

Consulente geologo Dr. Cristiano Nericcio
Via Roma 92/6 - 21020 Mercallo VA

Fax 0331 968868 Tel. 338 3763998 – e mail cnericc@tin.it

REGIONE LOMBARDIA – PROVINCIA DI MILANO

Comune di Magnago

STUDI DI SUPPORTO AL PIANO ATTUATIVO P.L. PERLA, VIA MAMELI/VIA PIER
DELLE VIGNE, MAPPALE 54 FOGLIO 9

ELABORATO	<i>Relazione Geologica</i>
COMMITTENTE	Spett.le IMPALA S.P.A. Corso Buenos Aires n. 54 20124 Milano
DATA	Luglio 2015

Il tecnico:

Dr. Geol. Cristiano Nericcio



INDICE

1. PREMESSA.....	3
1.1 Vincoli.....	3
1.2 Principali normative osservate.....	3
1.3 Obiettivi	3
1.4 Note.....	4
2 INQUADRAMENTO GEOLOGICO GENERALE.....	4
3. CARATTERIZZAZIONE LITOTECNICA DEL SITO	7
3.1 Indagini	7
3.2 Peculiarità geo-meccaniche dei terreni.....	10
4. CONCLUSIONI.....	12

1. PREMESSA

In seguito al colloquio avuto con i rappresentanti dello studio tecnico Candiani (Viale Boccaccio 161, Busto Arsizio) mi è stato commissionato l'incarico per eseguire un'indagine geologica a sostegno del piano attuativo P.L. "Perla" da realizzarsi nel territorio comunale di Magnago, tra le Vie Mameli a Sud e Pier delle Vigne a Nord, all'interno del mappale n. 54 foglio 9.

Nelle intenzioni progettuali sono previsti 18 lotti edificatori residenziali ciascuno dalla superficie media variabile da 620 a 800 mq circa ed uno spazio commerciale da 1200 mq oltre che relativi parcheggi e viabilità.

1.1 Vincoli

L'area oggetto di studio rientra, in una classe di fattibilità geologica II (PGT , Studio Ghezzi) vale a dire che nel territorio si sono riscontrate modeste controindicazioni di natura geologica al cambiamento d'uso dei siti, risolvibili tramite indagini ed accorgimenti applicabili nel singolo lotto edificatorio. Si ricorda che in precedenza l'area era classificata come "3d", vale a dire zona da sottoporre a caratterizzazione ambientale ed eventuale bonifica, procedura allo stato attuale terminata con esito positivo.

1.2 Principali normative osservate

Il presente documento è stato redatto seguendo gli estremi del:

Circolare 617 del 2/02/09 Istruzioni per l'applicazione delle NTC di cui al D.M. 14/01/08;

D.M 14/01/08 Norme tecniche per le costruzioni;

D.Lgs. 3/4/2006 n. 152 Norme in materia ambientale;

D.P.R 328/01 Competenze in materia di indagini geognostiche dei geologi;

D.M. 16/01/96 Norme tecniche per le costruzioni in aree sismiche;

D.M. 11/3/1988: *"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 ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione"*;

Delibera 4/02/1977 Criteri, metodologie e norme tecniche generali della legge 10/05/1976 n. 319 recante norme per la tutela delle acque dall'inquinamento, successivi e similari.

1.3 Obiettivi

Pertanto la presente relazione valuta le caratteristiche geomorfologiche, geologiche, idrografiche, idrogeologiche e stratigrafiche locali, ai fini di verificare un equilibrato inserimento delle opere in progetto con il contesto locale.

1.4 Note

Di seguito si elencano per chiarezza d'esposizione gli acronimi citati in relazione:

L. Legge, D.Lgs. Decreto Legislativo, D.M. Decreto Ministeriale, D.P.R. Decreto del Presidente della Repubblica, p.c. piano campagna, SPT standard penetration test, SCPT standard cone penetration test, A.G.I. Associazione Geotecnica Italiana, DPHS Dinamic Penetrometer Super Heavy, PRGC Piano regolatore generale comunale, PGT piano di governo del territorio, q_{lim} portata limite, q_{amm} portata ammissibile.

2 INQUADRAMENTO GEOLOGICO GENERALE GEOMORFOLOGIA

L'area oggetto di studio (197 m s.l.m.) occupa una porzione del livello fondamentale della pianura, un piatto e regolare tavolato leggermente immergente verso SE, nel quale gli elementi geomorfologici principali sono rappresentati dai corpi idrici superficiali con i relativi alvei, oppure dalle attività antropiche come ad esempio le cave. Nel dettaglio l'area studiata è pianeggiante, decisamente urbanizzata, inserita in un contesto industriale-residenziale, e non si sono ravvisati segnali in sito che lascino supporre rapide future evoluzioni dell'attuale assetto territoriale.

Il sito è attualmente occupato dalle strutture dell'attività preesistente (tessitura), capannoni, piazzali, ecc.

GEOLOGIA

Secondo tale documentazione le opere in progetto s'intesteranno nell'unità geologica denominata genericamente "Fluvioglaciale Wurm" o "Alloformazione di Cantù" si tratta di alluvioni fluvioglaciali ghiaiose localmente molto grossolane, talora ricoperte da limi più recenti (Wurm pro parte, Riss pro parte); lo spessore di quest'unità raggiunge e a volte supera gli 80 m, senza che si riscontri la presenza di grandi lenti argillose, determinando in tal modo una notevole presenza di acqua ed una facile infiltrazione della stessa.

In superficie si riscontra la presenza di uno strato di alterazione superficiale potente 25-70 cm di natura argilloso sabbiosa non sempre conservato; non è infrequente trovare stati di modificazione anche legati all'attività antropica che hanno trasformato ed approfondito lo strato di alterazione in ghiaie o sabbie rossastre –giallastre argillose.

Al di sotto della coltre di alterazione superficiale si trovano ghiaie formate da ciottoli di dimensioni da grandi a medie. I ciottoli hanno forma arrotondata con frequente tendenza verso la forma ovale. Mancano quasi del tutto gli elementi angolosi e, se presenti, sono composti da

frammenti di rocce durissime e fragili come i diaspri ad esempio. Le ghiaie sono nella maggior parte dei casi stratificate e la stratificazione è per lo più determinata da una successione di lenti e strati a granulometria diversa, ma composto ciascuno da elementi di dimensioni simili tra loro. Sono pure frequenti straterelli sabbiosi che si alternano con lenti di ghiaie più o meno grossolane. I ciottoli delle ghiaie sono quasi sempre mescolati con notevoli quantità di sabbia, per cui più che di ghiaie si deve parlare di ghiaie sabbiose. L'argilla è pure presente molto spesso negli orizzonti superficiali e talora si mescola con la ghiaie e la sabbia sino ad una certa profondità.

Per quanto riguarda la natura litologica dei ciottoli prevalgono quelli composti da rocce intrusive quali graniti, granodioriti e dioriti. Meno frequenti sono quelli di rocce effusive, soprattutto porfidi quarziferi.

IDROGEOLOGIA

La pianura lombarda è costituita da depositi fluviali e fluvio-glaciali che formano una complessa alternanza di strati ghiaiosi, sabbioso-ghiaiosi, sabbiosi, siltosi e argillosi. Tali depositi sono di origine quaternaria, hanno elevato spessore e sono sede di un acquifero di rilevante interesse per continuità areale e per volume. Nell'area studiata il sottosuolo è suddiviso in tre unità litostratigrafiche-idrogeologiche, con granulometria decrescente dall'alto al basso. La prima unità è costituita da sedimenti fluvio-glaciali "ghiaioso-sabbiosi" con sporadiche lenti argilloso limose, affioranti in superficie sino a 50-60 m (acquifero libero), ai quali si sostituiscono progressivamente delle alternanze di argille e ghiaie con presenza di torbe fino a circa 100 m dal p.c. (acquifero confinato), alla base si trova un orizzonte argilloso impermeabile privo di falde significative.

Nel dettaglio, per l'area studiata è prevista una soggiacenza pari a circa 30 m dal p.c., con direzione di scorrimento rivolta a SSW.

La permeabilità dei depositi superficiali risulta da discreta a buona, garantita dalle miscele di ghiaie e sabbie alle quali è attribuibile un coefficiente di permeabilità k orizzontale pari a 10^{-3} - 10^{-4} m/s.

L'area studiata è esterna a fasce di rispetto di opere per la captazione delle acque a scopo idropotabile.

Dal punto vista idrografica non sono presenti in sito corpi idrici superficiali tali da coinvolgere il territorio studiato con le loro dinamiche idrauliche e le acque meteoriche non originano ristagni o erosioni concentrate.

STIMA DEL FABBISOGNO IDRICO

Secondo “Il Piano delle acque della Lombardia” le dotazioni idriche in previsione sono le seguenti:

Abitanti residenti	Dotazione per usi domestici L/ab x g	Incremento dotazione per usi non domestici L/ab x g	Dotazione totale lorda L/ab x g
5000	200	60	260
5000 - 10000	200	80	280
10000 - 50000	200	100	300

STIMA DELLA PRODUZIONE DI REFLUI DA INVIARE IN FOGNATURA

Secondo le linee guida della Regione Lombardia è possibile stimare la produzione di acque reflue domestiche da inviare in fognatura attribuendo un numero di abitanti equivalenti alle opere in progetto (residenze e spazio commerciale) assegnando un abitante equivalente A.E. ogni 100 mc di volume.

STIMA DELLA CAPACITA' DI SMALTIMENTO IDRICA DEI TERRENI PRESENTI IN SITO

Considerando uno scroscio medio decennale per il Nord Italia quantificabile in 1,5 l/min/mq protratto per 15 minuti, 100 mq di superficie impermeabilizzata (piazzali, strade, ecc) daranno luogo ad una portata pari a 2250 l (2,25 mc). I terreni naturali ($k \cdot 10^{-3} \cdot 10^{-4}$ m/s) dalle superfici a verde invece saranno in grado di smaltire 6 l/min/mq, valore maggiore dello scroscio decennale medio e pertanto non sono previsti ristagni.

Per quanto riguarda i pozzi disperdenti le acque meteoriche un pozzo ad anelli dalla superficie drenante alta 3,5 m, diametro pari a 1,5 m, sarà in grado di smaltire le acque meteoriche provenienti da 350 mq di area impermeabilizzata.

Nel rispetto della risorsa idrica, le acque meteoriche provenienti da parcheggi e piazzali dovranno essere convogliate in vasche di prima pioggia.

SISMICA

Il territorio comunale rientra, in un ambito di una macrozonazione sismica, completamente in classe sismica quarta (4), bassissima sismicità (accelerazione massima al suolo $0,025 < a_g < 0,050$).

Nell'ambito di una microzonazione sismica locale, secondo le vigenti normative è necessario identificare delle condizioni geomorfologiche e stratigrafiche locali eventualmente in grado di amplificare la risposta sismica. Per quanto riguarda la geomorfologia, visto il contesto pianeggiante possiamo assegnare all'area indagata una categoria topografica T1 (pendenze inferiori ai 15°), mentre per quanto riguarda la stratigrafia bisogna valutare i primi 30 m di terreni al di sotto del piano di posa. Allo scopo si è utilizzato sia l'approccio di Borchedt sia quello utilizzato dalla Protezione Civile che attribuiscono ad una determinata litologia una particolare velocità delle onde Vs.

Se ne deduce, osservando sezioni geologiche e stratigrafie di pozzi prossime all'area studiata che ai suoli presenti in sito fino a circa 30 m di profondità (miscele di ghiaie e sabbie) è attribuibile cautelativamente una categoria sismica "C" (generalmente applicabile a terreni con prevalente componente sabbiosa, vedi allegati). Si consiglia, se richiesto un maggior rigore e dettaglio, l'esecuzione di indagine geofisiche (Masw, Hvsr, ecc).

Nell'ambito di una classificazione della pericolosità sismica locale i lotti indagati sono classificati come: Z4a - Zona con presenza di depositi alluvionali e/o fluvio-glaciali granulari e/o coesivi.

3. CARATTERIZZAZIONE LITOTECNICA DEL SITO

3.1 Indagini

Si è steso un programma di indagini atte a valutare le caratteristiche geotecniche dei depositi tramite l'esecuzione di prove penetrometriche.

Questo metodo fu sviluppato negli USA a partire dagli anni '20 e viene utilizzato per ottenere dei valori quantitativi sulla resistenza del suolo alla penetrazione. La prova consiste nel far cadere, con un ritmo costante di colpi al minuto, una maglia da un'altezza standard su una batteria di aste. Si registra il numero di colpi necessario ad infiggere le aste di un tratto di lunghezza prefissata; il valore dei colpi può essere correlato con opportune relazioni, ad alcune proprietà geotecniche dei terreni indagati. Per lo svolgimento di tali prove si è utilizzata l'attrezzatura di seguito descritta.

3.1.1 Penetrometro dinamico medio

Ditta produttrice:	COMPAC S.R.L.
Modello	PENETROMETRO DINAMICO PENNI 30

Sistema infissione	maglio a caduta libera 20-30 Kg
Altezza caduta del maglio	20 cm
Batteria di aste	aste acciaio speciale aventi: Ø = 2 cm lunghezza pari a 1.00 m P = 2.4 kg
Punta	punta conica a perdere: Ø = 3.56 cm angolo di apertura = 60° A = 10 cm ²

Nell'esecuzione della campagna di prove penetrometriche si è optato per l'utilizzo di tale apparecchiatura per la notevole praticità in rapporto alle apparecchiature S.P.T. ed S.C.P.T.. Al riguardo delle attitudini del penetrometro dinamico COMPAC PENNI-30, esso ha un procedimento di utilizzo analogo al penetrometro standard S.C.P.T. (standard cone penetretion test), dal quale differisce principalmente per la minor massa del maglio, per la minor altezza di caduta dello stesso e per la minor sezione delle aste. Inoltre le resistenze all'avanzamento vengono espresse in numero di colpi per 10 cm di avanzamento [N 10].

Pasqualini E. (1983) suggerisce una correlazione per passare da N10 a NSPT: $NSPT = N10 / \alpha$

$\alpha = (m1 \times h1 \times e2 \times A2) / (m2 \times h2 \times e1 \times h1)$ dove sono indicate rispettivamente la massa battente, l'altezza di caduta, il passo di lettura e l'area della punta delle prove SPT con il pedice 1 e quelle del penetrometro medio leggero con il pedice 2. Pertanto, nel caso rispettivamente di maglio da 30 e 20 kg:

$$\alpha = (63,5 \text{ kg} \times 0,75 \text{ m} \times 0,1 \text{ m} \times 0,001 \text{ mq}) / (30 \text{ kg} \times 0,20 \text{ m} \times 0,30 \text{ m} \times 0,002 \text{ mq}) = 1,3$$

$$\alpha = (63,5 \text{ kg} \times 0,75 \text{ m} \times 0,10 \text{ m} \times 0,001 \text{ mq}) / (20 \text{ kg} \times 0,20 \text{ m} \times 0,30 \text{ m} \times 0,002 \text{ mq}) = 1,9$$

L'analisi dei risultati delle prove penetrometriche consente, in prima approssimazione, di valutare lo stato di addensamento dei terreni attraversati e quindi di risalire indirettamente alla loro natura litologica. Comparando le risultanze dei diagrammi penetrometrici con gli esiti della prospezione diretta è quindi possibile dedurre un chiaro quadro visivo della successione stratigrafica di un certo sito e successivamente attribuire ai terreni attraversati i relativi valori dei parametri geotecnici fondamentali.

3.1.2 Nomenclatura terreni

Nei paragrafi seguenti per la definizione dei terreni si è seguita la nomenclatura, consigliata dall'Associazione Geotecnica Italiana (AGI):

NOME DELLA FRAZIONE PRINCIPALE

“CON” 50÷25%

“OSO” 25÷10%

“DEBOLMENTE OSO” 10÷5%

“CON TRACCE” < 5%

Ad esempio:

ciottoli (37%), ghiaia (56%), sabbia (7%)

Denominazione attribuita: “*ghiaia con ciottoli debolmente sabbiosa*”.

Le percentuali, qualora non specificato, sono state stimate in sito con visione diretta dei litotipi, qualora venga realizzata un’analisi granulometrica verrà descritto per esteso.

3.1.3 Esposizione dati penetrometrici

Si sono eseguite 5 prove penetrometriche approfondite e disposte in base alle caratteristiche delle opere in progetto, alla logistica concessa dal cantiere ed alle caratteristiche dei depositi presenti in sito. Le prove sono state realizzate a partire dalla superficie topografica naturale ed hanno raggiunto la profondità massima di 5,8 m. L’interpretazione dei risultati ha condotto alle seguenti definizioni tecniche:

P 1		
profondità (m)	media colpi orizzonte (NSPT)	condizioni di addensamento
0 – 0,5	8	Medie
0,5 - 1	12	Discrete
1 - 3	5	Scadenti
3 – 3,6	8	Medie
3,6 – 3,7	> 22	Buone

P 2		
profondità (m)	media colpi orizzonte (NSPT)	condizioni di addensamento
0 – 4	5	Scadenti
4 – 4,1	>22	Buone

P 3		
profondità (m)	media colpi orizzonte (NSPT)	condizioni di addensamento
0 – 0,3	4	Scadenti
0,3 - 2	14	Discrete
2 – 2,5	10	Medie

2,5 – 3	6	Scadenti
3 – 3,5	8	Medie
3,5 – 4,9	5	Scadenti

P 4		
profondità (m)	media colpi orizzonte (NSPT)	condizioni di addensamento
0 – 0,5	3	Scadenti
0,5 – 1,5	10	Medie
1,5 - 2	14	Discrete
2 – 2,5	10	Medie
2,5 - 3	5	Scadenti
3 – 4	8	Medie

P 5		
profondità (m)	media colpi orizzonte (NSPT)	condizioni di addensamento
0 – 0,5	11	Medie
0,5 – 0,8	18	Discrete
0,8 – 2	10	Medie
2 – 2,5	16	Discrete
2,5 – 4,9	5	Scadenti
4,9 – 5,7	9	Medie
5,7 – 5,8	77	Rifiuto

3.2 Peculiarità geo-meccaniche dei terreni

Le prove geognostiche in sito, correlate con la documentazione geologica consultata, hanno consentito di ricostruire per l'area oggetto d'indagine la seguente sequenza litotecnica media:

Unità litotecnica 1: dal piano campagna a 0,3 m di profondità, suoli poco addensati, più frequente la presenza di riporti, macerie, ghiaie e ciottoli di origine antropica dal differente stato di addensamento.

Unità litotecnica 2: da 0,3 a 2,5 m di profondità, sabbie limose con ghiaie, comportamento frizionale, peso di volume 1,8 t/mc, angolo di attrito interno 27°, coesione nulla, stato di addensamento medio, non saturo, NSPT medio 10.

Unità litotecnica 3: da 2,5 a 5,8 m di profondità, sabbie limose con rare ghiaie, comportamento frizionale, peso di volume 1,7 t/mc, angolo di attrito interno 25°, coesione nulla, stato di addensamento scadente-medio, non saturo, NSPT medio 7.

Unità litotecnica 4: da 5,8 m di profondità, sabbie limose con ghiaie e ciottoli, comportamento frizionale, peso di volume 1,9 t/mc, angolo di attrito interno 32-34°, coesione nulla, stato di addensamento buono, non saturo, NSPT medio 20-25.

Relativamente all'attribuzione dei valori dei *parametri geotecnici fondamentali* ai terreni si è fatto riferimento anche ad esperienze personali condotte in contesti confrontabili ed in zone limitrofe (esecuzione di back-analysis), nonché a dati dedotti dalla bibliografia tecnica (cf. P. COLOMBO, 1975; R. LANCELLOTTA, 1987; TERZAGHI PECK 1967; TANZINI 2009; CASADIO-ELMI 2006; CESTARO 2009) espressi in medie ponderate.

3.2.1 Capacità portante e cedimenti

Si è realizzata una verifica preliminare tramite la **Formula degli Olandesi (plinti) e di Parry (fondazioni continue)** tarata con metodo di Brinch-Hansen, i cui risultati sono paragonabili alle prestazioni medie in condizioni dinamiche di fondazioni dal lato B variabile tra 0,5 ed 1 m con cedimenti totali verificati con il metodo di Burland e Burdibge entro il limite di 25 mm;

La metodologia fornisce stime della capacità portante/carichi esercizio, i cedimenti maggiori si ottengono con i carichi applicati alle fondazioni con B pari a 1 m. Il valore di portata ammissibile da utilizzarsi corrisponde alla media dei valori delle Q_{amm} in un intervallo che va dal piano di posa prescelto ad una profondità pari a 1,5-2 volte la larghezza della fondazione che s'intende utilizzare. Nel caso in questione si sono ottenuti i seguenti risultati relativamente alla capacità portante/carichi di esercizio:

Fondazione	Piano di posa	Carico esercizio	Cedimenti totali
Plinto (B da 0,5 a 1 m)	1 m dal p.c	96 kPa	Entro i 25 mm
Continua (B da 0,5 a 1 m)	1 m dal p.c	76 kPa	Entro i 25 mm
Plinto (B da 0,5 a 1 m)	3,5 m dal p.c	50 kPa	Entro i 25 mm
Continua (B da 0,5 a 1 m)	3,5 m dal p.c	46 kPa	Entro i 25 mm

3.2.3 Fronti di scavo

Lo scopo preliminare nel valutare (o assegnare) le condizioni di stabilità di un fronte di scavo, è quello di porre in relazione, in via del tutto generale, un'altezza di scarpata stabile con un particolare angolo di pendio, relazionati ad un prefissato fattore di sicurezza.

Altezza fronte scavo di progetto	3,5 m
Inclinazione fronte scavo di progetto	89°

Condizioni drenate a lungo termine

Tra i numerosi procedimenti di verifica della stabilità di un fronte di scavo di forma semplice, può essere proposto quello Culmann che considera le condizioni di equilibrio di un cuneo di terreno/roccia delimitato da una superficie di scorrimento piana. Tale metodo applicato al caso in corso di studio ha fornito i seguenti risultati:

Fs 1,3	
Altezza stabile a lungo termine	2,03 m
Inclinazione fronte a lungo termine	54°

Verifica stabilità a lungo termine dei fronti di scavo

Condizioni non drenate a breve termine

Nei terreni granulari è spesso presente una coesione apparente imputabile a forze intercapillari tra le particelle dovute ad umidità, modeste percentuali di argilla, cementazione chimica, limo alterato, ecc, di difficile identificazione se non tramite specifiche prove di laboratorio.

Tale coesione apparente permette a fronti di scavo in terreni granulari di mantenere anche un profilo verticale per un tempo non precisato (ore, giorni, mesi) in funzione delle peculiarità geologiche-geomorfologiche-idrogeologiche e climatiche del sito; sta alla direzione lavori valutare di giorno in giorno le condizioni dei fronti proponendo eventuali accorgimenti quali ad esempio la copertura con teli o la puntellatura.

4. CONCLUSIONI

Si è studiato un intorno significativo di un sito pianeggiante ubicato in un contesto urbanizzato il cui areale geomorfologico è rappresentato da una porzione di una piana stabile, non si sono ravvisati segnali o emergenze geomorfologiche che lascino supporre rapide future evoluzioni dell'attuale assetto territoriale.

La naturale situazione geologico-stratigrafica-tecnica locale è costituita da una coltre superficiale artificiale dallo spessore variabile costituita da riporti di macerie, ghiaie, copertura in calcestruzzo magro, in naturale successione si sviluppa fino a 2,5 m di profondità un orizzonte sabbioso ghiaioso mediamente addensato (capacità portante media da 0,76 a 0,96 kg/cmq) che ricopre delle sabbie limose con rare ghiaie poco/mediamente addensate (capacità portante media da 0,45 a 0,5 kg/cmq) che si spingono fino a 5 m dal p.c.; da tale quota lo stato di addensamento e la granulometria aumentano gradatamente fino a giungere buoni livelli attorno ai 6 m dal p.c. dove si registrano valori di capacità portante attorno a 1,5 kg/cmq, per i dettagli si veda il paragrafo 3.3.1. (le stime di capacità portante sopra esposte s'intendono applicabili a fondazioni continue e plinti dal lato variabile da 0,5 ad 1 m).

Sarà necessario un approfondimento geotecnico per ogni singolo lotto edificatorio al fine di definire la stratigrafia locale e progettare adeguatamente la capacità portante, con relativi cedimenti, dei terreni in funzione delle peculiarità dell'opera in progetto.

Per quanto riguarda le acque superficiali, i terreni risultano discretamente permeabili e pertanto non sono previsti ristagni dovuti alle piogge; nelle vicinanze del sito non sono presenti corpi idrici superficiali tali da coinvolgere l'area indagata con le proprie dinamiche idrauliche e relativi vincoli.

Per quanto riguarda le acque sotterranee, sono presenti ad una profondità tale da non influenzare le opere in progetto anche nel caso di realizzazione di piani interrati. Per la protezione delle acque sotterranee dall'inquinamento le richieste di concessione edilizia dovranno contenere un'indicazione quantitativa e qualitativa degli scarichi liquidi prodotti dal fabbricato o dal complesso di cui si richiede la costruzione; un'indicazione progettuale dei sistemi di depurazione corrispondenti e/o dei sistemi adottati per l'eliminazione dei materiali residui e la salvaguardia idrogeologica e relativi criteri costruttivi (si veda il paragrafo dedicato all'idrogeologia nell'inquadramento geologico generale per previsione di fabbisogno idrico, stima della produzione di acque reflue e capacità di drenaggio dei suoli).

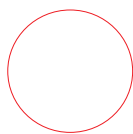
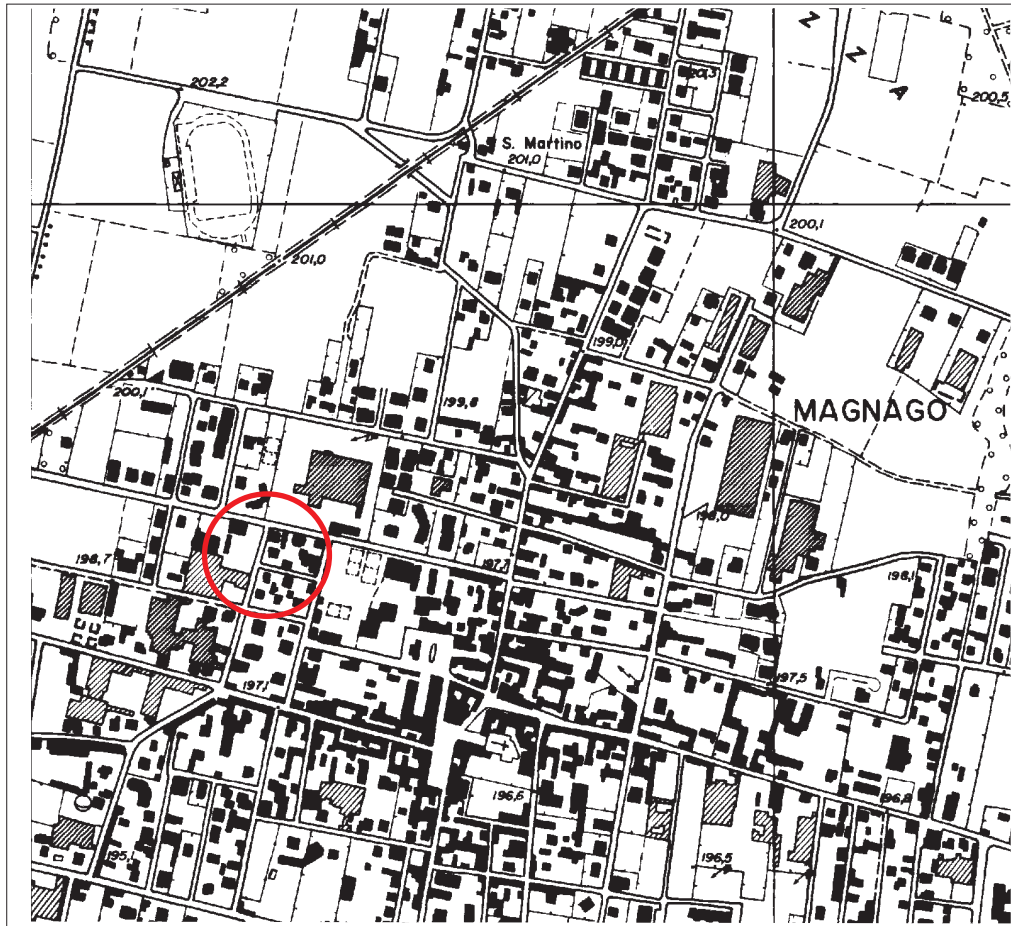
Eventuali fronti di scavo aperti nei sedimenti presenti in sito tenderanno, a lungo termine a raggiungere un profilo di equilibrio alto 2,03 m con un'inclinazione di 54°.

Dal punto di vista sismico nel territorio comunale sono attese eventuali energizzazioni a bassa intensità (accelerazione massima del suolo $a_g < 0,05$), il comune è infatti iscritto in classe sismica IV, la forma della superficie topografica è classificabile come (T1) mentre la natura "sismica" dei sedimenti come (C).

Per garantire la massima efficienza esecutiva delle opere sarà inoltre opportuno rispettare le seguenti ulteriori prescrizioni particolari:

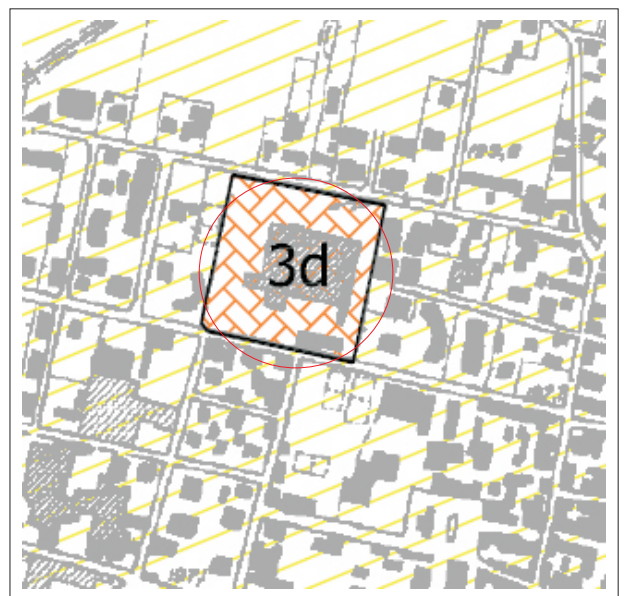
- si consiglia di realizzare gli interventi con la massima rapidità in periodi contrassegnati da scarsi apporti idrici, al fine di evitare sia il fastidioso rammollimento dei terreni sia la presenza di filtrazioni dalle pareti e dal fondo scavo; nel primo caso sarà opportuno riparare gli scavi dall'azione delle acque meteoriche, apponendo teli impermeabili;
- nell'esecuzione degli scavi andrà previsto il sostegno dei fronti, particolarmente ove sia necessario approfondirsi oltre la profondità di 2 m soprattutto se in fregio a fondazioni di edifici esistenti, strade, ecc;
- qualora si evidenzia filtrazione di acque sulle pareti di scavo si dovrà assolutamente prevedere il sostegno degli scavi stessi, in quanto si perderebbe la relativa stabilità dei fronti stessi.
- Le considerazioni sopra effettuate derivano da indagini puntuali, nel caso si riscontri l'esistenza di condizioni litostratigrafiche difformi da quanto previsto, andrà interpellato il consulente geologo e dovranno essere eventualmente adottati correttivi alle scelte progettuali previste.
- D.Lgs 81/2008, art. 118: Nei lavori di splateamento o sbancamento eseguiti senza l'impiego di escavatori meccanici, le pareti delle fronti di attacco devono avere una inclinazione o un tracciato tali, in relazione alla natura del terreno, da impedire franamenti. Quando la parete del fronte di attacco supera l'altezza di m 1,50, e' vietato il sistema di scavo manuale per scalzamento alla base e conseguente franamento della parete.
- Quando per la particolare natura del terreno o per causa di piogge, di infiltrazione, di gelo o disgelo, o per altri motivi, siano da temere frane o scoscendimenti, deve essere provveduto all'armatura o al consolidamento del terreno.
- Nello scavo di pozzi e di trincee profondi piu' di m 1,50, quando la consistenza del terreno non dia sufficiente garanzia di stabilità, anche in relazione alla pendenza delle pareti, si deve provvedere, man mano che procede lo scavo, alla applicazione delle necessarie armature di sostegno.
- E' vietato costituire depositi di materiali presso il ciglio degli scavi. Qualora tali depositi siano necessari per le condizioni del lavoro, si deve provvedere alle necessarie puntellature.

Considerando in sede progettuale quanto sopra esposto e mettendolo in pratica in fase esecutiva, si potranno considerare gl'interventi in progetto compatibili con le condizioni geologiche locali.



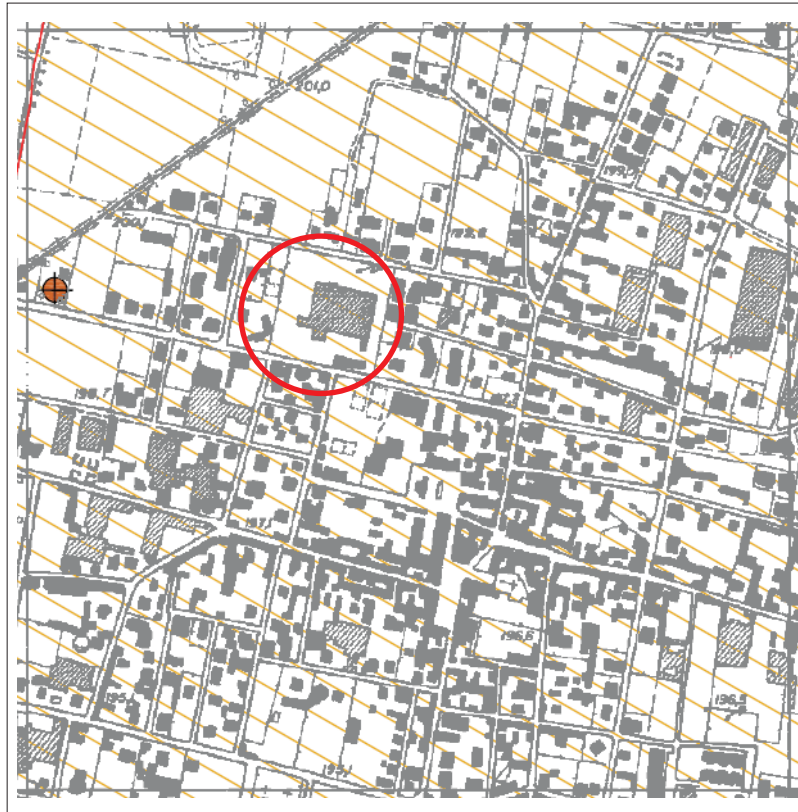
Area indagata

L'area oggetto di studio allo stato attuale è stata sottoposta a processo di caratterizzazione ambientale e bonifica con esito positivo e pertanto è classificabile come sotto esposto

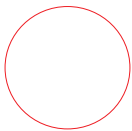


AREE A DEPOSITI FLUVIOGLACIALI	2 (piana fluvio-glaciale)	Aree pianeggianti, litologicamente costituite da ghiaie a supporto clastico in matrice sabbiosa, prive di alterazione, con suoli sommitali poco profondi (1.6 m)
	FATTIBILITA' CON MODESTE LIMITAZIONI	


	Stralcio Sezione CTR Scala 1:10.000	Cantiere	Committenza	Tavola
	A5d5	Comune Magnago Via Mameli/P. delle Vigne Realizzazione Piano Attuativo	Spett.le Impala s.r.l. Via Buenos Aires 42 Milano	Corografia Fattibilità geologica
	Data			
	Luglio 2015			




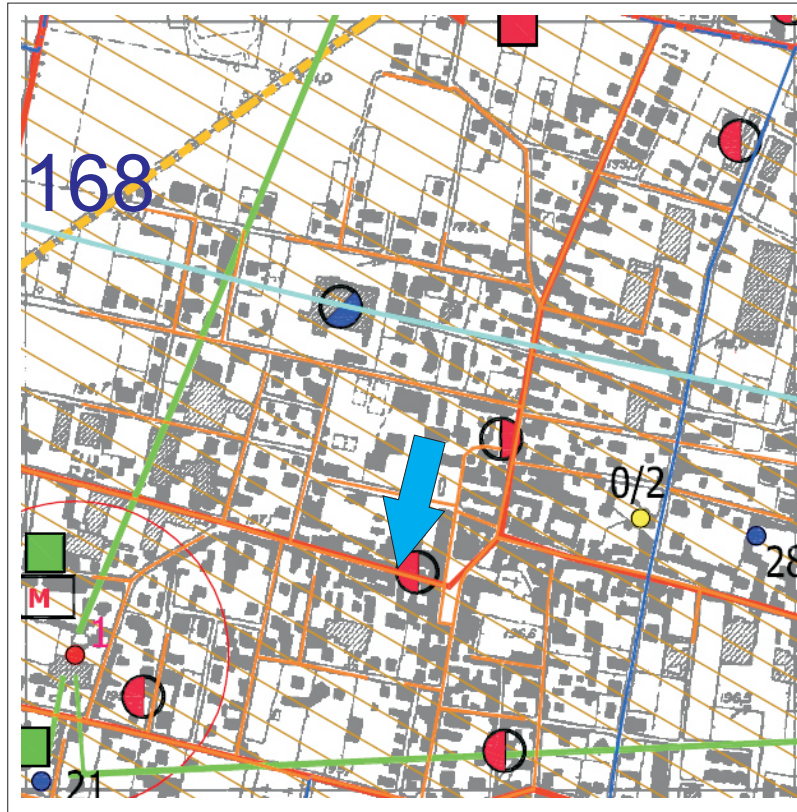
Fonte PGT, studio Ghezzi






Area indagata


UNITA' GEOLOGICHE	CARATTERI GEOLOGICI
<p>Unità Magnago ("Unità di Cantù" Auct.) ("Fluvioglaciale Wurm" Auct.)</p> 	<p>Rappresenta l'unità geologica più superficiale del "Terrazzo di Magnago". L'unità è costituita da ghiaie arrotondate a supporto clastico, raramente a supporto di matrice sabbiosa. Ambiente di deposizione fluviale ad elevata energia. Le sequenze sommitali sono costituite da suoli e colluvi, litologicamente definibili come ghiaie sub-arrotondate, a selezione scarsa, a supporto di matrice sabbioso-limosa debolmente arrossata; sono localmente presenti livelli discontinui di spessore decimetrico di sabbie limose con rari ciottoli.</p>

		Cantiere	Committenza	Tavola
		Comune Magnago Via Mameli/P. delle Vigne	Spett.le Impala s.r.l.	Inquadramento geologico
	Data	Realizzazione Piano Attuativo	Via Buenos Aires 42	
	Luglio 2015		Milano	

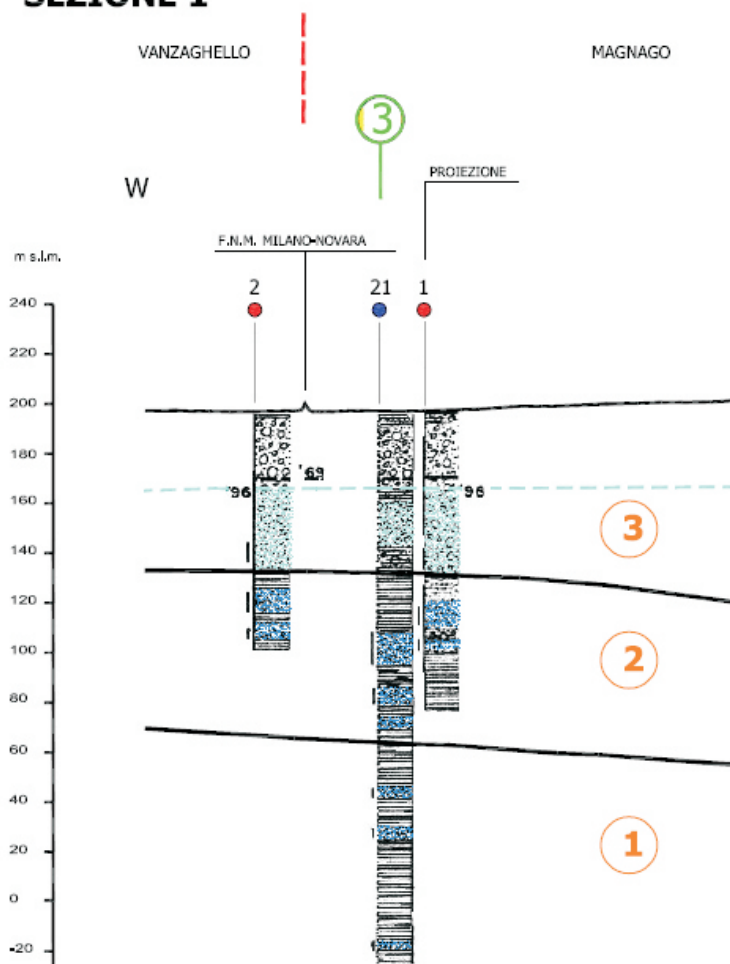


Fonte PGT, studio Ghezzi

-  Linee isopiezometriche al settembre/ottobre 2002 e relativa quota (m s.l.m.)
-  Principali direzioni di flusso idrico sotterraneo
-  Tracce delle sezioni idrogeologiche

		Cantiere	Committenza	Tavola
	Data	Comune Magnago Via Mameli/P. delle Vigne	Spett.le Impala s.r.l.	Inquadramento Idrogeologico
	Luglio 2015	Realizzazione Piano Attuativo	Via Buenos Aires 42 Milano	

SEZIONE 1



3 **UNITA' DELLE GHIAIE E SABBIE con sporadiche intercalazioni argilloso - limose**
 Falda idrica libera.
 Ambiente deposizionale: *fluvioglaciale*

2 **UNITA' DELLE ALTERNANZE ARGILLE-GHIAIE con presenza di torbe**
 Falde idriche confinate.
 Ambiente deposizionale: *transizionale*

1 **UNITA' DELLE ARGILLE PREVALENTI con presenza di fossili**
 Assenza di falde idriche significative.
 Ambiente deposizionale: *marino*

	Cantiere	Committenza	Tavola
	Comune Magnago Via Mameli/P. delle Vigne Realizzazione Piano Attuativo	Spett.le Impala s.r.l. Via Buenos Aires 42 Milano	Sezione idrogeologica
Data			
Luglio 2015			

TIPO DI TERRENO	k (m/s)
Ghiaia pulita	$10^{-2} - 1$
Sabbia pulita, sabbia e ghiaia	$10^{-5} - 10^{-2}$
Sabbia molto fine	$10^{-6} - 10^{-4}$
Limo e sabbia argillosa	$10^{-9} - 10^{-5}$
Limo	$10^{-8} - 10^{-6}$
Argilla omogenea sotto falda	$< 10^{-9}$
Argilla sovraconsolidata fessurata	$10^{-8} - 10^{-4}$
Roccia non fessurata	$10^{-12} - 10^{-10}$

k (m/s)	1	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}	10^{-8}	10^{-9}	10^{-10}	10^{-11}
GRADO DI PERMEABILITÀ		alto		medio		basso		molto basso		impermeabile		
DRENAGGIO		buono				povero			praticamente impermeabile			
TIPO DI TERRENO		ghiaia pulita		sabbia pulita e miscele di sabbia e ghiaia pulita		sabbia fine, limi organici e inorganici, miscele di sabbia, limo e argilla, depositi di argilla stratificati			terreni impermeabili argille omogenee sotto la zona alterata dagli agenti atmosferici			
						terreni impermeabili modificati dagli effetti della vegetazione e del tempo						

k	1	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}	10^{-8}	10^{-9} cm/s
Classi di permeabilità	> B	BUONA	DISCRETA		BASSA	> BASSA	IMPERMEABILE			
Spessore attraversabile in 1 anno	> 10 km	3 km	300m	30 m	3 m	30 cm	3 cm	3 mm		
Tipo di terreno	GHIAIETTI	SABBIE SABBIE MISTE A GHIAIE	SABBIE MEDIE E FINI	LIMI SABBIE FINI ARGILLE LIMOSE			ARGILLE COMPATTE E OMOGENEE			

Valori orientativi di filtrazione verticale (gradiente idraulico $i=1$) in rocce incoerenti.

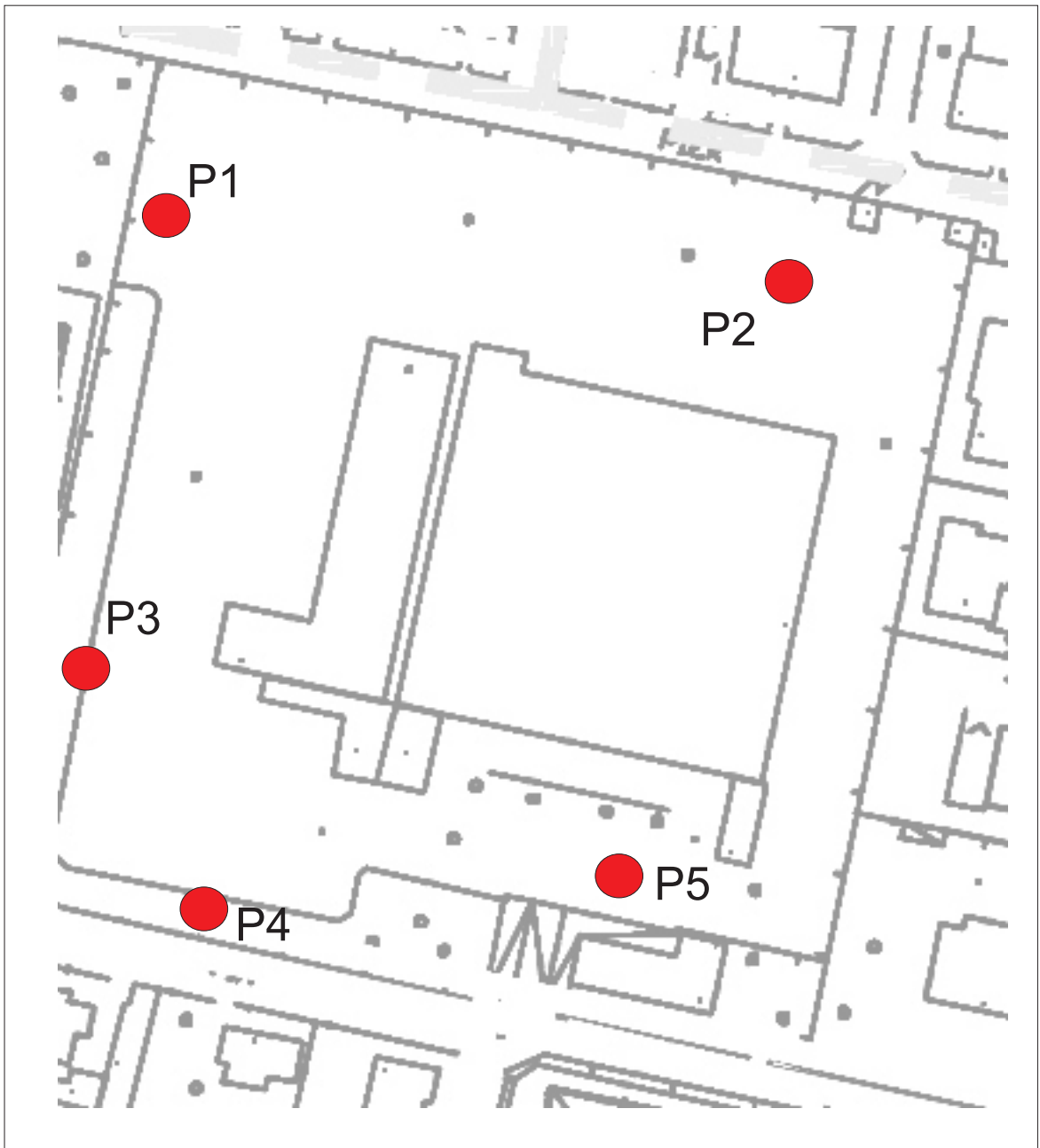
		Cantiere	Committenza	Tavola
		Comune Magnago Via Mameli/P. delle Vigne Realizzazione Piano Attuativo	Spett.le Impala s.r.l. Via Buenos Aires 42 Milano	Caratteristiche di permeabilità di vari tipi di terreno
	Data			
	Luglio 2015			

Tabella 3.2.II – Categorie di sottosuolo

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> 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).
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> 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 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

Velocità caratteristiche delle onde S nei vari tipi di suolo (Borchedt, 1994)

TIPO DI SUOLO	V_s min (m/s)	V_s media (m/s)	V_s max (m/s)
ROCCE MOLTO DURE (es. rocce metamorfiche molto-poco fratturate)	1400	1620	
ROCCE DURE (es. graniti, rocce ignee, conglomerati, arenarie e argilliti,	700	1050	1400
SUOLI GHIAIOSI e ROCCE DA TENERE A DURE (es. rocce sedimentarie ignee, tenere, arenarie, argilliti, ghiaie	376	540	700
ARGILLE COMPATTE e SUOLI SABBIOSI (es. sabbie da sciolte a molto compatte, limi e argille sabbiose, argille da medie a compatte	200	290	375
TERRENI TENERI (es. terreni di riempimento sotto falda, argille tenere	100	150	200



 Prova penetrometrica dinamica

		Cantiere	Committenza	Tavola
		Comune Magnago Via Mameli/P. delle Vigne Realizzazione Piano Attuativo	Spett.le Impala s.r.l. Via Buenos Aires 42 Milano	Ubicazione prove penetrometriche
	Data			
	Luglio 2015			

ESPOSIZIONE RISULTATI PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE

Cantiere: Comune di Magnago, Via Mameli-Via Pier delle Vigne
Committente: Spett.le Immobiliare Impala srl, Via Buenos Aires, Milano
Data: 24-lug-15

P1			
METRI	N10	NSPT	Media
0,1	10	8	8
0,2	10	8	
0,3	10	8	
0,4	10	8	
0,5	10	8	
0,6	15	12	12
0,7	15	12	
0,8	15	12	
0,9	15	12	
1	15	12	
1,1	8	6	5
1,2	8	6	
1,3	8	6	
1,4	8	6	
1,5	8	6	
1,6	8	6	
1,7	8	6	
1,8	8	6	
1,9	8	6	
2	4	3	
2,1	4	3	
2,2	4	3	
2,3	4	3	
2,4	4	3	
2,5	4	3	
2,6	5	4	
2,7	5	4	
2,8	5	4	
2,9	5	4	
3	5	4	
3,1	10	8	8
3,2	10	8	
3,3	10	8	
3,4	10	8	
3,5	10	8	
3,6	10	8	
3,7	100	77	Rifiuto

P2			
METRI	N10	NSPT	Media
0,1	5	4	5
0,2	5	4	
0,3	5	4	
0,4	5	4	
0,5	6	5	
0,6	6	5	
0,7	6	5	
0,8	6	5	
0,9	6	5	
1	6	5	
1,1	7	5	
1,2	7	5	
1,3	7	5	
1,4	7	5	
1,5	7	5	
1,6	6	5	
1,7	6	5	
1,8	6	5	
1,9	6	5	
2	6	5	
2,1	6	5	
2,2	6	5	
2,3	6	5	
2,4	6	5	
2,5	6	5	
2,6	6	5	
2,7	6	5	
2,8	6	5	
2,9	6	5	
3	6	5	
3,1	6	5	
3,2	6	5	
3,3	6	5	
3,4	6	5	
3,5	6	5	
3,6	6	5	
3,7	6	5	
3,8	6	5	
3,9	6	5	
4	6	5	
4,1	100	77	Rifiuto

Legenda

	Nspt > 22	terreno ben addensato		falda
	11 < Nspt <= 22			
	6 < Nspt <= 11			
	Nspt <= 6	terreno scarsamente addensato		

ESPOSIZIONE RISULTATI PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE

Cantiere: Comune di Magnago, Via Mameli-Via Pier delle Vigne
Committente: Spett.le Immobiliare Impala srl, Via Buenos Aires, Milano
Data: 24-lug-15

P3			
METRI	N10	NSPT	Media
0,1	5	4	4
0,2	5	4	
0,3	5	4	
0,4	17	13	14
0,5	17	13	
0,6	17	13	
0,7	17	13	
0,8	10	8	
0,9	10	8	
1	10	8	
1,1	25	19	
1,2	25	19	
1,3	25	19	
1,4	25	19	
1,5	25	19	
1,6	22	17	
1,7	21	16	
1,8	15	12	
1,9	15	12	
2	15	12	
2,1	13	10	10
2,2	13	10	
2,3	13	10	
2,4	13	10	
2,5	13	10	
2,6	8	6	6
2,7	8	6	
2,8	8	6	
2,9	8	6	
3	8	6	
3,1	11	8	8
3,2	11	8	
3,3	11	8	
3,4	11	8	
3,5	11	8	
3,6	6	5	5
3,7	6	5	
3,8	6	5	
3,9	6	5	
4	6	5	
4,1	7	5	
4,2	7	5	
4,3	7	5	
4,4	7	5	
4,5	7	5	
4,6	7	5	
4,7	7	5	
4,8	7	5	
4,9	7	5	

P4			
METRI	N10	NSPT	Media
0,1	4	3	3
0,2	4	3	
0,3	4	3	
0,4	4	3	
0,5	4	3	
0,6	13	10	10
0,7	13	10	
0,8	13	10	
0,9	13	10	
1	13	10	
1,1	14	11	
1,2	14	11	14
1,3	14	11	
1,4	14	11	
1,5	14	11	
1,6	18	14	
1,7	18	14	
1,8	18	14	
1,9	18	14	
2	18	14	
2,1	13	10	10
2,2	13	10	
2,3	13	10	
2,4	13	10	
2,5	13	10	
2,6	7	5	5
2,7	7	5	
2,8	7	5	
2,9	7	5	
3	7	5	
3,1	12	9	8
3,2	12	9	
3,3	12	9	
3,4	12	9	
3,5	12	9	
3,6	10	8	
3,7	10	8	
3,8	10	8	
3,9	10	8	
4	10	8	

Legenda

	Nspt > 22
	11 < Nspt <= 22
	6 < Nspt <= 11
	Nspt <= 6

ESPOSIZIONE RISULTATI PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE

Cantiere: Comune di Magnago, Via Mameli-Via Pier delle Vigne
Committente: Spett.le Immobiliare Impala srl, Via Buenos Aires, Milano
Data: 24-lug-15

P5

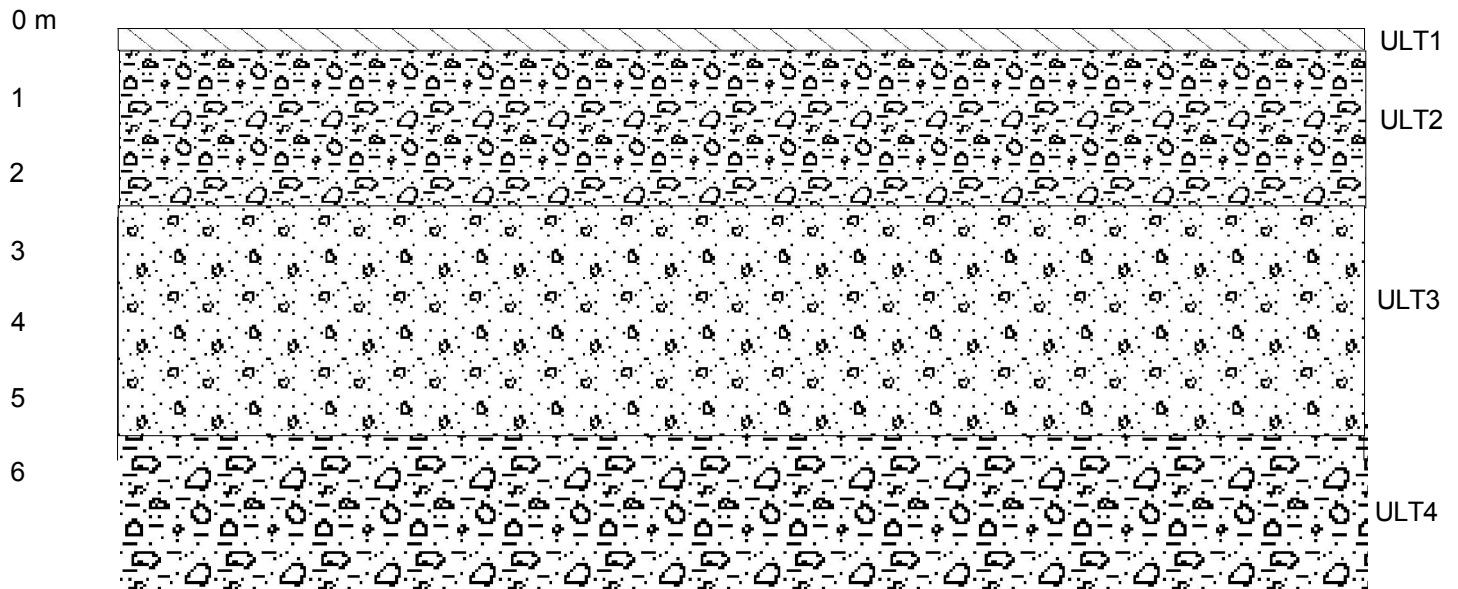
METRI	N10	NSPT	Media
0,1	14	11	11
0,2	14	11	
0,3	14	11	
0,4	14	11	
0,5	14	11	
0,6	23	18	18
0,7	23	18	
0,8	23	18	
0,9	13	10	10
1	13	10	
1,1	14	11	
1,2	14	11	
1,3	14	11	
1,4	14	11	
1,5	14	11	
1,6	12	9	
1,7	13	10	
1,8	12	9	
1,9	13	10	
2	12	9	16
2,1	20	15	
2,2	20	15	
2,3	30	23	
2,4	20	15	
2,5	15	12	
2,6	8	6	5
2,7	8	6	
2,8	8	6	
2,9	8	6	
3	8	6	
3,1	7	5	
3,2	7	5	
3,3	7	5	
3,4	8	6	
3,5	8	6	
3,6	6	5	
3,7	6	5	
3,8	6	5	
3,9	6	5	
4	6	5	
4,1	6	5	
4,2	6	5	
4,3	6	5	
4,4	6	5	
4,5	6	5	
4,6	7	5	
4,7	7	5	
4,8	7	5	
4,9	7	5	

P5bis

METRI	N10	NSPT	Media	
5	12	9	9	
5,1	12	9		
5,2	12	9		
5,3	12	9		
5,4	12	9		
5,5	12	9		
5,6	13	10		
5,7	12	9		
5,8	100	77		Rifiuto

Legenda

	Nspt > 22
	11 < Nspt <= 22
	6 < Nspt <= 11
	Nspt <= 6



Unità litotecnica 1: dal piano campagna a 0,3 m di profondità, suoli poco addensati, più frequente la presenza di riporti, macerie, ghiaie e ciottoli di origine antropica dal differente stato di addensamento.

Unità litotecnica 2: da 0,3 a 2,5 m di profondità, sabbie limose con ghiaie, comportamento frizionale, peso di volume 1,8 t/mc, angolo di attrito interno 27°, coesione nulla, stato di addensamento medio, non saturo, NSPT medio 10.

Unità litotecnica 3: da 2,5 a 5,8 m di profondità, sabbie limose con rare ghiaie, comportamento frizionale, peso di volume 1,7 t/mc, angolo di attrito interno 25°, coesione nulla, stato di addensamento scadente-medio, non saturo, NSPT medio 7.

Unità litotecnica 4: da 5,8 m di profondità, sabbie limose con ghiaie e ciottoli, comportamento frizionale, peso di volume 1,9 t/mc, angolo di attrito interno 32-34°, coesione nulla, stato di addensamento buono, non saturo, NSPT medio 20-25.

		Cantiere	Committenza	Tavola
		Comune Magnago Via Mameli/P. delle Vigne Realizzazione Piano Attuativo	Spett.le Impala s.r.l. Via Buenos Aires 42 Milano	Stratigrafia litotecnica schematica
	Data			
	Luglio 2015			

Tabella IX: Linee guida per la pendenza delle scarpate di scavo e di riporto (modificato da British Columbia Forest Code, 1995)

Scarpate di scavo		Scarpate di riporto	
<i>materiale</i>	<i>pendenza</i>	<i>materiale</i>	<i>pendenza</i>
miscele di sabbia e ghiaia (GP) sabbie da sciolte ad addensate (SW, SP)	1/1.5	miscele di sabbia e ghiaia (GP) sabbie (SW, SP) miscele di ghiaia, sabbia, limo e argilla (GM, GC)	1/1.5
sabbie limose (SM)	1/1		
limi da addensati a molto addensati sino a cementati (ML)	1/0.75	limi (ML, MH) argille (CL, CH)	1/2.5
limi soffici, limi argillosi (MH)	1/1.5		
argille limose (CL) argille inorganiche (CH)	1/1		

Tabella X: Proprietà fisico-meccaniche e indicazioni a scopo ingegneristico dei terreni (da: Washington Division of Geology and Earth Resources Bulletin 78-1989, modificato)

classificazione		Peso di volume secco <i>g/cm³</i>	angolo di resistenza al taglio °	coesione <i>kg/cm²</i>	erodibilità relativa	capacità portante <i>kg/cm²</i>	difficoltà di scavo	inclinazione scarpata %
origine	USCS							
alluvionali								
alta energia	GW, GP, GM	1.85 – 2.10	30 - 35	0	bassa	0,75 – 1,00	bassa	50÷65
bassa energia	ML, SM, SP, SW	1.45 – 1.85	15 - 30	0 – 0.25	medio- alta	0.25 – 0,75	bassa	25÷50
glaciali								
till	SM, ML	1.90 – 2.25	35 - 45	0.50 – 2.00	medio- bassa	0.75 – 2.50	medio- alta	50÷100
fluvioglaciali	GW, GP SW, SP, SM	1.85 – 2.10	30 - 40	0 – 0,50	medio- bassa	0.75 – 1.50	medio- bassa	50÷70
glaciolacustri	ML, SP, SM	1.60 – 1.90	30 - 40	0 – 1.50	medio- alta	0.50 – 1.00	media	25÷50
lacustri								
inorganici	ML, SM, MH	1.10 – 1.60	5.0 - 20	0 – 0.10	alta	0 – 0.25	bassa	0÷25
organici	OL, PT	0.5 – 1.10	0 - 10	0 – 0.10	alta	0 – 0.25	bassa	0÷25
eolici								
loess	ML, SM	1.25 – 1.60	20 - 30	0.25 – 0.50	molto alta	0.25 – 0.50	bassa	25÷50



	Cantiere	Committenza	Tavola
	Comune Magnago Via Mameli/P. delle Vigne Realizzazione Piano Attuativo	Spett.le Impala s.r.l. Via Buenos Aires 42 Milano	Stima delle proprietà tecniche dei terreni in funzione della litologia
Data			
Luglio 2015			

Stima capacità portante plinti da 0 a 3,2 m dal p.c.

Metodologia di calcolo della Capacità portante

Fondazioni superficiali

FORMULA DEGLI OLANDESI

coeff. di sicurezza	25
---------------------	----

CARATTERISTICHE SCPT		
M =	30,00	[kg]
h =	10,00	[cm]
A =	10,00	[cm ²]
Pp =	12,00	[kg]
P =	2,90	[kg/m]
L =	1,00	[m]
cf	0,80	

Legenda:

M	peso del maglio
h	avanzamento della punta
A	sezione della punta conica
P	peso delle aste
Pp	peso dell'incudine
L	Lunghezza aste
e	entità d'infissione per colpo
R_d	Resistenza alla punta dinamica
Q_{amm}	portanza di esercizio
cf	coefficiente di correlazione

Prof. [m]	Nscpt [Colpi/piede]	Nspt [Colpi/piede]	P [kg/m]	e [h/N]	R _d [kg/cm ²]	Q _{amm} [kg/cm ²]
0,10	8	6,40	0,29	1,25	17,03	0,68
0,20	8	6,40	0,58	1,25	16,91	0,68
0,30	8	6,40	0,87	1,25	16,79	0,67
0,40	10	8,00	1,16	1,00	20,85	0,83
0,50	11	8,80	1,45	0,91	22,78	0,91
0,60	15	12,00	1,74	0,67	30,86	1,23
0,70	15	12,00	2,03	0,67	30,66	1,23
0,80	13	10,40	2,32	0,77	26,40	1,06
0,90	11	8,80	2,61	0,91	22,19	0,89
1,00	11	8,80	2,90	0,91	22,05	0,88
1,10	14	11,20	3,19	0,71	27,88	1,12
1,20	14	11,20	3,48	0,71	27,70	1,11
1,30	14	11,20	3,77	0,71	27,53	1,10
1,40	14	11,20	4,06	0,71	27,36	1,09
1,50	14	11,20	4,35	0,71	27,18	1,09
1,60	13	10,40	4,64	0,77	25,09	1,00
1,70	13	10,40	4,93	0,77	24,93	1,00
1,80	12	9,60	5,22	0,83	22,87	0,91
1,90	12	9,60	5,51	0,83	22,73	0,91
2,00	11	8,80	5,80	0,91	20,71	0,83
2,10	11	8,80	6,09	0,91	20,59	0,82
2,20	11	8,80	6,38	0,91	20,46	0,82
2,30	13	10,40	6,67	0,77	24,04	0,96
2,40	11	8,80	6,96	0,91	20,22	0,81
2,50	10	8,00	7,25	1,00	18,27	0,73
2,60	7	5,60	7,54	1,43	12,72	0,51
2,70	7	5,60	7,83	1,43	12,64	0,51
2,80	7	5,60	8,12	1,43	12,57	0,50
2,90	7	5,60	8,41	1,43	12,50	0,50
3,00	7	5,60	8,70	1,43	12,43	0,50
3,10	9	7,20	8,99	1,11	15,89	0,64
3,20	9	7,20	9,28	1,11	15,80	0,63

Formula degli Olandesi: i cui risultati sono paragonabili alle prestazioni medie statiche-dinamiche di fondazioni tipo plinto quadrato dal lato B variabile tra 0,5 ed 1 m con cedimenti totali verificati con il metodo di Burland e Burdibge entro il limite di 25 mm; $Q_{amm} \text{ (kg/cm}^2\text{)} = Pm^2 \times Hm / [20 \times Ap \times Rf \times (Pm + Pa)]$; con Pm o M (kg)=peso del maglio; Hm(cm)=volata del maglio; Ap o A(cm²)=area della punta; Rf(cm)=rifiuto medio, dato dal rapporto fra lunghezza del tratto d'avanzamento e numero di colpi per tratto d'avanzamento (per es. 30/Nscpt per penetrometri pesanti tipo Meardi); Pa(kg)=peso della colonna di aste. Coefficiente di sicurezza applicato Fs=25.

La metodologia fornisce stime della capacità portante, i cedimenti maggiori si ottengono con i carichi maggiori applicati alle fondazioni con B pari a 1 m. Il valore di portata ammissibile da utilizzarsi corrisponde alla media dei valori delle Q_{amm} in un intervallo che va dal piano di posa prescelto ad una profondità pari a 1,5 volte la larghezza della fondazione che s'intende utilizzare.

Stima capacità portante plinti da 3,3 a 5,8 m dal p.c.

Metodologia di calcolo della Capacità portante

Fondazioni superficiali

FORMULA DEGLI OLANDESI

coeff. di sicurezza	25
---------------------	----

CARATTERISTICHE SCPT		
M =	30,00	[kg]
h =	10,00	[cm]
A =	10,00	[cm ²]
Pp =	12,00	[kg]
P =	2,90	[kg/m]
L =	1,00	[m]
cf	0,80	

Legenda:

M	peso del maglio
h	avanzamento della punta
A	sezione della punta conica
P	peso delle aste
Pp	peso dell'incudine
L	Lunghezza aste
e	entità d'infissione per colpo
R_d	Resietnza alla punta dinamica
Q_{amm}	portanza di esercizio
cf	coefficiente di correlazione

Prof. [m]	Nscpt [Colpi/piede]	Nspt [Colpi/piede]	P [kg/m]	e [h/N]	R _d [kg/cm ²]	Q _{amm} [kg/cm ²]
3,30	9	7,20	9,57	1,11	15,71	0,63
3,40	9	7,20	9,86	1,11	15,62	0,62
3,50	9	7,20	10,15	1,11	15,53	0,62
3,60	8	6,40	10,44	1,25	13,73	0,55
3,70	7	5,60	10,73	1,43	11,95	0,48
3,80	7	5,60	11,02	1,43	11,88	0,48
3,90	7	5,60	11,31	1,43	11,82	0,47
4,00	7	5,60	11,60	1,43	11,75	0,47
4,10	7	5,60	11,89	1,43	11,69	0,47
4,20	7	5,60	12,18	1,43	11,63	0,47
4,30	7	5,60	12,47	1,43	11,57	0,46
4,40	7	5,60	12,76	1,43	11,50	0,46
4,50	7	5,60	13,05	1,43	11,44	0,46
4,60	7	5,60	13,34	1,43	11,38	0,46
4,70	7	5,60	13,63	1,43	11,32	0,45
4,80	7	5,60	13,92	1,43	11,27	0,45
4,90	7	5,60	14,21	1,43	11,21	0,45
5,00	12	9,60	14,50	0,83	19,12	0,76
5,10	12	9,60	14,79	0,83	19,02	0,76
5,20	12	9,60	15,08	0,83	18,92	0,76
5,30	12	9,60	15,37	0,83	18,83	0,75
5,40	12	9,60	15,66	0,83	18,73	0,75
5,50	12	9,60	15,95	0,83	18,64	0,75
5,60	13	10,40	16,24	0,77	20,09	0,80
5,70	12	9,60	16,53	0,83	18,45	0,74
5,80	26	20,80	16,82	0,38	39,78	1,59
		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Formula degli Olandesi: i cui risultati sono paragonabili alle prestazioni medie statiche-dinamiche di fondazioni tipo plinto quadrato dal lato B variabile tra 0,5 ed 1 m con cedimenti totali verificati con il metodo di Burland e Burdibge entro il limite di 25 mm; $Q_{amm} \text{ (kg/cm}^2\text{)} = P_m^2 \times H_m / [20 \times A_p \times R_f \times (P_m + P_a)]$; con P_m o M (kg)=peso del maglio; H_m (cm)=volata del maglio; A_p o A (cm²)=area della punta; R_f (cm)=rifiuto medio, dato dal rapporto fra lunghezza del tratto d'avanzamento e numero di colpi per tratto d'avanzamento (per es. $30/N_{scpt}$ per penetrometri pesanti tipo Meardi); P_a (kg)=peso della colonna di aste. Coefficiente di sicurezza applicato $F_s=25$.

La metodologia fornisce stime della capacità portante, i cedimenti maggiori si ottengono con i carichi maggiori applicati alle fondazioni con B pari a 1 m. Il valore di portata ammissibile da utilizzarsi corrisponde alla media dei valori delle Q_{amm} in un intervallo che va dal piano di posa prescelto ad una profondità pari a 1,5 volte la larghezza della fondazione che s'intende utilizzare.

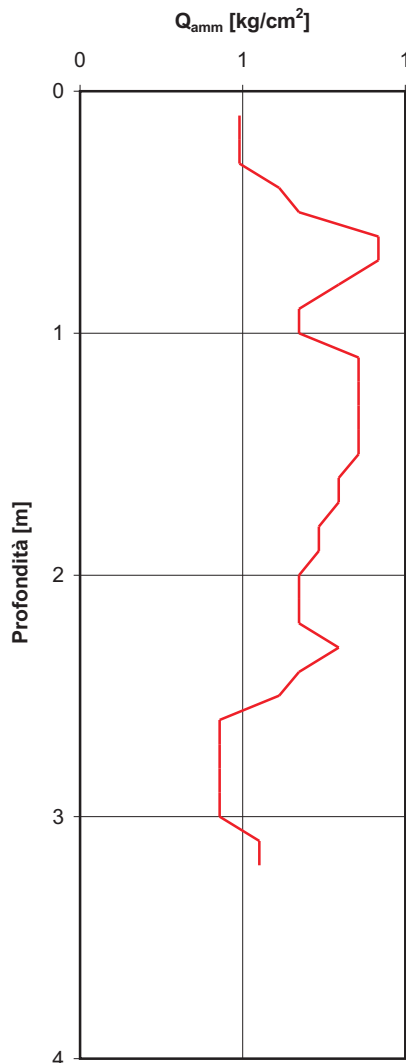
Stima capacità portante fondazioni continue da 0 a 3,2 m dal p.c.

Metodologia di calcolo della Capacità portante

Fondazioni superficiali

FORMULA DI PARRY

coeff. di sicurezza	4
coeff. correlazione	0,80



Prof. [m]	Nscpt [Colpi/piede]	Nspt [Colpi/piede]	Q _{amm} [kPa]	Q _{amm} [kg/cm ²]
0,10	8	6,40	48,00	0,49
0,20	8	6,40	48,00	0,49
0,30	8	6,40	48,00	0,49
0,40	10	8,00	60,00	0,61
0,50	11	8,80	66,00	0,67
0,60	15	12,00	90,00	0,92
0,70	15	12,00	90,00	0,92
0,80	13	10,40	78,00	0,80
0,90	11	8,80	66,00	0,67
1,00	11	8,80	66,00	0,67
1,10	14	11,20	84,00	0,86
1,20	14	11,20	84,00	0,86
1,30	14	11,20	84,00	0,86
1,40	14	11,20	84,00	0,86
1,50	14	11,20	84,00	0,86
1,60	13	10,40	78,00	0,80
1,70	13	10,40	78,00	0,80
1,80	12	9,60	72,00	0,73
1,90	12	9,60	72,00	0,73
2,00	11	8,80	66,00	0,67
2,10	11	8,80	66,00	0,67
2,20	11	8,80	66,00	0,67
2,30	13	10,40	78,00	0,80
2,40	11	8,80	66,00	0,67
2,50	10	8,00	60,00	0,61
2,60	7	5,60	42,00	0,43
2,70	7	5,60	42,00	0,43
2,80	7	5,60	42,00	0,43
2,90	7	5,60	42,00	0,43
3,00	7	5,60	42,00	0,43
3,10	9	7,20	54,00	0,55
3,20	9	7,20	54,00	0,55

Formula di Parry: i cui risultati sono paragonabili alle prestazioni medie statiche-dinamiche di fondazioni continue dal lato corto B variabile tra 0,5 ed 1 m con cedimenti totali verificati con il metodo di Burland e Burdibge entro il limite di 25 mm; Q_{amm}: (30 x Nspt)/Fs. Coefficiente di sicurezza applicato Fs=4.

La metodologia fornisce stime della capacità portante, i cedimenti maggiori si ottengono con i carichi maggiori applicati alle fondazioni con B pari a 1 m. Il valore di portata ammissibile da utilizzarsi corrisponde alla media dei valori delle Q_{amm} in un intervallo che va dal piano di posa prescelto ad una profondità pari a 1,5 volte la larghezza della fondazione che s'intende utilizzare.

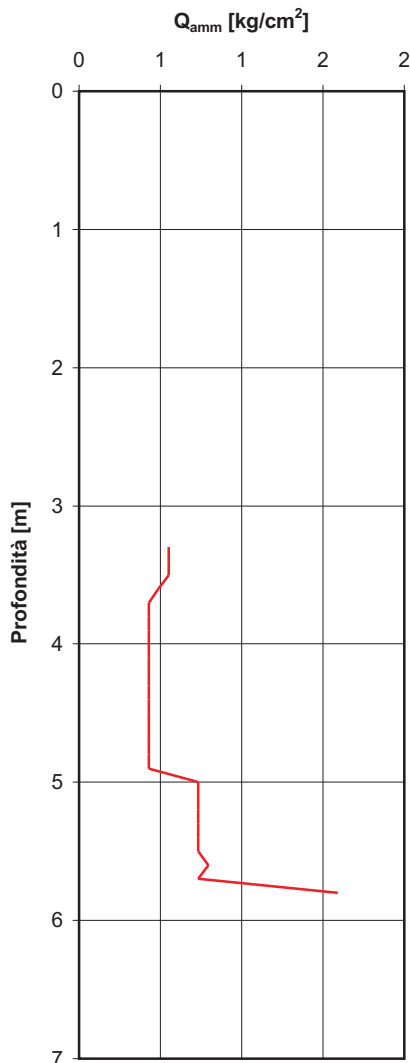
Stima capacità portante fondazioni continue da 3,3 a 5,8 m dal p.c.

Metodologia di calcolo della Capacità portante

Fondazioni superficiali

FORMULA DI PARRY

coeff. di sicurezza	4
coeff. correlazione	0,80



Prof. [m]	Nscpt [Colpi/piede]	Nspt [Colpi/piede]	Q _{amm} [kPa]	Q _{amm} [kg/cm ²]
3,30	9	7,20	54,00	0,55
3,40	9	7,20	54,00	0,55
3,50	9	7,20	54,00	0,55
3,60	8	6,40	48,00	0,49
3,70	7	5,60	42,00	0,43
3,80	7	5,60	42,00	0,43
3,90	7	5,60	42,00	0,43
4,00	7	5,60	42,00	0,43
4,10	7	5,60	42,00	0,43
4,20	7	5,60	42,00	0,43
4,30	7	5,60	42,00	0,43
4,40	7	5,60	42,00	0,43
4,50	7	5,60	42,00	0,43
4,60	7	5,60	42,00	0,43
4,70	7	5,60	42,00	0,43
4,80	7	5,60	42,00	0,43
4,90	7	5,60	42,00	0,43
5,00	12	9,60	72,00	0,73
5,10	12	9,60	72,00	0,73
5,20	12	9,60	72,00	0,73
5,30	12	9,60	72,00	0,73
5,40	12	9,60	72,00	0,73
5,50	12	9,60	72,00	0,73
5,60	13	10,40	78,00	0,80
5,70	12	9,60	72,00	0,73
5,80	26	20,80	156,00	1,59
		0,00	0,00	0,00
		0,00	0,00	0,00
		0,00	0,00	0,00
		0,00	0,00	0,00
		0,00	0,00	0,00
		0,00	0,00	0,00
		0,00	0,00	0,00

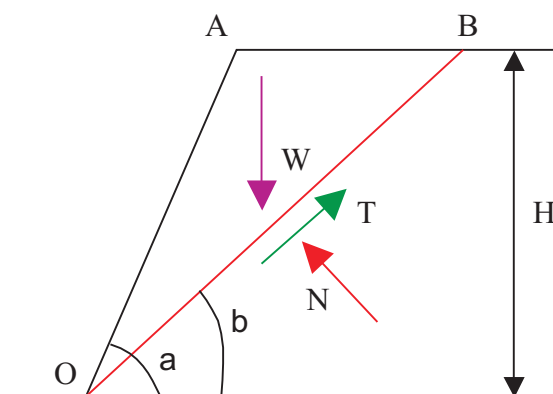
Formula di Parry: i cui risultati sono paragonabili alle prestazioni medie statiche-dinamiche di fondazioni continue dal lato corto B variabile tra 0,5 ed 1 m con cedimenti totali verificati con il metodo di Burland e Burdibge entro il limite di 25 mm; Q_{amm}: (30 x Nspt)/Fs. Coefficiente di sicurezza applicato Fs=4.

La metodologia fornisce stime della capacità portante, i cedimenti maggiori si ottengono con i carichi maggiori applicati alle fondazioni con B pari a 1 m. Il valore di portata ammissibile da utilizzarsi corrisponde alla media dei valori delle Q_{amm} in un intervallo che va dal piano di posa prescelto ad una profondità pari a 1,5 volte la larghezza della fondazione che s'intende utilizzare.

PENDII ARTIFICIALI – FRONTI DI SCAVO

METODO DI CULMANN

H =	3,50	[m]
γ =	1900	[kg/m ³]
α =	89	[° gradi]
ϕ =	25	[° gradi]
c =	0	[kg/m ²]
cu =	0	[kg/m ²]
FS =	1,3	
β_{cr} =	54	[° gradi]
W =	8138,82	[kg]
N =	4741,67	[kg]
T =	6614,90	[kg]
σ =	1666,87	[kg/m ²]
τ =	2325,38	[kg/m ²]
τ_m =	597,90	[kg/m ²]
H _{cr} =	2,03	[m]



H =	altezza del fronte di scavo
γ =	peso di volume del terreno
α =	angolo di inclinazione del pendio
ϕ =	angolo di attrito
c =	coesione
cu =	coesione non drenata
FS =	fattore di sicurezza
β_{cr} =	angolo critico per l'equilibrio
W =	peso del terreno per unità di volume
N =	componente normale di W
T =	componente tangenziale di W
σ =	tensione normale
τ =	tensione tangenziale
τ_m =	tensione mobilitata a taglio
H _{cr} =	altezza critica per l'equilibrio