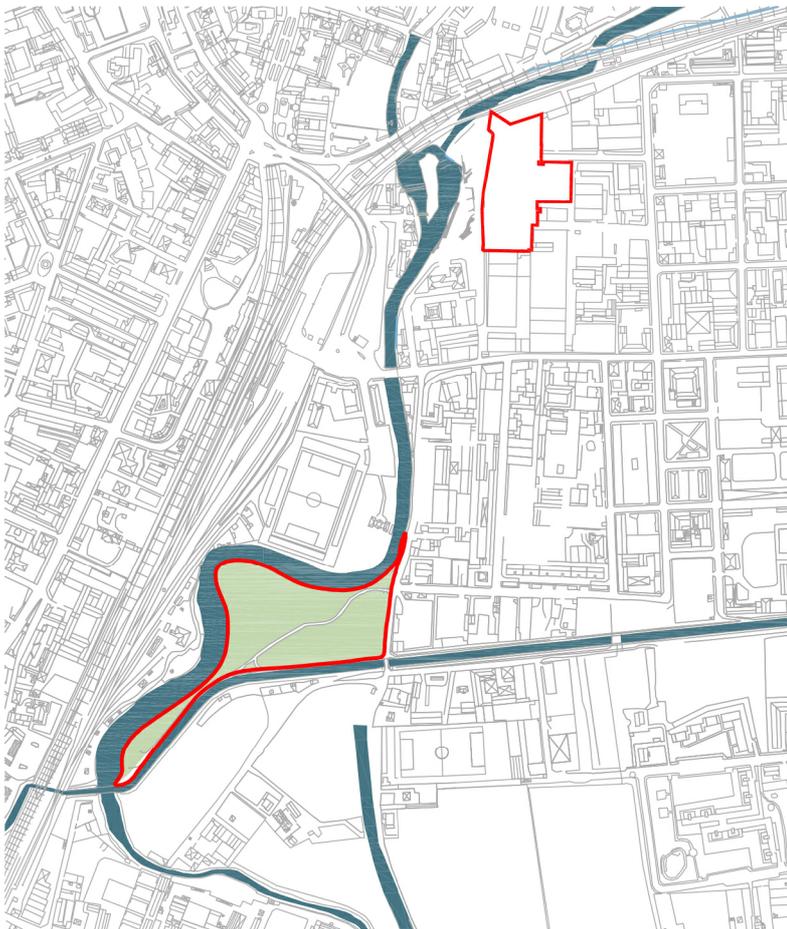


COMUNE DI MONZA

PROGRAMMA INTEGRATO DI INTERVENTO

PARCO DELLA BOCCALUPA AREA 11A EX HENSEMBERGER (PARTE)



RELAZIONE GEOTECNICA

PROPONENTE:

SAFFIN S.R.L.
VIA SAN MARTINO, 3
20900 - MONZA

PROGETTO URBANISTICO -
COORDINAMENTO GENERALE:

CAMERA & PARTNERS
VIA BISTOLFI, 49
20134 MILANO

TEL 02 20241820 FAX 02 29533690
INFO@CAMERA-PARTNERS.COM

ARCH. DAVIDE CAMERA
ARCH. LORENZO ASTULFONI

DATA PRIMA EMISSIONE
OTTOBRE 2014

DATA REVISIONI

dicembre 2014

marzo 2015

CODICE ELABORATO

P2

RIF



GARASSINO s.p.l.

Via Curtatone, 25
20122 MILANO (ITALIA)
Tel.: +39 02 55190493
Fax: +39 02 55181865

E-Mail: garassinosl@garassinosl.it
Internet: www.garassinosl.it



Saffin s.r.l.

**Area sita a Monza, complesso immobiliare
di Via Hensemberger/Via Salvo D'Acquisto**

Relazione Geologica-Geotecnica



Angelo Garassino



Sara Gorla

Commessa Job **2459**
Protocollo / Rev Doc. No. **27.00**

Indica le parti modificate con l'ultima revisione *Latest revision*

REV	DATA DATE	DESCRIZIONE DESCRIPTION	REDATTO PREPARED	CONTROLLATO CHECKED	APPROVATO APPROVED
00	05.12.14	Prima emissione	S. Gorla	C. Riva	A. Garassino

MECCANICA DEI TERRENI E INGEGNERIA DELLE FONDAZIONI

Cod. Fisc. e Part. IVA 09893920158 – C.C.I.A.A. Milano 1325801 – Tribunale Milano Reg. Soc. 299857 – Capitale Sociale € 10.400,00 int. vers.

Azienda con Sistema Gestione Qualità ISO 9001:2008 certificato da ICMQ
Company with Quality Management System ISO 9001:2008 certified by ICMQ



INDICE

1.	<i>INTRODUZIONE</i>	3
2.	<i>DOCUMENTI DI RIFERIMENTO</i>	6
3.	<i>CARATTERIZZAZIONE DEI TERRENI</i>	7
	3.1 <i>ASSETTO LITOSTRATIGRAFICO</i>	7
	3.2 <i>STRATIGRAFIA DELL'AREA</i>	10
	3.3 <i>INTERPRETAZIONE DEI DATI DA PROVE IN SITO: PROVA PENETROMETRICA DINAMICA</i>	12
	3.4 <i>INTERPRETAZIONE DEI DATI DA PROVE IN SITO: PROVA GEOFISICA TIPO DOWN-HOLE</i>	21
	3.5 <i>INTERPRETAZIONE DELLE ANALISI DI LABORATORIO</i>	25
4.	<i>STRATIGRAFIA DI PROGETTO E PARAMETRI GEOTECNICI</i>	27
5.	<i>FONDAZIONI</i>	30
	5.1 <i>CAPACITÀ PORTANTE</i>	30
	5.2 <i>CEDIMENTI</i>	35
	5.3 <i>MODULO DI REAZIONE DEL TERRENO</i>	37
6.	<i>CONCLUSIONI</i>	39
	<i>BIBLIOGRAFIA</i>	42

DATA DATE	DOCUMENTO DOCUMENT	COMMESSA JOB	PROTOCOLLO DOC. No.	REVISIONE REVISION	PAG. PAGE	PAG. TOT. TOT. PAGES
05.12.14	Relazione Geologica-Geotecnica	2459	27	00	2	42



1. INTRODUZIONE

Nel comune di Monza è prevista la riqualifica di un complesso immobiliare ubicato tra le Vie Henseberger e Salvo D'Acquisto, attualmente sede di edifici industriali e artigianali. Il progetto è al momento in fase di approvazione ed è in corso la presentazione degli elaborati relativi al Piano Integrato d'Intervento (ubicazione dell'area in figura 1.1).

L'intervento in progetto sarà costituito da aree riservate a recupero edilizio ad uso commerciale per una superficie di circa 2500 m² e da aree di nuova costruzione a futuro uso residenziale per circa 8606 m². E' prevista inoltre la costruzione di parcheggi interrati fino ad una quota massima di -6.25 m dal piano campagna attuale.

La zona oggetto di intervento si trova in fregio al fiume Lambro.

Oggetto della presente relazione è lo studio dei terreni, sia dal punto di vista della situazione stratigrafica locale sia dal punto di vista del comportamento geomeccanico, analizzando i risultati ottenuti dall'indagine geognostica eseguita dal 07 al 19 Novembre 2014 (si veda la figura 1.2 di seguito riportata).

L'area è stata indagata con:

- n°1 sondaggio geognostico a carotaggio continuo S3 spinto fino alla profondità di 35 metri dal p.c., con esecuzione di prove SPT e prelievo di campioni rimaneggiati. È stato installato tubo in pvc per l'esecuzione della prova down-hole.
- n°2 sondaggi geognostici a carotaggio continuo S1 e S2 spinti fino alla massima profondità di 20 metri dal p.c., con esecuzione di prove SPT e prelievo di campioni rimaneggiati.

Dal punto di vista stratigrafico il sito risulta abbastanza omogeneo; in tutta la zona d'interesse si ritrovano, infatti, depositi costituiti da terreni a grana generalmente medio grossolana, sabbie e ghiaie con ciottoli, come si evince da quanto di seguito esposto.

I primi centimetri sono caratterizzati dalla presenza di pavimentazione in cemento, al di sotto della quale è presente uno strato eterogeneo di spessore variabile tra 0.8 m e 1.7 m.

DATA DATE	DOCUMENTO DOCUMENT	COMMESSA JOB	PROTOCOLLO DOC. No.	REVISIONE REVISION	PAG. PAGE	PAG. TOT. TOT. PAGES
05.12.14	Relazione Geologica-Geotecnica	2459	27	00	3	42



La componente principale dei terreni naturali è costituita da sabbia medio-fine con ghiaia da fine a grossolana e ciottoli passante in profondità a ghiaia con sabbia; dai 31 m dal p.c. è stato intercettato il substrato costituito dal "ceppo". Alle profondità comprese tra circa 1 m e 2 m dal p.c. è stato rinvenuto un livelletto di poca potenza (spessore massimo circa 0.70 m in S1) costituito da limo sabbioso marrone rossastro e sabbia limosa.

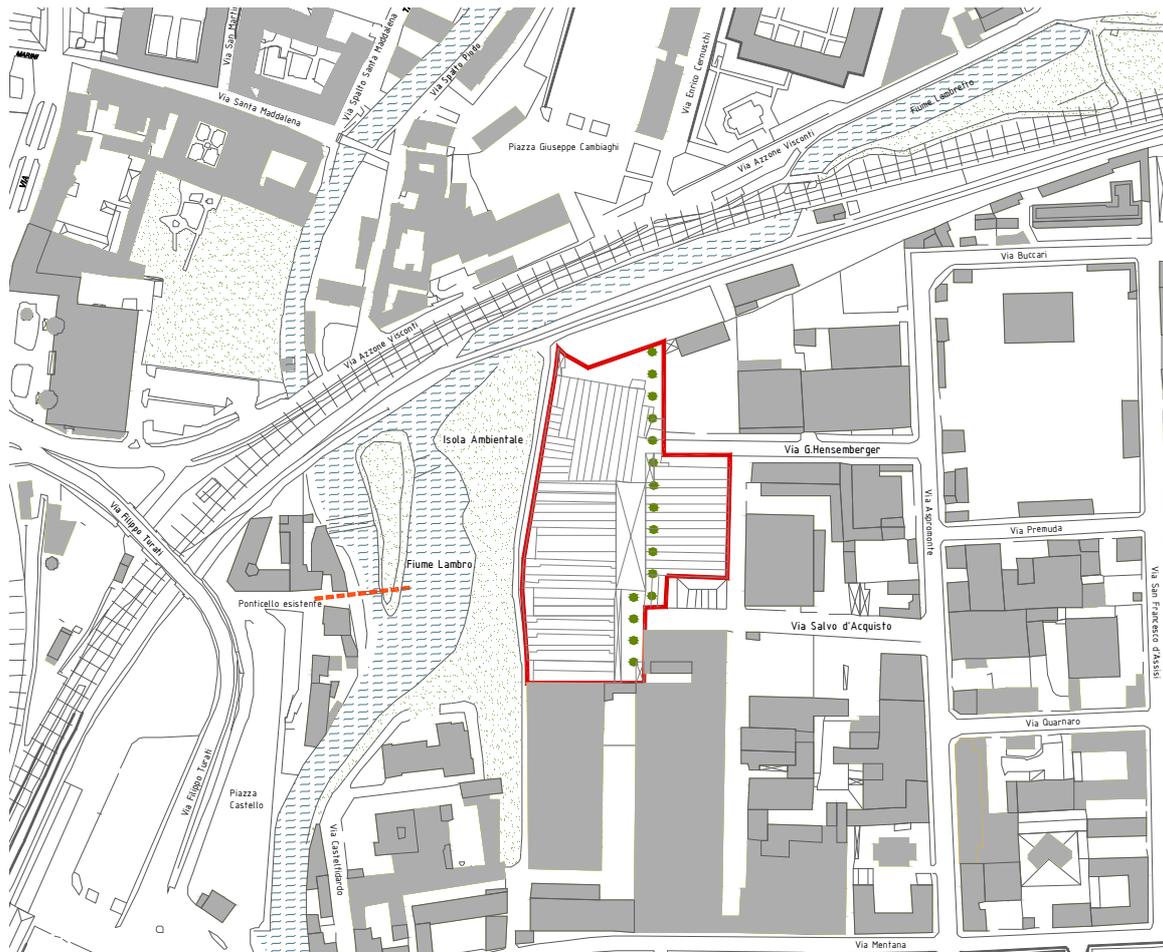


Figura 1.1 – Planimetria con l'indicazione in rosso delle aree in oggetto

Ai fini della classificazione sismica proposta dalla normativa, considerando i valori di velocità di propagazione delle onde di taglio ricavati dalla prova down-hole eseguita nel foro di sondaggio S3 (si rimanda al paragrafo 3.3), i suoli in esame rientrano nella categoria sismica dei suoli **B** ovvero “*Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti*, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento

DATA DATE	DOCUMENTO DOCUMENT	COMMESSA JOB	PROTOCOLLO DOC. No.	REVISIONE REVISION	PAG. PAGE	PAG. TOT. TOT. PAGES
05.12.14	Relazione Geologica-Geotecnica	2459	27	00	4	42



delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{S,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina)”.



LEGENDA INDAGINI:

SIMBOLO	DESCRIZIONE	QUANTITA'
S+DH *	SONDAGGIO di 35 m a carotaggio continuo con esecuzione di prove SPT e predisposizione per la prova Down-Hole	1
S •	SONDAGGIO di 20 m a carotaggio continuo con esecuzione di prove SPT	2
D *	PROVA DINAMICA DPSH spinte sino a rifiuto o alla profondità massima di 20 m	7

Figura 1.2 – Ubicazione delle indagini geognostiche

DATA DATE	DOCUMENTO DOCUMENT	COMMESSA JOB	PROTOCOLLO DOC. No.	REVISIONE REVISION	PAG. PAGE	PAG. TOT. TOT. PAGES
05.12.14	Relazione Geologica-Geotecnica	2459	27	00	5	42



2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

- [1] **GEOSER srl** – Esecuzione di indagini geognostiche in Via Henseberger a Monza – *Rapporto d'intervento* – Dicembre 2014.
- [2] **GARASSINO srl:** – Saffin srl – Area sita a Monza, complesso immobiliare di Via Henseberger/Via Salvo D'Acquisto, “*Relazione Geologica*”, R.2459-30.00 Novembre 2014.
- [3] **GARASSINO srl** – Saffin srl – Area sita a Monza, complesso immobiliare di Via Henseberger/Via Salvo D'Acquisto – *Relazione Idraulica* – Dicembre 2014.
- [4] **Servizio geologico d'Italia** – *Carta Geologica d'Italia alla scala 1:100.000* – Foglio 45 Milano e relative Note Illustrative, 1969.
- [5] **ISPRA** – *Carta Geologica d'Italia alla scala 1:50.000* – Foglio 118 Milano e relative Note Illustrative.

DATA DATE	DOCUMENTO DOCUMENT	COMMESSA JOB	PROTOCOLLO DOC. No.	REVISIONE REVISION	PAG. PAGE	PAG. TOT. TOT. PAGES
05.12.14	Relazione Geologica-Geotecnica	2459	27	00	6	42



3. CARATTERIZZAZIONE DEI TERRENI

Nel presente capitolo si vogliono dapprima illustrare e descrivere gli aspetti geologici, le unità e successioni litologiche caratterizzanti l'areale più ampio in cui insiste il sito in studio, con l'ausilio delle carte e delle informazioni geologiche reperibili da bibliografia, per poi passare ad uno sguardo più di dettaglio del sottosuolo ivi presente e caratterizzato ed indagato attraverso prove in sito e di laboratorio.

3.1 Assetto litostratigrafico

Tutte le unità geologiche di superficie e del primo sottosuolo sono costituite da sedimenti clastici grossolani (ghiaioso-sabbiosi e sabbioso ghiaiosi), d'origine fluvioglaciale e alluvionale.

La successione delle unità stratigrafiche affioranti nell'area di studio, dalle più recenti alle più antiche, è la seguente (nella figura 3.1.1 è riportato uno stralcio della Carta Geologica d'Italia alla scala 1:100.000, mentre nella figura 3.1.2 quello alla scala 1:50.000):

SUCCESSIONE CONTINENTALE NEOGENICO-QUATERNARIA:

Sintema del Po

- (sigla: POI) *Ghiaie a supporto clastico e di matrice (Pleistocene Superiore - Olocene):* sabbie, limi e limi debolmente argillosi (depositi fluviali). Superficie limite superiore caratterizzata da suoli poco evoluti.

Sintema di Cantù

- (sigla: LCN) *Ghiaie a prevalente supporto clastico, con matrice sabbiosa (Pleistocene Superiore):* sabbie ghiaiose, sabbie, sabbie limose, limi sabbioso-argillosi massivi (depositi fluvioglaciali). Superficie limite superiore caratterizzata da suoli moderatamente evoluti, con spessori prossimi al metro.

SUPERSINTEMA DI BESNATE: è costituito esclusivamente da depositi fluvioglaciali, caratterizzati da profili d'alterazione moderatamente evoluti, che strutturano gran parte del territorio

DATA DATE	DOCUMENTO DOCUMENT	COMMESSA JOB	PROTOCOLLO DOC. No.	REVISIONE REVISION	PAG. PAGE	PAG. TOT. TOT. PAGES
05.12.14	Relazione Geologica-Geotecnica	2459	27	00	7	42



del comune di Monza. Al suo interno sono state individuate, su base geomorfologica, altre distinte unità, leggermente differenti per sequenze sommitali e suoli supportati. La litologia del supersintema è, nell'ambito del territorio in esame, piuttosto omogenea e risulta costituito da ghiaie a supporto clastico, con matrice sabbiosa o sabbioso limosa, da massive a grossolanamente stratificate; clasti da arrotondati a subarrotondati, in prevalenza centimetrici, a petrografia poligenica (depositi fluvioglaciali). Manca una chiara sequenza loessica sommitale, mentre possono essere discontinuamente presenti sedimenti sabbioso-ghiaiosi e limosi (depositi di esondazione). Alla sommità delle ghiaie si sviluppano suoli moderatamente evoluti, con orizzonte diagnostico di tipo argillico. Il limite inferiore dell'unità è una superficie erosionale che incide i depositi del sintema di Binago.

Unità di Minoprio

- (sigla: BMI) *Ghiaie a supporto clastico e di matrice, matrice sabbiosa e sabbioso-limosa (Pleistocene Medio - Superiore):* limi ghiaiosi, sabbie, sabbie limose e limi (depositi fluvioglaciali). Superficie limite superiore caratterizzata da suoli con spessore medio di 1.50 m, presenza di suoli sepolti.

Unità di Cadorago

- (sigla: BEE) *Ghiaie a supporto clastico o di matrice, con matrice sabbiosa (Pleistocene Medio - Superiore):* intercalazioni sabbiose, sabbie limoso-argillose, limi con clasti sparsi (depositi fluvioglaciali). Superficie limite superiore caratterizzata da suoli con spessore compreso tra 1.50 e oltre 2.0 m.

Unità di Guanzate

- (sigla: BEZ) *Ghiaie a supporto clastico, con matrice sabbiosa o sabbioso-limosa (Pleistocene Medio - Superiore):* localmente sabbie limose con clasti residuali (depositi fluvioglaciali). Superficie limite superiore caratterizzata da suoli da evoluti a moderatamente evoluti, con spessore inferiore a 2.0 m.

DATA DATE	DOCUMENTO DOCUMENT	COMMESSA JOB	PROTOCOLLO DOC. No.	REVISIONE REVISION	PAG. PAGE	PAG. TOT. TOT. PAGES
05.12.14	Relazione Geologica-Geotecnica	2459	27	00	8	42

Sintema di Binago

- (sigla: BIN) *Ghiaie a supporto clastico, con matrice sabbiosa (Pleistocene Medio):* depositi fluvio-glaciali. Superficie limite superiore caratterizzata da suoli evoluti, con spessore sempre superiore a 2.0 m. La matrice varia da limoso sabbiosa a sabbioso limosa, con quantità variabili di argilla, la cui presenza è legata ai processi pedologici. In profondità la matrice diventa sabbiosa e sabbioso limosa. Il limite superiore delle ghiaie è tagliato da una superficie erosionale su cui poggiano depositi loessici, costituiti da limi sabbiosi/argilloso-sabbiosi a contenuto clastico basso o nullo. Il sintema di Binago rappresenta i resti di una piana fluvio-glaciale più antica dell'attuale.

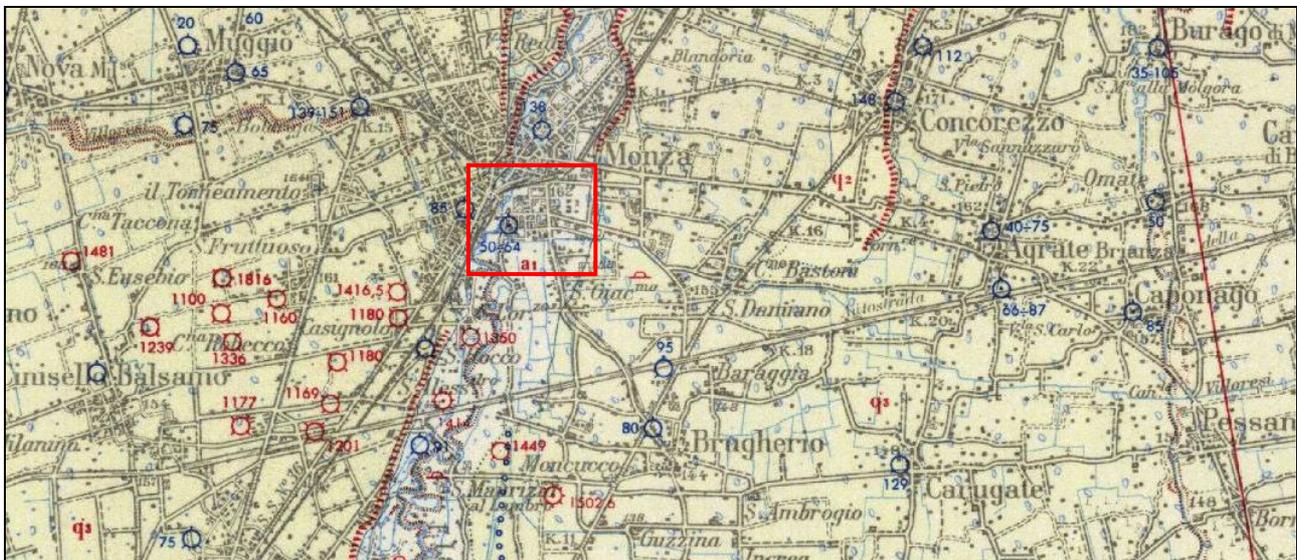


Figura 3.1.1 – Stralcio della Carta Geologica (scala 1:100.000) - Foglio 45 Milano. **Geologia** dell'area di studio: in azzurro chiaro (**a₁**) alluvioni ghiaioso-sabbiose terrazzate: alluvium antico (Olocene); in giallo chiaro (**q'₃**) ghiaie sabbiose e sabbie con strato superficiale di alterazione limitato a 40 – 60 cm, costituenti il livello fondamentale della pianura: diluvium recente (Pleistocene); in giallo (**q₂**) ghiaie sabbiose con strato di alterazione superficiale argilloso ocreo (ferretto), potente fino a 200 – 250 cm: diluvium medio (Pleistocene). Nel riquadro rosso è indicata l'area in oggetto.

DATA DATE	DOCUMENTO DOCUMENT	COMMESSA JOB	PROTOCOLLO DOC. No.	REVISIONE REVISION	PAG. PAGE	PAG. TOT. TOT. PAGES
05.12.14	Relazione Geologica-Geotecnica	2459	27	00	9	42

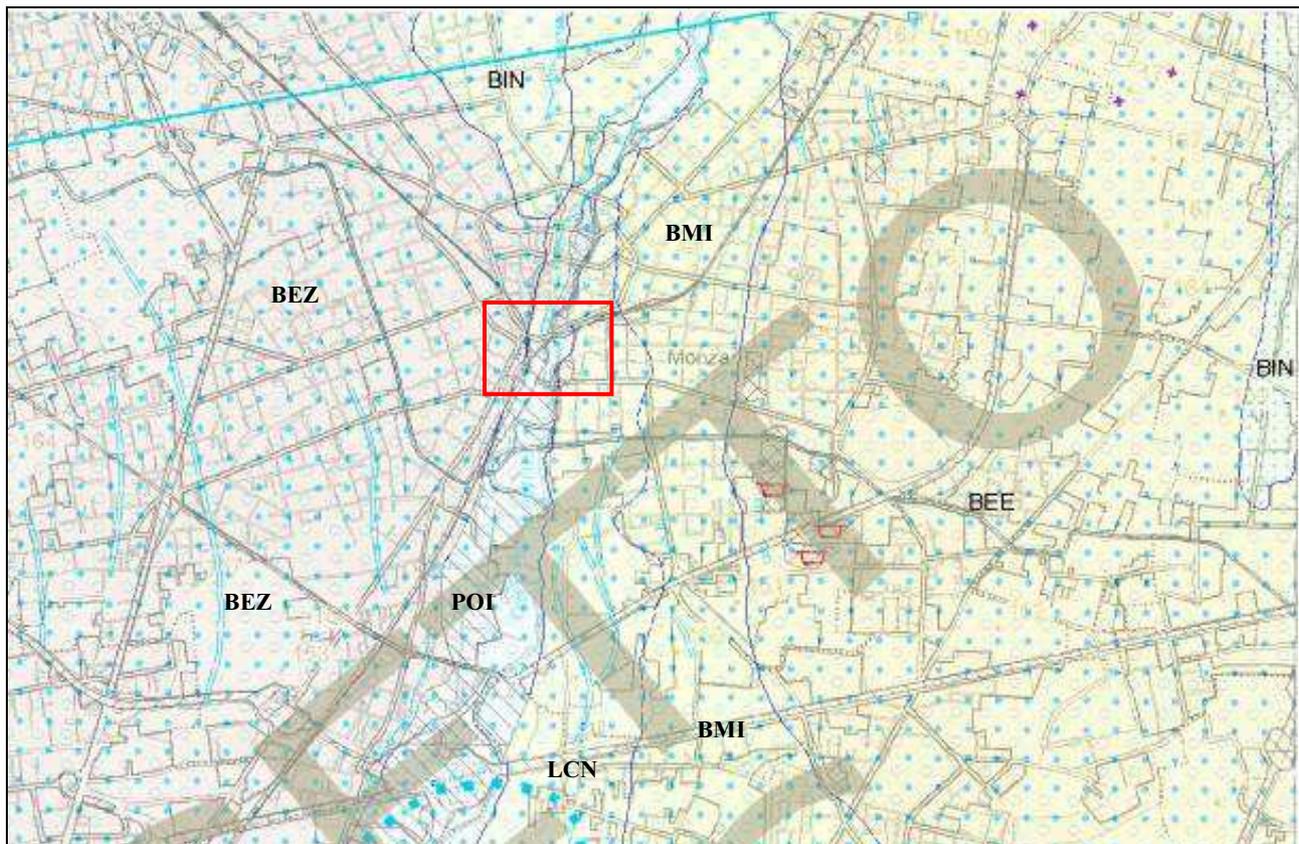


Figura 3.1.2 – Geologia dell'area di studio: stralcio della Carta Geologica (scala 1:50.000, Progetto CARG) - Foglio 118 Milano. Nel riquadro rosso è indicata l'area in oggetto.

3.2 Stratigrafia dell'area

L'area in esame è, dal punto di vista litologico, costituita da una alternanza di terreni di natura alluvionale (come illustrato in precedenza) costituiti nel complesso da sabbie medio-fini con ghiaie e ciottoli passante in profondità a ghiaie con sabbie. Dai 31 metri circa da p.c. è stato rinvenuto il conglomerato caratteristico della zona in esame, conosciuto in bibliografia con il nome di "ceppo".

Riassumendo, è stato possibile riconoscere la seguente successione di strati:

Livello 1 pavimentazione, sottofondo costituito da terreno eterogeneo: sotto a circa 5 cm di asfalto presenza di sabbia, ghiaia e ciottoli con rari frammenti di laterizi. Il livello ha uno spessore massimo (S2) di circa 1.30 m;

DATA DATE	DOCUMENTO DOCUMENT	COMMESSA JOB	PROTOCOLLO DOC. No.	REVISIONE REVISION	PAG. PAGE	PAG. TOT. TOT. PAGES
05.12.14	Relazione Geologica-Geotecnica	2459	27	00	10	42



- Livello 2** livelletto poco potente costituito da limo sabbioso e sabbia fine limosa di colore marrone-rossastro. Il presente livello non ha uno spessore costante ed una continuità laterale ma si presenta più potente in S1 (spessore 0.70 m circa) e di soli 0.30 m in S2 e S3;
- Livello 3** sabbia medio-fine marrone e localmente rossastra, ghiaiosa localmente debolmente limosa con ciottoli.
- Livello 4** sabbia medio-fine marrone-grigiastra, da ghiaiosa a con ghiaia con rari ciottoli.
- Livello 5** ghiaia con sabbia da grigiastra a marrone, con locali ciottoli. Al letto dello strato, dai 29.30 m da p.c. al contatto con il livello 6, passa a sabbia da limosa a debolmente limosa ghiaiosa con ciottoli.
- Livello 6** conglomerato "ceppo", parzialmente cementato.

Per quanto riguarda le acque sotterranee nell'area oggetto di studio, è stata rintracciata falda alla profondità media di circa 13 metri dal p.c..

Lo spessore, i rapporti stratigrafici tra i differenti depositi sopra descritti e la caratterizzazione geotecnica sono riportati nel capitolo 4 e nelle sezioni stratigrafiche riportate in allegato alla relazione geologica (Doc. Rif.[2]).

La tabella riportata di seguito riassume, per ogni sondaggio geognostico eseguito, la profondità massima di perforazione, numero e tipologia dei campioni prelevati e la misura del livello di falda oltre a riportare per le prove penetrometriche dinamiche le massime profondità raggiunte.

DATA DATE	DOCUMENTO DOCUMENT	COMMESSA JOB	PROTOCOLLO DOC. No.	REVISIONE REVISION	PAG. PAGE	PAG. TOT. TOT. PAGES
05.12.14	Relazione Geologica-Geotecnica	2459	27	00	11	42



Sondaggio	Profondità raggiunta (m)	Campioni prelevati (tipologia/m)	Misura falda (m)	Prova DPSH	Profondità raggiunta (m)
S1	20	C.R.1 / 1.00-1.50	13.80	D1	6.90
		C.R.2 / 7.00-7.50	13.30	D2	7.20
		C.R.3 / 19.00-19.50		D3	7.50
S2	20	C.R.1 / 4.00-4.50	12.00	D4	6.30
		C.R.2 / 10.00-10.50		D5	7.20
		C.R.3 / 14.00-14.50		D6	7.80
S3	35	C.R.1 / 2.00-2.50	10.70 (durante perforazione); 16.70 (ad inizio giornata)	D7	7.50
		C.R.2 / 12.00-12.50			
		C.R.3 / 15.50-16.00			
		C.R.4 / 27.50-28.00			

Tabella 3.2.1 – Riepilogo delle informazioni dei sondaggi e penetrometriche dinamiche eseguiti

3.3 Interpretazione dei dati da prove in sito: prova penetrometrica dinamica

Le prove penetrometriche dinamiche SPT in foro di sondaggio e DPSH con penetrometro Pagani sono state eseguite secondo la procedura standard con i parametri riportati nella tabella sottostante.

PARAMETRI		SPT	PROVA PENETROMETRICA DINAMICA PAGANI TG 73-200kN
M	(kg)	63.5	73.0
H	(cm)	76.2	75.0
A	(cm ²)	20.43	20.27
δ	(cm)	30	30
E _{spec}	(kg/cm ²)	7.90	9.00

DATA DATE	DOCUMENTO DOCUMENT	COMMESSA JOB	PROTOCOLLO DOC. No.	REVISIONE REVISION	PAG. PAGE	PAG. TOT. TOT. PAGES
05.12.14	Relazione Geologica-Geotecnica	2459	27	00	12	42



La prova penetrometrica con penetrometro tipo Pagani fornisce il numero di colpi (N_{DPSH}) necessari all'avanzamento di 30 cm; questo è stato trasformato nel valore N_{SPT} equivalente utilizzando la correlazione riportata qui di seguito:

$$N_{SPT} = N_{DPSH} \cdot \beta$$

essendo β calcolato come il rapporto tra le energie specifiche di ciascun tipo di prova:

$$\beta = \frac{E_{specDPSH}}{E_{specSPT}}$$

L'energia specifica dipende dalle caratteristiche dell'attrezzatura utilizzata ed è pari a:

$$E_{spec} = \frac{M \cdot H}{A \cdot \delta}$$

con:

- M = peso del maglio (kg);
- H = altezza di caduta del maglio (cm);
- A = area di base della punta (cm²);
- δ = intervallo di avanzamento (cm).

Nel caso della prova SPT, E_{spec} è pari a 7.90 kg/cm²; per la prova eseguita con penetrometro tipo Pagani TG 73/200, E_{spec} è pari a 9.00 kg/cm². Si ottiene pertanto un valore di $\beta = 1.14$.

Per ottenere i parametri geotecnici caratteristici dei differenti intervalli individuati, i dati ottenuti dalle prove penetrometriche dinamiche con penetrometro tipo Pagani TG 73/200 e quelli ottenuti dalle prove SPT in foro di sondaggio, sono stati entrambi elaborati mediante una serie di correlazioni empiriche, di seguito descritte.

La figura 3.3.1 riporta, in funzione della profondità, sia i valori ottenuti dalle prove SPT nei due fori di sondaggio sia i valori trasformati nei valori N_{SPT} equivalenti ricavati come esposto in precedenza dalle sette prove penetrometriche dinamiche.

DATA DATE	DOCUMENTO DOCUMENT	COMMESSA JOB	PROTOCOLLO DOC. No.	REVISIONE REVISION	PAG. PAGE	PAG. TOT. TOT. PAGES
05.12.14	Relazione Geologica-Geotecnica	2459	27	00	13	42

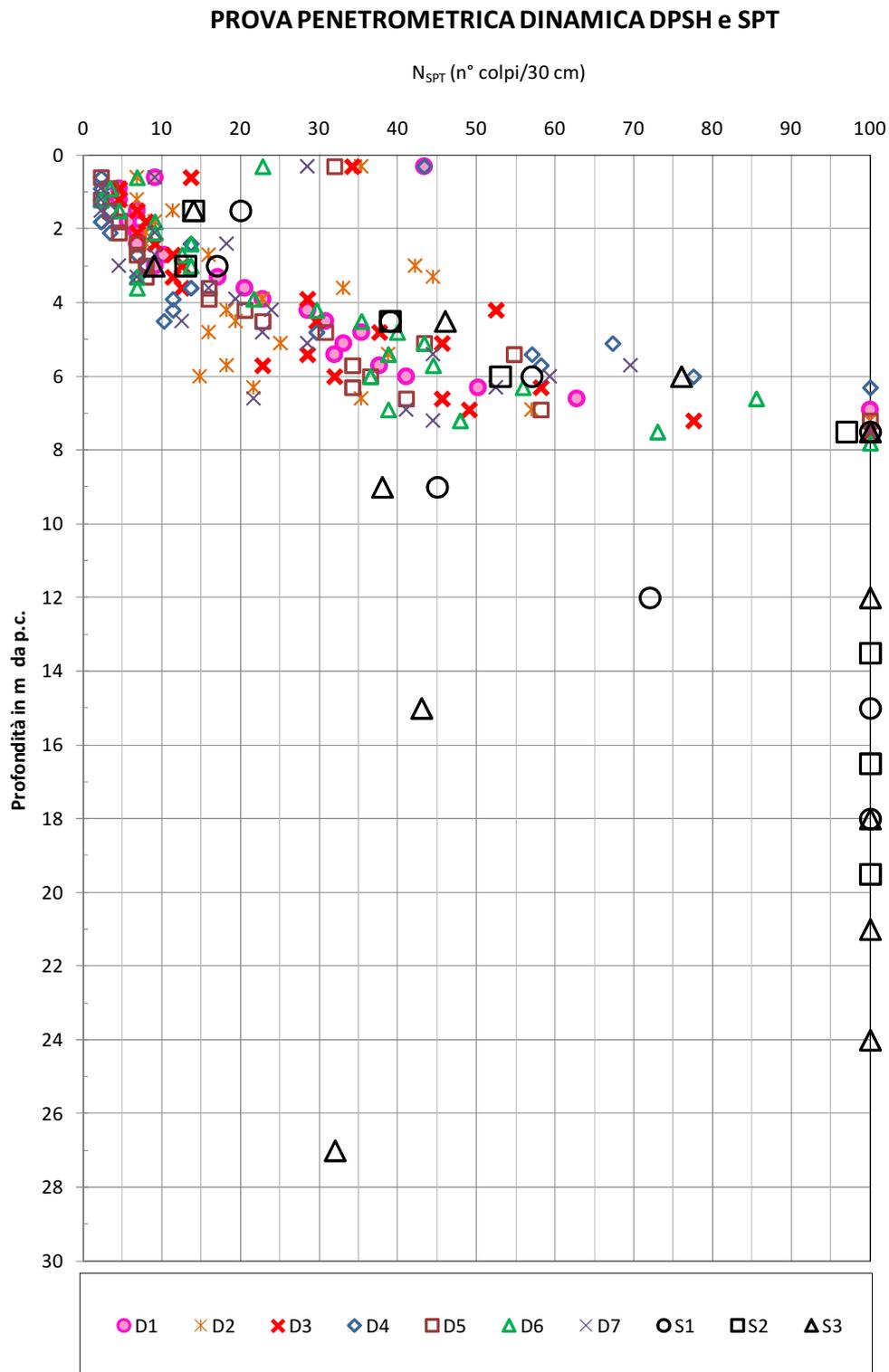


Figura 3.3.1 – Grafico dei risultati delle prove penetrometriche dinamiche SPT e SPT equivalenti (da DPSH)

DATA DATE	DOCUMENTO DOCUMENT	COMMESSA JOB	PROTOCOLLO DOC. No.	REVISIONE REVISION	PAG. PAGE	PAG. TOT. TOT. PAGES
05.12.14	Relazione Geologica-Geotecnica	2459	27	00	14	42



Per i depositi **granulari** sono stati calcolati i seguenti parametri geotecnici:

ANGOLO DI ATTRITO INTERNO

Per la determinazione dell'angolo di attrito interno ϕ sulla base dei valori di N_{SPT} si è fatto riferimento a quanto proposto da Shioi & Fukuni (1982):

$$\begin{aligned} \phi(^{\circ}) &= 0.3 \cdot N_{SPT} + 27 && \text{se } 0.3 \cdot N_{SPT} + 27 \leq 46 \\ \phi &= 46^{\circ} && \text{se } 0.3 \cdot N_{SPT} + 27 > 46 \end{aligned}$$

dove:

N_{SPT} = numero colpi / 30 cm.

DENSITÀ RELATIVA

La definizione del parametro sulla base dei valori di N_{SPT} è avvenuta utilizzando la correlazione proposta da Bazaraa (1969), qui di seguito riportata.

$$D_R (\%) = \left[0.2236 \cdot \sqrt{\frac{N_{SPT}}{a + (b \cdot \sigma')}} \right] \cdot 100$$

dove:

N_{SPT} = numero colpi / 30 cm;

σ' = pressione verticale efficace esistente in sito (kg/cm^2);

a, b = parametri dipendenti dalla pressione verticale efficace.

a = 1 ; b = 0.2 se $\sigma' \leq 1.5$ (kg/cm^2);

a = 3.25 ; b = 0.05 se $\sigma' > 1.5$ (kg/cm^2).

MODULO DI YOUNG

La definizione dai risultati delle prove penetrometriche dinamiche del modulo di Young E è stata effettuata utilizzando la correlazione proposta da Denver (1982).

Di seguito viene riportata tale correlazione:

$$E(\text{MPa}) = 7 \cdot \sqrt{N_{SPT}}$$

dove:

N_{SPT} = numero colpi / 30 cm.

DATA DATE	DOCUMENTO DOCUMENT	COMMESSA JOB	PROTOCOLLO DOC. No.	REVISIONE REVISION	PAG. PAGE	PAG. TOT. TOT. PAGES
05.12.14	Relazione Geologica-Geotecnica	2459	27	00	15	42



Nelle seguenti figure 3.3.2 ÷ 3.3.4 si riportano gli andamenti dei parametri geotecnici precedentemente descritti ottenuti per i livelli granulari di sabbie e ghiaie nei quali sono stati eseguiti.

Per il livello 2 a maggior contenuto **coesivo**, invece, sono stati valutati i seguenti valori dei parametri geotecnici:

COESIONE NON DRENATA

La resistenza al taglio non drenata è stata ricavata con la correlazione di Terzaghi & Peck del 1967:

$$c_u (kPa) = (0.06 \cdot N_{SPT}) \cdot p_a$$

dove:

N_{SPT} = numero colpi / 30 cm;

p_a = pressione atmosferica (100 kPa).

MODULO DI COMPRESSIONE CONFINATA

Il modulo di compressione confinata M è stato calcolato attraverso la correlazione di Farrent, 1963:

$$M (MPa) = [7.5 \cdot (1 - \nu^2) \cdot N_{SPT}] \cdot 0.1$$

dove:

N_{SPT} = numero colpi / 30 cm;

ν = coefficiente di Poisson, $\frac{1 - \sin\phi}{2 - \sin\phi}$, considerato pari a 0.33.

MODULO DI YOUNG

Il modulo elastico di Young E è stato ricavato prendendo in considerazione la teoria elastica:

$$E (MPa) = \frac{M \cdot (1 + \nu) \cdot (1 - 2\nu)}{(1 - \nu)}$$

dove:

M = modulo di compressione confinata (MPa);

DATA DATE	DOCUMENTO DOCUMENT	COMMESSA JOB	PROTOCOLLO DOC. No.	REVISIONE REVISION	PAG. PAGE	PAG. TOT. TOT. PAGES
05.12.14	Relazione Geologica-Geotecnica	2459	27	00	16	42



ν = coefficiente di Poisson, $\frac{1 - \sin\phi}{2 - \sin\phi}$, considerato pari a 0.33.

Nella tabella che segue si riportano i valori dei parametri ottenuti per il livello 2 coesivo, sulla base dei due valori di SPT eseguiti all'interno dello strato in oggetto.

Sondaggio	Profondità prova (m)	Risultato SPT (tipologia/m)	c_u (kPa)	M (MPa)	E (MPa)
S1	1.50	20	120	12.77	8.51
S2	1.50	14	84	8.94	5.96

DATA DATE	DOCUMENTO DOCUMENT	COMMESSA JOB	PROTOCOLLO DOC. No.	REVISIONE REVISION	PAG. PAGE	PAG. TOT. TOT. PAGES
05.12.14	Relazione Geologica-Geotecnica	2459	27	00	17	42



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DPSH e SPT: angolo di attrito interno

$$\text{SHIOI \& FUKUNI } \phi (^{\circ}) = 0,3 * N_{\text{SPT}} + 27$$

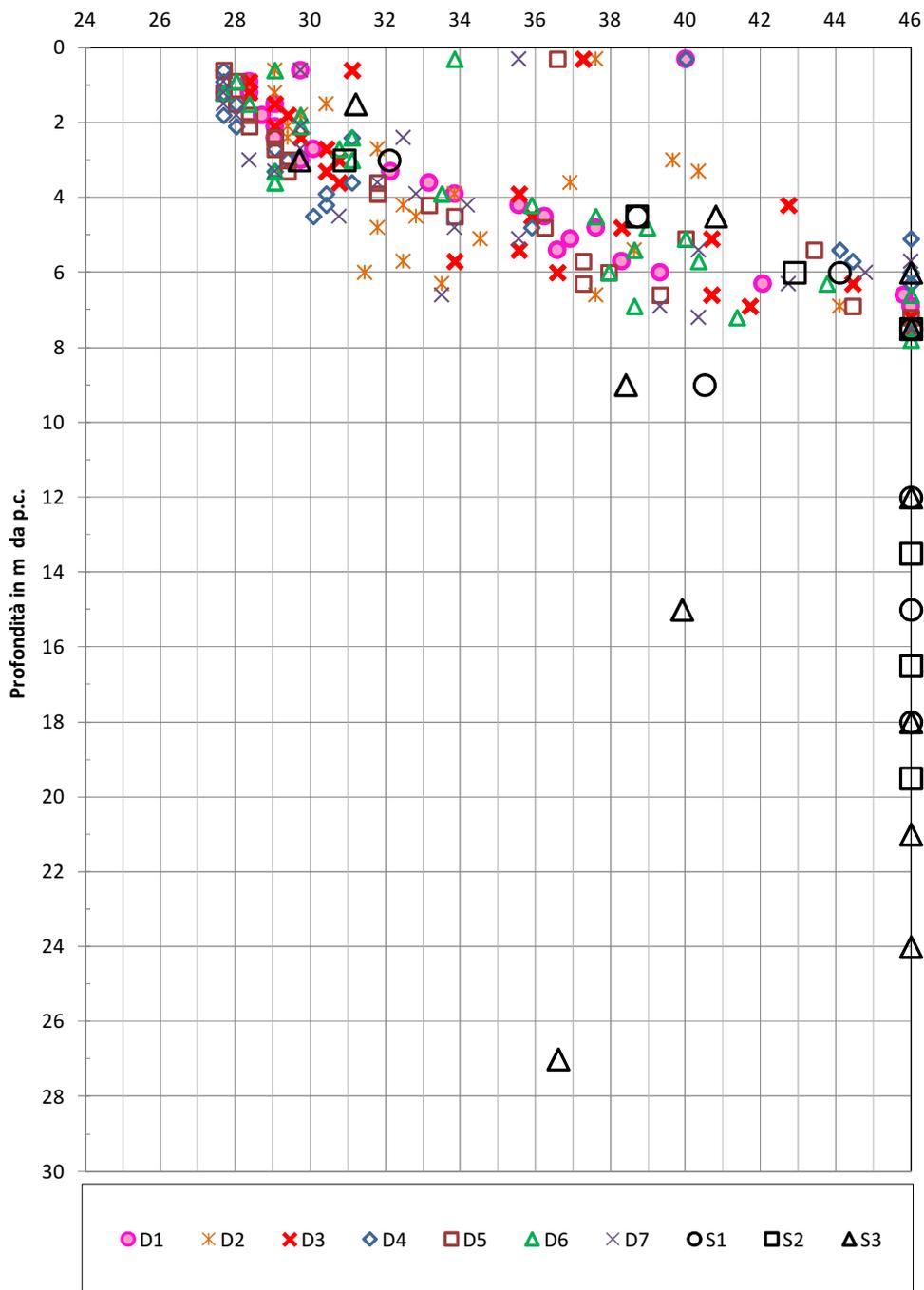


Figura 3.3.2 – Valori dell'angolo di attrito interno

DATA DATE	DOCUMENTO DOCUMENT	COMMESSA JOB	PROTOCOLLO DOC. No.	REVISIONE REVISION	PAG. PAGE	PAG. TOT. TOT. PAGES
05.12.14	Relazione Geologica-Geotecnica	2459	27	00	18	42



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DPSH e SPT: densità relativa

$$\text{BAZARAA } Dr (\%) = 0.2236 \cdot [N_{\text{SPT}}/a + (b \cdot \sigma')^{0.5}] \cdot 100$$

$$a = 1; b = 0.2 \text{ se } \sigma' \leq 15 \text{ t/m}^2;$$

$$a = 3.25; b = 0.05 \text{ se } \sigma' > 15 \text{ t/m}^2$$

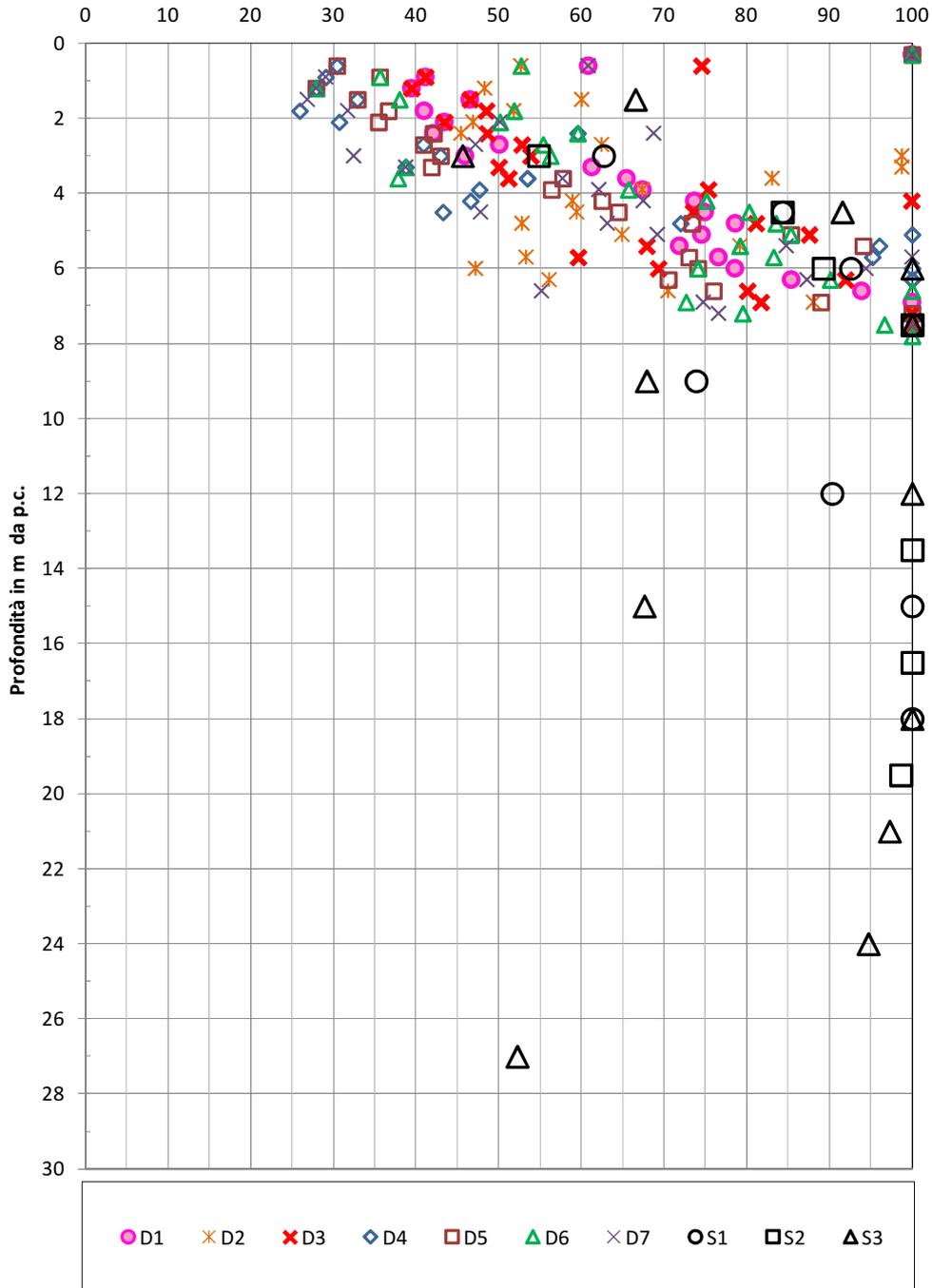


Figura 3.3.3 – Valori di densità relativa

DATA DATE	DOCUMENTO DOCUMENT	COMMESSA JOB	PROTOCOLLO DOC. No.	REVISIONE REVISION	PAG. PAGE	PAG. TOT. TOT. PAGES
05.12.14	Relazione Geologica-Geotecnica	2459	27	00	19	42



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DPSH e SPT: modulo di Young

$$\text{DENVER } E \text{ (MPa)} = 7 * N_{\text{SPT}}^{0.5}$$

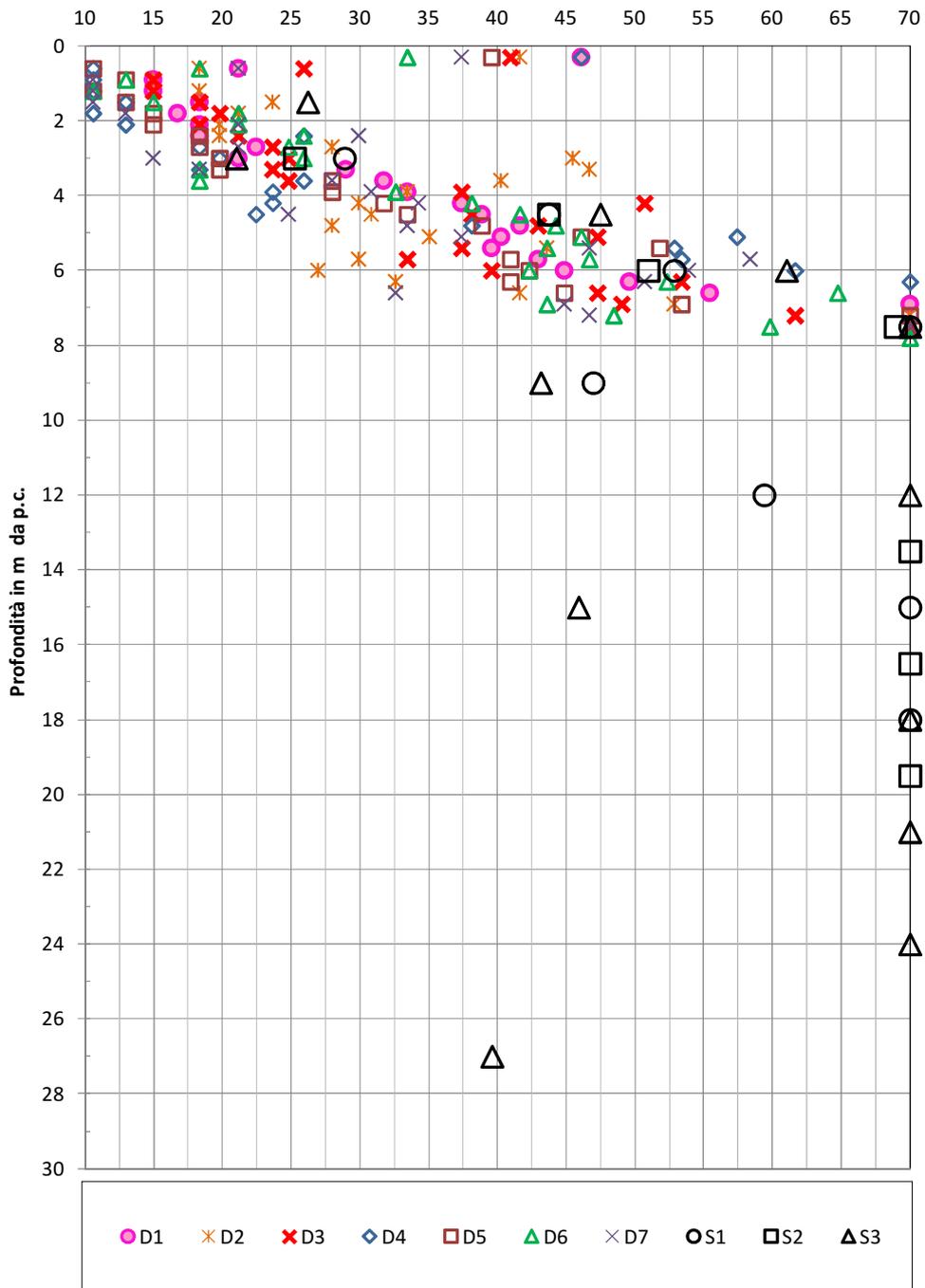


Figura 3.3.4 – Valori del modulo di Young

DATA DATE	DOCUMENTO DOCUMENT	COMMESSA JOB	PROTOCOLLO DOC. No.	REVISIONE REVISION	PAG. PAGE	PAG. TOT. TOT. PAGES
05.12.14	Relazione Geologica-Geotecnica	2459	27	00	20	42



3.4 Interpretazione dei dati da prove in sito: prova geofisica tipo down-hole

Il presente paragrafo illustra i risultati ottenuti dalla prova geofisica tipo down-hole effettuata nel corso della campagna di indagini descritta, condotta all'interno del foro di sondaggio S3.

Si tratta di studi effettuati mediante n°1 prova down-hole all'interno del foro di sondaggio opportunamente attrezzato, che consente di ottenere informazioni sulla natura del sottosuolo attraverso misurazioni dei valori di velocità di propagazione delle onde sismiche oltre a dare una valutazione del parametro $V_{S,30}$ per la caratterizzazione sismica e della categoria di sottosuolo.

In particolare allo scopo sono state eseguite le seguenti attività (si rimanda alla completa trattazione presente nel documento di riferimento [1]):

- definizione delle velocità sismiche V_P e V_S dei litotipi presenti e rintracciati nell'area d'indagine;
- profilo di velocità V_P e V_S (figura 3.4.1) e determinazione del parametro $V_{S,30}$ per il successivo inquadramento sismico dell'area di studio.

Il valore della velocità media pesata entro 30 metri di profondità è stato ricavato dai dati delle prove eseguite in base alla seguente relazione:

$$V_{S,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_i}} = 436 \text{ m/s}$$

dove:

$V_{S,30}$ = velocità media pesata delle onde di taglio entro 30 metri di profondità (m/s);

h_i = spessore dell'iesimo strato (m);

V_i = velocità delle onde S di taglio nell'iesimo strato (m/s).

DATA DATE	DOCUMENTO DOCUMENT	COMMESSA JOB	PROTOCOLLO DOC. No.	REVISIONE REVISION	PAG. PAGE	PAG. TOT. TOT. PAGES
05.12.14	Relazione Geologica-Geotecnica	2459	27	00	21	42



PROVA SISMICA DOWN-HOLE - Velocità delle onde S e P

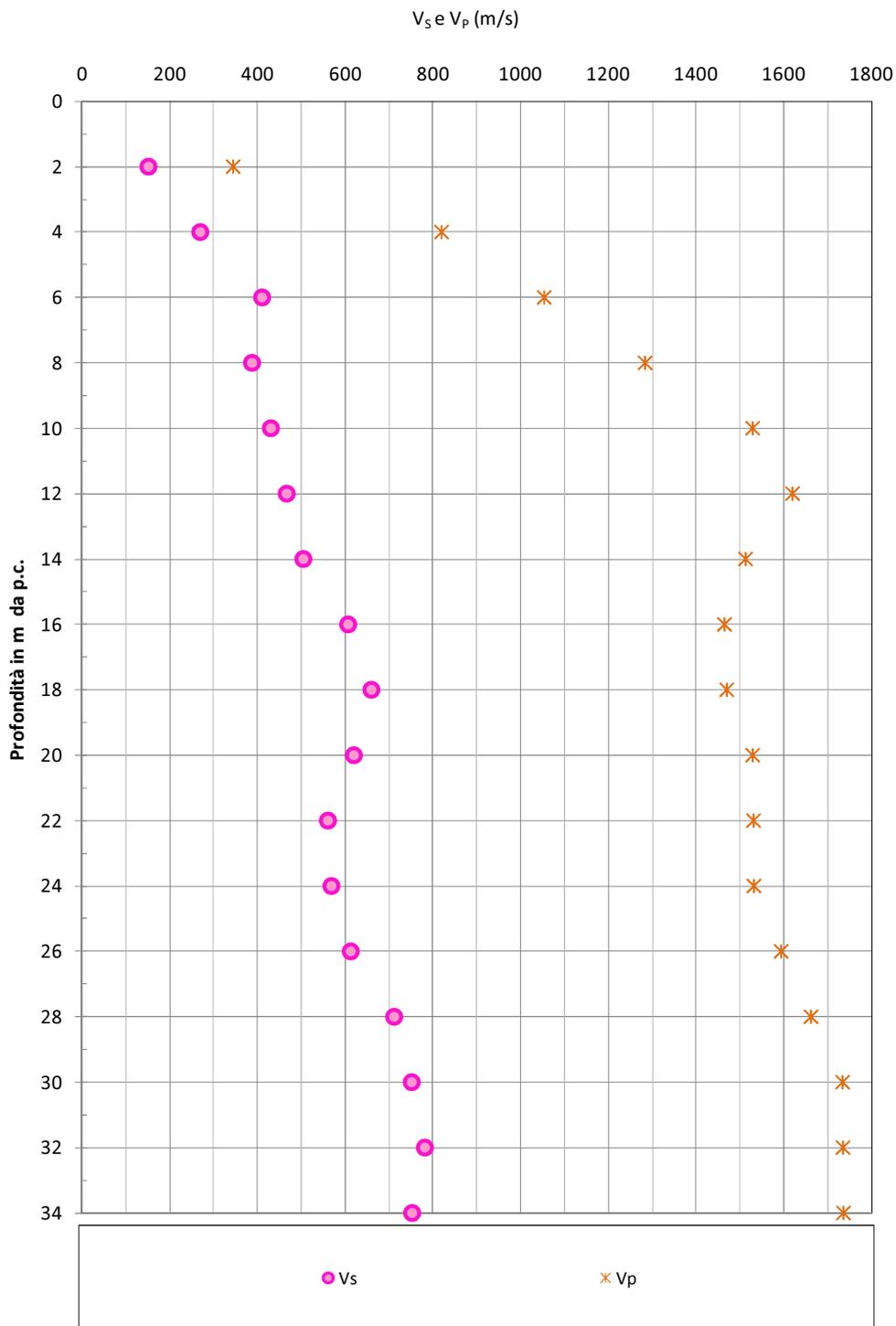


Figura 3.4.1 – Velocità di propagazione delle onde S e P

DATA DATE	DOCUMENTO DOCUMENT	COMMESSA JOB	PROTOCOLLO DOC. No.	REVISIONE REVISION	PAG. PAGE	PAG. TOT. TOT. PAGES
05.12.14	Relazione Geologica-Geotecnica	2459	27	00	22	42



Caratterizzazione sismica

Il Testo Unico 2008 suddivide il territorio italiano in maglie a cui sono state attribuite accelerazioni sismiche massime su suolo rigido, definite in base alle coordinate assolute del luogo. Per il caso in esame (Latitudine: 45.579688°, Longitudine: 9.277654°) si ha un valore di accelerazione pari a 0.055g.

Per quanto concerne i suoli di fondazione, sulla base di quanto esposto in precedenza e in riferimento a quanto contenuto nelle NTC del Gennaio 2008, si classificano nella **categoria B**; si tratta cioè di “*Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{S,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina)*”.

Ipotizzando per l'opera in questione un tempo di vita nominale (V_N) di 50 anni (opere ordinarie) ed una classe d'uso II (normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali: coefficiente $C_u=1$), l'accelerazione sismica di progetto è quella caratteristica dello stato limite di salvaguardia della vita SLV, avente tempo di ritorno $T_R = 475$ anni, calcolato come segue:

$$T_R = -V_R / \ln(1 - P_{VR}) = 475 \text{ anni}$$

in cui:

P_{VR} = probabilità di superamento nel periodo di riferimento = 10%;

V_R = periodo di riferimento = $V_N \cdot C_U = 50 \text{ anni} \times 1 = 50 \text{ anni}$.

Partendo da questi dati, è pertanto possibile ricavare i valori dei coefficienti sismici orizzontali e verticali per l'analisi geotecnica delle opere:

$$K_h = \beta_S \frac{a_{\max}}{g} \qquad K_v = 0.5 \cdot K_h$$

in cui:

g = accelerazione di gravità;

$a_{\max} = S_S S_T a_g$ = accelerazione orizzontale massima attesa al sito (con a_g espressa in m/s^2);

DATA DATE	DOCUMENTO DOCUMENT	COMMESSA JOB	PROTOCOLLO DOC. No.	REVISIONE REVISION	PAG. PAGE	PAG. TOT. TOT. PAGES
05.12.14	Relazione Geologica-Geotecnica	2459	27	00	23	42



$S_S = 1.0 \leq 1.4 - 0.4 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1.2 = 1.2$ è il coefficiente di amplificazione stratigrafica,

tabellato in normativa in funzione della categoria di suolo;

$S_T = 1.0$ è il coefficiente di amplificazione topografica per la categoria topografica T1, ovvero superficie pianeggiante;

β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito dipendente dalla categoria del sottosuolo e dal tipo di opera da verificare.

Per quanto riguarda la verifica a liquefazione, è stato possibile ometterla poiché, come indicato dalle NTC nel paragrafo 7.11.3.4.2 "Esclusione della verifica a liquefazione", le accelerazioni massime attese al piano campagna sono minori di 0.1g (si rimanda alla tabella riportata).

$V_{s,30}$ (m/s) 436.00	Categoria sottosuolo	<table border="1"><thead><tr><th>Stato limite</th><th>T_R (anni)</th><th>a_g (g)</th><th>F_0 (-)</th><th>T_C^* (s)</th><th>S_S (-)</th><th>S_T (-)</th><th>$a_{g,max}$ (g)</th></tr></thead><tbody><tr><td>SLO</td><td>30</td><td>0.020</td><td>2.557</td><td>0.160</td><td>1.20</td><td>1.00</td><td>0.0237</td></tr><tr><td>SLD</td><td>50</td><td>0.026</td><td>2.551</td><td>0.194</td><td>1.20</td><td>1.00</td><td>0.0306</td></tr><tr><td>SLV</td><td>475</td><td>0.055</td><td>2.625</td><td>0.280</td><td>1.20</td><td>1.00</td><td>0.0659</td></tr><tr><td>SLC</td><td>975</td><td>0.068</td><td>2.647</td><td>0.296</td><td>1.20</td><td>1.00</td><td>0.0813</td></tr></tbody></table>	Stato limite	T_R (anni)	a_g (g)	F_0 (-)	T_C^* (s)	S_S (-)	S_T (-)	$a_{g,max}$ (g)	SLO	30	0.020	2.557	0.160	1.20	1.00	0.0237	SLD	50	0.026	2.551	0.194	1.20	1.00	0.0306	SLV	475	0.055	2.625	0.280	1.20	1.00	0.0659	SLC	975	0.068	2.647	0.296	1.20	1.00	0.0813
	Stato limite		T_R (anni)	a_g (g)	F_0 (-)	T_C^* (s)	S_S (-)	S_T (-)	$a_{g,max}$ (g)																																	
SLO	30	0.020	2.557	0.160	1.20	1.00	0.0237																																			
SLD	50	0.026	2.551	0.194	1.20	1.00	0.0306																																			
SLV	475	0.055	2.625	0.280	1.20	1.00	0.0659																																			
SLC	975	0.068	2.647	0.296	1.20	1.00	0.0813																																			
	B																																									

DATA DATE	DOCUMENTO DOCUMENT	COMMESSA JOB	PROTOCOLLO DOC. No.	REVISIONE REVISION	PAG. PAGE	PAG. TOT. TOT. PAGES
05.12.14	Relazione Geologica-Geotecnica	2459	27	00	24	42



3.5 Interpretazione delle analisi di laboratorio

Durante l'esecuzione dei sondaggi geognostici sono stati prelevati 10 campioni rimaneggiati a differenti profondità. Questi campioni sono stati utilizzati in laboratorio per l'esecuzione di alcune prove.

Le prove di laboratorio effettuate sono di seguito elencate:

- descrizione dei campioni rimaneggiati;
- analisi granulometrica per setacciatura e, per il solo campione più coesivo (recuperato nel sondaggio S1 a 1-1.5 m dal p.c.), anche per sedimentazione;
- limiti di Atterberg, sulla frazione fine dell'unico campione a maggior percentuale di materiale coesivo (sondaggio S1 campione a 1-1.5 m: limite liquido 38%, limite plastico 22% e indice di plasticità 16%).

Dall'Indice di Plasticità è stato possibile calcolare un valore di angolo di attrito interno con la seguente relazione, come anche dal grafico 3.5.1, è stato possibile ricavarne un valore indicativo:

$$\phi(\text{rad}) = \arcsen[0.8 - 0.094 \cdot \ln(IP)] \quad (\text{Mitchell, 1976})$$

dove:

ϕ = angolo di attrito interno (rad), calcolato pari a 32.6°;

IP = Indice di Plasticità (%), dalle prove di laboratorio ottenuto pari a 16%.

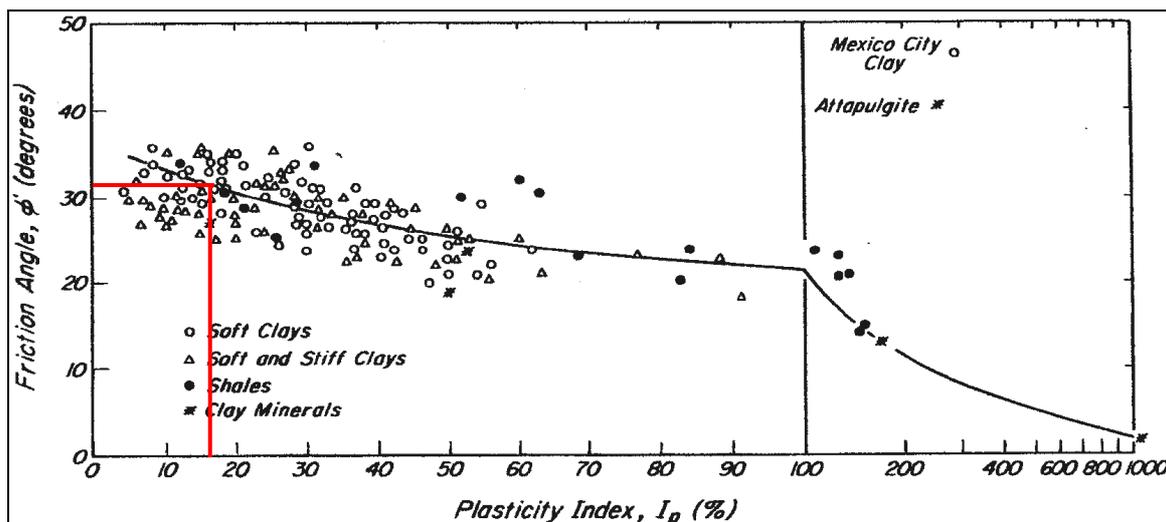


Figura 3.5.1 – Angolo di attrito interno in relazione all'Indice di Plasticità Ip (Terzaghi et al., 1996)

DATA DATE	DOCUMENTO DOCUMENT	COMMESSA JOB	PROTOCOLLO DOC. No.	REVISIONE REVISION	PAG. PAGE	PAG. TOT. TOT. PAGES
05.12.14	Relazione Geologica-Geotecnica	2459	27	00	25	42



I risultati delle analisi granulometriche condotte sui campioni prelevati durante l'indagine sono riportati nella figura 3.5.2.

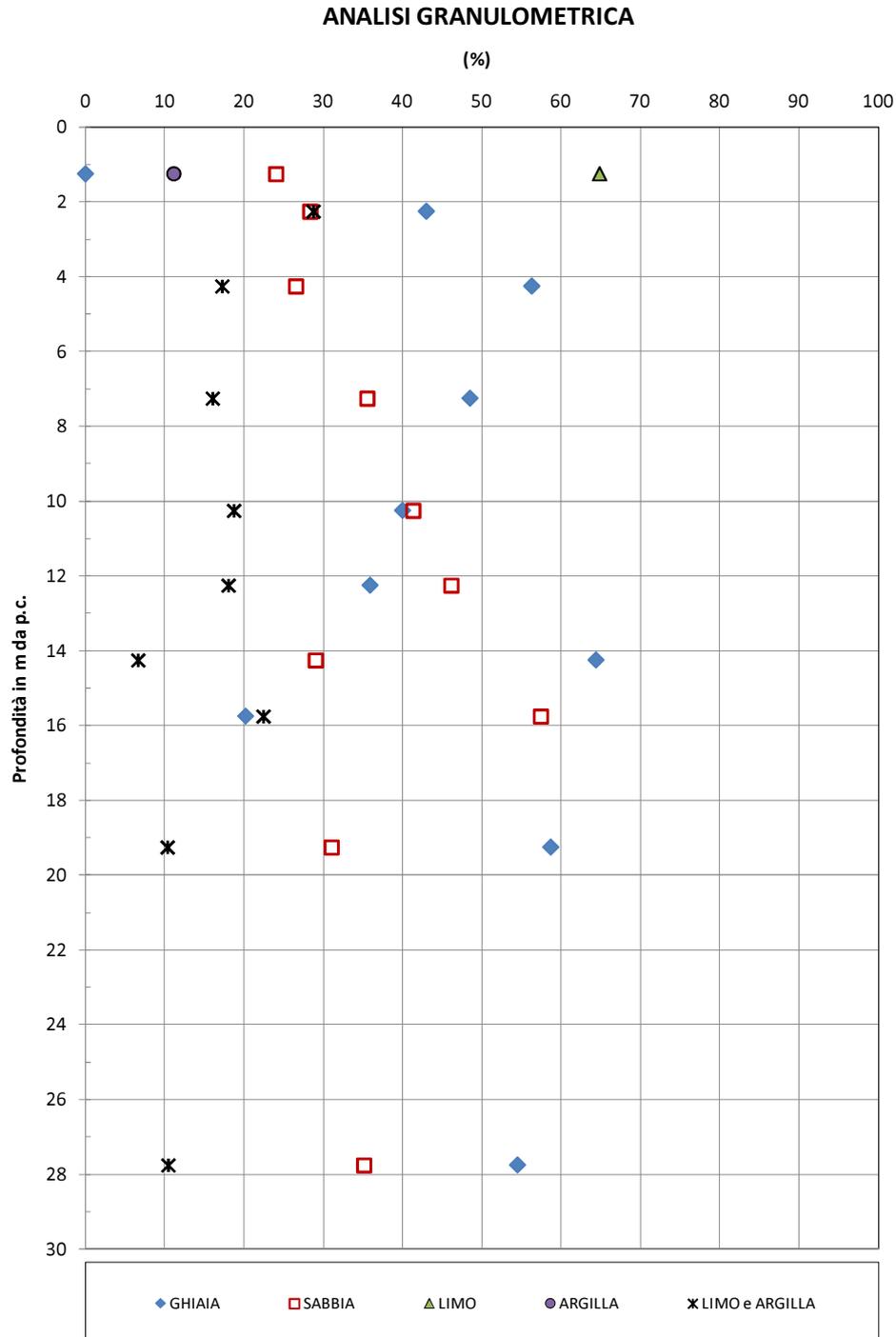


Figura 3.5.2 – Analisi granulometriche

DATA DATE	DOCUMENTO DOCUMENT	COMMESSA JOB	PROTOCOLLO DOC. No.	REVISIONE REVISION	PAG. PAGE	PAG. TOT. TOT. PAGES
05.12.14	Relazione Geologica-Geotecnica	2459	27	00	26	42



4. STRATIGRAFIA DI PROGETTO E PARAMETRI GEOTECNICI

Sulla base dei risultati ottenuti dalla rielaborazione delle prove in sito, è stato possibile sintetizzare la successione litologica dei depositi incontrati durante le perforazioni e caratterizzanti l'intera area di studio. È stata quindi redatta una stratigrafia di progetto riportata in figura 4.1.

In tutta l'area di studio sono presenti gli strati elencati di seguito:

Livello1: *terreno eterogeneo*

$$\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3;$$

Livello2: *livelletto di limo sabbioso/sabbia fine limosa*

$$\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3;$$

$\phi = 29^\circ$, il valore ottenuto indirettamente dalle prove di laboratorio è meno prudentiale e di più incerta interpretazione pertanto si fa riferimento alle prove in situ;

$$c_u = 85 \text{ kPa};$$

$$M = 9.0 \text{ MPa};$$

$$E = 6.0 \text{ MPa};$$

Livello 3: *sabbia ghiaiosa localmente debolmente limosa, con ciottoli.*

$$\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3;$$

$$\phi = 31^\circ;$$

$$D_r = 40 \%;$$

$$E = 22 \text{ MPa};$$

Livello 4: *sabbia da ghiaiosa a con ghiaia, con rari ciottoli.*

$$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3;$$

$$\phi = 38^\circ;$$

$$D_r = 70 \%;$$

$$E = 40 \text{ MPa};$$

DATA DATE	DOCUMENTO DOCUMENT	COMMESSA JOB	PROTOCOLLO DOC. No.	REVISIONE REVISION	PAG. PAGE	PAG. TOT. TOT. PAGES
05.12.14	Relazione Geologica-Geotecnica	2459	27	00	27	42



Livello 5: *ghiaia con sabbia.*

$$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3;$$

$$\phi = 40^\circ;$$

$$Dr = 80 \%;$$

$$E = 45 \text{ MPa};$$

Livello 6: *conglomerato "ceppo".*

$$\gamma = 21 \text{ kN/m}^3;$$

$$\phi = 38^\circ;$$

$$E = 150 \text{ MPa}.$$

dove:

γ = peso di volume (kN/m^3);

ϕ = angolo di attrito interno ($^\circ$);

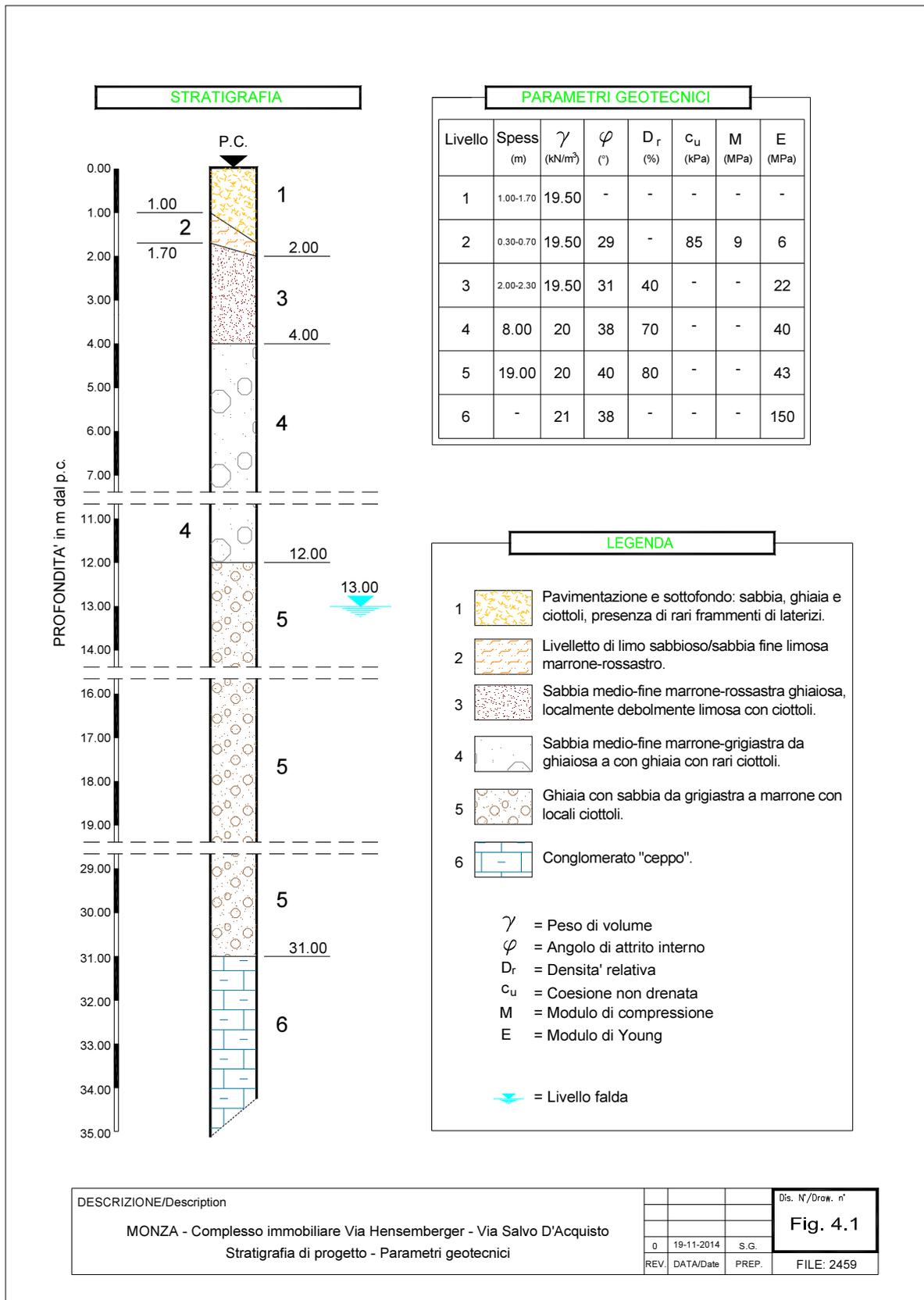
Dr = densità relativa (%);

c_u = coesione non drenata (kPa);

M = modulo di compressione confinata (MPa);

E = modulo di Young (MPa).

DATA DATE	DOCUMENTO DOCUMENT	COMMESSA JOB	PROTOCOLLO DOC. No.	REVISIONE REVISION	PAG. PAGE	PAG. TOT. TOT. PAGES
05.12.14	Relazione Geologica-Geotecnica	2459	27	00	28	42



DATA DATE	DOCUMENTO DOCUMENT	COMMESSA JOB	PROTOCOLLO DOC. No.	REVISIONE REVISION	PAG. PAGE	PAG. TOT. TOT. PAGES
05.12.14	Relazione Geologica-Geotecnica	2459	27	00	29	42



5. FONDAZIONI

Nel proseguo verranno espone alcune utili considerazioni sul terreno e sulla tipologia di fondazione che sarebbe preferibile adottare per le diverse strutture in progetto, sulla base delle valutazioni svolte nei capitoli precedenti in merito ai risultati delle indagini geognostiche eseguite e alla stratigrafia di progetto delineata.

Il terreno di fondazione, a prescindere da un primo strato dello spessore di 1.70÷2.00 m, composto da riporto seguito da un livelletto di limo sabbioso, è costituito da materiale granulare di natura sabbioso-ghiaiosa, le cui caratteristiche geomeccaniche, già discrete anche nei primi metri, migliorano ulteriormente con la profondità.

Il livello piezometrico della falda misurato è risultato piuttosto profondo: dall'indagine geognostica eseguita nel 2014 esso risulterebbe attestarsi attorno a 13 m dal piano campagna.

In virtù di quanto sin qui affermato, si ritiene quindi che per le diverse strutture in progetto la tipologia di fondazione più idonea, ove possibile in relazione ai carichi applicati, sia quella diretta, di tipo continuo e nastriforme o, eventualmente, laddove occorresse, a platea.

La verifica geotecnica delle diverse tipologie di fondazione, sia in termini di capacità portante, sia in quelli dei cedimenti attesi, verrà effettuata nel dettaglio nei paragrafi seguenti.

5.1 Capacità portante

Le verifiche ed il dimensionamento delle fondazioni dirette richiedono che venga rispettata la seguente condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione, e dove R_d è il valore di progetto della resistenza del terreno del sistema geotecnico.

La resistenza di progetto R_d è determinata in modo analitico con riferimento al valore dei parametri geotecnici di resistenza; questi devono, secondo Normativa, essere ridotti con opportuni

DATA DATE	DOCUMENTO DOCUMENT	COMMESSA JOB	PROTOCOLLO DOC. No.	REVISIONE REVISION	PAG. PAGE	PAG. TOT. TOT. PAGES
05.12.14	Relazione Geologica-Geotecnica	2459	27	00	30	42



set di coefficienti di sicurezza parziali M1 ed M2, riportati nella tabella 5.1.I. Le capacità portanti così calcolate dovranno, inoltre, essere divise rispettivamente per i coefficienti parziali R1 e R2 delle resistenze globali, di seguito riassunti nella tabella 5.1.II.

parametro	coefficiente parziale	
	M1	M2
$\tan\phi$	$\gamma = 1.00$	$\gamma = 1.25$
c'	$\gamma = 1.00$	$\gamma = 1.25$
c_u	$\gamma = 1.00$	$\gamma = 1.40$
γ	$\gamma = 1.00$	$\gamma = 1.00$

Tabella 5.1.I – Set di coefficienti parziali per il calcolo di R_d

VERIFICA	combinazione	
	R1	R2
Capacità portante	1.0	1.8

Tabella 5.1.II – Set di coefficienti parziali per le verifiche di fondazioni superficiali

Le resistenze del terreno così ottenute saranno confrontate con le azioni di progetto E_d calcolate rispettivamente applicando i set di parametri A1 ed A2, riportati in tabella 5.1.III.

AZIONE	combinazione	
	A1	A2
permanente	1.3	1.0
variabile	1.5	1.3

Tabella 5.1.III – Set di coefficienti parziali per il calcolo di E_d

Di seguito si riporta la formulazione della capacità portante secondo Brinch Hansen (1968), adottata per il calcolo della resistenza di progetto R_d :

DATA DATE	DOCUMENTO DOCUMENT	COMMESSA JOB	PROTOCOLLO DOC. No.	REVISIONE REVISION	PAG. PAGE	PAG. TOT. TOT. PAGES
05.12.14	Relazione Geologica-Geotecnica	2459	27	00	31	42



$$q_{ult} = \gamma'_1 D N_q \cdot s_q \cdot d_q + \frac{1}{2} \gamma'_2 B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma + c' N_c \cdot s_c \cdot d_c$$

Per valori di coesione efficace nulli, come nel caso in esame, il termine coesivo $c' N_c \cdot s_c \cdot d_c$ si azzera e l'espressione di riferimento diviene:

$$q_{ult} = \gamma'_1 D N_q \cdot s_q \cdot d_q + \frac{1}{2} \gamma'_2 B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma$$

dove:

q_{ult} = capacità portante ultima;

γ'_1 = peso di volume efficace per il terreno sopra l'imposta della fondazione;

D = piano di posa fondazione;

γ'_2 = peso di volume efficace per il terreno sotto la fondazione;

B = larghezza della fondazione;

N_q, N_γ = fattori di capacità portante;

S_q, S_γ = fattori di forma;

d_q, d_γ = fattori di profondità;

con: $N_q = \tan^2 (45 + \varphi/2) \cdot e^{\pi \tan \varphi}$;

$$N_\gamma = 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \varphi.$$

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \sin \varphi;$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L};$$

L = lunghezza della fondazione;

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi \cdot (1 - \sin \varphi)^2 \cdot \frac{D}{B} \quad (\text{se } D \leq B);$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi \cdot (1 - \sin \varphi)^2 \cdot \arctan \frac{D}{B} \quad (\text{se } D > B);$$

$$d_\gamma = 1.$$

Non si hanno riduzioni di capacità portante dovute alla presenza della falda, poiché quest'ultima durante l'effettuazione dei sondaggi è stata rilevata a profondità maggiori (-13 m da p.c.) rispetto a quelle di interesse per le fondazioni.

DATA DATE	DOCUMENTO DOCUMENT	COMMESSA JOB	PROTOCOLLO DOC. No.	REVISIONE REVISION	PAG. PAGE	PAG. TOT. TOT. PAGES
05.12.14	Relazione Geologica-Geotecnica	2459	27	00	32	42



La valutazione della resistenza del terreno è stata condotta per diverse tipologie di fondazioni superficiali, di dimensioni differenti ed al variare dell'affondamento del piano di posa.

In particolare, sono state studiate fondazioni quadrate di dimensioni variabili tra 1.0 e 2.5 m e fondazioni nastriformi con base B da 0.8 a 2.0 m.

Il piano di imposta (D) è stato fatto, invece, variare superficialmente tra 0.6 e 1.5 m da p.c. e, più in profondità tra 4.0 e 7.5 m dal piano campagna, così da caratterizzare tutte le possibili casistiche di fondazione per ciascun edificio in progetto (piano terra, un interrato, due interrati).

I risultati sono riportati nelle tabelle dalla 5.1.IV alla 5.1.VII.

COMBINAZIONE M1 + R1

FONDAZIONE	1.0 x 1.0	1.5 x 1.5	2.0 x 2.0	2.5 x 2.5
PROFONDITA' (m da p.c.)	qult (kPa)	qult (kPa)	qult (kPa)	qult (kPa)
0,6	411	432	461	494
0,8	546	553	576	605
1,0	691	682	696	720
1,2	794	818	822	840
1,5	996	1037	1022	1028
2,0	1338	1325	1383	1364
4,0	8391	8397	8417	8450
4,5	9440	9443	9457	9483
5,0	10489	10490	10500	10521
6,5	13638	13635	13638	13647
7,0	14688	14684	14685	14692
7,5	15738	15733	15733	15739

Tabella 5.1.IV - Resistenze di progetto di fondazioni a base quadrata – condizione M1+R1

DATA DATE	DOCUMENTO DOCUMENT	COMMESSA JOB	PROTOCOLLO DOC. No.	REVISIONE REVISION	PAG. PAGE	PAG. TOT. TOT. PAGES
05.12.14	Relazione Geologica-Geotecnica	2459	27	00	33	42

**COMBINAZIONE M2 + R2**

FONDAZIONE	1.0 x 1.0	1.5 x 1.5	2.0 x 2.0	2.5 x 2.5
PROFONDITA' (m da p.c.)	qult (kPa)	qult (kPa)	qult (kPa)	qult (kPa)
0,6	122	125	132	140
0,8	163	163	167	174
1,0	209	203	204	209
1,2	240	245	243	246
1,5	303	313	305	304
2,0	409	402	418	409
4,0	2170	2157	2147	2141
4,5	2445	2431	2419	2412
5,0	2721	2705	2693	2683
6,5	3547	3530	3516	3503
7,0	3822	3806	3790	3777
7,5	4098	4081	4065	4051

Tabella 5.1.V - Resistenze di progetto di fondazioni a base quadrata – condizione M2+R2**COMBINAZIONE M1 + R1**

FONDAZIONE	B=0.8m	B=1.0m	B=1.2m	B=1.5m	B=2.0m
PROFONDITA' (m da p.c.)	qult (kPa)	qult (kPa)	qult (kPa)	qult (kPa)	qult (kPa)
0,6	335	352	371	403	460
0,8	432	442	457	485	537
1,0	505	540	550	571	618
1,2	596	609	648	663	703
1,5	734	745	758	810	838
4,0	5476	5547	5618	5728	5916
4,5	6126	6196	6267	6375	6560
5,0	6776	6846	6916	7023	7206
6,5	8726	8795	8864	8970	9148
7,0	9375	9445	9514	9619	9797
7,5	10026	10095	10164	10269	10445

Tabella 5.1.VI - Resistenze di progetto di fondazioni nastriformi – condizione M1+R1

DATA DATE	DOCUMENTO DOCUMENT	COMMESSA JOB	PROTOCOLLO DOC. No.	REVISIONE REVISION	PAG. PAGE	PAG. TOT. TOT. PAGES
05.12.14	Relazione Geologica-Geotecnica	2459	27	00	34	42



COMBINAZIONE M2 + R2

FONDAZIONE	B=0.8m	B=1.0m	B=1.2m	B=1.5m	B=2.0m
PROFONDITA' (m da p.c.)	qult (kPa)	qult (kPa)	qult (kPa)	qult (kPa)	qult (kPa)
0,6	101	104	108	116	129
0,8	133	134	137	142	154
1,0	157	166	167	171	181
1,2	186	188	199	201	208
1,5	232	233	235	249	252
4,0	1479	1489	1499	1515	1544
4,5	1659	1669	1679	1694	1722
5,0	1839	1849	1858	1874	1901
6,5	2379	2389	2398	2413	2438
7,0	2559	2569	2578	2593	2618
7,5	2739	2749	2758	2773	2798

Tabella 5.1.VI - Resistenze di progetto di fondazioni nastriformi – condizione M2+R2

Qualora si volessero dimensionare fondazioni rettangolari si esegua un'interpolazione tra i valori di capacità portante determinati per le fondazioni quadrate e quelli calcolati per le nastriformi.

5.2 Cedimenti

La valutazione dei cedimenti è stata ottenuta utilizzando il programma di calcolo, SAMCED (implementato dalla Garassino s.r.l.) che considera la distribuzione delle pressioni indotte dai carichi delle fondazioni su semispazio elastico.

Il contributo degli strati al cedimento totale è calcolato fino a profondità per le quali lo sforzo verticale (indotto dal carico esterno) è minore del 10% dell'effettivo sforzo geostatico ottaedrico.

I cedimenti attesi sono calcolati come segue:

$$s = \sum_i \frac{1}{E_i} [\Delta\sigma_{zi} - \nu_i (\Delta\sigma_{xi} + \Delta\sigma_{yi})] \Delta l_i$$

essendo:

DATA DATE	DOCUMENTO DOCUMENT	COMMESSA JOB	PROTOCOLLO DOC. No.	REVISIONE REVISION	PAG. PAGE	PAG. TOT. TOT. PAGES
05.12.14	Relazione Geologica-Geotecnica	2459	27	00	35	42



s = cedimento;

E_i = modulo di Young dello strato i -esimo;

ν = coefficiente di Poisson per lo strato i -esimo;

$\Delta\sigma_{xi}, \Delta\sigma_{yi}, \Delta\sigma_{zi}$ = incremento di sforzo nello strato i -esimo, rispettivamente in direzione x, y, z ;

Δl_i = spessore dello strato i -esimo.

I cedimenti sono stati calcolati nel punto centrale delle fondazioni, sia nel caso di strutture nastriformi che per quelle a base quadrata, trascurando, a favore di sicurezza, il contributo offerto dal precarico dovuto all'asportazione del terreno.

Poiché l'algoritmo di calcolo fa riferimento ad aree completamente flessibili, le valutazioni condotte costituiscono una sovrastima del cedimento atteso.

In particolare, assumendo l'ipotesi di fondazioni rigide, l'entità del cedimento può essere calcolata secondo la seguente espressione:

$$s_{rig} = 0.78 \cdot s_{flex}$$

Le verifiche sono state condotte a titolo indicativo, ipotizzando il piano di posa a -0.50 m dal p.c. e a -4.0 m dal p.c., per le fondazioni di dimensioni massime (plinti 2.5x2.5 m e nastriformi con $B=2.0$ m) e per quelle minime (plinti 1.0x1.0 m e nastriformi con $B=0.8$ m); per tutte le altre si eseguono interpolazioni lineari.

I cedimenti di strutture con un secondo piano interrato (o comunque con piano di posa più profondo rispetto a quello di calcolo) saranno sensibilmente inferiori a quelli qui determinati, poiché il terreno su cui poggiano le fondazioni ha già sopportato nel passato il peso del materiale asportato con lo scavo.

I risultati dei calcoli, ottenuti con una pressione di riferimento di 100 kPa per le fondazioni più superficiali e 200 kPa per le fondazioni più profonde, sono riportati nelle tabelle 5.2.I e 5.2.II.

DATA DATE	DOCUMENTO DOCUMENT	COMMESSA JOB	PROTOCOLLO DOC. No.	REVISIONE REVISION	PAG. PAGE	PAG. TOT. TOT. PAGES
05.12.14	Relazione Geologica-Geotecnica	2459	27	00	36	42



$Z_{fond} = -0,5 \text{ m da p.c.}$

carico 100 kPa

Fondazioni Quadrate			Fondazioni Nastriformi		
dimensioni	cedimenti	cedimenti fondazioni rigide	dimensioni	cedimenti	cedimenti fondazioni rigide
(m)	(cm)	(cm)	(m)	(cm)	(cm)
1.0 x 1.0	1,22	0,95	B = 0.8	1,44	1,12
2.5 x 2.5	1,99	1,55	B = 2.0	2,12	1,65

Tabella 5.2.I – Cedimenti stimati per fondazioni superficiali

$Z_{fond} = -4.0 \text{ m da p.c.}$

carico 200 kPa

Fondazioni Quadrate			Fondazioni Nastriformi		
dimensioni	cedimenti	cedimenti fondazioni rigide	dimensioni	cedimenti	cedimenti fondazioni rigide
(m)	(cm)	(cm)	(m)	(cm)	(cm)
1.0 x 1.0	0,41	0,32	B = 0.8	0,67	0,52
2.5 x 2.5	0,95	0,74	B = 2.0	1,42	1,11

Tabella 5.2.II – Cedimenti stimati per fondazioni profonde

5.3 Modulo di reazione del terreno

Il modulo di reazione del terreno di fondazione, k_s , è stato calcolato mediante la seguente relazione:

$$k_s = \frac{q}{s}$$

in cui il termine “ q ” rappresenta il carico applicato (nel caso in esame è stato assunto pari a 100 kPa per le fondazioni superficiali e a 200 kPa per quelle più profonde), mentre “ s ” è il corrispondente cedimento indotto.

Nelle tabelle 5.3.I e 5.3.II sono riassunti i valori del modulo di reazione calcolati per ciascuna tipologia di fondazione analizzata nel paragrafo precedente, facendo riferimento ai cedimenti massimi ottenuti (per fondazioni non rigide).

DATA DATE	DOCUMENTO DOCUMENT	COMMESSA JOB	PROTOCOLLO DOC. No.	REVISIONE REVISION	PAG. PAGE	PAG. TOT. TOT. PAGES
05.12.14	Relazione Geologica-Geotecnica	2459	27	00	37	42

 $Z_{fond} = -0,5 \text{ m da p.c.}$

carico 100 kPa

Fondazioni Quadrate			Fondazioni Nastriformi		
dimensioni	cedimento rigido	ks	dimensioni	cedimento rigido	ks
(m)	(cm)	(kN/m ³)	(m)	(cm)	(kN/m ³)
1.0 x 1.0	1,22	8,20E+03	B = 0.8	1,44	6,94E+03
2.5 x 2.5	1,99	5,03E+03	B = 2.0	2,12	4,72E+03

Tabella 5.3.I – Moduli di reazione del terreno

al variare delle dimensioni della fondazione e con quota di imposta superficiale

 $Z_{fond} = -4.0 \text{ m da p.c.}$

carico 200 kPa

Fondazioni Quadrate			Fondazioni Nastriformi		
dimensioni	cedimento rigido	ks	dimensioni	cedimento rigido	ks
(m)	(cm)	(kN/m ³)	(m)	(cm)	(kN/m ³)
1.0 x 1.0	0,41	4,88E+04	B = 0.8	0,67	2,99E+04
2.5 x 2.5	0,95	2,11E+04	B = 2.0	1,42	1,41E+04

Tabella 5.3.II – Moduli di reazione del terreno

al variare delle dimensioni della fondazione e con quota di imposta profonda

DATA DATE	DOCUMENTO DOCUMENT	COMMESSA JOB	PROTOCOLLO DOC. No.	REVISIONE REVISION	PAG. PAGE	PAG. TOT. TOT. PAGES
05.12.14	Relazione Geologica-Geotecnica	2459	27	00	38	42



6. CONCLUSIONI

Nel comune di Monza è prevista la risistemazione e riqualifica di una zona compresa tra le Vie Henseberger e Salvo D'Acquisto, attualmente sede di edifici industriali e artigianali.

L'intervento in progetto prevede di ristrutturare e recuperare una parte di edifici esistenti che diverranno ad uso commerciale ed una parte dell'area in studio vedrà, invece, nuove costruzioni ad uso residenziali; il resto della superficie sarà dedicata ad aree adibite a verde pubblico e percorsi ciclopeditoni. E' prevista inoltre la costruzione di parcheggi interrati fino ad una quota massima di circa -6.25 m (piano finito) dal piano campagna attuale.

La zona oggetto di intervento si trova in fregio al fiume Lambro.

Oggetto della presente relazione è lo studio dei terreni sui quali avverranno le attività di ristrutturazione e riqualifica in progetto, sia dal punto di vista della situazione stratigrafica locale sia dal punto di vista del comportamento geomeccanico.

Dal punto di vista stratigrafico il sito risulta abbastanza omogeneo; in tutta la zona d'interesse si ritrovano, infatti, depositi costituiti da terreni a grana generalmente medio grossolana, sabbie e ghiaie con ciottoli.

I primi centimetri sono caratterizzati dalla presenza di asfalto, al di sotto del quale è presente uno strato eterogeneo di sottofondo di spessore variabile fino a circa 1.70 m da p.c. costituito da sabbia, ghiaia e ciottoli.

La componente principale dei terreni naturali è costituita da sabbia medio-fine con ghiaia da fine a grossolana e ciottoli passante in profondità a ghiaia con sabbia; dai 31 m dal p.c. è stato intercettato il substrato costituito dal "ceppo". Alle profondità comprese tra circa 1 m e 2 m dal p.c. è stato rinvenuto un livelletto di poca potenza (spessore massimo circa 0.70 m in S1) costituito da limo sabbioso marrone rossastro e sabbia limosa.

Ai fini della classificazione sismica proposta dalla normativa, considerando i valori di velocità di propagazione delle onde di taglio ricavati dalla prova down-hole eseguita nel foro di sondaggio S3, i suoli in esame rientrano nella categoria sismica dei suoli **B** ovvero *“Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti”*.

DATA DATE	DOCUMENTO DOCUMENT	COMMESSA JOB	PROTOCOLLO DOC. No.	REVISIONE REVISION	PAG. PAGE	PAG. TOT. TOT. PAGES
05.12.14	Relazione Geologica-Geotecnica	2459	27	00	39	42



E' stata, inoltre, riportata, a seguito dell'elaborazione dei dati in sito e di laboratorio, una stratigrafia di progetto caratterizzante l'area oggetto di studio, che definisce le unità presenti e la natura litologica dei terreni rilevati oltre a riportare i parametri geotecnici rappresentativi di ogni livello individuato.

Nel presente documento sono state studiate e verificate fondazioni dirette superficiali, sia di tipo continuo e nastroforme sia strutturate a plinti.

I cedimenti sono stati stimati per un carico di progetto di 100 kPa per le fondazioni più superficiali e di 200 kPa per quelle più profonde; per valori di riferimento maggiori o minori si potrà fare una previsione assumendo un andamento proporzionale lineare.

Data la natura granulare del terreno di fondazione, i cedimenti saranno immediati e si verificheranno, in prevalenza, durante la fase costruttiva degli edifici.

Siccome a titolo cautelativo i cedimenti sono stati calcolati a -0.50 e -4.00 m da piano campagna, si tenga, inoltre, presente che le strutture con due piani interrati avranno, a parità di sovraccarico, cedimenti inferiori, poiché parte dei nuovi carichi verrà compensata dal peso del terreno asportato in fase di scavo.

In base agli studi condotti, si ritiene, pertanto, che non sia necessaria l'adozione di fondazioni profonde indirette (pali): la capacità portante calcolata per fondazioni superficiali risulta, infatti, sufficiente a sostenere i carichi derivanti dalla realizzazione degli edifici, con cedimenti contenuti, compatibili con la stabilità delle strutture.

Nei sondaggi geognostici è stata rilevata falda freatica ad una profondità mediamente di 13 m dal p.c..

Come riportato nel dettaglio nel documento dedicato (Relazione Geologica Rif.[2]), la profondità della prima falda in quest'area è, dalla carta del PGT di Monza, di circa 15-20 m dal p.c.; le oscillazioni dovute alle intense piogge di questi ultimi periodi hanno visto un innalzamento registrato durante l'esecuzione dei sondaggi, fino a circa 11 m dal p.c., con un valore medio di circa 13 m dal p.c..

DATA DATE	DOCUMENTO DOCUMENT	COMMESSA JOB	PROTOCOLLO DOC. No.	REVISIONE REVISION	PAG. PAGE	PAG. TOT. TOT. PAGES
05.12.14	Relazione Geologica-Geotecnica	2459	27	00	40	42



Sulla base di questa altezza media di falda riteniamo pertanto che le lavorazioni di messa in opera delle fondazioni alle quote di progetto saranno al di sopra della falda senza interferenze con la stessa.

I livelli di falda registrati dal PGT di Monza, tra 15 e 20 m di soggiacenza (si rimanda alla relazione geologica, Rif.[2]), risultano essere più profondi rispetto a quelli registrati durante l'indagine geognostica condotta, pertanto i valori di capacità portante delle fondazioni rimangono verificati.

GARASSINO S.r.l.



Angelo Garassino



Sara Gorla

DATA DATE	DOCUMENTO DOCUMENT	COMMESSA JOB	PROTOCOLLO DOC. No.	REVISIONE REVISION	PAG. PAGE	PAG. TOT. TOT. PAGES
05.12.14	Relazione Geologica-Geotecnica	2459	27	00	41	42



BIBLIOGRAFIA

Bazaraa, A. R. S. S. (1969): “Penetration Testing” – from A. A. Balkema (1982) ESOPT II, Amsterdam, pagg. 47/50.

Brinch Hansen, J. (1968): “A Revisited and Extended Formula for Bearing Capacity. (Reprint of Lecture in Japan – October 1968)” – from Danish Geotechnical Bulletin (1970), pagg. 5/11.

Denver, H. (1982): “Modulus of Elasticity for Sand Determined by SPT and CPT” – from A.A. Balkema (1982) – “Penetration Testing” – ESOPT II, Amsterdam.

Farrent, T. A. (1963): “The Prediction and Field Verification of Settlements on Cohesionless Soils”, Proc. 4th Australia-New Zealand Conf. On Soil Mech. And Found. Eng., pagg. 11-17.

Mitchell, J. K. (1976): “Fundamentals of Soil Behavior”, John Wiley and Sons, New York.

Shioi, Y. and Fukuni, J. (1982): “Application of N-Value to Design of foundation in Japan” – from A. A. Balkema (1982). – “Penetration Testing” ESOPT II, Amsterdam, page 159.

Terzaghi, K. and Peck, R. B. (1967): “Soil Mechanics in Engineering Practice”, 2nd Ed., John Wiley and Sons, New York.

Terzaghi, K., Peck, R. B. and Mesri, G. (1996): “Soil Mechanics in Engineering Practice”, 3rd Ed., John Wiley and Sons, New York.

DATA DATE	DOCUMENTO DOCUMENT	COMMESSA JOB	PROTOCOLLO DOC. No.	REVISIONE REVISION	PAG. PAGE	PAG. TOT. TOT. PAGES
05.12.14	Relazione Geologica-Geotecnica	2459	27	00	42	42