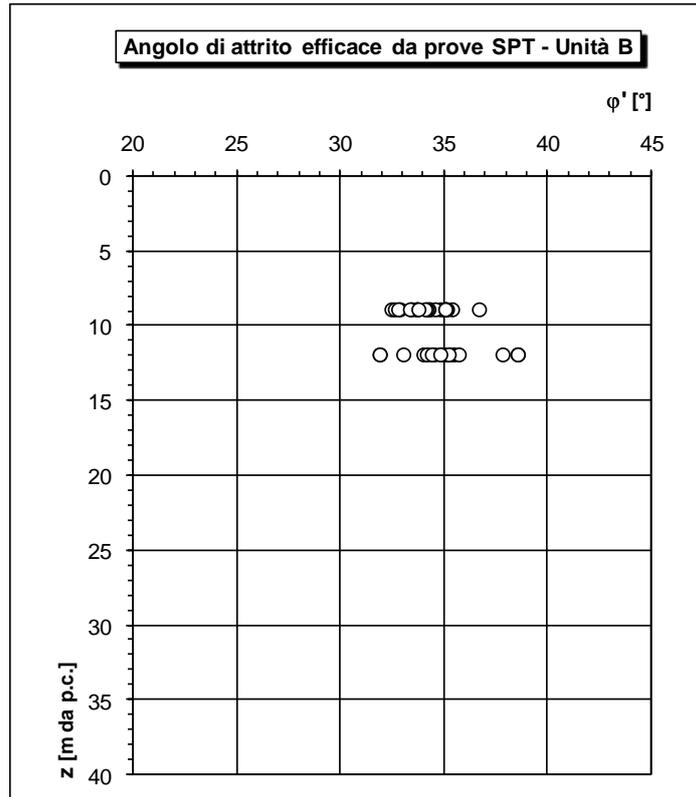


Fig. 14

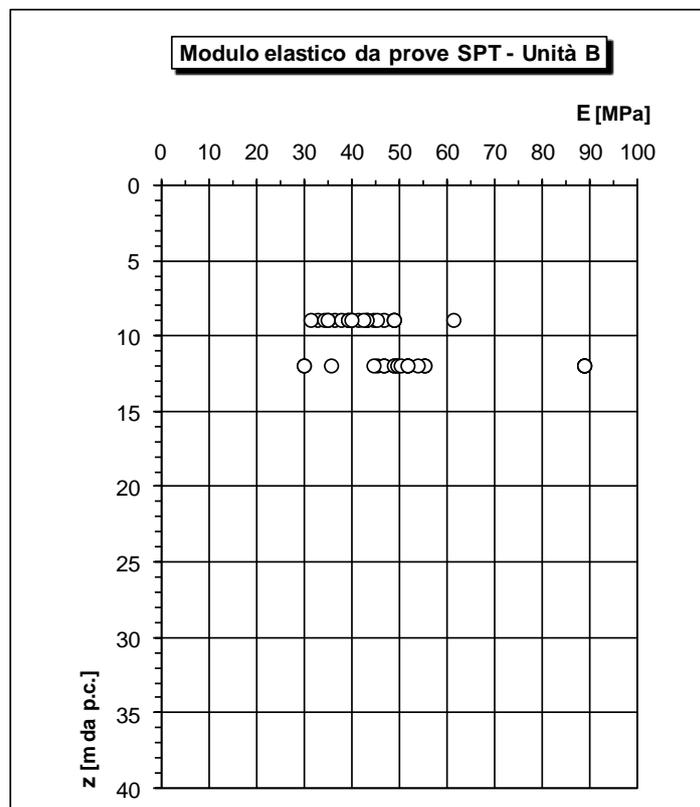


Fig. 15

Depositi fluvioglaciali – Unità B

Classificazione AGI = *ghiaia con sabbia debolmente limosa, ghiaia con sabbia limosa, ghiaia con sabbia limosa debolmente argillosa, ghiaia con sabbia debolmente limosa argillosa, ghiaia con sabbia e limo, ghiaia sabbiosa, ghiaia sabbiosa limosa, ghiaia sabbiosa limosa debolmente argillosa, ghiaia sabbiosa limosa argillosa, sabbia con ghiaia debolmente limosa, sabbia con ghiaia limosa, sabbia con ghiaia e limo*

Classificazione ASTM	=	GM, GW-GM, GM-SM, GM-GC, SM, SW-SM
Classificazione UNI 10006	=	A1-a, A1-b, A2-4
Peso di volume naturale	γ_N	= 19 kN/m ³
Peso di volume saturo	γ_{sat}	= 22 kN/m ³
Indice di plasticità	IP	= N.P.; (2÷5) %
Passante al setaccio N.200 (< 0.075 mm)		= 10÷30 %
Resistenza alla penetrazione dinamica	N_{SPT}	= 20÷50 colpi/30cm
Densità relativa	Dr	= 0.5÷0.8
Stato di addensamento		= da mediamente addensato ad addensato
Coesione efficace	c'	= 0 kPa
Angolo di attrito efficace	φ'	= 35 °
Modulo di elasticità	E	= 40 MPa

5.5 Depositi fluvioglaciali - Unità C

Nella **Fig. 16** sono riportati, in funzione della profondità da piano campagna, i valori di N_{SPT} relativi all'unità C. A partire da tali valori, utilizzando le correlazioni descritte precedentemente per terreni non coesivi, sono stati ricavati i valori di densità relativa (**Fig. 17**), angolo d'attrito (**Fig. 18**) e modulo elastico (**Fig. 19**).

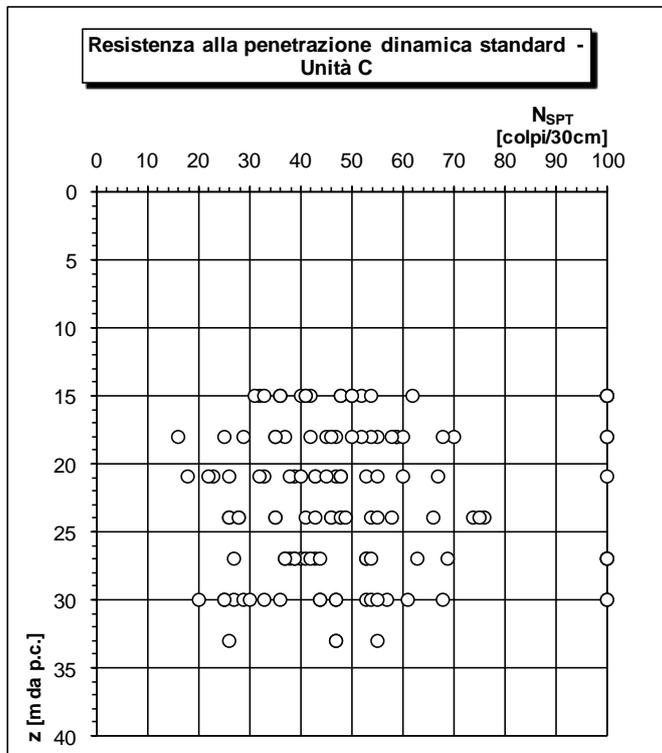


Fig. 16

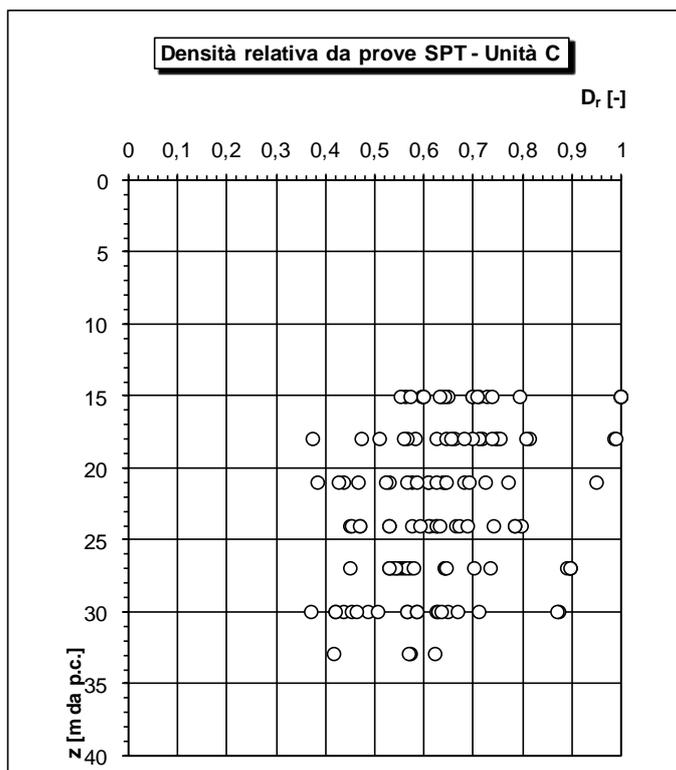


Fig. 17

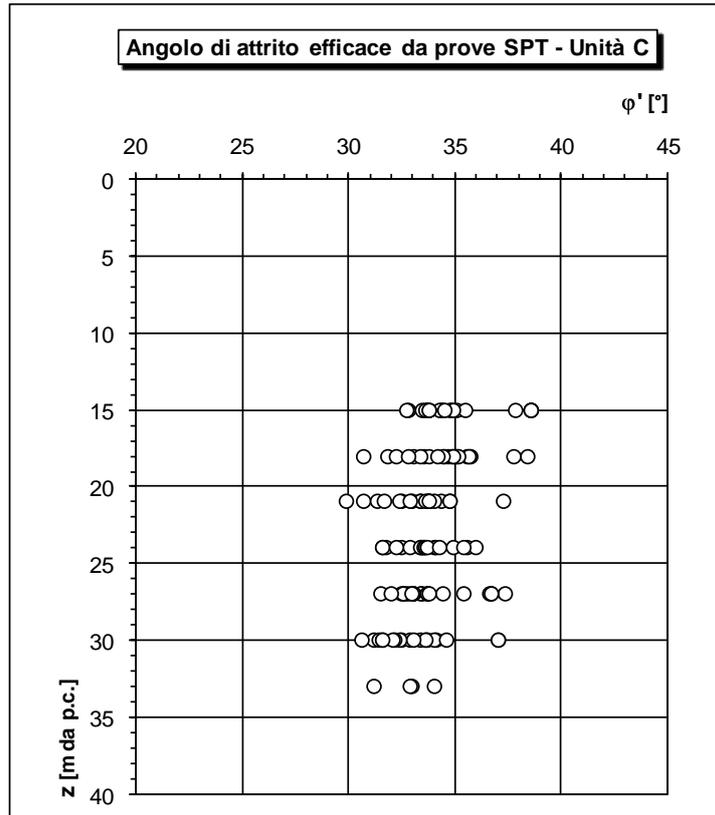


Fig. 18

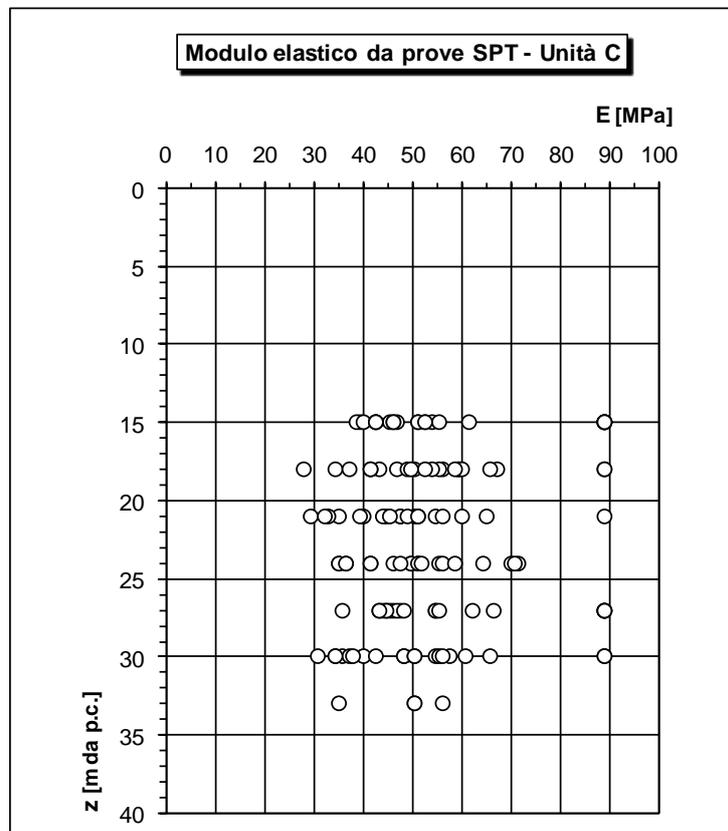


Fig. 19

Depositi fluvioglaciali – Unità C

Classificazione AGI = *ghiaia con sabbia limosa, ghiaia con sabbia limosa debolmente argillosa, ghiaia con sabbia debolmente limosa argillosa, ghiaia con sabbia e limo, ghiaia con sabbia e limo debolmente argillosa, ghiaia sabbiosa debolmente limosa, ghiaia sabbiosa limosa, ghiaia sabbiosa limosa debolmente argillosa, sabbia con ghiaia debolmente limosa, sabbia con ghiaia limosa, sabbia con ghiaia limosa debolmente argillosa, sabbia ghiaiosa limosa, sabbia ghiaiosa limosa debolmente argillosa, sabbia limosa ghiaiosa, sabbia limosa argillosa ghiaiosa, sabbia limosa ghiaiosa debolmente argillosa, sabbia con limo e ghiaia, sabbia con limo ghiaiosa; lenti di limo con sabbia argillosa debolmente ghiaiosa, limo con ghiaia e sabbia, limo sabbioso, limo argilloso, limo con argilla*

Classificazione ASTM	=	GM, SM, GW-GM, GM-GC, GM-SM, SM-SC; lenti di ML
Classificazione UNI 10006	=	A1-b, A1-a, A2-4; lenti di A4, (A7-5)
Peso di volume naturale	γ_N	= 19 kN/m ³
Peso di volume saturo	γ_{sat}	= 22 kN/m ³
Indice di plasticità	IP	= N.P.; (2÷12) %
Passante al setaccio N.200 (< 0.075 mm)		= 10÷40 %
Resistenza alla penetrazione dinamica	N_{SPT}	= 20÷70 colpi/30cm
Densità relativa	D_r	= 0.4÷0.9
Stato di addensamento		= da mediamente addensato a molto addensato
Coesione efficace	c'	= 0 kPa
Angolo di attrito efficace	φ'	= 35 °
Modulo di elasticità	E	= 50 MPa

5.6 Depositi fluvioglaciali - Unità D

Nella **Fig. 20** sono riportati, in funzione della profondità da piano campagna, i valori di N_{SPT} relativi all'unità D. A partire da tali valori, utilizzando le correlazioni descritte precedentemente per terreni non coesivi, sono stati ricavati i valori di densità relativa (**Fig. 21**), angolo d'attrito (**Fig. 22**) e modulo elastico (**Fig. 23**).

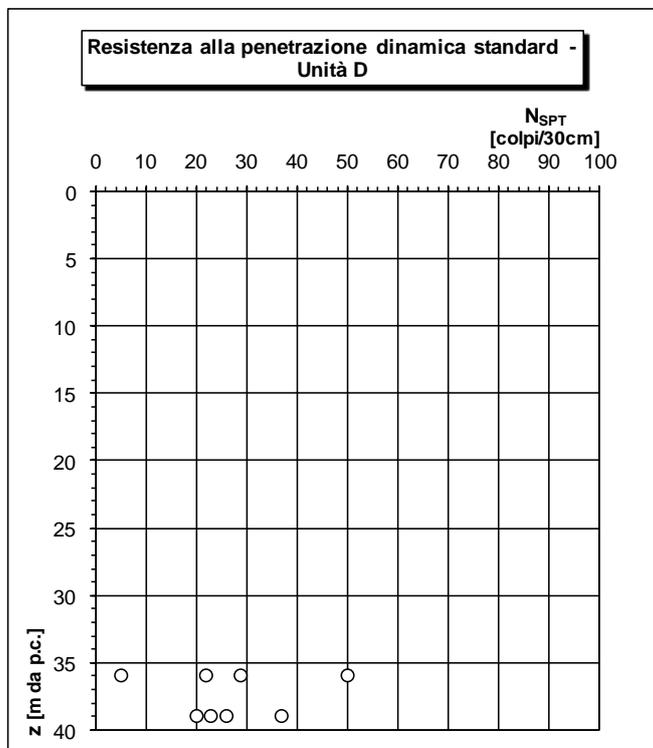


Fig. 20

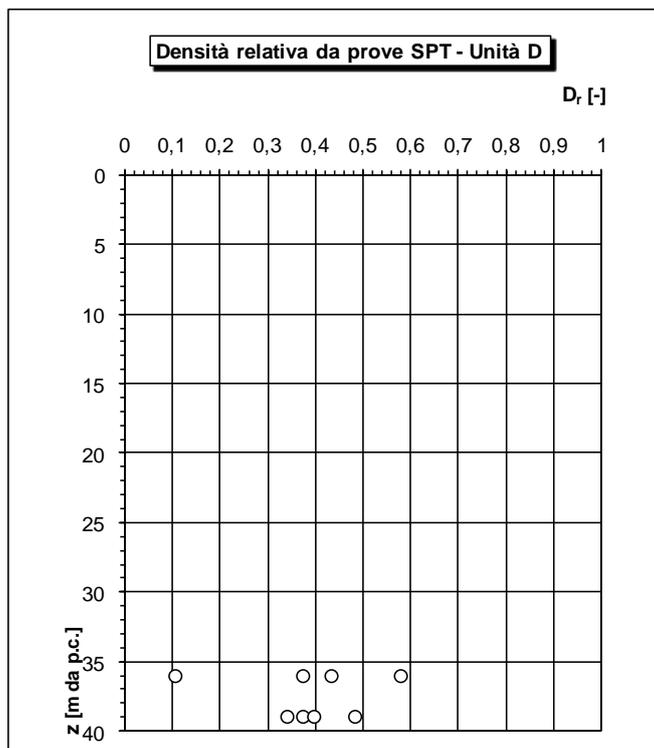


Fig. 21

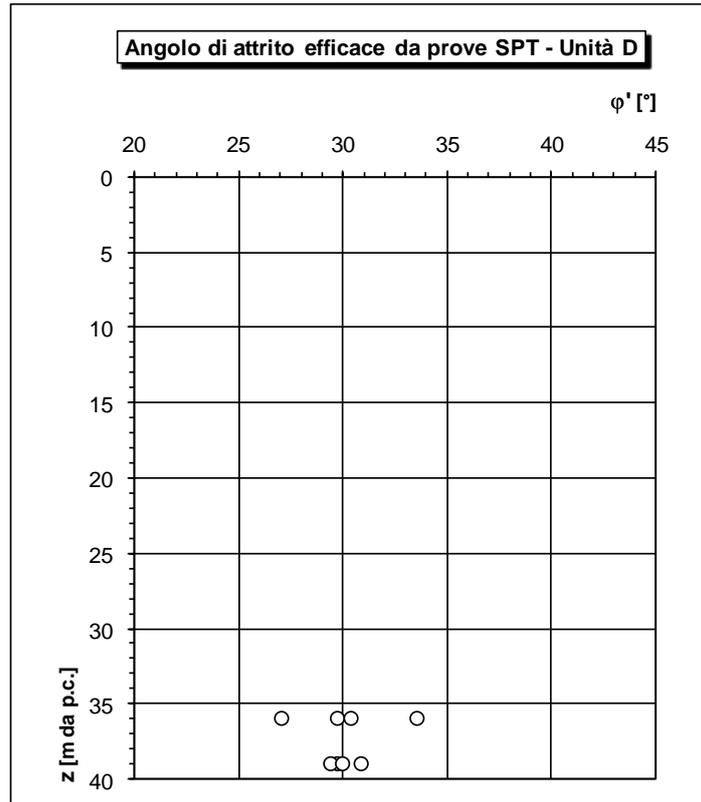


Fig. 22

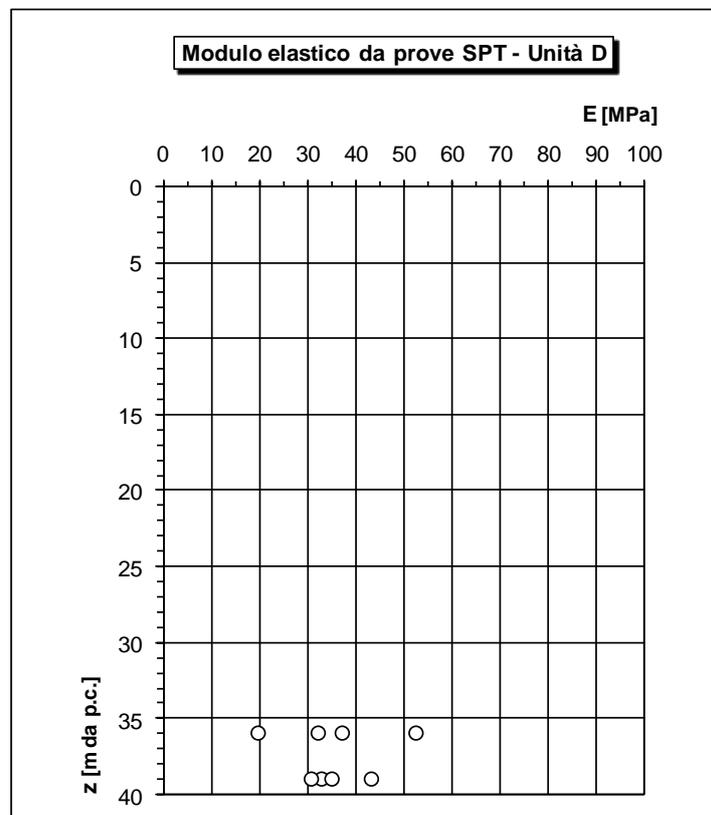


Fig. 23

Depositi fluvioglaciali – Unità D

Classificazione AGI = *limo con sabbia debolmente argilloso, limo con sabbia debolmente ghiaioso, sabbia limosa*

Classificazione ASTM	=	ML, SM	
Classificazione UNI 10006	=	A4, A2-4	
Peso di volume naturale	γ_N	= 19	kN/m ³
Peso di volume saturo	γ_{sat}	= 22	kN/m ³
Indice di plasticità	IP	= N.P., 1÷4	%
Passante al setaccio N.200 (< 0.075 mm)		= 25÷75	%
Resistenza alla penetrazione dinamica	N_{SPT}	= 20÷30	colpi/30cm
Densità relativa	Dr	= 0.35÷0.55	
Stato di addensamento		=	mediamente addensato
Coesione efficace	c'	= 0	kPa
Angolo di attrito efficace	φ'	= 30	°
Modulo di elasticità	E	= 35	MPa

6 DETERMINAZIONE DEL LIVELLO PIEZOMETRICO DI PROGETTO

Per a definizione del livello piezometrico di progetto nell'area del P.I.I. Cascina Merlata sono state esaminate le serie storiche, relative all'ultimo decennio (1999-2009), delle misure dei piezometri prossimi all'area di P.I.I. che captano la prima falda, ricercando il valore di minima soggiacenza registrato nel periodo. I dati sono stati cortesemente forniti da MM S.p.A. (Settori: Infrastrutture, Fognature ed Acque).

E' stato possibile osservare che la minore soggiacenza del livello piezometrico della prima falda corrisponde al mese di gennaio 2003. Tuttavia, dato che per alcuni piezometri non era disponibile la misura di quel mese, per tali piezometri è stata considerata la misura di minima soggiacenza registrata nel periodo (tra dicembre 2002 e marzo 2003).

Si precisa che non è stato possibile utilizzare i dati del piezometro 5bis (Via Triboniano), molto prossimo all'area di intervento, perché i dati relativi a questo piezometro sono disponibili solo dal mese di giugno 2004.

Nella **Tabella 5** sono riportati i valori di livello statico (soggiacenza) misurati nel periodo citato e le quote piezometriche assolute ricavate a partire dalla quota di riferimento (testa piezometro):

Tabella 5 - Misure piezometriche relative al periodo dicembre 2002/marzo 2003 (fonte dati MM)

COMUNE	CODICE_SIF	NPA	INDIRIZZO	Q. rif m s.l.m.	I.s. (m)	Q. piezo gennaio 2003
Milano	0151462118	ACQ30	Via Alassio	134.49	15.35 ^(****)	119.14 ^(***)
Rho	0151820129	MM114	Via Buzzi	147.78	7.90	139.88
Pero	0151700086	MM78	Molino Dorino	139.08	7.79	131.29
Milano	0151461497	MM79	Via Falk	135.68	10.33	125.35
Milano	MM80	MM80	Via Cechov	131.90	12.80	119.10
Milano	0151461535	FOG24	Cimitero Musocco	135.07	13.20 ^(*)	121.87 ^(*)
Milano	0151461534	FOG4	Via Carbonia	138.91	15.70 ^(**)	123.21 ^(***)

(*) valore rilevato in dicembre 2002

(**) valore rilevato in febbraio 2003

(***) valore rilevato in marzo 2003

Bisogna osservare innanzitutto che i livelli piezometrici del periodo dicembre 2002-marzo 2003, confrontati con i livelli registrati attualmente (ottobre 2009, cfr. **Tabella 1**), risultano mediamente più elevati di circa 2÷3 m (per la precisione da un minimo di 1.8 m ad un massimo di 4.2 m).

Inoltre, osservando l'andamento storico (ultimi 60 anni circa) del livello piezometrico della falda della zona in esame, rappresentato in **Fig. 2** (si osservino in particolare l'andamento dei piezometri *Lampugnano* e *Cimitero Musocco*), è possibile affermare che, per la zona in esame, il livello piezometrico del periodo dicembre 2002-gennaio 2003 rappresenta il massimo piezometrico degli ultimi 40 anni, superiore anche al massimo piezometrico verificatosi a cavallo degli anni 1979 e 1980.

E' stata quindi costruita la **Carta delle isopiezometriche della prima falda riferite al periodo dicembre 2002 – marzo 2003 – Scala 1:5000** (cfr. **Elaborato 12.5**) nella quale sono stati evidenziati i piezometri citati e le relative misure di riferimento. Sono stati rappresentati anche i sondaggi attrezzati a piezometro nella recente campagna di indagini (2009): il confronto tra le quote di p.c. in corrispondenza dei piezometri e le isopiezometriche del periodo dicembre 2002 – marzo 2003 ha permesso di verificare che la soggiacenza nell'area di P.I.I. in quel periodo era verosimilmente variabile tra - 8 m (margine NO, in prossimità dell'A4) e - 9 m circa da p.c.(margine SE, in prossimità di Via Gallarate).

Sulla base di queste considerazioni è possibile definire il livello piezometrico di progetto a breve termine per le verifiche strutturali, geotecniche e idrogeologiche, relativo alla fase di costruzione delle opere e degli edifici previsti nell'ambito del P.I.I., come quello corrispondente al periodo dicembre 2002 – marzo 2003, opportunamente incrementato con un franco di 1 m rispetto al valore risultante dall'interpolazione dei dati. In questo modo la soggiacenza della falda di progetto di breve periodo nell'area di P.I.I. si situerebbe mediamente tra circa – 7 m (a NO) e circa - 8 m da p.c. (a SE).

Il livello piezometrico di progetto a lungo termine, relativo alla fase di esercizio delle opere e degli edifici previsti nell'ambito del P.I.I., è invece stato definito incrementando il valore di breve periodo di ulteriori 2 m (quindi + 3 m rispetto al livello misurato nel periodo dicembre 2002 – marzo 2003), in modo tale che la soggiacenza della falda di progetto di lungo periodo (fase di esercizio) nell'area di P.I.I. si situerebbe mediamente tra circa – 5 m (a NO) e circa - 6 m da p.c. (a SE).

Nelle sezioni geotecniche rappresentative del sottosuolo di Cascina Merlata (cfr. **Elaborati 12.6.1, 12.6.2 e 12.6.3 – Sezioni geotecniche – Scala 1:1000/1:200**) sono stati quindi riportati, in ordine di soggiacenza crescente, i seguenti livelli piezometrici:

- livello piezometrico di progetto a lungo termine (fase di esercizio)
- livello piezometrico di progetto a breve termine (fase di costruzione)
- livello piezometrico del periodo dicembre 2002 - marzo 2003
- livello piezometrico misurato nella recente campagna di indagine (ottobre 2009)

7 CRITERI DI PROGETTAZIONE DA UTILIZZARE NELLE VERIFICHE SISMICHE

7.1 Normativa sismica di riferimento

La progettazione strutturale e geotecnica del comparto verrà eseguita secondo i criteri contenuti nell' **O.P.C.M. n. 3274 del 20.03.2003**: "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 successive integrazioni", recepiti e sviluppati nella nuova normativa in materia di costruzioni (cfr. **D. Min. Infrastrutture e Trasporti 14/01/2008** "Norme tecniche per le Costruzioni" e relative "Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008" – **Circolare 2 febbraio 2009, n.617 Consiglio Sup. LL.PP.**).

7.2 Sismicità del territorio

Il modello sismotettonico di riferimento per la penisola italiana (cfr. **Fig. 24**) è quello elaborato dal GNDT (Gruppo Nazionale Difesa terremoti) e noto come *zonazione sismogenetica ZS4* (Scandone e Stucchi, 1999, http://emidius.mi.ingv.it/GNDT/ZONE/zone_sismo.html), dove la zona in esame è inserita nel dominio strutturale delle Alpi Meridionali in prossimità del fronte di compressione a vergenza adriatica, dove domina un movimento di convergenza continente-continente tra Adria ed Europa, con un meccanismo atteso tipo *strike-slip* (ubicazione in prossimità della *zona 10*, cfr. **Fig. 25**).

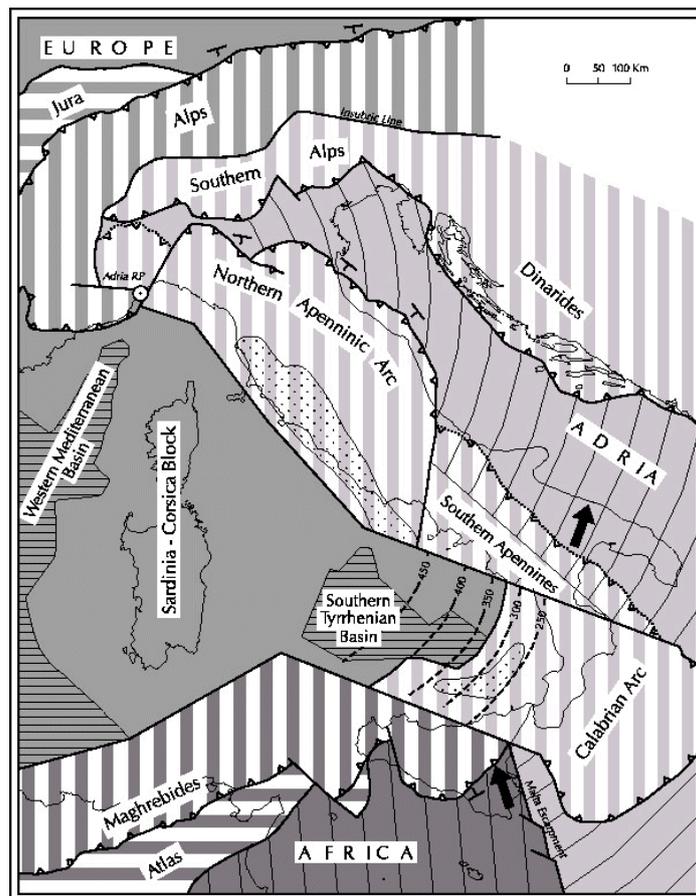
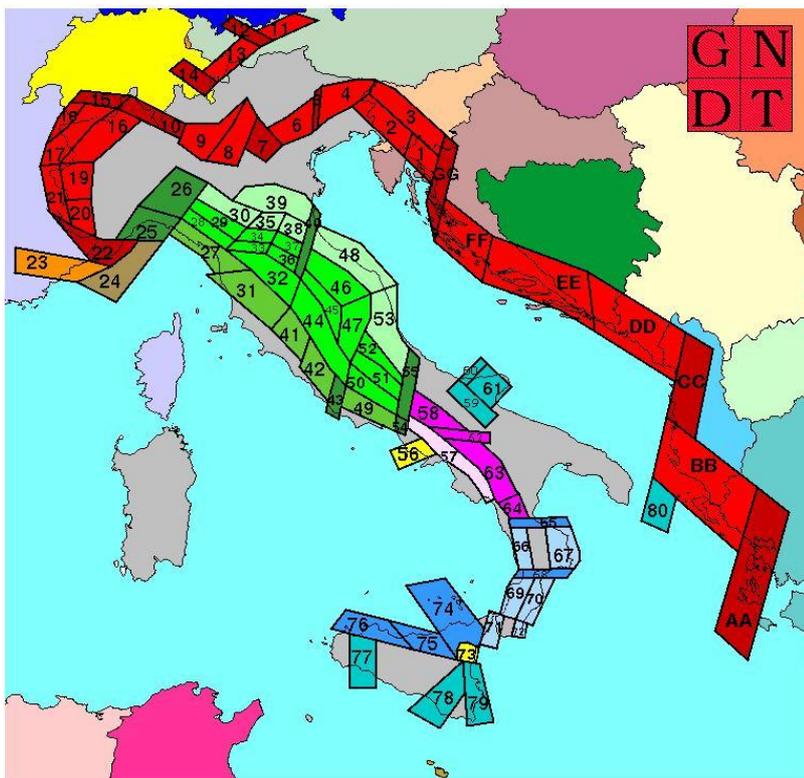
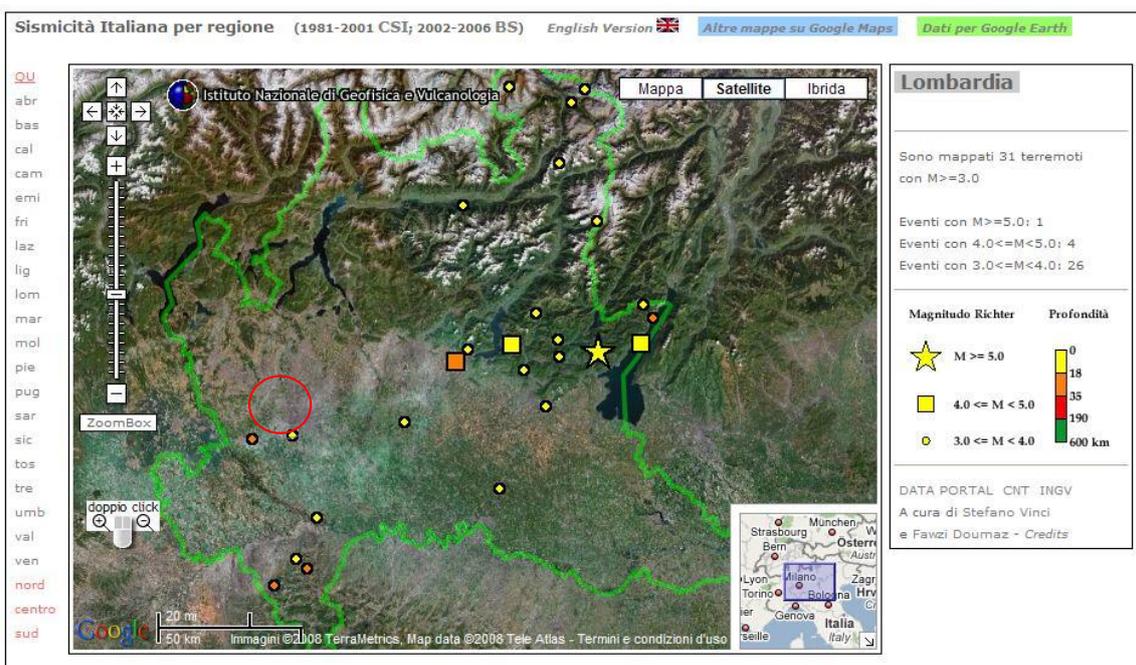


Fig. 24


Fig. 25

L'area in esame è comunque caratterizzata da una sismicità molto bassa, testimoniata dall'assenza di terremoti storici di magnitudo superiore a 3, come visibile nella mappa sismica della Regione Lombardia dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (cfr. <http://kharita.rm.ingv.it/Gmaps/reg/index.htm#lom>) e mostrata in **Fig. 26**.


Fig. 26

7.3 Definizione delle azioni sismiche nel caso di analisi pseudostatiche

Nelle analisi pseudostatiche si conduce un'analisi statica equivalente incrementando la spinta statica dei terreni mediante opportuni coefficienti sismici. Nelle verifiche allo stato limite ultimo, i valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni (§ 7.11.6.2.1 del D.M. 14.01.2008):

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g}$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

dove:

a_{\max}	=	accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
g	=	accelerazione di gravità;
β_m	=	coefficiente di riduzione di a_{\max} (Tab. 7.11.II).

L'accelerazione massima può essere valutata con la relazione:

$$a_{\max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

dove:

S_S	=	coefficiente di amplificazione stratigrafica (Tab. 3.2.V);
S_T	=	coefficiente di amplificazione topografica (Tab. 3.2.VI);
a_g	=	accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

7.3.1 Periodo di riferimento per l'azione sismica

L'accelerazione orizzontale massima attesa al sito dipende dal periodo di riferimento considerato per la definizione dell'azione sismica. Si ritiene di attribuire alla infrastruttura in progetto, ai sensi della tabella 2.4.I del D.M. 14.01.2008, una vita nominale $V_N \geq 50$ anni nonché una classe d'uso II. In base alla tabella 2.4.II il coefficiente d'uso vale $C_U = 1.0$.

Pertanto il periodo di riferimento per l'azione sismica vale:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \times 1.0 = 50 \text{ anni}$$

7.3.2 Parametri sismici

I parametri sismici di base sono stati calcolati utilizzando l'apposito foglio di calcolo *SPETTRI – NTC*, fornito dal Consiglio Sup. LL.PP. (<http://www.cslp.it/cslp/>), inserendo le coordinate geografiche del baricentro dell'area del P.I.I. di Cascina Merlata: lat. 45°30' 37", long. 9°06' 10".

In particolare, il sito in esame è caratterizzato dai seguenti valori di accelerazione massima attesa a_g su sito di riferimento rigido orizzontale, per i seguenti valori di periodi di ritorno T_R :

T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]
30	0,018	2,553
50	0,022	2,529
72	0,026	2,585
101	0,029	2,586
140	0,032	2,612
201	0,036	2,642
475	0,045	2,670
975	0,054	2,717
2475	0,067	2,821

dove con F_0 si è indicato il valore massimo di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale. I valori degli stessi parametri per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno stato limite valgono:

Stato Limite	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]
SLO	30	0,018	2,553
SLD	50	0,022	2,530
SLV	475	0,045	2,670
SLC	975	0,054	2,717

7.3.3 Categoria sismica dei suoli di fondazione e coefficiente di amplificazione stratigrafica

In accordo con la normativa di riferimento, la risposta sismica locale, in mancanza di studi specifici, può essere espressa dalle **categorie di sottosuolo**, identificate da diversi valori di V_{S30} (velocità sismiche delle onde di taglio entro i primi 30m di profondità), N_{SPT} (resistenza alla penetrazione in una prova penetrometrica dinamica) o c_u (coesione non drenata).

Per la definizione delle caratteristiche di risposta sismica locale ci si è basati sui valori di V_{S30} ricavati direttamente dalle n° 3 prospezioni sismiche in foro tipo down-hole eseguite nei fori dei sondaggi S7, S13 ed S15, distribuite in modo da coprire l'intera area del P.I.I. Cascina Merlata. I risultati delle prospezioni hanno mostrato valori di V_{S30} pari a 328 m/s (S7), 331 m/s (S13) e 288 m/s (S15).

Date le caratteristiche molto simili riscontrate nelle diverse verticali di indagine, è possibile, ai fini della progettazione geotecnica e strutturale delle opere, identificare un'unica categoria di suolo di fondazione, corrispondente alla:

- **categoria C:** depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate o di argille di media consistenza, caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio $180\text{m/s} < V_{S30} < 360\text{m/s}$, ovvero resistenza penetrometrica $15 < N_{SPT} < 50$ o coesione non drenata $70 < c_u < 250$ kPa.

In base alla categoria di sottosuolo individuata sono stati ottenuti i seguenti valori del **coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s** (cfr. Tabella 3.2.V del D.M. 14/01/08):

nel caso di verifiche **SLV** ($F_0=2.670$, $a_g=0.045$):

Categoria sottosuolo	S_s
C	$1.0 \leq 1.7 - 0.6 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1.5 = 1.5$

nel caso di verifiche **SLD** ($F_0=2.530$, $a_g=0.022$):

Categoria sottosuolo	S_s
C	$1.0 \leq 1.7 - 0.6 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1.5 = 1.5$

7.3.4 Coefficiente di amplificazione topografica

In base alle condizioni topografiche presenti in sito ($T1$ = superficie pianeggiante o pendii e rilievi isolati con inclinazione media $\leq 15^\circ$), è stato utilizzato il seguente valore del **coefficiente di amplificazione topografica S_T** (cfr. Tabella 3.2.VI del D.M. 14/01/08):

Categoria topografica	S_T
T1	1.0

7.3.5 Fronti di scavo e rilevati

Nelle verifiche allo stato limite ultimo dei fronti di scavo e dei rilevati, i valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni (§ 7.11.3.5.2 del D.M. 14.01.2008):

$$k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{\max}}{g}$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

dove:

- a_{\max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
 g = accelerazione di gravità;
 β_s = coefficiente di riduzione di a_{\max} (Tab. 7.11.I del D.M. 14.01.2008).

L'accelerazione massima può essere valutata con la relazione:

$$a_{\max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

dove:

- S_S = coefficiente di amplificazione stratigrafica (Tab. 3.2.V del D.M. 14.01.2008);
 S_T = coefficiente di amplificazione topografica (Tab. 3.2.VI del D.M. 14.01.2008);
 a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Il valore del coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito β_s , per valori di $a_g \leq 0.1$ e per una categoria di sottosuolo C, risulta pari a 0.20.

7.3.6 Opere di sostegno

Nelle verifiche allo stato limite ultimo delle opere di sostegno, i valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni (§ 7.11.6.2.1 del D.M. 14.01.2008):

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g}$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

dove:

- a_{\max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
 g = accelerazione di gravità;
 β_m = coefficiente di riduzione di a_{\max} (Tab. 7.11.II del D.M. 14.01.2008).

L'accelerazione massima può essere valutata con la relazione:

$$a_{\max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

dove:

- S_S = coefficiente di amplificazione stratigrafica (Tab. 3.2.V del D.M. 14.01.2008);
 S_T = coefficiente di amplificazione topografica (Tab. 3.2.VI del D.M. 14.01.2008);
 a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Il valore del coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito β_m , per valori di $a_g \leq 0.1$ e per una categoria di sottosuolo C, risulta pari a 0.18.

7.3.7 Manufatti scatolari

Il calcolo delle spinte delle terre sui ritti dei manufatti scatolari dovrà essere eseguito assimilando tali opere ad opere di sostegno rigide. Nel caso delle verifiche geotecniche in fase sismica dei manufatti scatolari, assimilabili a opere di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il valore del coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito β_m può essere considerato pari a 1.

7.3.8 Paratie

Nelle paratie l'azione sismica, nelle analisi pseudostatiche, è definita mediante un'accelerazione orizzontale equivalente a_h pari a:

$$a_h = k_h g = \alpha \cdot \beta \cdot a_{\max}$$

dove: g = accelerazione di gravità

k_h = coefficiente sismico in direzione orizzontale

α = coefficiente che tiene conto della deformabilità dei terreni interagenti con l'opera

β = coefficiente funzione della capacità dell'opera di subire spostamenti senza cadute di resistenza

mentre la componente verticale a_v dell'accelerazione equivalente può essere posta uguale a 0.

Anche in questo caso l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione:

$$a_{\max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

dove:

S_S = coefficiente di amplificazione stratigrafica (Tab. 3.2.V del D.M. 14.01.2008);

S_T = coefficiente di amplificazione topografica (Tab. 3.2.VI del D.M. 14.01.2008);

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido

Nel caso specifico devono i valori del coefficiente di deformabilità α da utilizzare dipendono della categoria di sottosuolo e dell'altezza delle paratie (cfr. Figura 7.11.2 del D.M. 14.01.2008) mentre i valori del coefficiente di spostamento β devono essere valutati in funzione dello spostamento atteso delle paratie (cfr. Figura 7.11.3 del D.M. 14.01.2008).

8 RILEVATI E BONIFICHE

8.1 Formazione dei rilevati

Per la realizzazione dei rilevati previsti nell'ambito della viabilità del P.I.I. Cascina Merlata dovranno essere utilizzate terre granulari appartenenti ai gruppi A1-a, A1-b, A3, A2-4 e A2-5, stese in strati di spessore non superiore a 30 cm. I materiali appartenenti al gruppo A₃ dovranno presentare un coefficiente di uniformità (D_{60}/D_{10}) maggiore o uguale a 7. Per l'ultimo strato di 30 cm dovranno essere impiegati materiali appartenenti esclusivamente ai gruppi A1-a e A3.

I materiali costituenti i rilevati verranno compattati sino a presentare una massa volumica del secco pari o superiore al 90% della massa volumica del secco massima individuata dalle prove di compattazione AASHTO Mod. (CNR 69 - 1978), (CNR 22 - 1972), salvo per l'ultimo strato di 30 cm costituente il piano di posa della fondazione della pavimentazione, che dovrà presentare un grado di costipamento pari o superiore al 95%.

Inoltre, le operazioni di compattazione dovranno essere tali che il modulo di deformazione al primo ciclo di carico su piastra, dovrà risultare non inferiore a:

- 50 MPa: nell'intervallo compreso tra 150 e 250 kPa sul piano di posa della fondazione della pavimentazione stradale sia in rilevato che in trincea;
- 20 MPa: nell'intervallo compreso tra 50 e 150 kPa sul piano di posa del rilevato posto a 1,00 m da quello della fondazione della pavimentazione stradale;
- 15 MPa: nell'intervallo compreso tra 50 e 150 kPa sul piano di posa del rilevato posto a 2,00 m o più da quello della fondazione della pavimentazione stradale.

Durante la realizzazione dei rilevati si dovrà inoltre garantire un regolare deflusso delle acque meteoriche al fine di evitare ristagni e fenomeni di rammollimento del piano di posa, che dovrà essere mantenuto in ogni caso sempre perfettamente asciutto.

Le scarpate finali dei rilevati verranno protette contro l'azione erosiva delle acque meteoriche mediante la posa in opera di uno strato di terreno vegetale dello spessore di 30cm, atto a garantire l'attecchimento ed il regolare sviluppo del manto erboso.

Ogni qualvolta i rilevati dovranno poggiare su declivi con pendenza superiore al 20%, ultimata l'asportazione del terreno vegetale, si dovrà procedere all'esecuzione di una gradonatura con banche in leggera contropendenza (1% - 2%) e alzate verticali contenute in altezza.

Nel caso di allargamento di un rilevato esistente, si dovrà ritagliare, con ogni cautela, a gradoni orizzontali il terreno costituente il corpo del rilevato sul quale verrà addossato il nuovo materiale, con la cura di procedere per fasi, in maniera tale da far seguire ad ogni gradone (altezza massima 50cm) la stesa del corrispondente nuovo strato, di analoga altezza ed il suo costipamento, consentendo nel contempo l'eventuale viabilità del rilevato esistente. L'operazione di gradonatura sarà preceduta dalla rimozione dello strato di terreno vegetale a protezione del rilevato. Anche il materiale di risulta proveniente dallo scavo dei gradoni al di sotto della coltre vegetale superficiale, sarà accantonato se ritenuto idoneo e riutilizzato per la costruzione del nuovo rilevato, o portato a rifiuto se inutilizzabile.

8.2 Bonifica dei terreni di sottofondo

Per la determinazione dello spessore di bonifica da realizzare in corrispondenza dei piani di posa dei rilevati ed eventualmente dei piani di appoggio degli strati di fondazione della pavimentazione stradale in trincea, sono stati considerati i risultati delle prove di carico su piastra eseguite ad una profondità di -0.5 m da p.c., in corrispondenza dei tratti in rilevato e a -1.0 m di profondità nei tratti in trincea.

Le prove sono state eseguite secondo la norma svizzera SNV 670 317a, attraverso l'applicazione della sequenza di carico 50-100-150-200-50-100-150 kPa, con lettura delle deformazioni a 2' dall'applicazione del carico e calcolo del modulo di deformazione al I e al II ciclo (rispettivamente $M_{D I}$ e $M_{D II}$) nell'intervallo di carico 50-150 kPa.

Di seguito sono mostrati i risultati delle prove eseguite, in termini di *modulo di deformazione al I ciclo di carico* $M_{D I}$ e di *modulo di deformazione al II ciclo di carico* $M_{D II}$ (modulo di ricarico), congiuntamente ai risultati delle analisi granulometriche in termini di Classificazione USCS e Classificazione CNR-UNI.

prova	prof. [m]	Classificaz. USCS	Classificaz. CNR-UNI	$M_{D I}$ [MPa]	$M_{D II}$ [MPa]	prova	prof. [m]	Classificaz. USCS	Classificaz. CNR-UNI	$M_{D I}$ [MPa]	$M_{D II}$ [MPa]
PE 1	1,00	SM	A2-4	17	500	PE 13	0,50	SM-SC	A2-4	41	177
PE 2	1,00	SM	A2-4	24	1.000	PE 14	0,50	ML	A4	37	130
PE 3	1,00	MH	A7-5	40	420	PE 15	0,50	ML-CL	A6	50	375
PE 4	0,50	SM	A2-4	57	500	PE 16	0,50	SM-SC	A1-b	56	600
PE 5	1,00	SM	A1-a	32	1.000	PE 17	0,50	GM	A1-b	83	136
PE 6	0,50	SM-SC	A1-b	24	231	PE 18	0,50	ML-CL	A4	35	600
PE 7	0,50	GM-GC	A2-4	39	750	PE 19	0,50	ML	A4	18	500
PE 8	0,50	ML	A4	29	214	PE 20	0,50	ML	A4	167	738
PE 9	0,50	ML	A4	34	273	PE 21	0,50	GM	A1-b	65	158
PE 10	0,50	CL	A6	32	333	PE 22	1,00	GM	A2-4	28	500
PE 12	0,50	SM	A1-b	38	500	PE 23	0,50	GC	A2-4	177	600

I risultati delle prove hanno quindi mostrato valori di $M_{D I}$ variabili tra 17 e 173 MPa, con valore medio intorno a circa 50 MPa e valori di $M_{D II}$ sempre molto elevati (> 100 MPa). In particolare si può osservare che anche in presenza di terreni più fini (A4, A6, A7-5) i valori dei moduli si sono mantenuti sempre piuttosto elevati.

Date le buone caratteristiche di deformabilità sia in condizioni vergini che dopo un ciclo di scarico e ricarico, i terreni in esame risultano quindi ottimi come terreni di sottofondo degli assi di viabilità in progetto.

In particolare, viste buone caratteristiche dei terreni sottoposti a un ciclo di scarico/ricarico, anche nei tratti in trincea, che hanno mostrato valori di modulo al I ciclo di carico inferiori a quanto richiesto dalle specifiche tecniche (17÷39 MPa < 50 MPa), si può contare sul forte incremento del modulo dopo opportuna compattazione.

E' quindi possibile stabilire che per i tratti di viabilità in rilevato sia sufficiente una modesta bonifica dei terreni di sottofondo, pari a 0.30 m oltre lo scotico di 0.20 m, per uno spessore complessivo dello scavo di 0.50 m, sufficiente ad asportare lo spessore di suolo agrario (mediamente pari a 0.30÷0.40 cm) in tutta l'area di P.I.I. Successivamente allo scavo e prima della stesa del terreno di bonifica, che dovrà essere costituito da terreno granulare appartenenti ai gruppi A1-a, A1-b, A3, A2-4 e A2-5 (terra da rilevato), il piano di posa dovrà essere adeguatamente costipato e dovrà essere steso un foglio di geotessile di peso non inferiore a 220 g/mq, che dovrà essere adeguatamente risvoltato sui lati dello strato di bonifica.

9 DEFINIZIONE DELLA CLASSE DI FATTIBILITÀ GEOLOGICA PER LE AZIONI DI PIANO

Ai sensi della D.G.R. 28 maggio 2008, n. 8/7374 - Aggiornamento dei "Criteri ed indirizzi per la definizione della componente geologica, idrogeologica e sismica del Piano di Governo del Territorio, in attuazione dell'art. 57, comma 1, della L.R. 11 marzo 2005, n. 12" approvati con D.G.R. 22 dicembre 2005, n. 8/1566, la definizione della classe di fattibilità geologica dell'area del P.I.I. Cascina Merlata è stata ottenuta attraverso una fase di analisi delle caratteristiche geologico-geotecniche, idrogeologiche e sismiche dell'area una successiva fase di sintesi e valutazione in base agli eventuali vincoli geologici presenti sull'area e alla zonazione dell'area in funzione della pericolosità geologico-geotecnica e alla vulnerabilità idraulica e idrogeologica.

Per la definizione della classe di fattibilità è stato anche effettuato un confronto con i contenuti degli elaborati relativi alla *Componente geologica, idrogeologica e sismica*, redatta nell'ottobre 2009 dal Politecnico di Milano – D.I.I.A.R. per il PGT del Comune di Milano (cfr. www.comune.milano.it/pgt/index.html).

9.1 Fase di analisi

La fase di analisi, descritta nei punti precedenti, ha portato alla definizione di un modello di sottosuolo geologico, idrogeologico e sismico omogeneo e valido per tutta l'area. In particolare l'area in esame è caratterizzata dalla presenza di depositi fluvio-glaciali prevalentemente ghiaioso-sabbiosi, da debolmente limosi a limosi, di buone caratteristiche geotecniche, ricoperti superficialmente da uno spessore di alcuni metri di materiali eterogenei, tendenzialmente più fini (sabbioso-limosi), e localmente da un modesto spessore di terreni di riporto. Le ghiaie e sabbie si rinvencono con le medesime caratteristiche fino ad una profondità di circa 35 m, oltre la quale sono stati rinvenuti terreni prevalentemente sabbioso-limosi. Le caratteristiche di permeabilità, indagate fino a 15 m con prove Lefranc a carico variabile, si mantengono buone per tutto lo spessore indagato.

Per quanto riguarda l'analisi della pericolosità sismica locale, per l'O.P.C.M. n. 3274 del 30 marzo 2003 e per la successiva D.G.R. Regione Lombardia n. 14964 del 7 novembre 2003, il Comune di Milano ricade in Zona sismica 4. Secondo la metodologia per la valutazione dell'amplificazione sismica locale, in adempimento a quanto previsto dal D.M. 14 gennaio 2008 "Norme tecniche per le Costruzioni", dalla D.G.R. n. 14964 del 7 novembre 2003 e dal D.D.U.O. n. 19904 del 21 novembre 2003, in Zona sismica 4 è sempre obbligatorio il 1° livello di approfondimento, secondo il quale devono essere riconosciute le aree potenzialmente soggette ad amplificazione sismica attraverso l'elaborazione di una Carta della pericolosità sismica locale. Nel caso specifico (cfr. **Allegato 2 – Carta della pericolosità sismica locale – Scala 1:5000**), tutta l'area del P.I.I. di Cascina Merlata è assimilabile ad una Zona 4a – Zona di fondovalle e di pianura con presenza di depositi alluvionali e/o fluvio-glaciali granulari e/o coesivi, per cui sono prevedibili solo amplificazioni litologiche e geometriche. Per questa zona di PSL, in zona sismica 4, è inoltre obbligatorio, in presenza di edifici strategici e rilevanti di nuova previsione (cfr. D.D.U.O. n. 19904 del 21 novembre 2003, in cui figurano, tra gli edifici rilevanti, i centri commerciali suscettibili di grande affollamento), almeno il 2° livello di approfondimento.

Nel caso specifico, si è preferito passare direttamente al 3° livello di approfondimento, che permette di ottenere direttamente lo spettro di risposta elastico del sito in esame e di confrontarlo con lo spettro di progetto previsto per la categoria di sottosuolo corrispondente ai risultati delle indagini sismiche, ossia la categoria di sottosuolo C, ossia depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate, caratterizzate da valori di velocità delle onde di taglio $180\text{m/s} < V_{S30} < 360\text{m/s}$, ovvero resistenza penetrometrica $15 < N_{SP} < 50$, dato che la misura diretta della velocità sismica delle onde di taglio V_{S30} dei terreni è risultata variabile tra 288 e 331 m/s. L'inviluppo degli spettri di risposta elastici, calcolati con il software EERA (Equivalent-linear Earthquake site Response Analysis, J.P. Bardet, 2000, <http://gees.usc.edu/GEES/>) per i 5 accelerogrammi disponibili per la fascia 2 della Regione Lombardia (in cui ricade il Comune di Milano):

- 19760511_224400ITDPC_TLM1_NSC.acp
- 19760911_163501ITDPC_SMT__NSC.acp
- 19770916_234807ITDPC_SMU__WEC.acp
- 20041124_225939ITDPC_GVD__NSC.acp

- 20041124_225939ITDPC_GVD__WEC.acp

inserendo i parametri sismici misurati per il sottosuolo di cascina Merlata (V_{S30} , G e γ), è mostrato in Errore. L'origine riferimento non è stata trovata. .

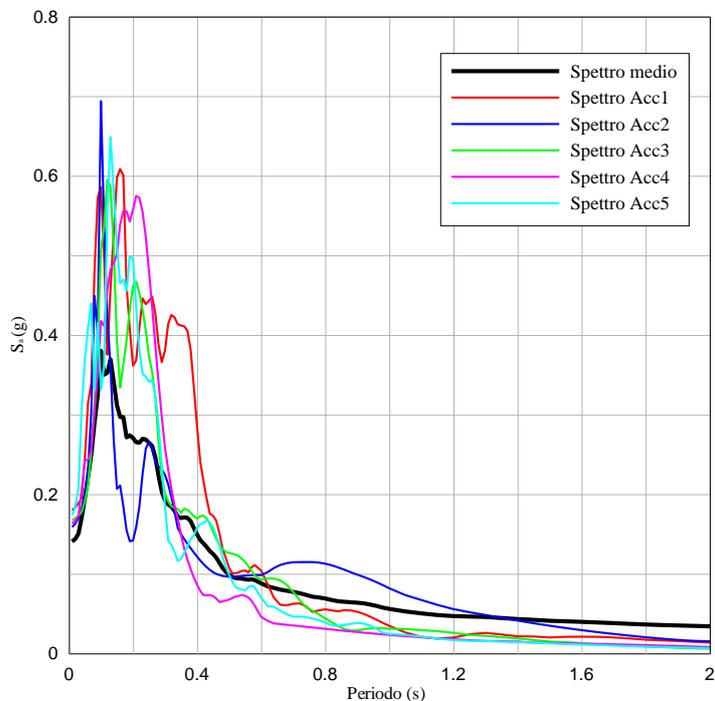


Fig. 27 – Spettri di risposta elastici dei singoli accelerogrammi e spettro di risposta elastico medio calcolati mediante il programma EERA

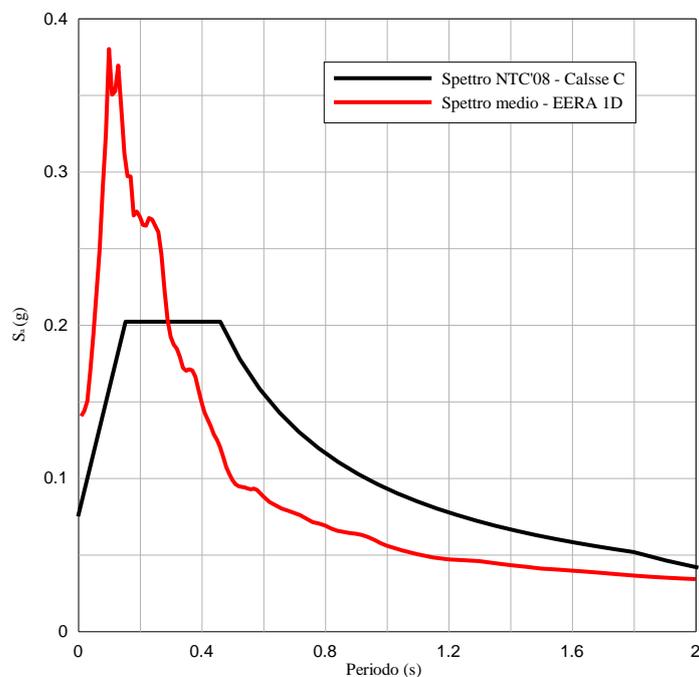


Fig. 28 – Confronto tra spettro di risposta elastico medio (5% di smorzamento) ottenuto mediante il programma EERA per il profilo stratigrafico considerato (linea rossa) e spettro di progetto secondo le NTC '08 per terreno di tipo C e per la zona considerata

Come si evince dalla **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** lo spettro di risposta elastico medio nell'intervallo compreso tra i periodi 0.1 e 0.30 s supera significativamente quello di progetto, calcolato per il sito considerato e per tipo di suolo C; in questo caso, quindi, lo spettro di normativa risulta a sfavore di sicurezza. Per periodi maggiori di 0.3 s, invece, lo spettro di normativa risulta essere a favore di sicurezza. È dunque possibile affermare che per strutture con periodo fondamentale maggiore di 0.3 s è sempre possibile far riferimento allo spettro di progetto di normativa, per il caso in esame; per strutture invece con periodo fondamentale compreso tra 0.1s e 0.3 s è necessario prevedere delle analisi più accurate per la valutazione dello spettro da considerare in fase progetto (e.g. spettro di progetto calcolato per la successiva tipologia di terreno, spettro di risposta sintetico calcolato ad hoc, etc.).

9.2 Fase di sintesi/valutazione

La fase di sintesi/valutazione ha evidenziato l'assenza di *vincoli geologici* gravanti su tutta l'area di P.I.I.: per questo motivo non è stata prodotta per l'area di P.I.I. una *Carta dei vincoli*.

In particolare, i limiti delle *zone di rispetto dei pozzi idropotabili* delle due centrali dell'acquedotto milanese più vicine all'area di P.I.I. ossia la Centrale Chiusabella e la Centrale Vialba si trovano, rispettivamente, a circa 900 m dal margine SE dell'area di P.I.I. e a circa 1150 m dal margine NE dell'area di P.I.I.

I limiti invece delle *zone di rispetto dei pozzi idropotabili* esistenti in Comune di Pero e più vicine all'area di P.I.I., ossia il pozzo 6 e la coppia di pozzi 4 e 5 si trovano, rispettivamente, a circa 100 m e a circa 1000 m dal margine NO dell'area di P.I.I. (cfr. **Elaborato 12.2 - Planimetria di inquadramento idrogeologico – Scala 1:10000**).

Non vi sono nell'area di P.I.I. vincoli derivanti dal *reticolo idrico principale* perché il Torrente Fugone (o Merlata o Guisa o Nirone) passa, intubato, all'esterno dell'area di P.I.I. e a margine dell'area del Cimitero Maggiore, non vi sono nemmeno vincoli di polizia idraulica derivanti dal *reticolo idrico minore* perché i fontanili esistenti nell'area di P.I.I., ossia il Fontanile Compagnia, il Fontanile Tosolo e il Fontanile Porro, come recentemente osservato da Metropolitana Milanese (lettera DG/04 PG/2286 del 20/01/2010) nella Conferenza dei Servizi per la valutazione del documento di scoping relativo alla VAS dell'AdP delle aree di Cascina Merlata, sono *“residui del preesistente sistema irriguo ancora evidenti sul territorio ma privi di qualsiasi effettiva funzione oltre che di acque proprie, come evidenziato nella ricognizione e restituzione del reticolo idrico minore effettuata da Metropolitana Milanese nell'estate 2008, su incarico del Comune di Milano”*.

La fase di sintesi/valutazione ha evidenziato anche la totale assenza di *zone pericolose per instabilità dei versanti*, di *zone vulnerabili dal punto di vista idrogeologico*, di *zone vulnerabili dal punto di vista idraulico* e di *aree che presentano scadenti caratteristiche geotecniche*: per questo motivo non è stata prodotta per l'area di P.I.I. una *Carta di sintesi*.

9.3 Fase di proposta

Il risultato delle due fasi precedenti (analisi e sintesi/valutazione) ha permesso agli scriventi di definire per l'area di P.I.I. Cascina Merlata un'unica classe di fattibilità geologica per le azioni di piano, corrispondente alla *Classe 2 – Fattibilità con modeste limitazioni* (cfr. **Allegato 3 – Carta della fattibilità delle azioni di piano – Scala 1:5000**). Tale classe di fattibilità è caratterizzata da *modeste limitazioni all'utilizzo a scopi edificatori e/o alla modifica alla destinazione d'uso, che possono essere superate mediante approfondimenti di indagine e accorgimenti tecnico-costruttivi e senza l'esecuzione di opere di difesa*.

Per tale classe di fattibilità devono essere indicati gli eventuali approfondimenti da effettuare e le specifiche costruttive degli interventi edificatori. A questo proposito possono essere proposte le seguenti:

Norme Geologiche di Piano per la Classe II - Fattibilità con modeste limitazioni

In tali aree sono ammissibili tutte le categorie di opere edificatorie e modifiche dell'uso del territorio, fatto salvo l'obbligo di verifica della compatibilità geologica e geotecnica ai sensi del DM 14/01/08.

Secondo quanto previsto dal DM 14/01/08, per tutti i livelli di progettazione previsti per legge, bisogna prevedere i necessari approfondimenti di carattere geotecnico e idrogeologico, consistenti in adeguate indagini geotecniche e idrogeologiche, al fine di:

- *permettere una adeguata caratterizzazione geotecnica del sottosuolo, con definizione delle caratteristiche fisiche, di resistenza e deformabilità dei terreni, nonché delle caratteristiche di permeabilità, in modo da consentire lo svolgimento di tutte le verifiche geotecniche e strutturali*

relative alle opere da realizzare (capacità portante dei terreni di fondazione degli edifici e delle strutture, valutazione dei cedimenti, verifiche di stabilità delle opere di sostegno e di fronti di scavo)

- *verificare le possibili oscillazioni, di breve periodo e di lungo periodo, del livello piezometrico della falda libera, con specifico riferimento alle sue possibili interferenze con i piani interrati dei fabbricati.*

Per le opere esistenti sono ammessi gli interventi di restauro, manutenzione, risanamento conservativo, ristrutturazione edilizia (così come definiti dall'art. 27 della L.R. 12/2005), nel rispetto delle normative vigenti.

Per l'area Eliolub dovranno avviarsi le procedure previste dal D.Lgs 152/06 (Piano di Caratterizzazione e Progetto Operativo degli Interventi di Bonifica).

Ai fini della protezione della falda idrica sotterranea, per ogni nuovo intervento edificatorio deve essere previsto il collettamento degli scarichi idrici e/o dei reflui in fognatura.

Le norme sismiche da adottare per la progettazione trattandosi di aree PSL, per gli edifici strategici e rilevanti (elenco tipologico di cui al d.d.u.o. n. 19904/03), la progettazione dovrà essere condotta adottando i criteri antisismici del DM 14 gennaio 2008 definendo le azioni sismiche di progetto a mezzo di analisi di approfondimento di 3° livello - metodologie di cui all'allegato 5 della DGR n. 8/7374/08, o in alternativa utilizzando lo spettro previsto dalla normativa nazionale per la zona sismica superiore.

10 GESTIONE DELLE TERRE DA SCAVO FINALIZZATA AL LORO RIUTILIZZO

La progettazione delle opere previste nell'ambito del P.I.I. di Cascina Merlata prevede allo stato attuale un volume di scavo complessivo pari a circa 1.050.000 mc, ripartiti tra viabilità (circa 150.000 mc) commerciale /terziario/ricettivo (circa 200.000 mc) e residenziale (circa 700.000 mc).

I volumi dei fabbisogni invece ammonta a circa 905.000 mc, distinti in circa 300.000 mc di materiale da rilevato per la viabilità, circa 235.000 di materiali per il rimodellamento delle aree adibite a verde, circa 90.000 mc di terreno vegetale e circa 280.000 mc di materiali necessari al confezionamento dei calcestruzzi per le opere civili di tutto il comparto (edifici e viabilità) e degli stabilizzati per la sola viabilità.

Dati gli elevati volumi di scavo, nell'ottica di ottimizzazione del processo produttivo, contenimento dei costi e di razionalizzazione nell'utilizzo delle risorse disponibili, la progettazione è stata orientata ad un reimpiego, per quanto possibile, di tutto il terreno disponibile in sito, una volta accertate le sue qualità geotecniche, non solo per la formazione dei rilevati e dei rimodellamenti previsti nelle vaste aree a verde previste dal progetto, ma anche per la formazione dei calcestruzzi e degli stabilizzati necessari lungo gli assi della viabilità.

Il riutilizzo del materiale di scavo, nei limiti del possibile, ove le sue caratteristiche risultino idonee agli utilizzi che sono previsti dal progetto, non verrà indirizzato a discarica, ma verrà gestito nel rispetto della normativa vigente in materia, secondo quanto previsto dall' *Art. 186 "Terre e rocce da scavo" del D.Lgs. 3 aprile 2006 n.152 "Norme in materia ambientale", così come modificato dal D.Lgs. 16 gennaio 2008 n.4.*

In particolare è stata condotta un'analisi delle caratteristiche geotecniche dei terreni ai fini del loro riutilizzo, distinguendo i terreni in diverse categorie:

- terreni provenienti dalla porzione superficiale degli scavi, distinti in:
 - *terreno vegetale*, presente in corrispondenza della superficie per uno spessore medio pari a circa 30 cm;
 - *terreno per riempimenti*, costituito da terreni limoso-sabbiosi o limoso-argillosi classificabili (cfr. CNR UNI 10006) come A4, A6, A7-5, A7-6, quindi adatti per utilizzo per riempimenti e non idonei ad essere utilizzati per la realizzazione di rilevati se non previa opportuna stabilizzazione a calce;
- terreni provenienti dalla porzione profonda degli scavi, distinguibili in:
 - *inerte per cls*, corrispondenti alle porzioni ghiaiose e sabbiose più pregiate dei materiali di scavo, caratterizzati da un minimo contenuto in frazione fine limosa e classificabili ad es. (cfr. CNR UNI 10006) come A1-a e A1-b; tali materiali, previa opportuna vagliatura in idoneo impianto di selezione inerti, potrebbero costituire buoni aggregati per il confezionamento di calcestruzzi oppure come stabilizzati per strati di fondazione stradale;
 - *materiale da rilevato*, costituito da terreni prevalentemente ghiaioso-sabbiosi, ma con un contenuto in materiale fine limoso leggermente più elevato, generalmente classificabili (cfr. CNR UNI 10006) come A2-4, A2-5, A3, particolarmente idonei, se utilizzati tal quali, per la realizzazione di rilevati.

Per la definizione delle porzioni relative alle diverse categorie di terreno individuate, per ogni zona dell'edificato in progetto, per l'area commerciale e per le aree relative alla viabilità, sono stati analizzati nel dettaglio le diverse sezioni geotecniche (in scala 1:1000/1:200) costruite nell'ambito dell'area di P.I.I. (cfr. **Elaborati 12.6.1, 12.6.2 e 12.6.3**), nelle quali sono state indicate, per ogni sondaggio geognostico e per ogni pozzetto esplorativo, i risultati delle analisi di laboratorio compiute su ogni campione rimaneggiato, alla relativa profondità, in termini di classificazione AGI (1977), USCS (ASTM D 2487) e CNR UNI 10006. In particolare questa ultima classificazione ha permesso di suddividere i terreni, che saranno sottoposti a scavo per la realizzazione di tutti gli edifici (con annessi piani interrati) e le opere in progetto, in funzione dei possibili riutilizzi.

Nell'**Allegato 4** è mostrata una planimetria schematica degli scavi, in scala 1:2000, con i diversi settori, corrispondenti alle diverse zone dell'edificato in progetto, con le relative profondità medie di scavo e le relative percentuali di riutilizzo per ogni categoria di terreno.

Per la stesura del bilancio terre e per la verifica delle effettiva disponibilità di materiali di scavo si sono fatte le seguenti ipotesi:

- i metri cubi di materiale scavato sono direttamente confrontati con i mc di materiale in opera in quanto entrambi compattati, ed in mono analogo si può fare con i mc di cls, in quanto a fronte di un coefficiente di resa pari a 0.83 il fattore di conversione è pari a 1.00.

coefficiente banco/mucchio	1.20
coefficiente resa terra/cls	0.83
	1.00

- i fabbisogni di calcestruzzo sono stati determinati con un coefficiente di 0.70 mc/mq di residenza per gli edifici, mentre direttamente dalle analisi parametriche per quanto riguarda le opere di urbanizzazione (vedi tabella):

226 309 mc	edifici
19 539 mc	stabilizzato strade
6 931 mc	cordoli
1 116 mc	illuminazione
23 795 mc	muri
1 943 mc	acque bianche
0 693 mc	acque nere
53 324 mc	totale strade

Per quanto riguarda gli scavi per la realizzazione delle opere di urbanizzazione primaria abbiamo:

	scavi scotico	scavi bonifica	scavi trincea
strade	28 458 mc	42 656 mc	88 617 mc
area commerciale			scavi
sx			116 235 mc
dx			27 525 mc

Di seguito si riportano i volumi di scavo, con le relative profondità e caratterizzazione per il riutilizzo, relativi alle unità abitative:

	movimenti materia totali (mc)	porzione superficiale scavi usi: vegetale, riempimenti				porzione profonda scavi usi: rilevati, inerti per cls				% riutilizzo					
		spessore totale (m)	vegetale (m)	riempimenti (m)	vegetale (mc)	riempimenti (mc)	spessore totale (m)	totale materiale da riutilizzare (mc)	% inerti da cls	inerti da cls (mc)	materiale da rilevato (mc)	vegetale	riempimenti	inerti da cls (mc)	materiale da rilevato
UNITA' 1C	19 382	1.50	0.30	1.20	876	3 503	5.14	15 004	40%	6 001	9 002	5%	18%	31%	46%
UNITA' 2A	172 261	1.50	0.30	1.20	8 165	32 660	4.92	131 435	40%	52 574	78 861	5%	19%	31%	46%
UNITA' 2B	141 780	4.00	0.30	3.70	4 515	55 689	5.42	81 576	40%	32 631	48 946	3%	39%	23%	35%
UNITA' 2C-1	67 141	1.00	0.30	0.70	3 431	8 007	4.87	55 703	40%	22 281	33 422	5%	12%	33%	50%
UNITA' 2C-2	64 026	1.50	0.30	1.20	2 613	10 453	5.85	50 959	40%	20 384	30 576	4%	16%	32%	48%
UNITA' 3A	78 146	2.00	0.30	1.70	3 794	21 497	4.18	52 856	40%	21 142	31 714	5%	28%	27%	41%
UNITA' 3B	61 209	2.00	0.30	1.70	3 339	18 919	3.50	38 951	40%	15 581	23 371	5%	31%	25%	38%
UNITA' 3C	48 068	2.50	0.30	2.20	2 376	17 422	3.57	28 271	40%	11 308	16 962	5%	36%	24%	35%
UNITA' 4A-1	20 532	1.00	0.30	0.70	1 957	4 566	2.37	14 009	40%	5 603	8 405	10%	22%	27%	41%
UNITA' 4A-2	30 050	1.50	0.30	1.20	2 423	9 694	2.22	17 933	40%	7 173	10 760	8%	32%	24%	36%
UNITA' 4B	38 038	2.00	0.30	1.70	2 577	14 601	2.92	20 860	40%	8 344	12 516	7%	38%	22%	33%
UNITA' 4C1	26 326	1.00	0.30	0.70	957	2 234	7.25	23 135	40%	9 254	13 881	4%	8%	35%	53%
UNITA' 4C2	28 518	0.50	0.30	0.20	995	663	8.10	26 860	40%	10 744	16 116	3%	2%	38%	57%
UNITA' 5A	52 064	2.00	0.30	1.70	2 140	12 124	5.30	37 800	40%	15 120	22 680	4%	23%	29%	44%
totale	847 540.86				40 157.40	212 031.60		595 351.86		238 140.74	357 211.12	5%	25%	28%	42%

Componendo e sommando gli scavi secondo la quattro categorie identificate, e confrontandole poi con quelli che sono i fabbisogni presunti delle diverse categorie di materiali si ottengono i seguenti volumi:

	SCAVI				FABBISOGNI			
	vegetale	riempimenti	inerti da cls	mat.da rilevato	vegetale	riempimenti	inerti da cls	mat.da rilevato
			25%	75%				
strade	28 458 mc	42 656 mc	22 154 mc	66 462 mc			54 017 mc	298 001 mc
verde					90 000 mc	236 080 mc		
			20%	80%				
area commerciale sx	11 624 mc	27 122 mc	23 247 mc	92 988 mc				
dx	5 505 mc	22 020 mc	5 505 mc	22 020 mc				
edifici (*)	40 157 mc	40 157 mc	238 141 mc	357 211 mc			226 309 mc	
	85 744 mc	131 955 mc	289 047 mc	538 682 mc	90 000 mc	236 080 mc	280 326 mc	298 001 mc

da cui si ricava:

bilancio terre totale	vegetale	-4 256 mc
	riempimenti	-104 125 mc
	inerti da cls	8 721 mc
	mat.da rilevato	240 681 mc

Come si vede dalla tabella la necessità di 104125 mc di terreno da riempimento per le aree a verde può essere soddisfatta con parte dei 240681 mc di materiali da rilevato, utilizzando questi materiali, di caratteristiche geotecniche migliori, per le sezioni di parco ove vi siano particolari esigenze costruttive (ad es. pendii maggiormente inclinati, ecc.).

10.1 Normativa vigente

10.1.1 Art. 186 del D.Lgs. 3 aprile 2006 n.152 "Norme in materia ambientale", così come modificato dal D.Lgs. 16 gennaio 2008 n.4

In base all'art. 186 del D.Lgs. 3 aprile 2006 n.152, così come modificato dal D.Lgs. 16 gennaio 2008 n.4 (entrato in vigore il 13/02/2008), le terre e rocce da scavo, anche di gallerie, ottenute quali sottoprodotti (ad es. come prodotto di scavi di sbancamento o di fondazione per la realizzazione di infrastrutture, come nel caso in esame), possono non essere sottoposte alle disposizioni in materia di rifiuti (di cui alla parte quarta del citato D.Lgs.) e possono essere utilizzate per rinterri, riempimenti, rimodellamenti e rilevati purché siano soddisfatte alcune condizioni (cfr. *comma 1*):

- siano impiegate direttamente nell'ambito di opere o interventi preventivamente individuati e definiti;
- sin dalla fase della produzione vi sia certezza dell'integrale utilizzo;
- l'utilizzo integrale della parte destinata a riutilizzo sia tecnicamente possibile senza necessità di preventivo trattamento o di trasformazioni preliminari per soddisfare i requisiti merceologici e di qualità ambientale idonei a garantire che il loro impiego non dia luogo ad emissioni e, più in generale, ad impatti ambientali qualitativamente e quantitativamente diversi da quelli ordinariamente consentiti ed autorizzati per il sito dove sono destinate ad essere utilizzate;
- sia garantito un elevato livello di tutela ambientale;
- sia accertato che non provengono da siti contaminati o sottoposti ad interventi di bonifica ai sensi del titolo V della parte quarta del citato decreto;
- le loro caratteristiche chimiche e chimico-fisiche siano tali che il loro impiego nel sito prescelto non determini rischi per la salute e per la qualità delle matrici ambientali interessate ed avvenga nel rispetto delle norme di tutela delle acque superficiali e sotterranee, della flora, della fauna, degli habitat e delle aree naturali protette. In particolare deve essere dimostrato che il materiale da utilizzare non è contaminato con riferimento alla destinazione d'uso del medesimo, nonché la compatibilità di detto materiale con il sito di destinazione;

- g) la certezza del loro integrale utilizzo sia dimostrata. L'impiego di terre da scavo nei processi industriali come sottoprodotti, in sostituzione dei materiali di cava, è consentito nel rispetto delle condizioni fissate all'*articolo 183, comma 1, lettera p)* del citato decreto."

Nel caso in cui progetti prevedano il riutilizzo delle terre e rocce da scavo nel medesimo progetto, i tempi dell'eventuale deposito possono essere quelli della realizzazione del progetto, purché in ogni caso non superino i tre anni (cfr. *comma 2*).

Inoltre (cfr. *comma 4*), ove la produzione di terre e rocce da scavo avvenga nel corso di lavori pubblici non soggetti né a VIA né a permesso di costruire o denuncia di inizio attività, la sussistenza dei requisiti di cui al comma 1, nonché i tempi dell'eventuale deposito in attesa di utilizzo, che non possono superare un anno, devono risultare da idoneo allegato al progetto dell'opera, sottoscritto dal progettista.

Infine (cfr. *comma 6*) l'accertamento che le terre e rocce da scavo non provengano da siti contaminati o sottoposti ad interventi di bonifica deve essere svolto a cura e spese del produttore e accertato dalle autorità competenti.

10.2 Caratterizzazione delle terre e rocce da scavo

Come prescritto dal comma 1 dell'art. 186 del citato D.Lgs., le terre e rocce da scavo non devono provenire da siti contaminati o sottoposti ad interventi di bonifica e inoltre si deve dimostrare che il materiale da utilizzare non è contaminato con riferimento alla destinazione d'uso del medesimo e deve essere dimostrata la compatibilità del materiale di scavo con il sito di destinazione finale.

Tutto quanto sopra presuppone quindi una precisa caratterizzazione chimica delle terre e rocce da scavo, che deve essere condotta innanzitutto identificando i possibili inquinanti presenti, in funzione delle caratteristiche di utilizzo passato del suolo (agricolo, commerciale, artigianale, industriale, siti di stoccaggio, presenza di serbatoi interrati, vie di comunicazione, ecc.).

A questo proposito, l'area del P.I.I. Cascina Merlata, al di fuori dell'area ex Bertani Baselli già sottoposta precedentemente ad intervento di messa in sicurezza e classificata come idonea per una destinazione d'uso residenziale e al di fuori dell'area Eliolub, per la quale si devono prevedere le procedure previste dal D.Lgs 152/06 (Piano di Caratterizzazione e Progetto Operativo degli Interventi di Bonifica), è stata sottoposta nel 2007 ad una attività di indagine, i cui risultati sono stati raccolti nella documentazione già citata al **punto 3.2** della presente relazione.

Il piano di indagine, preconcordato con ARPA, ha previsto una suddivisione di tutta l'area in un reticolo a maglia quadrata di 50 m di lato e in 10 diversi settori (A, B, C, D, E, F, G, H, I ed L) e un numero effettivo di punti di campionamento pari a 76, scelti sulla base delle indicazioni fornite da ARPA. In corrispondenza di questi punti (la cui ubicazione è riportata negli **Elaborati 12.4.1 e 12.4.2 - Planimetria con ubicazione delle indagini (2 tavv.) - Scala 1:1000**, sono state eseguite delle trincee esplorative di profondità variabile tra -0.70 m e -1.40 m e sono stati prelevati campioni di terreno in triplice aliquota successivamente sottoposti ad analisi chimiche di laboratorio. La profondità di prelievo dei campioni è risultata mediamente pari a -0.50 m, dato che lo spessore di suolo agrario è risultato mediamente pari a 0.30÷0.40m.

In particolare su tutti i campioni sono state misurate le concentrazioni delle seguenti sostanze:

- Arsenico
- Cadmio
- Cromo totale
- Cromo VI
- Mercurio
- Nichel
- Piombo
- Rame
- Zinco
- Idrocarburi leggeri C_≤12
- Idrocarburi pesanti C_>12
- Cianuri

mentre su un solo campione per ogni diverso settore sono stati ricercati anche i seguenti fitofarmaci:

- Alaclor
- Aldrin
- Atrazina
- Alfa esacloro esano
- Beta esacloro esano
- Gamma esacloro esano
- Clordano
- DDD, DDT e DDE
- Dieldrin
- Endrin

In **Allegato 1** alla presente relazione è riportata una sintesi dei risultati delle analisi chimiche eseguite sui campioni di terreno, da cui si desume che tutti i campioni presentano una concentrazione inferiore alla CSC di riferimento per una destinazione d'uso verde pubblico, privato e residenziale (colonna A Tabella 1 Allegato 5 Titolo 5 Parte Quarta D.Lgs. 152/06).

Si ritiene che per questa fase di progettazione i risultati di questa indagine, condotta su campioni esclusivamente superficiali (profondità di campionamento media pari a 0.5 m), siano sufficienti per definire la possibilità di riutilizzo dei materiali di scavo prodotti dalla realizzazione delle opere previste nell'ambito del progetto in esame. E' lecito anche supporre che, dato un utilizzo delle aree esclusivamente agricolo e non essendo presenti nell'area riempimenti di materiali alloctoni, l'assenza di contaminazione nel terreno rilevata in superficie possa anche escludere la presenza di contaminazioni nel terreno a profondità più elevate, ad esempio dove sono previsti scavi per i tratti zone in trincea e in galleria artificiale della viabilità di comparto, oppure dove sono previsti i piani interrati degli edifici dell'area residenziale e dell'area commerciale /terziaria/ricettiva.

Tuttavia, dato che la normativa prevede la caratterizzazione ambientale di tutti i terreni di scavo, siano essi superficiali o profondi, nel caso in cui se ne preveda il riutilizzo, si ritiene che questa potrà essere eseguita durante le effettive fasi di scavo per la realizzazione delle opere, sulla base di un piano di campionamento condiviso con gli Enti competenti e sotto un effettivo controllo degli stessi.

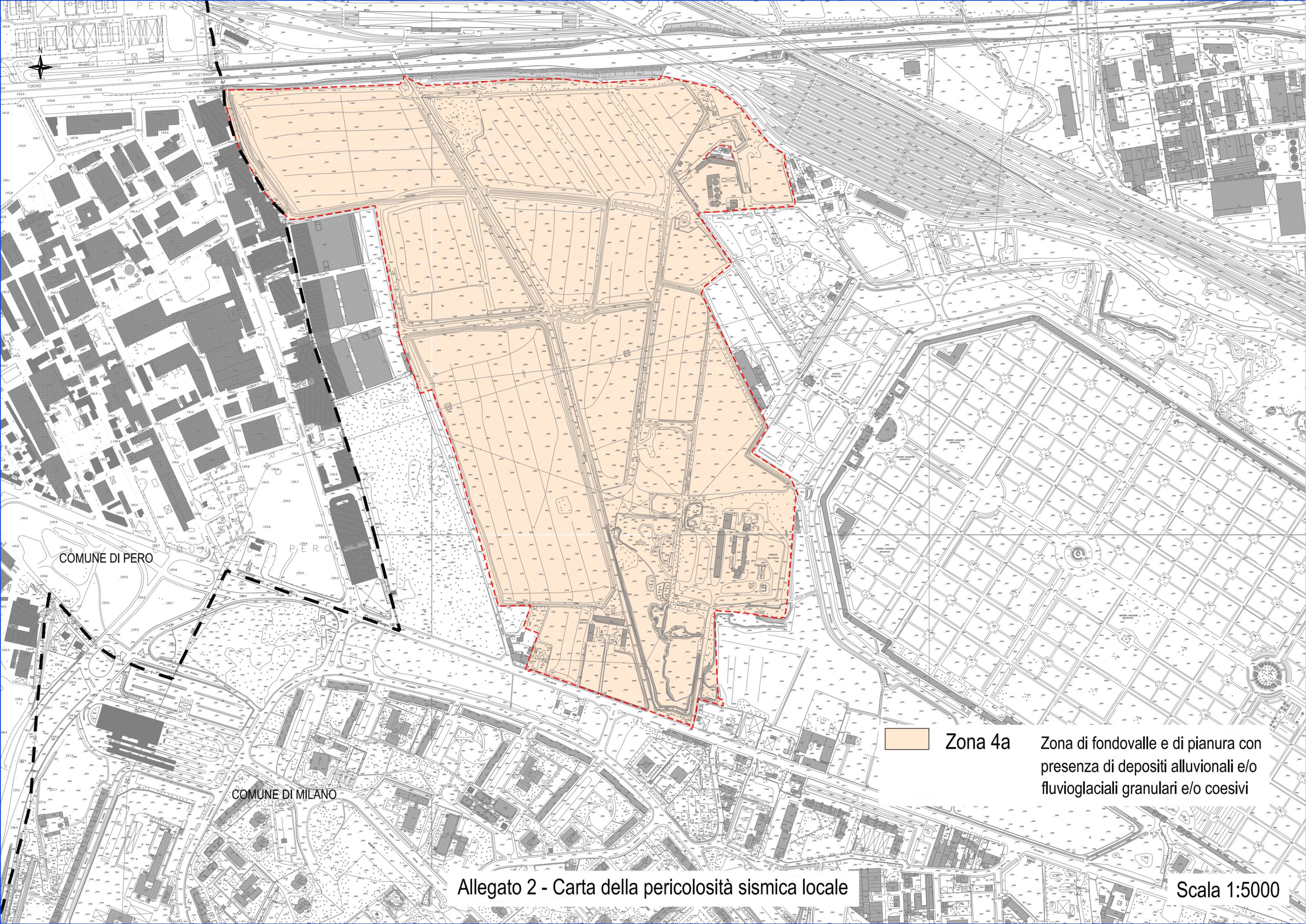


PRO ITER s.r.l.
Progetto Infrastrutture Territorio
Via G.B.Sammartini, 5 20125 Milano

Cascina Merlata S.p.A. - Comune di Milano
Proposta Definitiva di P.I.I. ai sensi della L.R. 12/2005
Riqualifica dell'area di Cascina Merlata

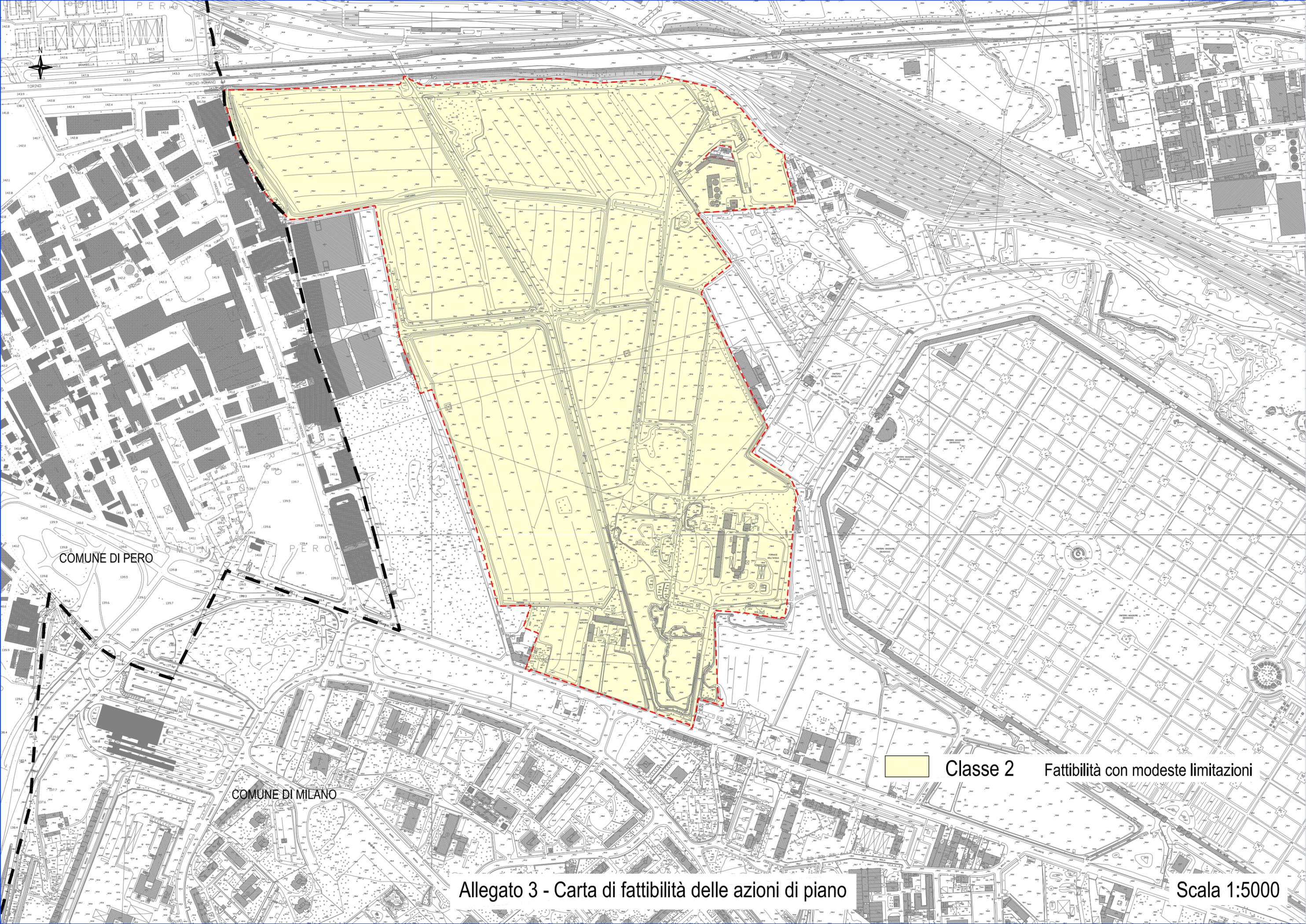
ALLEGATI

Allegato 1: Campagna di indagine 2007 – Risultati delle analisi chimiche sui campioni di terreno prelevati nelle trincee – Tabella riepilogativa



Zona 4a

Zona di fondovalle e di pianura con presenza di depositi alluvionali e/o fluvioglaciali granulari e/o coesivi

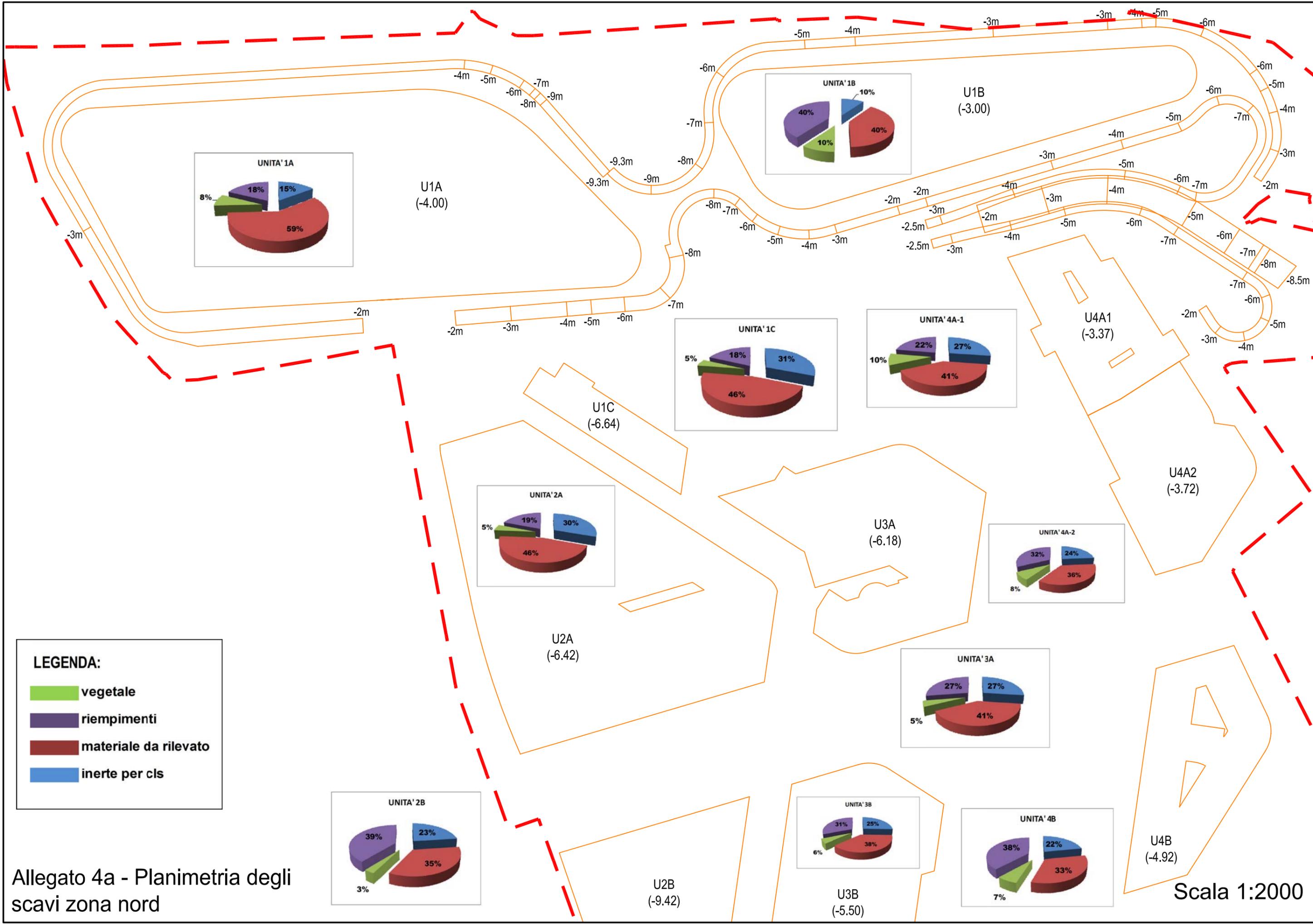


COMUNE DI PERO

PERO

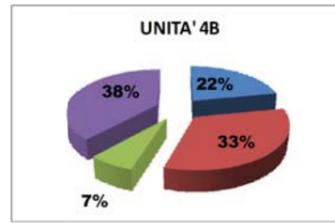
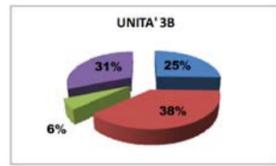
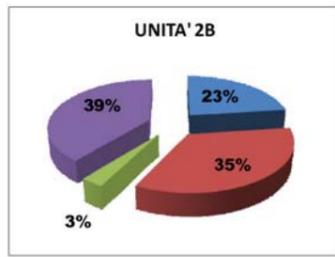
COMUNE DI MILANO

 **Classe 2** Fattibilità con modeste limitazioni



Allegato 4a - Planimetria degli scavi zona nord

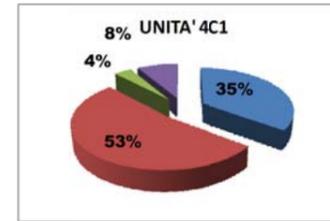
Scala 1:2000



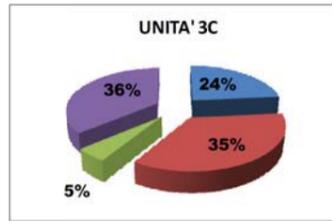
U4B
(-4.92)

U2B
(-9.42)

U3B
(-5.50)



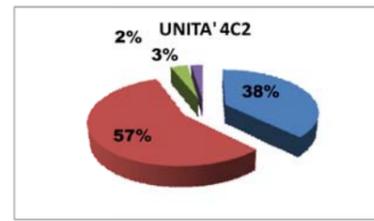
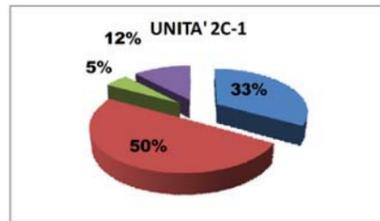
U4C1
(-8.25)



U3C
(-6.07)

U4C2
(-8.60)

U2C1
(-5.87)

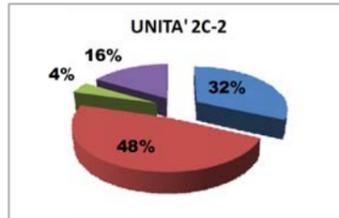


-2m

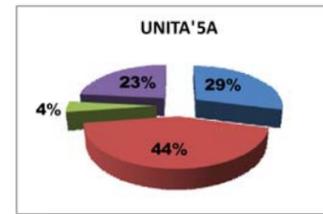
-3m

-3m

U2C2
(-7.35)



U5A
(-7.30)



LEGENDA:

- vegetale
- riempimenti
- materiale da rilevato
- inerte per cls