
Titolari del Progetto:

**BONIARDI S.N.C. DI BONIARDI C. & P.
BONIARDI CESARE E BONIARDI PAOLO
Via Senato n. 4, 20020 Arese (MI)**

Progetto:

**PIANO INTEGRATO DI INTERVENTO
Via Senato N. 4 – Arese (MI)**

Oggetto dell'elaborato:

RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA

Il Tecnico incaricato:
Dott. Geol. Luigi Corna



Titolare del progetto:

Il Coordinatore della progettazione (per presa visione):

**Comm. 043/06
Stampa del 09.11.2006**

Luglio, 2006
Agg. Novembre 2006

Indice

1) Premessa.....	3
2) Ubicazione geografica e descrizione delle opere in progetto.....	3
3) Inquadramento.....	5
3.1) Caratteristiche geologiche e geomorfologiche.....	5
3.2) Caratteristiche idrogeologiche ed idrologiche.....	6
3.3) Caratteristiche meteorologiche.....	7
4) Descrizione delle indagini geognostiche eseguite.....	7
4.1) Prove penetrometriche.....	7
4.1.1) Procedura di restituzione dei dati delle prove penetrometriche.....	7
4.1.2) Risultati ottenuti.....	8
4.1.3) Caratteristiche geotecniche dei terreni.....	9
5) Fattibilita' geologica del progetto.....	10
5.1) Classificazione dei suoli secondo quanto disposto dalla OPCM 20.03.2003 n. 3274.....	10
6) Considerazioni sulla componente geologica del progetto.....	10
6.1) Scavi.....	11
6.2) Fondazioni.....	11
6.3) Scarico acque meteoriche.....	12
6.4) Drenaggi ed impermeabilizzazioni.....	14
7) Conclusioni.....	14

Allegati

1. Certificati delle prove penetrometriche
2. Calcolo della resistenza dei terreni per fondazioni superficiali
3. Calcolo pozzi perdenti

1) Premessa

La presente è stata redatta a nome e per conto della Boniardi S.n.c. di Boniardi C. & P. di Arese a supporto del progetto di Piano Attuativo Convenzionato di Via Senato (MI), sviluppato dall'Arch. Gianfranco Scatigna dello studio ARCHE' sito in Via SS Sempione, n. 135/A – Pero (MI).

Quanto eseguito ha previsto la raccolta di informazioni geologiche e progettuali preliminari, l'esecuzione di indagini geognostiche finalizzate alla ricostruzione stratigrafica e geotecnica dei luoghi, e la valutazione delle componenti geologiche, geotecniche ed idrogeologiche/idrologiche del progetto.

Per quanto riguarda le indagini, le valutazioni e le soluzioni progettuali, la presente ha considerato:

- Decreto Ministeriale 14.9.'05 recante "Norme Tecniche per le costruzioni", e D.M. 11.03.'88 recante "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione";
- UNI ENV 1997 – 1 – Eurocodice 7 "Progettazione Geotecnica" parte 1;
- D.Lvo. 152/2006 recante "Norme in materia ambientale" e ex D.Lvo. 152/1999 e successive modifiche ed integrazioni (D.L.vo 258/2000) in materia di gestione delle acque sotterranee
- D.G.R. della Regione Lombardia n. 8/1566 del 22 dicembre 2005 "Criteri ed indirizzi per la definizione della componente geologica, idrogeologica e sismica del Piano di Governo del Territorio, in attuazione dell'Art. 57 della L.R. 11 marzo 2005, n. 12;
- PAI e Sistema informativo della Regione Lombardia
- Piano Territoriale di Coordinamento Provinciale (PTCP);
- Studio Geologico del PRG (Studio geologico comunale prevede "classe di fattibilità geologica 2C");
- Studio del reticolo idrico minore comunale.

2) Ubicazione geografica e descrizione delle opere in progetto

L'area interessata dal Piano Integrato di Intervento risulta localizzata ad est del Comune di Arese, nei pressi dell'incrocio tra via Senato e via Monte Grappa, con accesso lungo via Senato (vedi Figura 2).

Allo stato attuale l'area risulta occupata da un edificio con destinazione artigianale utilizzato come autorimessa/magazzino. Secondo il Piano Integrato di Intervento in oggetto tale edificio verrà demolito per realizzare nuovi edifici residenziali.

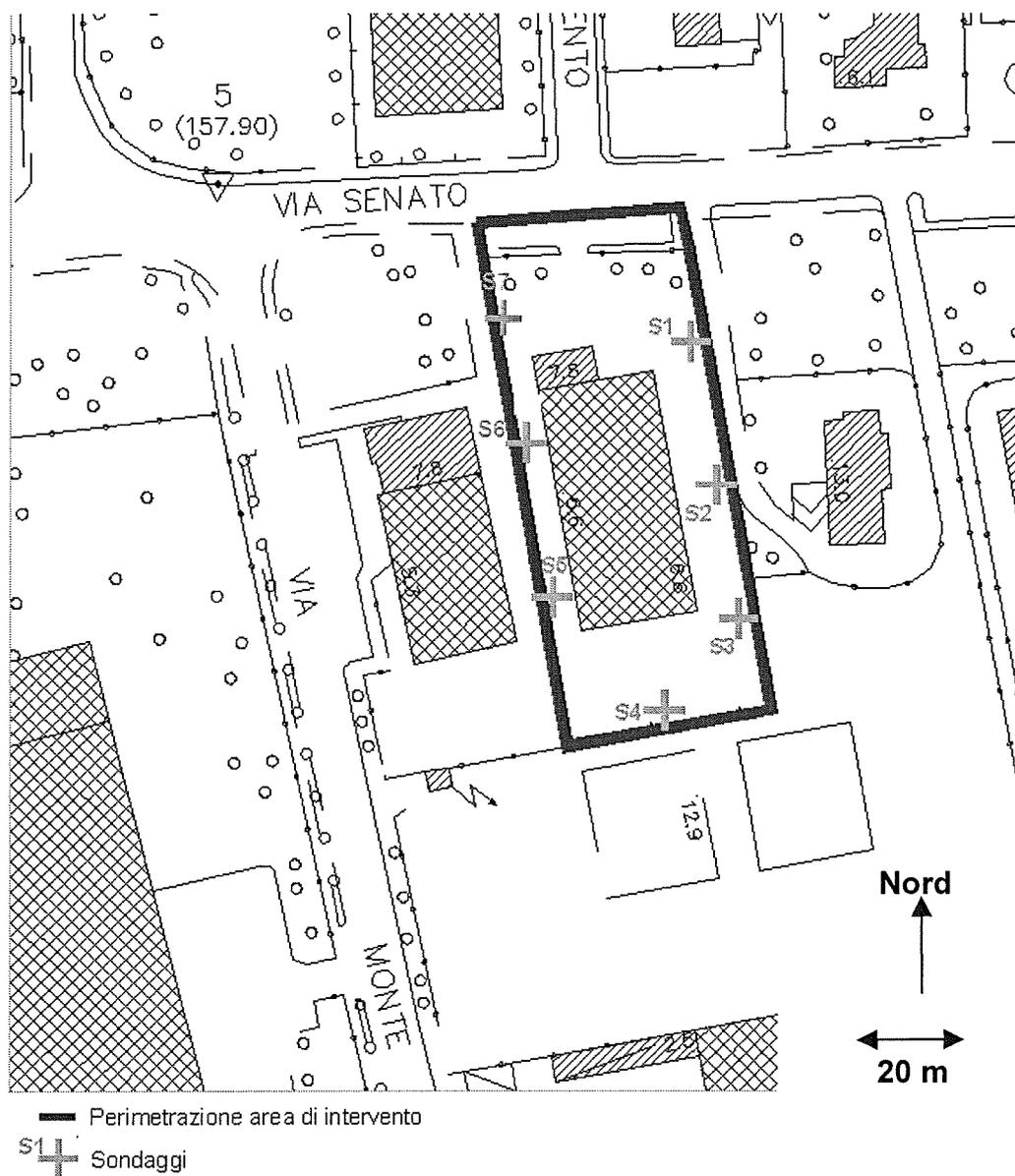


Figura 1: planimetria di progetto con ubicazione dei punti di indagine (estratto degli elaborati di progetto, stato di fatto - scala grafica).

L'area risulta inserita in una zona che presenta destinazioni urbanistiche di tipo misto, in quanto in tale zona si sono rilevati sia edifici residenziali che edifici ad uso artigianale.

Il progetto prevede la realizzazione di due edifici residenziali e un parcheggio pubblico (per n. 16 posti auto) posto nell'area compresa tra via Senato e i nuovi edifici residenziali.

La distanza minima tra l'edificio residenziale che si affaccia su via Senato e la via stessa risulta pari a circa 35 m.

Si prevede di ricavare n.12 unità abitative per ciascun edificio in progetto.

I box delle unità abitative verranno realizzati al piano interrato e l'ingresso carrabile verrà mantenuto su via Senato.

Entrambi gli edifici verranno realizzati su quattro piani con pianta rettangolare delle dimensioni di circa 22x12 m e un'altezza massima all'imposta di gronda pari a 13,50 m e di colmo pari a 16,80 m. Gli edifici avranno strutture portanti costituite da travi e pilastri in cemento armato, muri di tamponamento in laterizio autoportanti, solette di tipo misto e murature dei piani interrati in cemento armato.

3) Inquadramento

3.1) Caratteristiche geologiche e geomorfologiche

L'area in oggetto (ubicata alla quota 163 m s.l.m.) è situata nella pianura milanese settentrionale, all'interno del territorio comunale di Arese (MI). La superficie topografica, indicativamente pianeggiante, presenta una modesta pendenza verso Sud.

Localmente non è visibile né è in altro modo nota la presenza di fenomeni di instabilità dal punto di vista dell'evoluzione geomorfologica.

La geologia della zona è legata al meccanismo morfogenetico dei periodi glaciali ed interglaciali (depositi morenici interessati, in fasi successive da erosioni, trasporti ed accumuli verificatisi durante l'alternanza tra glaciazioni e fasi interglaciali). La pianura, che si sviluppa uniforme, è interrotta solamente dagli alvei dei corsi d'acqua attuali; gli spessori alluvionali sono notevolmente ingenti e possono raggiungere alcune centinaia di metri.

Nell'area del progetto affiorano i terreni noti in letteratura con il nome di "Ferretto" (Interglaciale Diluvium Medio). Si tratta di un paleosuolo di natura prevalentemente eolica. Tale deposito è costituito da limi e limi argillosi a colorazione rossastra (dovuta all'elevato contenuto in ossidi ed idrossidi di ferro), inglobanti clasti alterati o molto alterati, di natura prevalentemente sedimentarie e subordinatamente ignea e metamorfica. In profondità sono presenti depositi alluvionali di natura ghiaioso sabbiosa con passaggi a ghiaie più limose con ghiaie.

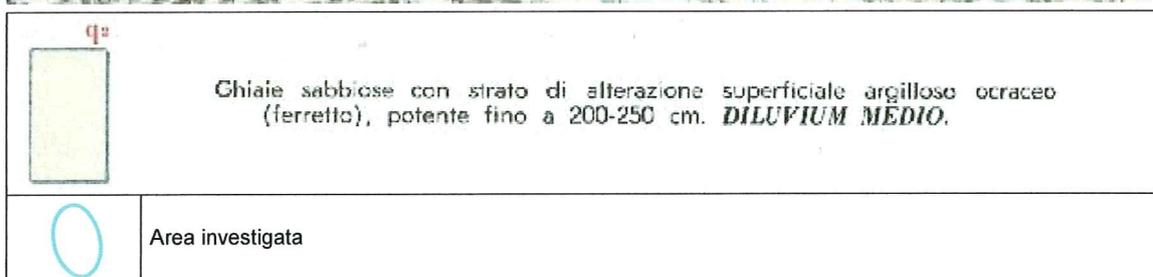
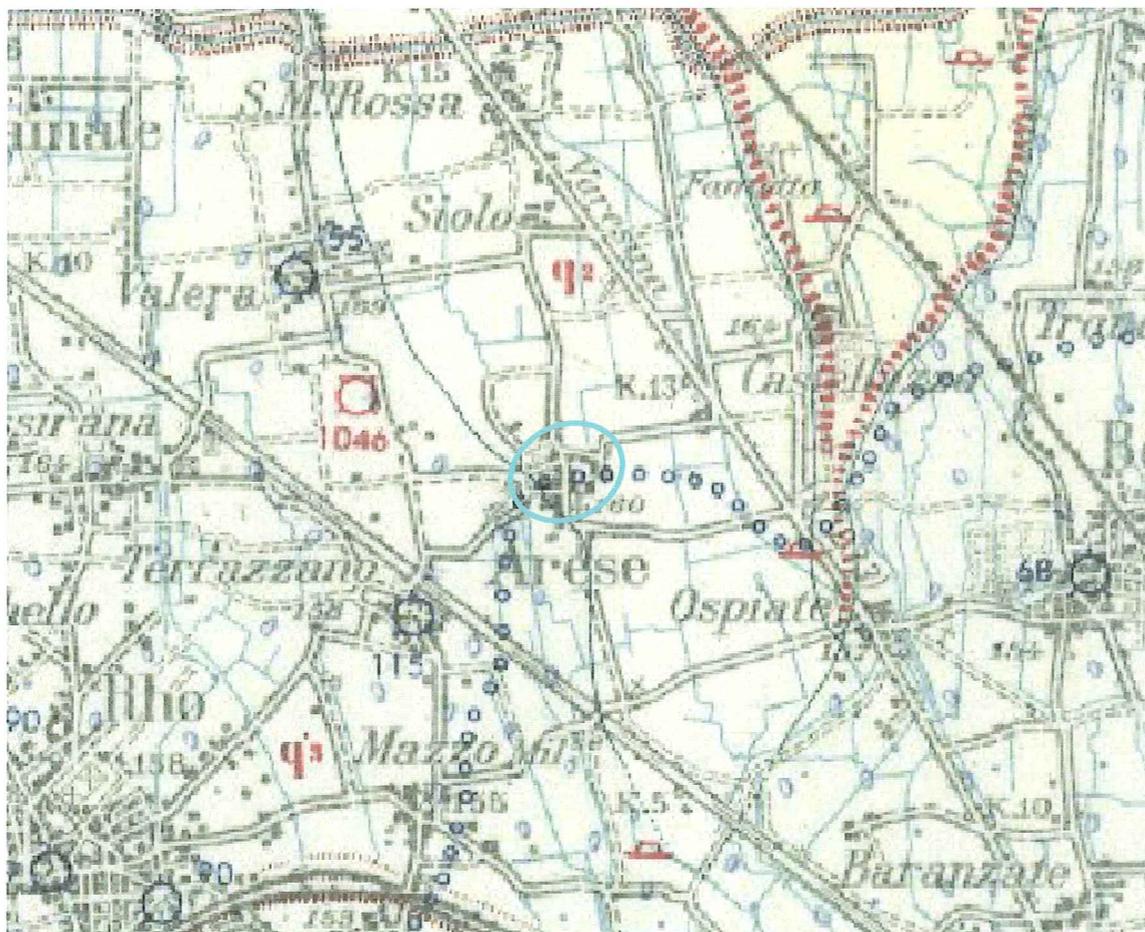


Figura 2: estratto della "Carta geologica d'Italia – Foglio Milano n. 45".

3.2) Caratteristiche idrogeologiche ed idrologiche

In relazione ai dati noti in letteratura, con particolare riferimento ai numerosi pozzi per approvvigionamento idrico e sondaggi trivellati in aree vicine, il livello statico della falda superficiale è posto a 10/13 m dal p.c.

Durante la campagna di prove penetrometriche all'interno della sola prova S1, è stata rilevata la presenza di acque a partire dalla profondità di circa 8,5 m da p.c. (può trattarsi di una falda sospesa a carattere variabile e temporaneo).

Il flusso idrico della falda freatica presenta un orientamento generale Nord Ovest - Sud Est con gradienti prossimi allo 0,02%; questo settore della pianura subisce in modo evidente il cono d'influenza della conurbazione milanese, il cui centro è posto a SE.

Il principale elemento dell'idrologia superficiale è dato dal citato canale scolmatore posto a Sud Est dell'area.

Nei pressi dell'area, in una fascia di 200 m, non risulta nota la presenza di pozzi per acqua potabile.

3.3) Caratteristiche meteorologiche

Nel complesso il territorio circostante l'area d'interesse presenta caratteri climatici tipici del clima sublitoraneo alpino, con precipitazioni piovose massime in primavera ed autunno. Non si riscontrano stagioni completamente siccitose.

La piovosità media, secondo i dati misurati presso la stazione pluviometrica di Rho, è di 1.073,2 mm annui, quella massima di 1.639,4 mm annui, e quella minima di 573,0 mm annui.

I giorni piovosi annui, risultano mediamente pari a 100.

Per quanto riguarda l'analisi delle caratteristiche meteorologiche della zona si fa riferimento agli afflussi per una precipitazione di durata $T = 15/30$ min, che abbia tempo di ritorno ventennale. Per la zona considerata, la curva di possibilità climatica $h = a T^n$ (dove T è il tempo in ore, $a = 59,1$; $n = 0,487$).

Tabella: Precipitazioni critiche calcolate

T (ore)	0,1	0,3	0,5	1	2
H (mm)	19	33	42	59	83

4) Descrizione delle indagini geognostiche eseguite

Per la caratterizzazione del sottosuolo sono state eseguite (vedasi Figura 1 per l'ubicazione dei punti di indagine) n. 6 prove penetrometriche dinamiche (vedi allegato n. 1). Le stesse sono state realizzate con penetrometro "superpesante" e spinte fino a profondità massime di 10,2 m.

4.1) Prove penetrometriche

4.1.1) Procedura di restituzione dei dati delle prove penetrometriche

Il valore di N_{dpt} , numero di colpi necessario per far avanzare le aste per l'intervallo di riferimento definito, correlato al N_{spt} costituisce un indice dello stato di addensamento dei terreni e quindi anche alle sue caratteristiche tecniche. Pertanto da tale valore viene calcolato l'angolo di attrito e la densità relativa del terreno. Inoltre il

valore di N_{spt} viene utilizzato per valutare, tramite formule e abachi di progetto, i risultati relativi alla capacità portante e ai cedimenti delle fondazioni.

Le correlazioni tra i dati ottenuti ed i parametri geotecnici possono essere ricavate come di seguito specificato:

- risalendo dai valori di N_{dpt} a quelli N_{spt} (standard penetration test) da $N_{spt}=N_{dpt} \cdot 1,0 - 2,0$ in funzione del tipo di strumentazione utilizzata (come indicato da Cestari F. Deel 1987 in "Prove geotecniche in situ) ed alla profondità, ed una ulteriore correzione per i terreni sotto falda mediante la formula di Terzaghi ('48) $N_{spt}=15+0.5(N_{spt}-15)$;
- utilizzando le correlazioni tra i parametri geotecnici e N_{spt} come di seguito illustrato.

Densità relativa (D_r)

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

Angolo di attrito (ϕ)

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

Peso di volume naturale γ

Viene stimato sulla base della granulometria del materiale.

Coesione non drenata C

La valutazione della coesione non drenata è presente solo in terreni non granulari, fini" e richiederebbe la conoscenza dell'indice di plasticità che se non calcolato da prove di laboratorio viene stimato direttamente in cantiere. Le correlazioni utilizzate sono quelle proposte da Terzaghi - Peck ('48) e da NAVFAC DM-7 ('82);

Modulo elastico E_s

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

4.1.2) Risultati ottenuti

Sulla base delle prove eseguite è stato possibile investigare i terreni fino ad una profondità massima di circa 10 m individuando 4 unità geotecniche, come descritto nella Tabella 1.

Nella seconda e terza prova penetrometrica fino alla profondità di 10 m dal p.c. non è stata riscontrata la quarta unità geotecnica.

In superficie dal piano campagna fino alla profondità di 60/90 cm è stato riscontrata la presenza di una massicciata ghiaiosa compatta (costituente il sottofondo del piazzale).

Non è stata riscontrata la presenza di acqua all'interno delle prove ad eccezione della prima prova dove alla profondità di 8,5 m è stata rilevata la presenza di acqua.

Unità geot.	Profondità strato (in metri dal piano campagna)		Descrizione unità
	Testa	Base	
-	p.c.	0,6 – 0,9	Massicciata piazzale
1	0,6 – 0,9	2,7 – 3,6	Sabbia ghiaiosa limosa
2	2,7 – 3,6	4,2 – 5,4	Limo sabbioso
3	4,2 – 5,4	8,1 ed oltre	Ghiaia con sabbia
4	Da 8,1	Oltre 10,2	Ghiaia sabbiosa

Tabella 1: descrizione delle Unità Geotecniche individuate.

4.1.3) Caratteristiche geotecniche dei terreni

Sulla base dei valori di N_{dpt} registrati durante le prove penetrometriche e dalle correlazioni illustrate nel capitolo sono state ricavate le caratteristiche geotecniche delle unità geotecniche individuate (vedi tabella n. 2). I valori ricavati sono stati riportati nella tabella n. 3.

Tabella 2: caratteristiche delle unità geotecniche.

N°	Numero colpi			Caratteristiche geotecniche									Addensamento
	Mn	Mx	Md	N_{spt}	P_m	σ'_v	D_r	φ	C	γ_n	ν	E_s	
1	2	9	4	5	1,7	34	40 - 48	30 - 35	15 - 40	16 - 18	0,36	10-14	Poco addensato
2	9	24	13	18	4,2	84	57 - 64	35 - 40	30 - 100	17 - 19	0,32	15-19	Med. addensato
3	4	10	6	9	7,2	144	35 - 45	28 - 32	25 - 50	17 - 20	0,35	30-35	Poco addensato
4	9	17	13	15	9,4	188	40 - 50	29 - 34	10 - 40	18 - 21	0,33	52-57	Med. addensato

N° = Numero unità geotecnica

Mn = numero di colpi (N_{dpt}) minimo

Mx = numero di colpi (N_{dpt}) massimo

Md = numero di colpi (N_{dpt}) medio

N_{spt} = numero di colpi medio standardizzato

σ'_v = pressione geostatica efficace alla profondità media rappresentativa dell'unità geotecnica (kPa)

D_r = densità relativa (%)

φ = angolo di attrito (°)

C = coesione non drenata (kPa) – la coesione drenata assume all'incirca i valori inferiori

γ_n = peso di volume naturale (kN/m³)

ν = modulo di Poisson

E_s = modulo elastico (MPa)

I terreni sono caratterizzabili da coefficiente di permeabilità K_v / K_h = compresi tra $1 \cdot 10^{-3}$ e $1 \cdot 10^{-4}$ m/sec (terreni ghiaiosi), $1 \cdot 10^{-5}$ e $1 \cdot 10^{-7}$ m/sec (terreni limosi).

5) Fattibilità geologica del progetto

Nella zona non sono presenti dissesti idrogeologici attivi o quiescenti che possano interferire con le opere in progetto.

Le previsioni edilizie in progetto risultano eseguibili senza limitazioni di fattibilità geologica, come dalle valutazioni condotte secondo il grado di approfondimento previsto dalla L.R. 12/05 e in particolare dallo Studio geologico comunale che prevede "classe di fattibilità geologica 2C".

Per quanto concerne le analisi e le valutazioni degli effetti sismici di sito in Lombardia finalizzate alla definizione dell'aspetto sismico nei PGT, secondo quanto disposto nell'allegato n. 5 della D.G.R. 8/1566, in una analisi di primo livello l'area in studio è attribuibile allo scenario di pericolosità sismica locale Z4a "zona di fondovalle con presenza di depositi alluvionali e/o fluvioglaciali granulari e/o coesivi" con amplificazioni litologiche e geometriche. Nell'area non sono presenti edifici strategici e rilevanti per i quali sarebbe richiesta una analisi di secondo livello.

5.1) Classificazione dei suoli secondo quanto disposto dalla OPCM 20.03.2003 n. 3274

Per quanto riguarda la sismicità dell'area, secondo la nuova Ordinanza n. 3274 del 20 marzo 2003 e le s.m.i. il territorio comunale di Arese, identificato con il codice ISTAT n. 03015009, è stato inserito in zona 4.

I suoli possono essere classificabili in classe C "Depositati di sabbie o ghiaie mediamente addensate o argille di media consistenza, con spessori di diverse decine fino a centinaia di metri, caratterizzati da valori di V_{s30} compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero resistenza penetrometrica $15 < N_{SPT} < 50, 70 < cu < 250$ kPa)"

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

La zona in caso di terremoto non è soggetta a cedimenti permanenti causati da fenomeni di eccessivo addensamento o di liquefazione.

6) Considerazioni sulla componente geologica del progetto

Le condizioni geologiche e geotecniche dei luoghi sono buone per la realizzazione delle opere previste: nell'area fino a circa 3 m affiorano terreni a grana media con un grado di addensamento "poco addensato", alla base fino alla profondità di 4,5/5 m si individuano terreni medio fini mediamente addensati, mentre alle profondità superiori si trovano ghiaie con sabbia mediamente addensate.

Nella zona fino alla profondità di 10 m non è stata riscontrata una falda freatica ad eccezione del settore settentrionale (zona della prima prova penetrometrica) dove è stata riscontrata dell'acqua alla profondità di 8,5 m.

6.1) Scavi

In progetto è previsto uno scavo di sbancamento dell'area per la realizzazione del piano interrato, verranno perciò a formarsi delle scarpate successivamente sostenute da muri in calcestruzzo.

Data l'eterogeneità dei terreni oggetto degli scavi, si suggerisce di evitare pendenze elevate (subverticali) ma di realizzare le scarpate con un'inclinazione di circa 45° rispetto l'orizzontale; se necessario, per pendenze più elevate, le scarpate potranno essere sostenute con idonee attrezzature.

Gli scavi a sezione ristretta di profondità superiori ad 1,5 m potranno essere resi accessibili alle maestranze solo previo sostegno con idonei manufatti di sicurezza.

Si dovrà evitare l'avvicinamento al ciglio superiore di scavo privi di idonei mezzi di sostegno, con mezzi pesanti.

6.2) Fondazioni

I terreni di fondazione presentano caratteristiche che determinano resistenze del terreno buona. Nei luoghi perciò saranno ammissibili fondazioni superficiali a comportamento elastico di tipo a trave rovescia.

Valutazione preliminare della resistenza dei terreni di fondazione (capacità portante)

Le valutazioni preliminari che seguono, sono state eseguite in condizioni a lungo termine, carico assiale, momento (alla base d'appoggio) nullo, metodo di Brinch-Hansen, considerando come terreno di fondazione l'unità geotecnica n. 2.

Il calcolo è stato eseguito allo stato limite ultimo secondo quanto disposto nel cap. 7.2.5.1. del D.M. 14.09.2005 "Norme Tecniche per le Costruzioni" per le fondazioni. Secondo tale norma, i parametri geotecnici sono stati corretti applicando i coefficienti parziali come da tabella 7.2.1. Nella Tabella 3 si riporta la sintesi dei coefficienti utilizzati ed i rispettivi valori dei parametri geotecnici.

Tabella 3: correzione parametri geotecnici mediante coefficienti. Unità geotecnica 2.

	Coefficiente parziale Colonna M2 della tabella 7.2.1.	Parametri geotecnici corretti
φ' (gradi)	$\gamma_{\varphi'} = 1,25$	28
c' (t/m ²)	$\gamma_{c'} = 1,25$	trascurabile
γ_n (t/m ³)	$\gamma_{\gamma} = 1,00$	1,7
	Coefficiente parziale Colonna M1 della tabella 7.2.1.	Parametri geotecnici corretti
φ' (gradi)	$\gamma_{\varphi'} = 1,00$	34
c' (t/m ²)	$\gamma_{c'} = 1,00$	trascurabile
γ_n (t/m ³)	$\gamma_{\gamma} = 1,00$	1,7

Nella Tabella 4 si riportano i risultati ottenuti (vedi calcoli nell'allegato n. 2).

Tabella 4: resistenza del terreno nell'ipotesi di fondazioni superficiali a comportamento elastico che interessano l'Unità geotecnica n. 1 (valutazione preliminare)

Tipologia fondazione	Dimensione base della fond. (m)	Rinterro della base della fond. (m)	Resistenza del terreno in kPa (Rd)	
			Colonna M2 della tabella 7.2.I.	Colonna M1 della tabella 7.2.I.
Nastriforme	0,8	0*	111	273
	1,0	0*	139	341
	1,5	0*	208	511

NB * si considera nullo a favore della sicurezza.

Essendo la struttura in progetto di dimensioni e caratteristiche correnti, ed impostandosi su un terreno di fondazione di tipo C (vedi cap. 5.1), la verifica della capacità portante in condizioni sismiche, è valutabile secondo quanto esposto nel cap. 5.4.7.4. dell'allegato n. 2 dell'ordinanza 3274 (come modificato dall'OPCM 3431 del 3/5/05).

Dato il meccanismo di rottura considerato e la profondità del piano di posa delle fondazioni, i cedimenti conseguenti alle variazioni dello stato tensionale considerato (da una stima dei cedimenti elastici), sono limitati e non sono tali da compromettere la struttura.

Nelle condizioni geotecniche previste per le valutazioni precedenti si può considerare K_0 (costante di Winkler) tra 40.000 e 60.000 kN/m³.

6.3) Scarico acque meteoriche

Per lo smaltimento delle acque meteoriche è stata valutata la possibilità della dispersione nel sottosuolo.

Le acque bianche saranno quelle ricadenti sui tetti, superfici impermeabili pavimentate e superfici semipermeabili, del complesso residenziale.

Nelle valutazioni non è considerato il parcheggio ad uso pubblico.

Per i calcoli relativi al dimensionamento dei pozzi perdenti sono stati presi in considerazione i seguenti parametri (vedi tabella allegata con il dettaglio):

- gli apporti meteorici per unità di superficie relativi all'area in esame
- portata delle acque meteoriche ricadenti sulle superfici non drenanti (il coefficiente è stato stimato in base alle planimetrie fornite dal progettista)
- capacità di drenaggio del pozzo perdente ottimale
- verifica del coefficiente di sicurezza

Tabella: coefficiente di drenaggio (ϕ)

Superfici impermeabili (Fabbricati fuori terra)	Superfici parzialmente drenanti (Infrastrutture e fabbricati interrati)	Superfici drenanti (Giardini)
0,9	0,5	0,2

Tabella: dati di progetto m²

Superfici impermeabili	Superfici parzialmente drenanti	Superfici drenanti
1.198	1.617	720

Tabella: valutazioni di dettaglio delle portate di drenaggio

Superficie totale	Coefficiente di drenaggio (ϕ) medio del lotto
Circa 3.535 m ²	0,57

Dai risultati delle indagini geologiche nell'area possono essere realizzati pozzi perdenti; l'area non rientra in fasce di rispetto di pozzi per acqua potabile, la falda è posata a profondità superiori a 10 m da piano campagna, sono presenti strati di ghiaie e sabbie drenanti.

I pozzi saranno dimensionati sulla scorta dei valori delle precipitazioni meteoriche, delle superfici di intervento e delle caratteristiche geologiche del sito.

I pozzi perdenti andranno posizionati ad una distanza di almeno 10 m dagli edifici interrati.

Dalle valutazioni eseguite è risultato che per lo smaltimento, per infiltrazione del sottosuolo, delle acque meteoriche ricadenti nell'area di progetto, sono necessari n. 4 pozzi perdenti del diametro di 2.5 m e della profondità di 3 m.

I pozzi perdenti potranno essere posizionati sia dal piano campagna che dal piano interrato. La collocazione dovrà avvenire ad una distanza di almeno 3 m da murature e fondazioni.

Si consiglia di sovradimensionare i pozzi perdenti e prevedere sempre un troppopieno che scarica le acque in fognatura. La posa dei pozzi perdenti dovrà essere preceduta dalla formazione di un filtro costituito da uno strato di non-tessuto (tipo 300 g/m²) da posizionare a ridosso dello scavo e da uno strato di ghiaia ("classificazione US" GM, GW) interposto tra i manufatti ed il non-tessuto.

L'impianto fognario dovrà essere dotato di troppopieno con scarico nella fognatura comunale.

In fase esecutiva si consiglia l'esecuzione di prove di collaudo sui pozzi perdenti realizzate mediante immissione di acqua e misurazione dei tempi di abbassamento del livello. I dati ottenuti dovranno risultare coerenti a quanto previsto nelle ns valutazioni allegate.

Nel caso in cui in fase esecutiva, si ritenesse più opportuno lo scarico delle acque bianche in fognatura. L'impianto fognario prevederà la realizzazione di idonee

vasche di laminazione dimensionate secondo le disposizioni del regolamento fognario comunale.

6.4) Drenaggi ed impermeabilizzazioni

Sulle superfici di posa su terreno naturale delle pavimentazioni dei piani interrati, si consiglia di prevedere un anticapillare per evitare la risalita di acqua dal sottofondo limoso argilloso.

In corrispondenza dei muri perimetrali degli interrati e di sostegno dei terreni, si dovranno prevedere idonei sistemi di impermeabilizzazione. Nelle intercapedini tra le scarpate di scavo ed i muri dei fabbricati interrati, si prevederà un adeguato drenaggio mediante ghiaia pulita.

Le acque di drenaggio e le acque dei piazzali interrati dovranno essere raccolte e smaltite nell'impianto di fognatura acque bianche.

7) Conclusioni

Le previsioni edilizie in progetto, sono state valutate secondo il grado di approfondimento previsto dalla normativa e risultano eseguibili senza particolari limitazioni di fattibilità geologica.

Le opere interesseranno terreni stratificati a fine e a grana grossolana e densità relativa in genere media a partire da 3 m dal piano campagna.

La falda freatica è posta alla profondità di oltre 10 / 13 m dal p.c..

Non vi sono particolari prescrizioni per la realizzazione degli scavi di progetto.

Per la costruzione delle opere risulta idoneo realizzare fondazioni superficiali a comportamento elastico.

Potranno essere realizzati pozzi perdenti per la dispersione delle acque bianche nel sottosuolo.

Per quanto riguarda la sismicità dell'area, secondo l' Ordinanza n. 3274 del 20 marzo 2003 e le s.m.i. il territorio è stato inserito in zona 4. Sulla base dei dati geologici reperiti i terreni oggetto di indagine sono attribuibili alla classe di suolo tipo C.

* * *

Rimane a carico della Direzione Lavori la verifica in corso d'opera degli aspetti geologici e geotecnici in relazione a quanto riportato nella presente, che provvederà a dare immediata comunicazione al geologo in caso di evidenti incongruenze.

Si consiglia di produrre idonea documentazione sulle condizioni dei terreni di scavo, comprendente anche fotografie, per ulteriori e future necessità progettuali.

Dott. Geol. Luigi Corna



Giugno, 2006
agg. Novembre 2006

ALLEGATO N. 1

Certificati delle prove penetrometriche

Committente: Boniardi s.n.c. Di Boniardi C. & P. Boniardi Cesare e Boniardi Paolo
Oggetto: Prove penetrometriche
Data: Luglio 2006

PENETROMETRO “Pagani TG73 - 200”

Descrizione della prova

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

Attrezzatura e Normativa di riferimento

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

Caratteristiche dell'attrezzatura

Batteria di aste interne del diametro di 32 mm e del peso per metro lineare di 5,1 kg, alla cui estremità inferiore è presente una punta conica del diametro di 50.8 mm ed angolo di apertura di 60°. Le aste sono lisce con tacche graduate ogni 30 cm (per una facile lettura dell'avanzamento unitario della punta conica).

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

Modalità esecutive

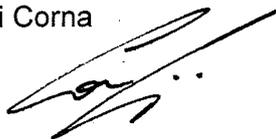
La prova si svolge infiggendo la punta conica nel terreno per tratti consecutivi di 30 cm, misurando il numero di colpi necessari (N_{dpt}). A seguito dell'infissione di 10 – 50 cm della punta si procede con le eventuali aste di rivestimento. La prova viene sospesa quando il numero di colpi per infingere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

I risultati

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

Si allegano i grafici relativi alle n. 7 prove penetrometriche.

Dott. Geol. Luigi Corna



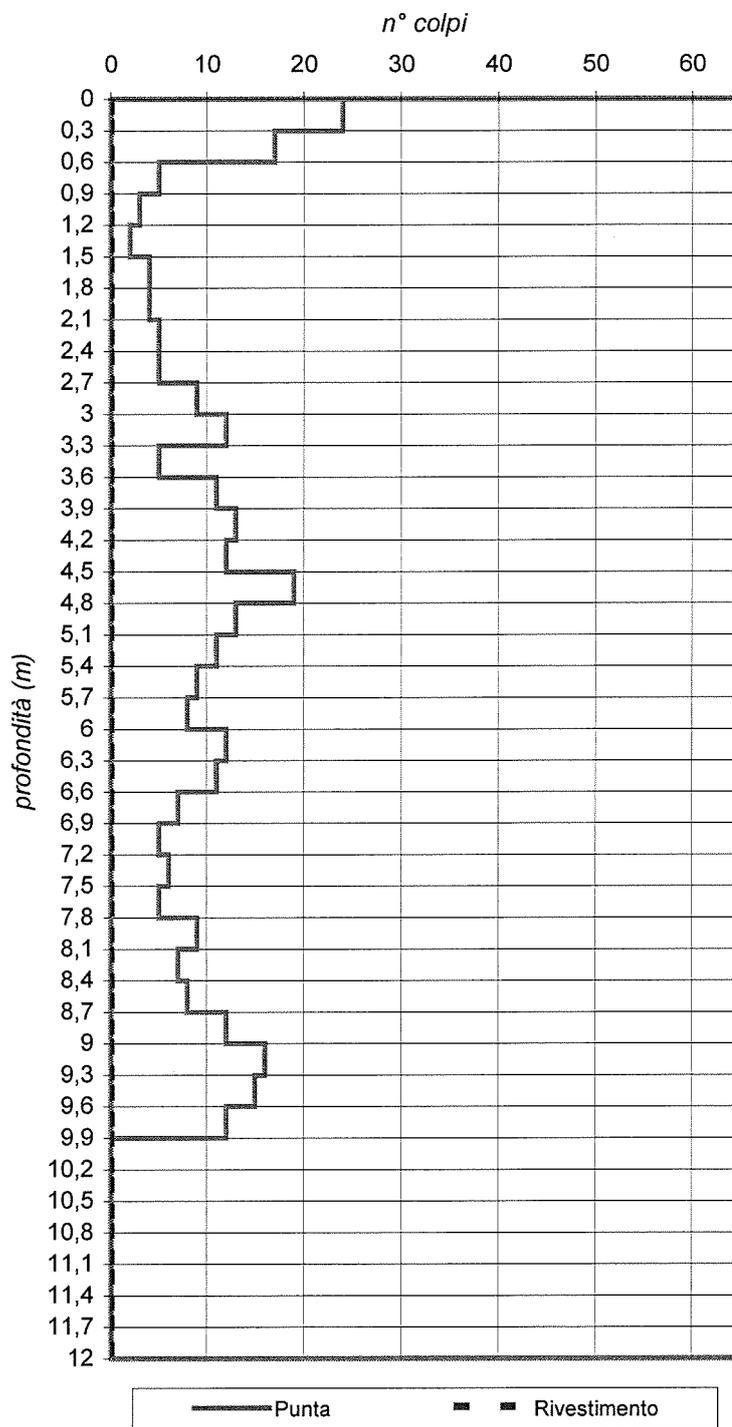
PROVA PENETROMETRICA D.P.T.

Committente: **Boniardi s.n.c.**
Località: **Arese - Via Senato**

Data: **20-giu-06**
Prova Penetrometrica n. **1**

Profondità	n. colpi punta	n. colpi rivestimento
0,3	24	
0,6	17	
0,9	5	
1,2	3	
1,5	2	
1,8	4	
2,1	4	
2,4	5	
2,7	5	
3,0	9	
3,3	12	
3,6	5	
3,9	11	
4,2	13	
4,5	12	
4,8	19	
5,1	13	
5,4	11	
5,7	9	
6,0	8	
6,3	12	
6,6	11	
6,9	7	
7,2	5	
7,5	6	
7,8	5	
8,1	9	
8,4	7	
8,7	8	
9,0	12	
9,3	16	
9,6	15	
9,9	12	
10,2		
10,5		
10,8		
11,1		
11,4		
11,7		
12,0		

Grafico prova penetrometrica



Penetrometro DPSH - ISSMFE. - Maglio: 73 Kg, Corsa: 75 cm, Punta: 50,8 mm

NOTE: presenza d'acqua da circa 3 m dal piano campagna

QUOTA INIZIO PROVA: Piano Campagna

pag 1 di 1

Il responsabile tecnico:

Dott. Geol. Luigi Corna

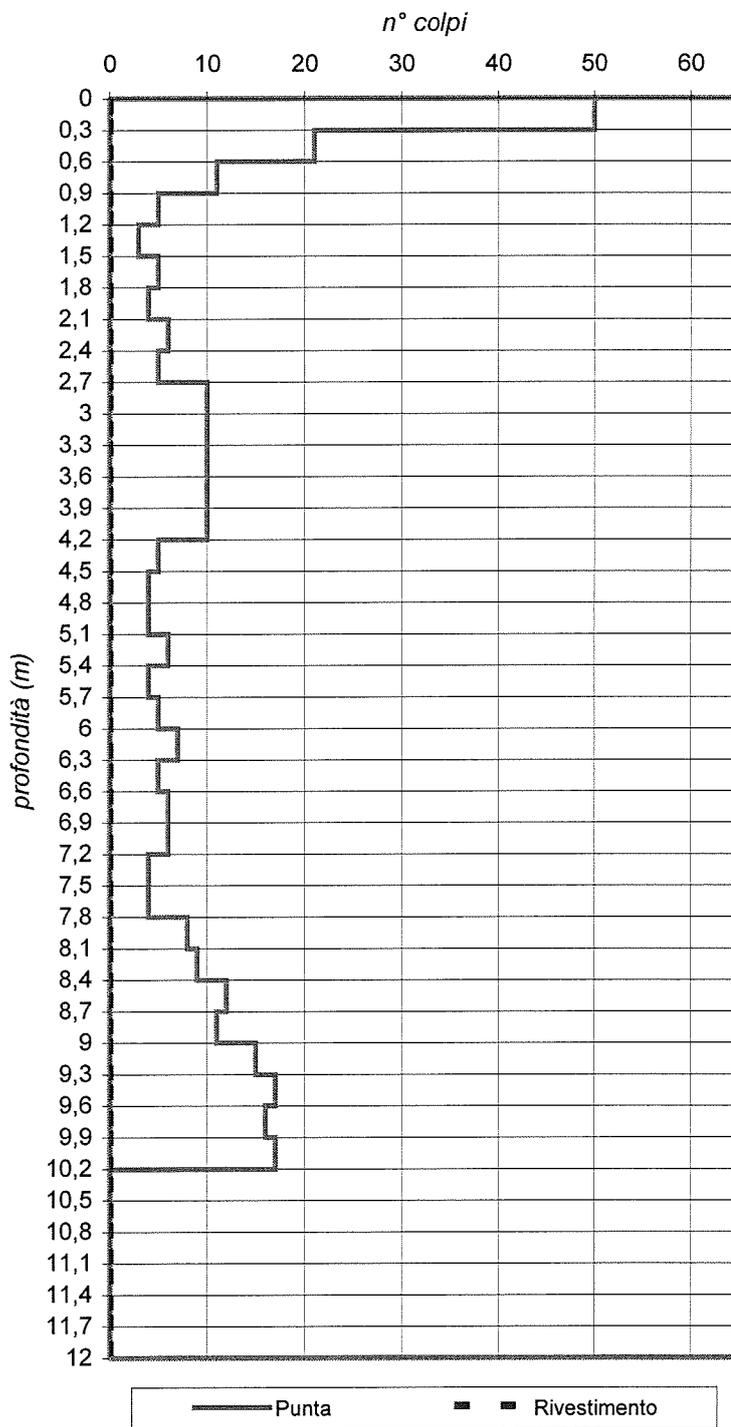
PROVA PENETROMETRICA D.P.T.

Committente: **Boniardi s.n.c.**
Località: **Arese - Via Senato**

Data: **20-giu-06**
Prova Penetrometrica n. **2**

Profondità	n. colpi punta	n. colpi rivestimento
0,3	50	
0,6	21	
0,9	11	
1,2	5	
1,5	3	
1,8	5	
2,1	4	
2,4	6	
2,7	5	
3,0	10	
3,3	10	
3,6	10	
3,9	10	
4,2	10	
4,5	5	
4,8	4	
5,1	4	
5,4	6	
5,7	4	
6,0	5	
6,3	7	
6,6	5	
6,9	6	
7,2	6	
7,5	4	
7,8	4	
8,1	8	
8,4	9	
8,7	12	
9,0	11	
9,3	15	
9,6	17	
9,9	16	
10,2	17	
10,5		
10,8		
11,1		
11,4		
11,7		
12,0		

Grafico prova penetrometrica



Penetrometro DPSH - ISSMFE. - Maglio: 73 Kg, Corsa: 75 cm, Punta: 50,8 mm

NOTE:

QUOTA INIZIO PROVA: Piano Campagna

Il responsabile tecnico:

Dott. Geol. Luigi Corna

pag 1 di 1

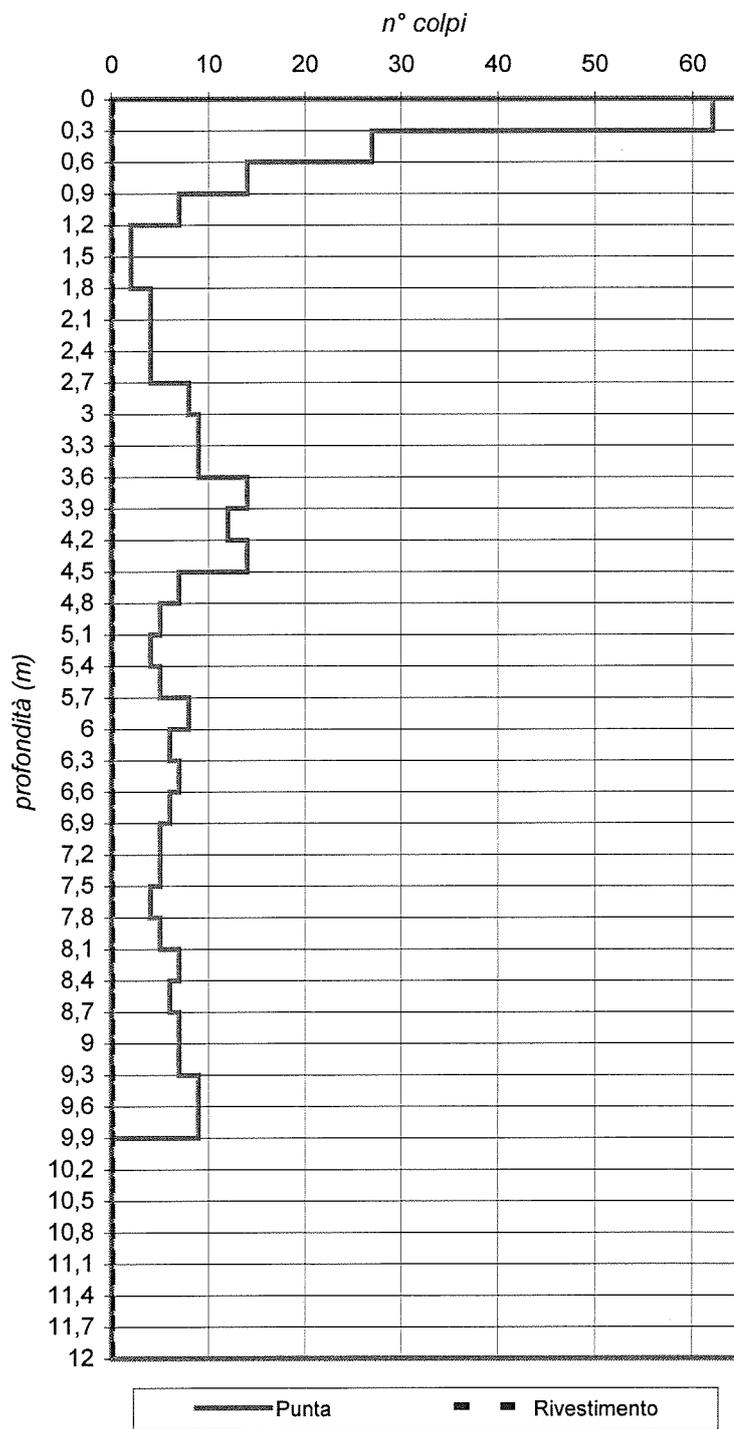
PROVA PENETROMETRICA D.P.T.

Committente: Boniardi s.n.c.
Località: Arese - Via Senato

Data: 20-giu-06
Prova Penetrometrica n. 3

Profondità	n. colpi punta	n. colpi rivestimento
0,3	62	
0,6	27	
0,9	14	
1,2	7	
1,5	2	
1,8	2	
2,1	4	
2,4	4	
2,7	4	
3,0	8	
3,3	9	
3,6	9	
3,9	14	
4,2	12	
4,5	14	
4,8	7	
5,1	5	
5,4	4	
5,7	5	
6,0	8	
6,3	6	
6,6	7	
6,9	6	
7,2	5	
7,5	5	
7,8	4	
8,1	5	
8,4	7	
8,7	6	
9,0	7	
9,3	7	
9,6	9	
9,9	9	
10,2		
10,5		
10,8		
11,1		
11,4		
11,7		
12,0		

Grafico prova penetrometrica



Penetrometro DPSH - ISSMFE. - Maglio: 73 Kg, Corsa: 75 cm, Punta: 50,8 mm

NOTE:

QUOTA INIZIO PROVA: Piano Campagna

pag 1 di 1

Il responsabile tecnico:

Dott. Geol. Luigi Corna

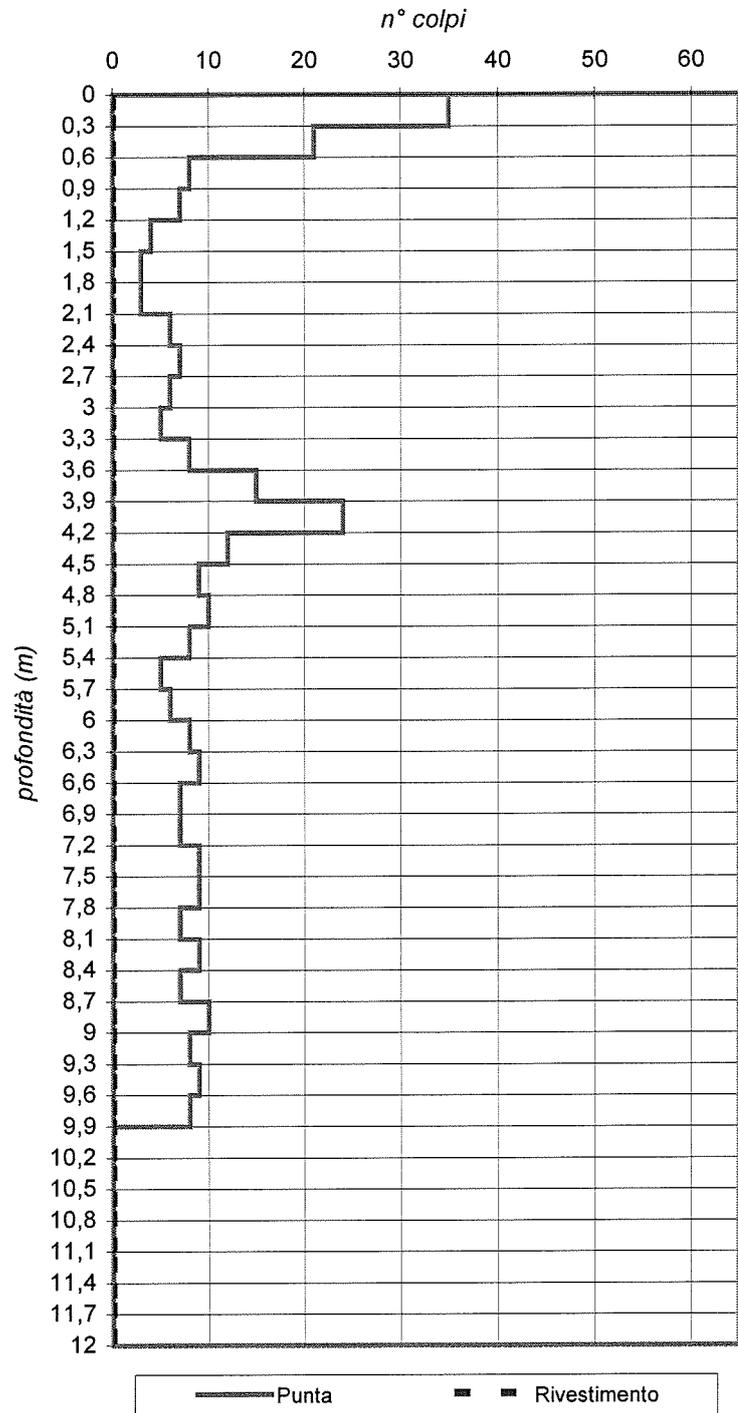
PROVA PENETROMETRICA D.P.T.

Committente: **Boniardi s.n.c.**
Località: **Arese - Via Senato**

Data: **20-giu-06**
Prova Penetrometrica n. **4**

Profondità	n. colpi punta	n. colpi rivestimento
0,3	35	
0,6	21	
0,9	8	
1,2	7	
1,5	4	
1,8	3	
2,1	3	
2,4	6	
2,7	7	
3,0	6	
3,3	5	
3,6	8	
3,9	15	
4,2	24	
4,5	12	
4,8	9	
5,1	10	
5,4	8	
5,7	5	
6,0	6	
6,3	8	
6,6	9	
6,9	7	
7,2	7	
7,5	9	
7,8	9	
8,1	7	
8,4	9	
8,7	7	
9,0	10	
9,3	8	
9,6	9	
9,9	8	
10,2		
10,5		
10,8		
11,1		
11,4		
11,7		
12,0		

Grafico prova penetrometrica



Penetrometro DPSH - ISSMFE. - Maglio: 73 Kg, Corsa: 75 cm, Punta: 50,8 mm

NOTE:

QUOTA INIZIO PROVA: Piano Campagna

pag 1 di 1

Il responsabile tecnico:

Dott. Geol. Luigi Corna

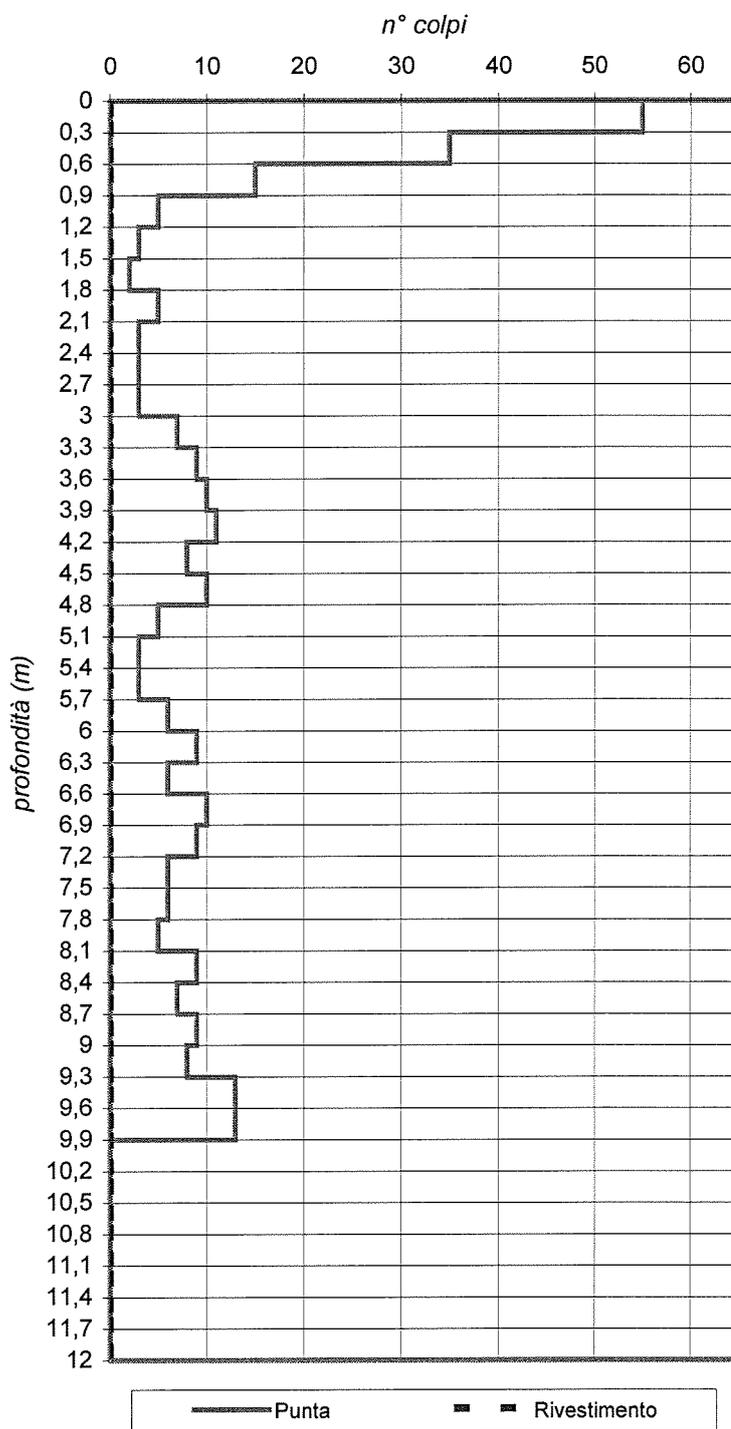
PROVA PENETROMETRICA D.P.T.

Committente: **Boniardi s.n.c.**
Località: **Arese - Via Senato**

Data: **20-giu-06**
Prova Penetrometrica n. **5**

Profondità	n. colpi punta	n. colpi rivestimento
0,3	55	
0,6	35	
0,9	15	
1,2	5	
1,5	3	
1,8	2	
2,1	5	
2,4	3	
2,7	3	
3,0	3	
3,3	7	
3,6	9	
3,9	10	
4,2	11	
4,5	8	
4,8	10	
5,1	5	
5,4	3	
5,7	3	
6,0	6	
6,3	9	
6,6	6	
6,9	10	
7,2	9	
7,5	6	
7,8	6	
8,1	5	
8,4	9	
8,7	7	
9,0	9	
9,3	8	
9,6	13	
9,9	13	
10,2		
10,5		
10,8		
11,1		
11,4		
11,7		
12,0		

Grafico prova penetrometrica



Penetrometro DPSH - ISSMFE. - Maglio: 73 Kg, Corsa: 75 cm, Punta: 50,8 mm

NOTE:

QUOTA INIZIO PROVA: Piano Campagna

pag 1 di 1

Il responsabile tecnico:

Dott. Geol. Luigi Corna

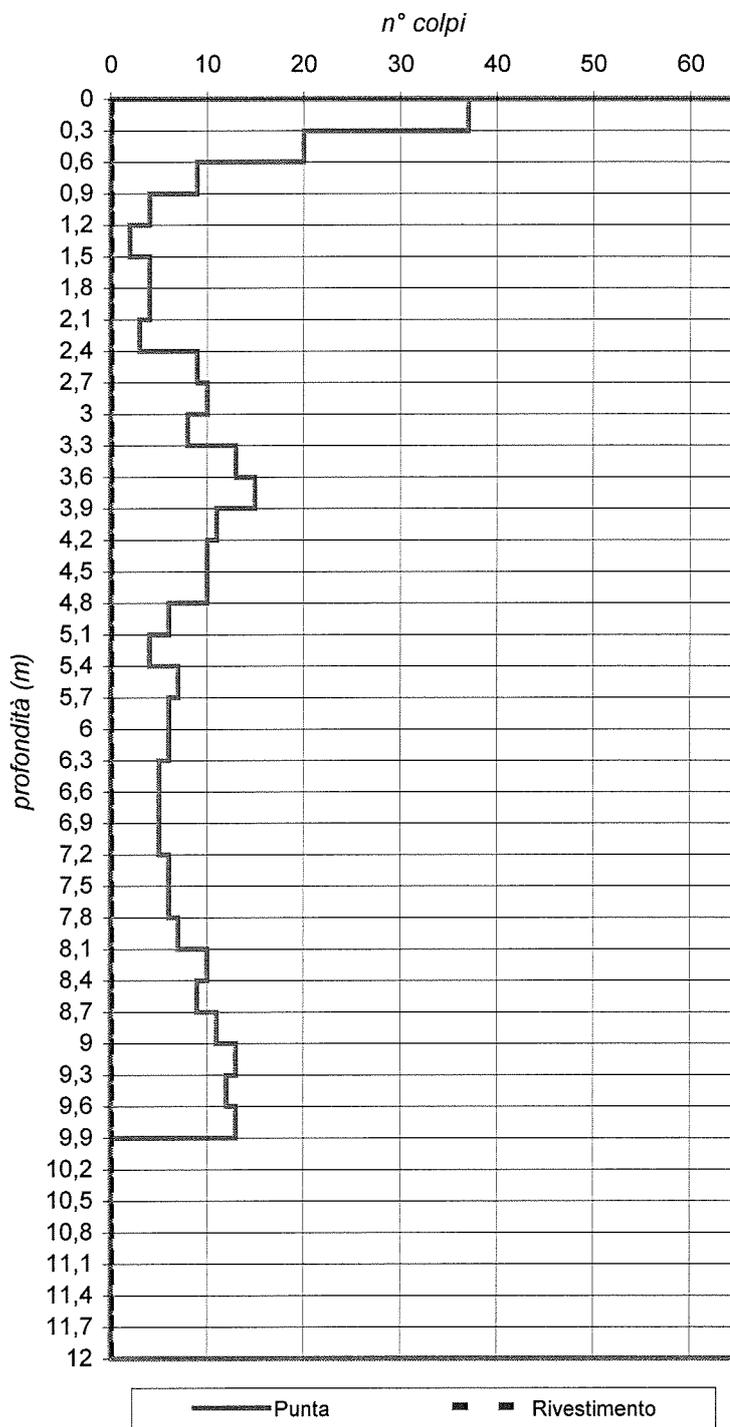
PROVA PENETROMETRICA D.P.T.

Committente: **Boniardi s.n.c.**
Località: **Arese - Via Senato**

Data: **20-giu-06**
Prova Penetrometrica n. **6**

Profondità	n. colpi punta	n. colpi rivestimento
0,3	37	
0,6	20	
0,9	9	
1,2	4	
1,5	2	
1,8	4	
2,1	4	
2,4	3	
2,7	9	
3,0	10	
3,3	8	
3,6	13	
3,9	15	
4,2	11	
4,5	10	
4,8	10	
5,1	6	
5,4	4	
5,7	7	
6,0	6	
6,3	6	
6,6	5	
6,9	5	
7,2	5	
7,5	6	
7,8	6	
8,1	7	
8,4	10	
8,7	9	
9,0	11	
9,3	13	
9,6	12	
9,9	13	
10,2		
10,5		
10,8		
11,1		
11,4		
11,7		
12,0		

Grafico prova penetrometrica



Penetrometro DPSH - ISSMFE. - Maglio: 73 Kg, Corsa: 75 cm, Punta: 50,8 mm

NOTE:

QUOTA INIZIO PROVA: Piano Campagna

Il responsabile tecnico:

Dott. Geol. Luigi Corna

ALLEGATO N. 2

Calcolo resistenza dei terreni per fondazioni superficiali

CALCOLO DELLA RESISTENZA DEL TERRENO DI FONDAZIONI NASTRIFORMI
A COMPORTAMENTO ELASTICO
SECONDO LA FORMULA DI BRINCH-HANSEN

in condizioni M2 - D.M. 14.09.2005

$$R_a = (c N_c + D G N_q + 0,5 G B N_g) + \gamma_n$$

R_{lim} = resistenza limite, espresso in KPa;

c = coesione del terreno di fondazione, espressa in KPa;

D = distanza minima tra il piano di fondazione e la superficie delle
pavimentazioni oppure del giardino, espressa in cm;

G = peso di volume del terreno, espresso in kN/mc ;

B = larghezza della fondazione, espressa in cm;

N_c, N_q, N_g = fattori di capacità portante

calcolati in funzione dell'angolo di resistenza al taglio del terreno.

R_d = resistenza del terreno, espresso in KPa;

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL TERRENO:

Coesione= **0** kPa

Angolo di attrito = **28** Gradi.

Peso di volume= **17** kN/mc

PROFONDITA' MEDIA DEL PIANO DI SCAVO, H(m)= **0**

γ_n = stato tensionale alla profondità H

N_q 14,69

N_g 16,68

N_c 25,77

D	B	R _{lim}	R _a
m	m	Kpa	Kpa
0	0,8	111,21	111,2
0	1	139,01	139,0
0	1,5	208,52	208,5

Il tecnico incaricato: Dott. Geol. Luigi Corna



CALCOLO DELLA RESISTENZA DEL TERRENO DI FONDAZIONI NASTRIFORMI
A COMPORTAMENTO ELASTICO
SECONDO LA FORMULA DI BRINCH-HANSEN

in condizioni M1 - D.M. 14.09.2005

$$R_a = (c N_c + D G N_q + 0,5 G B N_g) + \gamma v_n$$

R_{lim} = resistenza limite, espresso in KPa;
c = coesione del terreno di fondazione, espressa in KPa;
D = distanza minima tra il piano di fondazione e la superficie delle
pavimentazioni oppure del giardino, espressa in cm;
G = peso di volume del terreno, espresso in kN/mc ;
B = larghezza della fondazione, espressa in cm;
N_c, N_q, N_g = fattori di capacità portante
calcolati in funzione dell'angolo di resistenza al taglio del terreno.

R_d = resistenza del terreno, espresso in KPa;

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL TERRENO:

Coesione= **0** kPa
Angolo di attrito = **34** Gradi.
Peso di volume= **17** kN/mc
PROFONDITA' MEDIA DEL PIANO DI SCAVO, H(m)= **0**
 γ^{vn} = stato tensionale alla profondità H

N_q 29,37
N_g 40,94
N_c 42,08

D	B	R _{lim}	R _a
m	m	Kpa	Kpa
0	0,8	272,99	273,0
0	1	341,24	341,2
0	1,5	511,86	511,9

Il tecnico incaricato: Dott. Geol. Luigi Corna



Oggetto: calcolo pozzi perdenti

Progetto:

Località:

Data:

APPORTI METEORICI PER UNITA' DI SUPERFICIE

$$r = a T^n$$

T: tempo in ore

a: coefficiente 59,1

n: coefficiente 0,487

T (ore)	0,05	0,1	0,2	0,5	2,0
r (mm)	13,7	19,3	27,0	42,2	82,8

PORTATA DELLE ACQUE METEORICHE RICADENTI SULLE SUPERFICI NON DRENANTI

superficie s 3.535 m²

coeff ϕ 0,57

afflusso (m³) = s ϕ

T (ore)	0,05	0,1	0,2	0,5	2,0
afflusso (m ³)	27,7	38,8	54,4	85,0	166,9

CAPACITA' DI DRENAGGIO DEL POZZO PERDENTE OTTIMALE

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

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

K: coefficiente di permeabilità del terreno

0,01 cm/sec

D: diametro pozzo

2,5 m

L: profondità pozzo

3,0 m

c: coefficiente di tasca

14,2

n: numero pozzi

4

T (ore)	0,05	0,1	0,2	0,5	2,0
drenaggio (m ³)	3,1	6,1	12,3	30,6	122,5

VERIFICA DEL COEFFICIENTE DI SICUREZZA

volume pozzi = 58,9 m³

deflusso (m³) = drenaggio + volume pozzi

T (ore)	0,05	0,1	0,2	0,5	2,0
afflusso (m ³)	27,7	38,8	54,4	85,0	166,9
deflusso (m ³)	61,9	65,0	71,1	89,5	181,4
F.S.	2,24	1,68	1,31	1,05	1,09

Il tecnico incaricato:

Dott. Geol. Luigi Coma