

REGIONE DEL VENETO

PROVINCIA DI VICENZA

COMUNE DI ZUGLIANO

PROGETTO:

PIANO DI LOTTIZZAZIONE "EREDI TESCARI"

*INDAGINI GEOGNOSTICHE FINALIZZATE ALLA VERIFICA DELLA COMPATIBILITA'
GEOLOGICA, IDROGEOLOGICA E GEOMORFOLOGICA DELL'INTERVENTO
ED ALLA COSTRUZIONE DI DUE FABBRICATI RESIDENZIALI*

**RELAZIONE GEOLOGICA-IDROGEOLOGICA E
PARAMETRIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI**

(D.M. 11.03.1988 - D.M. 14.01.2008)

COMMITTENTE:

BORTOLOSO MARIA MADDALENA, TESCARI NADIA, TESCARI ANDREA

DATA:

MAGGIO 2012

CODICE ELABORATO:

ZGL-SBR

POSIZIONE ARCHIVIO:

REL-12

DR. GEOL. ANDREA MASSAGRANDE

Via Matteotti 31/A - 36010 Chiappano (VI) - Tel. e Fax: 0445/893216 - E-mail: andgrande@fiscalinet.it

Sommario

1.	Premessa.....	<u>2</u>
2.	Inquadramento geologico-territoriale dell'area.....	<u>5</u>
3.	Campagna di indagini geognostiche.....	<u>7</u>
4.	Trincee esplorative e test di permeabilità	<u>9</u>
5.	Indagine penetrometrica.....	<u>12</u>
6.	Strutture di fondazione	<u>16</u>
7.	Compatibilità geologica dell'intervento	<u>22</u>

Allegati fuori testo

- Specifiche tecniche del penetrometro dinamico DPSH
- Tabelle e diagrammi penetrometrici
- Documentazione fotografica

1. PREMESSA

Su incarico dei Sigg. *Bortoloso Maria Maddalena, Tescari Nadia e Tescari Andrea*, è stata condotta una ricognizione dello stato dei luoghi ed una specifica campagna di indagini geognostiche in sito sulla cui base è stata redatta la presente relazione tecnica di compatibilità (fattibilità) geologica, idrogeologica e geomorfologica a supporto del Piano di Lottizzazione "*Eredi Tescari*" (Progettista: *Dr. Arch. Pobbe Stefano*), ubicato nel Comune di Zugliano (VI) e della costruzione dei due fabbricati residenziali interni al piano.

Dal punto di vista cartografico, l'areale di indagine ricade:

- nella Tavoletta 37 III S.O. "Thiene" (fig. 1);
- nella Sezione 103070 "Breganze" della C.T.R. alla scala 1:10.000 (fig. 2).

La presente relazione tecnica ottempera alle disposizioni normative vigenti ed in particolare al punto H "*Fattibilità geotecnica di opere su grandi aree*" del **D.M. 11.03.1988** "*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*", nonché alla successiva **Circ. Min. LL.PP. 24.09.1988 n. 30483** contenente le relative istruzioni per l'applicazione, peraltro ribadite dalla **Circolare del Presidente della Giunta Regionale n. 9 del 5 aprile 2000**, relativa agli "*Indirizzi in materia di prescrizioni tecniche da osservare per la realizzazione di opere pubbliche e private. Obblighi derivanti dalla L. 2 Febbraio 1974, n. 64 e dal D.M. 11 Marzo 1988*", ed alle "**Norme tecniche per le costruzioni**" **D.M. 14.01.2008**.

L'osservanza delle prescrizioni espresse dalla normativa vigente è fondamentale per garantire la sicurezza e la funzionalità del complesso opera-terreno, ed assicurare nel contempo la stabilità del territorio dal punto di vista geologico e geomorfologico.

Dal punto di vista generale le scelte progettuali, i calcoli e le verifiche sui manufatti non possono prescindere dalla caratterizzazione geologico-tecnica del sottosuolo, che deve essere opportunamente indagato mediante rilievi in sito. Il presente studio si propone di

valutare le possibili interazioni tra i proposti interventi di progetto e l'ambiente geologico nel suo insieme, ed in particolare di:

- verificare la situazione geologica generale dell'area,
- ricostruire l'assetto litologico-stratigrafico ed idrogeologico del sottosuolo,
- determinare le caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni indagati,
- analizzare le problematiche geologico-tecniche del sito in esame,
- verificare la compatibilità (fattibilità) geologica, idrogeologica e geomorfologica delle azioni di progetto con lo stato dei luoghi,
- fornire al Progettista i parametri geologico-tecnici necessari per la definizione ed il dimensionamento delle opere di urbanizzazione (parcheggi, sottoservizi, interventi di mitigazione idraulica, ecc.), dei manufatti e delle strutture fondazionali.

Dal punto di vista metodologico, lo studio è stato articolato come di seguito esposto:

- 1. analisi degli elaborati tecnici progettuali;**
- 2. acquisizione ed esame critico della bibliografia esistente;**
- 3. analisi della situazione geologica locale;**
- 4. esecuzione di n. 3 trincee esplorative per la ricostruzione dell'assetto litologico-stratigrafico superficiale del sottosuolo;**
- 5. esecuzione n. 2 test di permeabilità in foro per la valutazione delle caratteristiche di conducibilità idraulica dei terreni superficiali;**
- 6. esecuzione di n. 3 prove penetrometriche dinamiche superpesanti (DPSH) per la parametrizzazione fisico-meccanica dei terreni indagati;**
- 7. installazione di n. 1 tubo piezometrico, in corrispondenza della trincea T1, per l'eventuale monitoraggio della circolazione idrica sotterranea;**
- 8. rilievo plano-altimetrico delle postazioni di prova;**
- 9. elaborazione e interpretazione dei dati sperimentali;**
- 10. analisi della compatibilità degli interventi di progetto con lo stato dei luoghi.**
- 11. sintesi ed indicazioni geologico-tecniche per le opere di progetto.**

Per la stesura della presente relazione tecnica, oltre ai dati sperimentali e alle osservazioni derivanti dai rilevamenti e dalle prove in sito effettuate nei mesi di marzo ed aprile 2012,

sono stati utilizzati riferimenti di archivio e bibliografici. Alla presente relazione si allegano fuori testo:

- specifiche tecniche del penetrometro utilizzato,
- tabelle e diagrammi penetrometrici dinamici,
- documentazione fotografica.



Fig. 1: Stralcio della tavoletta "Thiene" alla scala 1:25.000

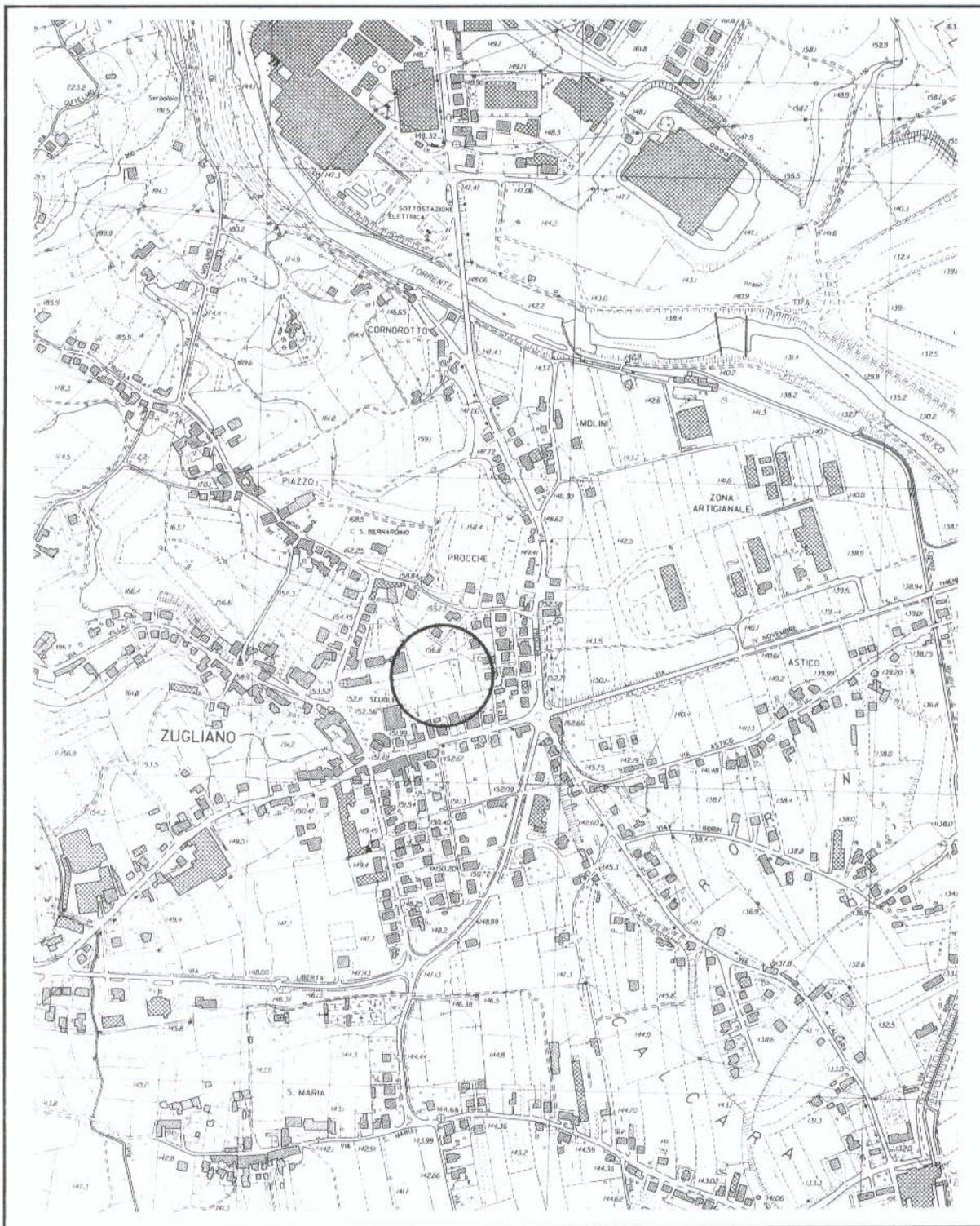


Fig. 2: Corografia alla scala 1:10.000

2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO-TERRITORIALE DELL'AREA

L'area di indagine è ubicata in Via San Bernardino, nel Comune di Zugliano (VI); dal punto di vista fisiografico essa si inserisce in un ambito territoriale pianeggiante, leggermente degradante verso sud, con quote del p.c. naturale di circa 154 metri s.l.m.

Dal punto di vista morfologico, l'area oggetto dello studio si colloca ai piedi delle colline "subalpine" (Colli delle Bregonze e Colli di Sarcedo). Tali colline presentano estensione di pochi kmq e sono isolate nell'ambito dell'alta pianura vicentina, dalla quale si elevano fino ad un massimo di circa 250 m (M. Costone q. 427 m s.l.m.).

Dal punto di vista stratigrafico sono costituite da vulcaniti e rocce vulcanoclastiche di età oligocenica, sulle quali si estende, in parte, un sottile spessore di calcareniti e marne del Miocene.

Tali dorsali collinari, viste dall'alta pianura, si presentano come serie di bassi crinali allungati, sullo sfondo delle imponenti scarpate del rilievo prealpino. Dal punto di vista morfostrutturale tali colline corrispondono in genere a dorsali monoclinali, scolpite nella successione delle formazioni di età cenozoica, immergenti verso la pianura.

L'impronta geomorfologica di questa parte della pianura vicentina, ed in particolare l'isolamento del suddetto complesso di colline, rispetto alle vicine colline subalpine che contornano i piedi della grande scarpata meridionale dell'Altopiano dei Sette Comuni, è connessa all'azione modellatrice del Torrente Astico che attualmente scorre ad Est delle stesse Colline delle Bregonze e di Sarcedo. Tuttavia in passato l'Astico ha allargato il solco a Nord delle colline, aggirandole sul lato Ovest e attraversandone il settore Nord occidentale, ove si riconosce un'ampia depressione meandriforme incastrata nelle colline stesse, sopraelevata di alcuni metri rispetto alla pianura attuale. Ciò conseguente all'azione morfodinamica erosiva alternata all'azione di deposito del trasporto solido, che il torrente ha operato nel tempo.

Relativamente all'assetto litologico-stratigrafico locale, il sottosuolo dell'areale di interesse è caratterizzato dalla presenza di alternanze di depositi detritici a tessitura limoso-argillosa

e di depositi a prevalente frazione ghiaioso-ciottolosa in matrice sabbioso-limosa (fig. 3: estratto della carta geologica del marosticano occidentale alla scala 1:20.000), tipiche della fascia pedecollinare; le indagini geognostiche effettuate indicano inoltre che nel settore sud-orientale dell'area in parola prevale la componente granulare (ghiaie e ciottoli in matrice sabbiosa leggermente limosa).

Relativamente all'assetto idrogeologico locale, si segnala che al momento delle indagini (marzo-aprile 2012) entro i fori delle verticali indagate non è stata rilevata la presenza di circolazione idrica sotterranea; in considerazione dell'assetto litologico-stratigrafico locale non sono tuttavia da escludere temporanei deflussi idrici entro gli orizzonti più permeabili della copertura detritica. A beneficio della Committenza, è stato installato un tubo piezometrico per l'eventuale monitoraggio della circolazione idrica sotterranea.

Con riferimento all'area di studio ed al suo immediato intorno, dal rilevamento geologico e geomorfologico in sito non si sono riscontrate situazioni tali da evidenziare fenomeni di dissesto in atto e/o potenziale.

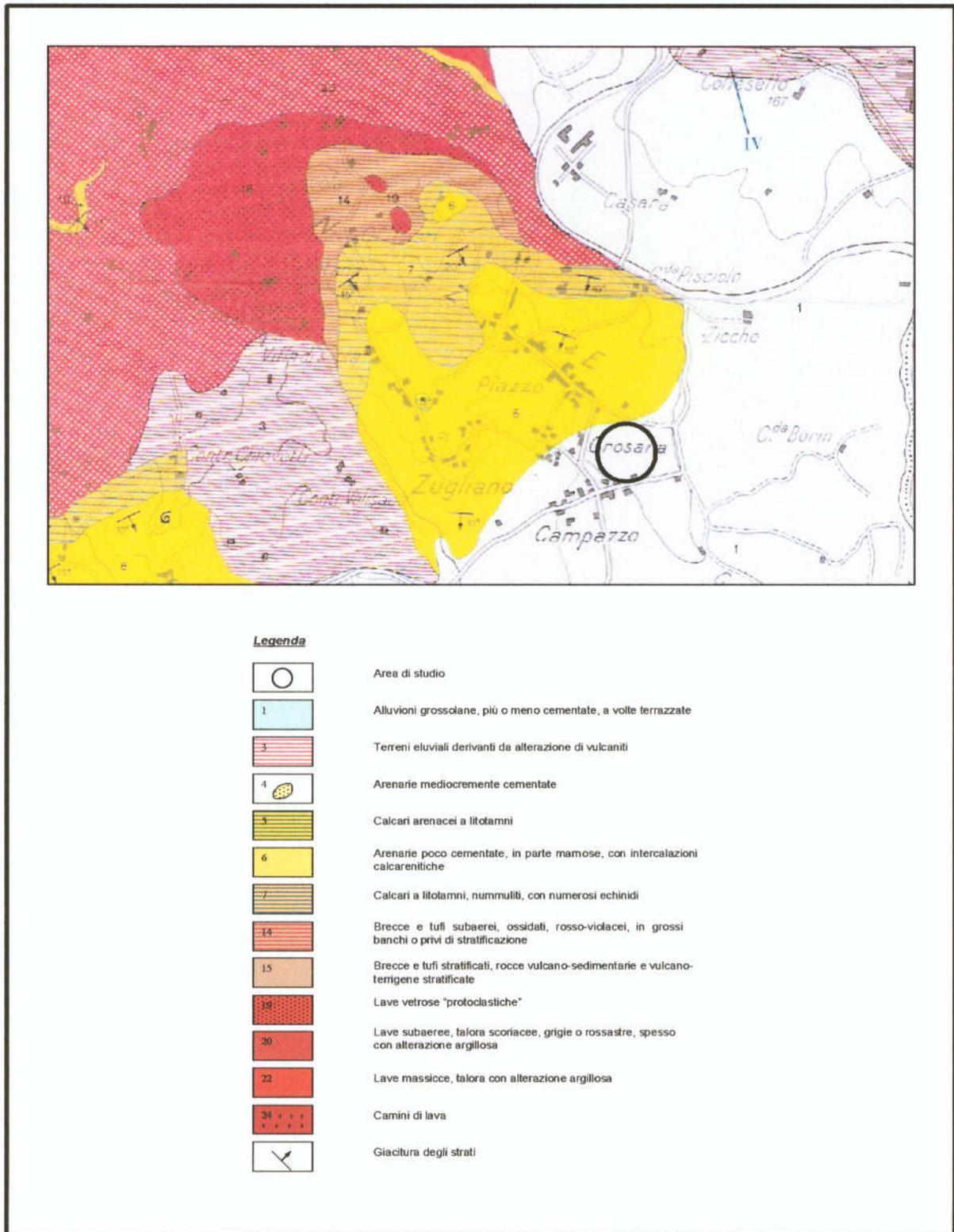


Fig. 3: Estratto della Carta geologica del Marosticano Occidentale (scala 1:20.000)

3. CAMPAGNA DI INDAGINI GEOGNOSTICHE

Allo scopo di caratterizzare gli elementi geologico-tecnici locali, accanto alle preliminari ricognizioni di superficie è stata eseguita una specifica campagna di indagini geognostiche in sito.

Le prove sperimentali sono state condotte principalmente per riconoscere la natura litologica ed idrogeologica del sottosuolo e per parametrizzare le caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni indagati.

La campagna geognostica (fig. 4), condotta e coordinata dallo scrivente, è stata articolata attraverso le sotto elencate attività in sito:

- **esecuzione di n. 3 trincee esplorative,**
- **esecuzione di n. 2 test di permeabilità in foro,**
- **esecuzione di n. 3 prove penetrometriche dinamiche superpesanti (DPSH),**
- **installazione di n. 1 tubo piezometrico.**

Le postazioni di prova sono state quotate preliminarmente rispetto ad un caposaldo di riferimento (CS1, chiusino fognatura, $q = 0,10$ m), la cui ubicazione è riportata nella planimetria dell'area di indagine (fig. 4):

PUNTO DI PROVA	QUOTA (m)
CS1 chiusino fognatura	0,10
P1	-0,06
P2	-0,32
P3	-0,16
T1 - Z1	0,08
T2	-0,65
T3 - K1 - K2	-0,49

ove:

P = Prova penetrometrica dinamica superpesante (DPSH)

T = Scavo geognostico

K = Test di permeabilità

Z = Tubo piezometrico

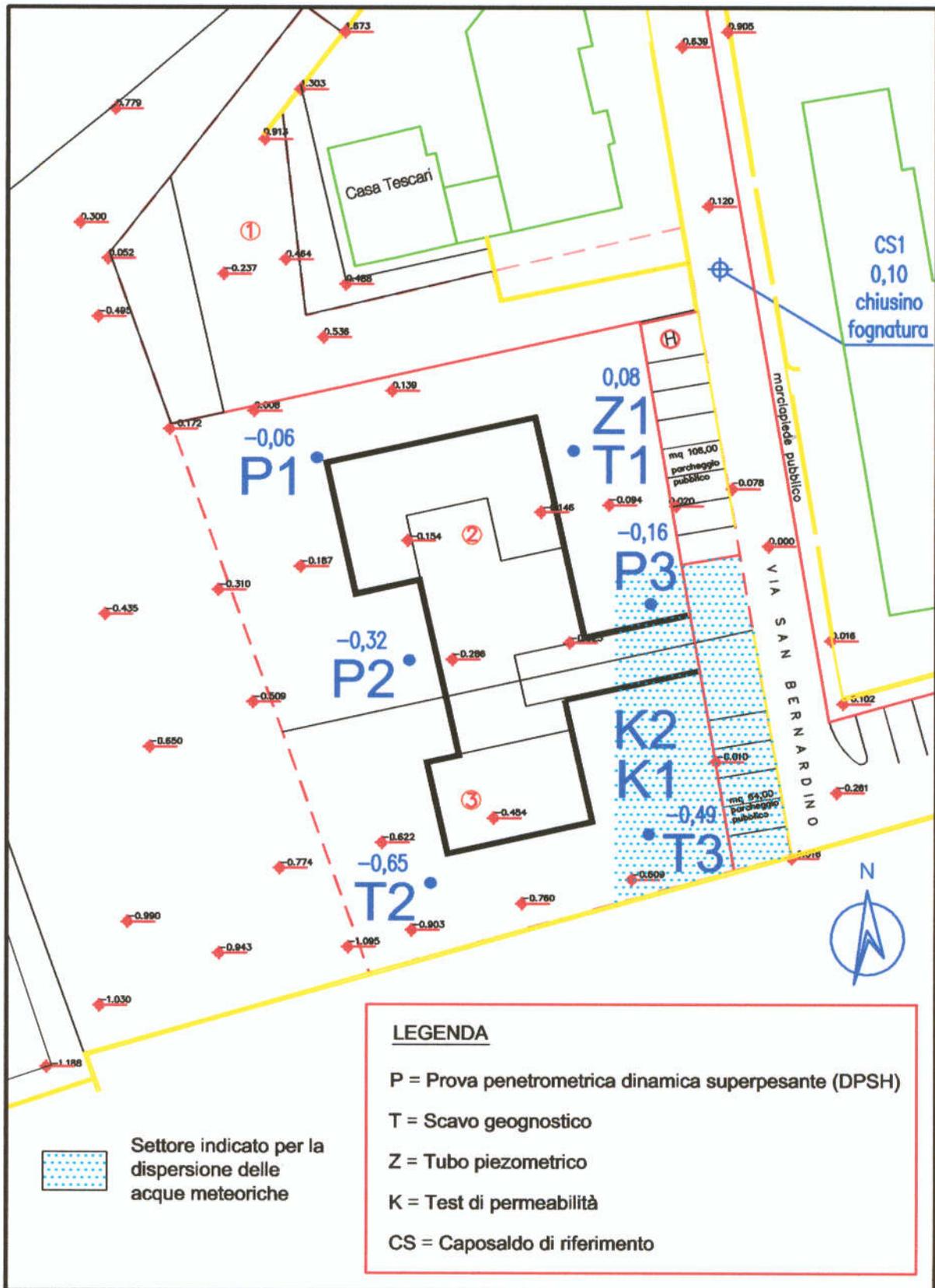


Fig. 4: Planimetria alla scala 1:500 con l'ubicazione delle prove in sito

4. TRINCEE ESPLORATIVE E TEST DI PERMEABILITA'

Allo scopo di verificare la natura litologica e la distribuzione stratigrafica dei terreni nel primo sottosuolo, sono state condotte n. 3 trincee esplorative distribuite nell'intero ambito di interesse (fig. 4). Gli scavi (T1, T2 e T3), effettuati con escavatore, sono stati spinti rispettivamente fino alla profondità di 400, 390 e 340 cm dal p.c. locale. La distribuzione dei terreni nel primo sottosuolo che si evince dalle trincee esplorative (allegati fuori testo - documentazione fotografica) può essere così schematizzata:

Trincea esplorativa T1

Orizzonte	Prof. (m dal p.c.)	Litologia
1	0,00-0,30	Terreno vegetale
2	0,30-1,70	Argille e limi
3	1,70-3,00+3,30	Ghiaia e rari ciottoli ($\varnothing = 30$ cm) in matrice sabbioso-limoso-argillosa
4	da 3,00+3,30	Argille e limi

Trincea esplorativa T2

Orizzonte	Prof. (m dal p.c.)	Litologia
1	0,00-0,30	Terreno vegetale
2	0,30-1,30	Argille e limi
3	1,30-2,30	Ghiaia e ciottoli ($\varnothing = 10+15$ cm) in matrice sabbioso-limoso-argillosa
4	da 2,30	Argille e limi

Trincea esplorativa T3

Orizzonte	Prof. (m dal p.c.)	Litologia
1	0,00-0,50	Terreno vegetale
2	0,50-2,00	Ghiaia e ciottoli ($\varnothing = 20+30$ cm) in matrice sabbioso-limosa
3	da 2,00	Ghiaia e ciottoli ($\varnothing = 20+30$ cm) in matrice sabbiosa leggermente limosa

Le previste azioni del piano, in seguito all'asportazione della copertura vegetale superficiale (spessore variabile tra 30 e 50 cm), andranno pertanto ad interessare alternanze di terreni coesivi (a medio-bassa resistenza meccanica) e granulari (dotati di buone caratteristiche fisico-meccaniche).

Con riferimento alla caratterizzazione idrogeologica del primo sottosuolo, ed in particolare la determinazione del coefficiente di permeabilità (conducibilità idraulica) dei terreni superficiali, sono state utilizzate le risultanze sperimentali provenienti dall'indagine condotta in corrispondenza del settore sud-orientale dell'area in parola (indicato per la dispersione delle acque meteoriche - fig. 4), caratterizzato dalla presenza di depositi a prevalente frazione granulare.

I due test di permeabilità (i dati sperimentali sono riportati a seguire) a carico variabile (K1 e K2 - fig. 4), condotti in corrispondenza della trincea esplorativa T3 su un foro rivestito ($\emptyset = 19,3$ cm, rispettivamente alla profondità di 1,50 e 3,40 m dal p.c. locale) filtrante solo nella parte inferiore, indicano:

- $K1 = 3 \cdot 10^{-3}$ cm/s
- $K2 = 2 \cdot 10^{-2}$ cm/s

Per il calcolo della conducibilità idraulica è stata utilizzata la relazione:

$$K = (A * (h_1 - h_2)) / (C * (t_2 - t_1) * h_m)$$

con:

A = area della sezione filtrante;

$h_1 - h_2$ = differenza di due carichi piezometrici di inizio e fine prova;

$t_2 - t_1$ = intervallo di tempo considerato;

h_m = carico idraulico al tempo medio;

C = coefficiente di forma.

Secondo la classificazione di Lambe il grado di permeabilità di un terreno in funzione di K può essere così distinto:

- alto: $K > 10^{-1}$ cm/s
- medio: $K = 10^{-1} \div 10^{-3}$ cm/s
- basso: $K = 10^{-3} \div 10^{-5}$ cm/s
- molto basso: $K = 10^{-5} \div 10^{-7}$ cm/s

Il previsto intervento di progetto comporterà una variazione dell'infiltrazione naturale delle acque meteoriche; all'interno dell'ambito in parola dovranno pertanto essere previsti idonei interventi di attenuazione (mitigazione) idraulica.

Il descritto assetto litologico-stratigrafico locale ed il grado di permeabilità dei terreni ghiaiosi in corrispondenza del settore sud-orientale dell'area in parola (coefficiente di conducibilità idraulica: $K = 2 \cdot 10^{-2}$ cm/s a partire da -2,00 m dal p.c. locale), consentono di provvedere alla dispersione delle acque meteoriche nel primo sottosuolo attraverso pozzi perdenti e/o trincee drenanti.

Il dimensionamento/verifica dei dispositivi di regimazione idraulica dovrà essere effettuato nel rispetto delle disposizioni normative vigenti ed in particolare della D.G.R.V. n. 2948 del 06.10.2009, della D.G.R.V. n. 1841 del 19.06.2007 e della D.G.R.V. n. 1322 del 10.05.2006 che recepiscono la legge del 3 agosto 1998, n. 267 "Individuazione e perimetrazioni delle aree a rischio idraulico e idrogeologico. Nuove indicazioni per la formazione degli strumenti urbanistici" e del più recente Piano di Tutela delle Acque (Art. 121, Decreto legislativo 3 aprile 2006 n. 152, "Norme in materia ambientale") pubblicato sul BUR del Veneto n. 100 - 8 dicembre 2009.

5. INDAGINE PENETROMETRICA

La prova penetrometrica dinamica consiste nell'infiggere verticalmente nel terreno una punta conica metallica, tramite la battitura da altezza prefissata di un maglio di peso standard; durante la percussione vengono misurati i colpi necessari alla penetrazione della punta (**N**) per una lunghezza prefissata.

Per quanto attiene al Penetrometro Superpesante (**DPSH**) in uso, il maglio ha una massa di 73 kg, l'altezza di caduta è pari a 75 cm e viene misurato il numero di colpi necessario all'infissione ogni 30 cm (**N₃₀**).

Lo strumento utilizzato è ampiamente standardizzato ed i risultati sono facilmente correlabili alla prova **SPT** (Standard Penetration Test), eseguita in foro di sondaggio e molto simile per modalità, da cui è possibile ricavare i parametri geotecnici necessari a caratterizzare i terreni.

Le specifiche tecniche delle strumentazioni in uso e le modalità esecutive sono codificate da precise norme internazionali, unitamente alle metodologie di interpretazione dei dati quantitativi (rif.: *Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche - AGI 1977*).

Attraverso l'energia specifica per colpo è possibile inoltre calcolare la resistenza dinamica alla penetrazione di punta (**Rpd** in kg/cm²), che è funzione del numero di colpi **N**; a tal scopo si utilizza la correlazione nota come "*Formula degli Olandesi*", espressa come segue:

$$Rpd = M^2 H / (A e (M + P)) = M^2 H N / (A d (M + P))$$

dove:

Rpd = Resistenza dinamica alla punta

M = Peso massa battente

H = Altezza caduta libera

N = Numero colpi

A = Area base punta conica

d = Avanzamento punta

P = Peso totale aste e sistema battuta

e = infissione per colpo

Dall'analisi dei valori di resistenza dinamica e dell'andamento della resistenza stessa in funzione della profondità, si ottengono, per via indiretta, informazioni geologico-tecniche sui terreni attraversati. Un'ampia casistica internazionale permette inoltre di ottenere delle relazioni empiriche che legano i valori rilevati con i parametri di resistenza dei terreni attraversati (coesione o angolo di attrito). Le tabelle dei valori di resistenza ed i diagrammi penetrometrici dinamici sono riportati negli allegati fuori testo, unitamente alle specifiche tecniche dello strumento in uso ed alla documentazione fotografica.

Dall'analisi delle diagrafie penetrometriche si osserva che le prove sono state interrotte al rifiuto strumentale (alla profondità massima di 10,80 m dal p.c. locale in corrispondenza della verticale P1), correlabile nella fattispecie con la presenza di ghiaie grossolane e ciottoli all'interno dei depositi alluvionali quaternari che non ne consentono la penetrazione.

Le risultanze dell'indagine penetrometrica indicano la presenza di alternanze di terreni argilloso-limosi (a medio-bassa resistenza meccanica) e ghiaioso-ciottolosi in matrice fine (dotati di buone caratteristiche fisico-meccaniche); con riferimento al settore sud-orientale dell'area del piano le risultanze sperimentali (verticale penetrometrica P3) evidenziano la presenza di terreni a prevalente componente granulare (ghiaie e ciottoli in matrice sabbiosa leggermente limosa).

Per la parametrizzazione geotecnica dei terreni di copertura a comportamento globalmente coesivo, sono stati utilizzati diversi metodi di calcolo riconducibili a vari autori (fig. 5) tra i quali i metodi di *Terzaghi-Peck (1948) - Sowers e Sanglerat*: $c_u = \text{coesione non drenata} = 0,1 \cdot N_{spt}$.

Nel caso specifico, è stata utilizzata la correlazione tra N_{30} del Penetrometro Dinamico Superpesante (DPSH) ed il numero di colpi equivalente dello Standard Penetration Test (N_{spt}), per la quale $N_{30}/N_{spt} = 0,6 \div 0,8$.

Con riferimento alla caratterizzazione fisico-meccanica dei depositi a comportamento globalmente granulare, in particolare la valutazione dell'angolo di attrito (φ), sono stati utilizzati diversi metodi di calcolo riconducibili a vari autori, alcuni dei quali sono riportati a seguire:

- Metodi di *Peck-Hanson-Thornburn* e *Meyerhof* (fig. 6)
- Metodi di *Sowers* e *Malcev* (fig. 7)
- Metodo di *Owasaki & Iwasaki*: $\varphi = (20 * N_{SPT})^{1/2} + 15$
- Road Bridge Specification: $\varphi = (15 * N_{SPT})^{1/2} + 15$
- Japanese National Railway: $\varphi = 0.3 * N_{SPT} + 27$

Nel caso specifico, è stata utilizzata la correlazione tra N_{30} del Penetrometro Dinamico Superpesante (DPSH) ed il numero di colpi equivalente dello Standard Penetration Test (N_{spt}), per la quale $N_{30}/N_{spt} = 1,0$.

Sulla base delle risultanze sperimentali e mediante accorpamenti realizzati con criterio geotecnico, si possono distinguere le seguenti unità litotecniche con i relativi parametri geotecnici caratteristici (la normativa vigente prevede che la definizione dei parametri caratteristici nella progettazione geotecnica possa derivare da una "stima cautelativa, effettuata dal progettista sulla base delle risultanze sperimentali, del valore del parametro appropriato per lo stato limite considerato"), nell'ambito del settore di intervento e con particolare riferimento alla prova penetrometrica P2:

- coltre vegetale e depositi allentati (fino a profondità variabili tra circa 0,30 e 0,50 m dal p.c. locale; ai fini progettuali, le caratteristiche geotecniche non consentono l'impegno diretto dell'unità in esame;
- argille e limi moderatamente consistenti (fino alla profondità di circa 1,50 m dal p.c. locale): peso di volume: $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$, coesione non drenata: $c_u = 50 \text{ kN/m}^2$;
- ghiaie in matrice sabbioso-limoso-argillosa da sciolte a moderatamente addensate (fino alla profondità di circa 3,00 m dal p.c. locale): peso di volume: $\gamma = 18,5 \text{ kN/m}^3$, angolo di attrito: $\varphi' = 31\div 33^\circ$;
- argille e limi moderatamente consistenti (fino alla profondità di circa 6,00 m dal p.c. locale): peso di volume: $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$, coesione non drenata: $c_u = 50 \text{ kN/m}^2$;

- ghiaie in matrice sabbiosa debolmente limosa da sciolte a moderatamente addensate (fino alla profondità di circa 7,50 m dal p.c. locale): peso di volume: $\gamma = 18,5 \text{ kN/m}^3$, angolo di attrito: $\phi' = 31\div 33^\circ$;
- ghiaie in matrice sabbiosa debolmente limosa da moderatamente addensate ad addensate (oltre la profondità di circa 7,50 m dal p.c. locale): peso di volume: $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$, angolo di attrito: $\phi' = 34\div 36^\circ$.

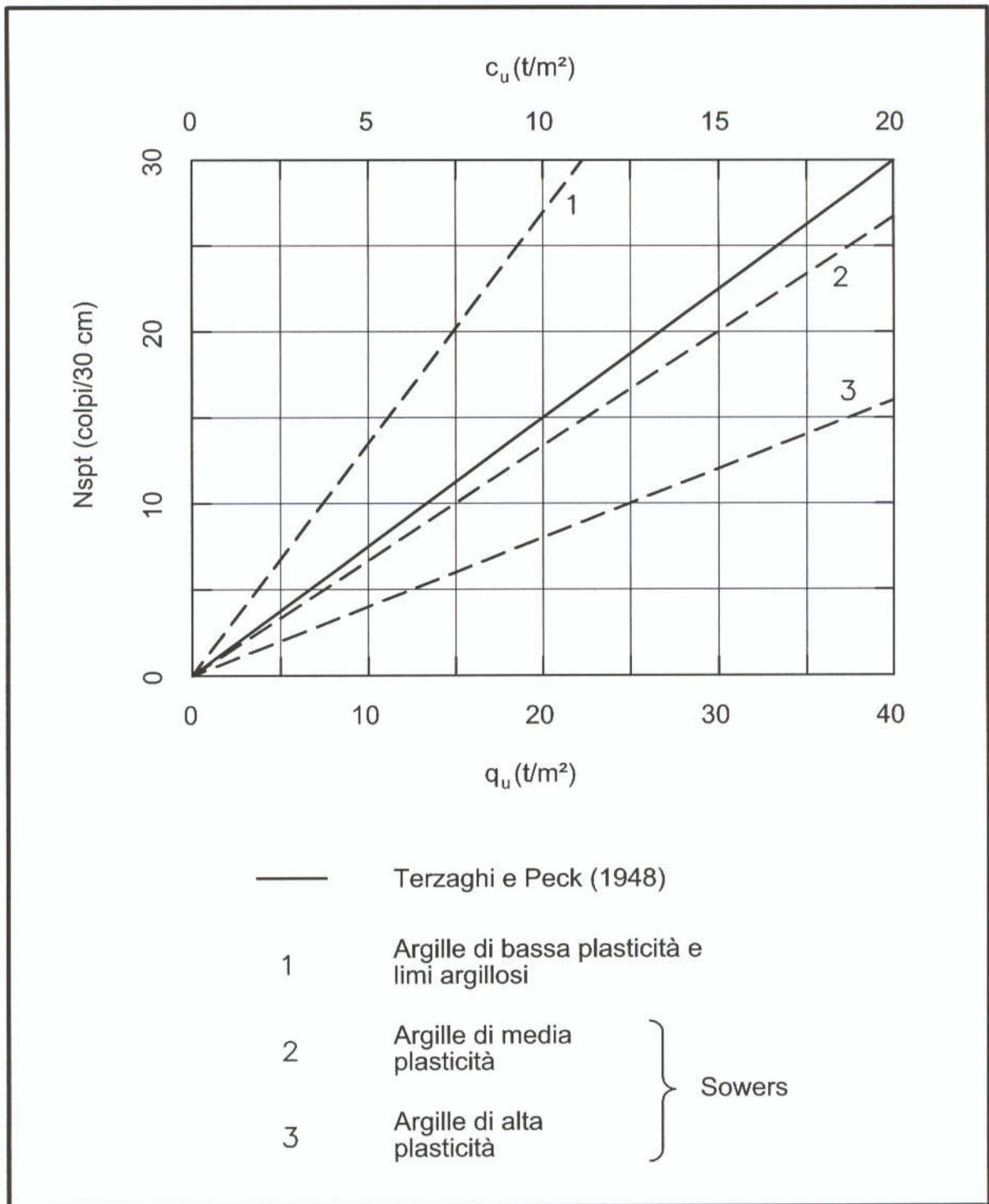


Fig. 5: Relazione fra la resistenza al taglio non drenata (c_u) delle argille saturate ed N_{spt}

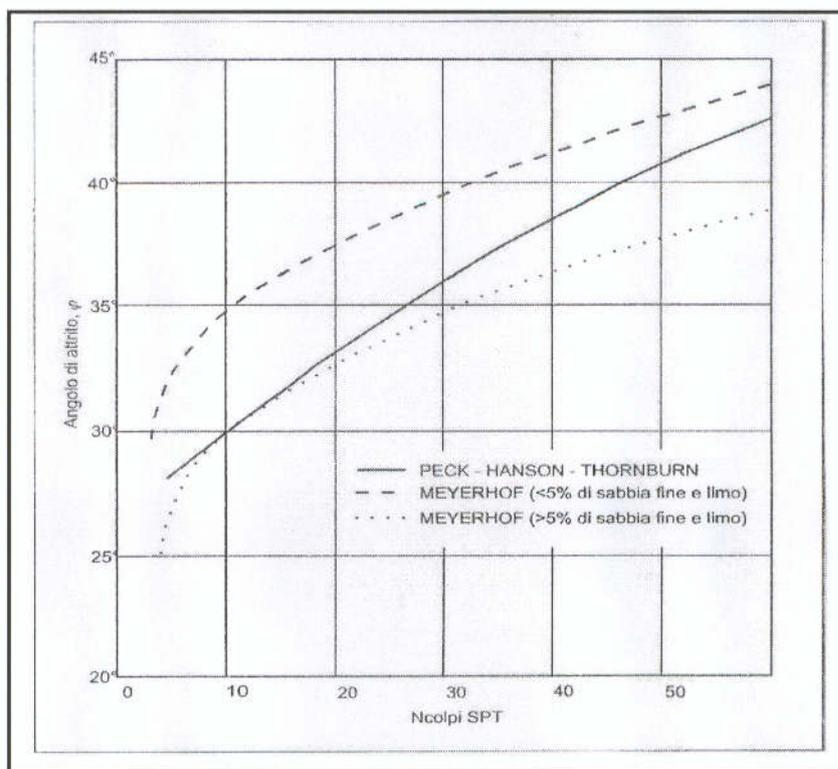


Fig. 6: Correlazione tra N colpi SPT e angolo di attrito (Metodi di Peck-Hanson-Thornburn e Meyerhof)

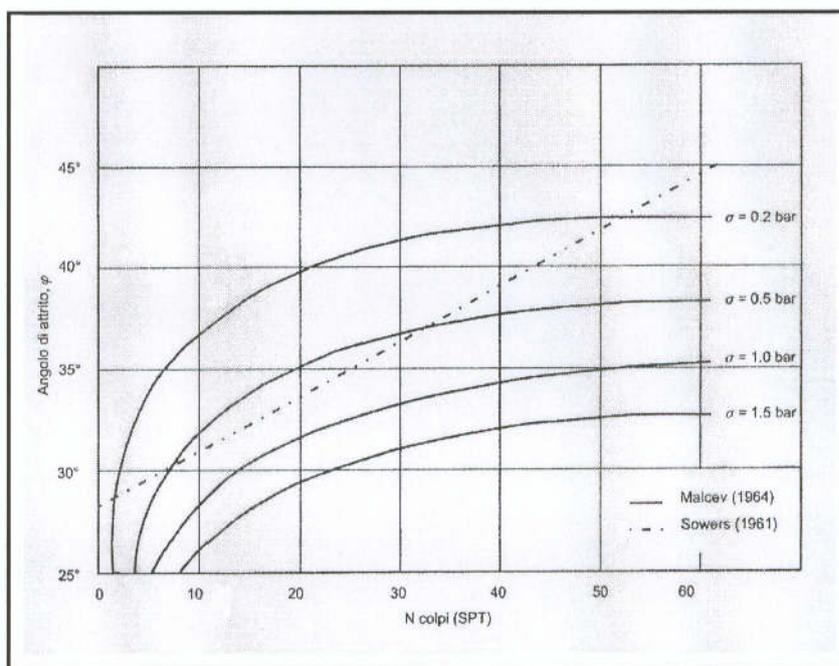


Fig. 7: Correlazione tra N colpi SPT e angolo di attrito (Metodi di Sowers e Malcev)

6. STRUTTURE DI FONDAZIONE

In base alle indicazioni fornite dal Progettista, all'interno del piano è prevista la costruzione di n. 2 fabbricati residenziali con piano interrato; le strutture fondazionali saranno pertanto posizionate alla profondità di circa 3,40 m dal p.c. locale. In relazione alle verifiche previste dal D.M. 14.01.2008, è stata esaminata un'ipotesi relativa alla tipologia e dimensioni delle strutture fondazionali; più in particolare, sono state determinate le resistenze di progetto (R_d) del sistema geotecnico ipotizzato. Lo Strutturista, sulla base delle specifiche Azioni di Progetto (E_d) che andranno a sollecitare le strutture fondazionali, dovrà verificare la disuguaglianza $E_d \leq R_d$.

Relativamente alla tipologia fondazionale, in considerazione dell'assetto geologico ed idrogeologico locale è stata analizzata una soluzione progettuale preliminare che prevede la realizzazione di fondazioni rigide a platea con completa impermeabilizzazione dei volumi interrati. Nei calcoli di capacità portante (in condizioni statiche) viene considerata una striscia di platea rigida di larghezza unitaria impostata alla profondità di 3,40 m dal p.c. locale.

D.M. 14.01.2008: Approccio 1 - Combinazione 2 (A2+M2+R2)

$$q_{lim} = c_u \cdot N_c^* \cdot s_c^* \cdot d_c^* \cdot i_c^* \cdot b_c^* \cdot g_c + q^* \cdot N_q$$

D = Incastro della fondazione

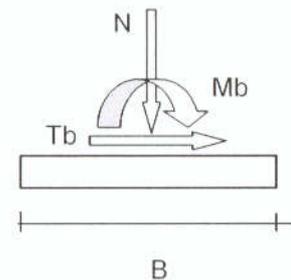
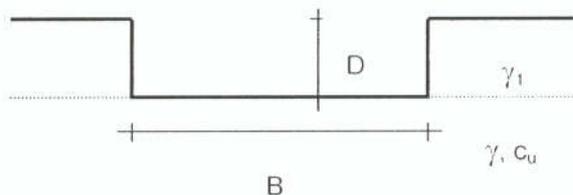
e_B = Eccentricità in direzione B ($e_B = Mb/N$)

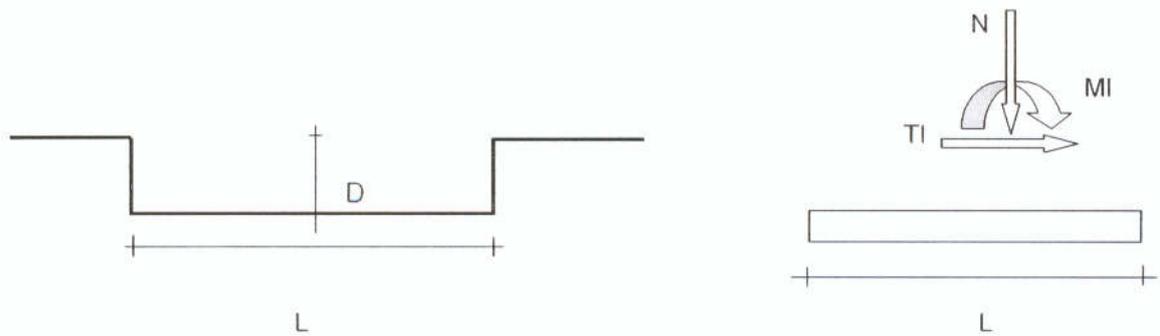
e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = Ml/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2 \cdot e_L$)

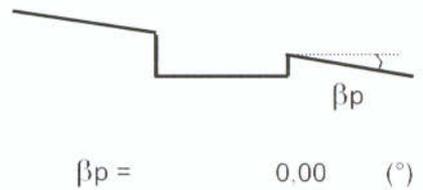
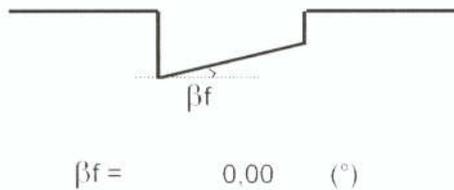
(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)





(Per fondazioni nastriformi $L = 100$ m)

$B = 1,00$ (m)
 $L = 100,00$ (m)
 $D = 0,50$ (m)



Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 16,00$ (kN/mc)
 $\gamma = 18,00$ (kN/mc)

Valore caratteristico di resistenza del terreno

$c_u = 50,00$ (kN/mq)
 $e_B = 0,00$ (m)
 $e_L = 0,00$ (m)

Valore di progetto

$c_u = 35,71$ (kN/mq)
 $B^* = 1,00$ (m)
 $L^* = 100,00$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 8,00$ (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 18,00$ (kN/mc)

Nc : coefficiente di capacità portante

$Nc = 2 + \pi$

$Nc = 5,14$

s_c : fattore di forma

$$s_c = 1 + 0,2 B^* / L^*$$

$$s_c = 1,00$$

i_c : fattore di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*)$$

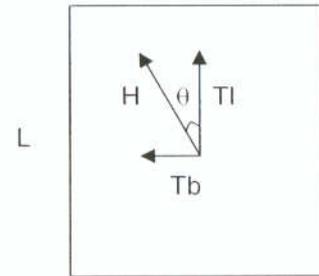
$$\theta = \arctg(T_b/T_l) \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*)$$

$$i_c = (1 - m H / (B^* L^* c_u N_c))$$

(m=2 nel caso di fondazione nastriforme e m=(m_bsin²θ+m_lcos²θ) in tutti gli altri casi)

$$i_c = 1,00$$



B

d_c : fattore di profondità del piano di appoggio

per $D / B^* \leq 1$; $d_c = 1 + 0,4 D / B^*$

per $D / B^* > 1$; $d_c = 1 + 0,4 \arctan (D / B^*)$

$$d_c = 1,20$$

b_c : fattore di inclinazione base della fondazione

$$b_c = (1 - 2 \beta_r / (\pi + 2))$$

$$\beta_r + \beta_p = 0,00$$

$$\beta_r + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_c = 1,00$$

g_c : fattore di inclinazione piano di campagna

$$g_c = (1 - 2 \beta_p / (\pi + 2))$$

$$\beta_r + \beta_p = 0,00$$

$$\beta_r + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_c = 1,00$$

Capacità portante limite

$$q_{lim} = 228 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$23,2 \quad (\text{t/m}^2)$$

D.M. 14.01.2008: Approccio 2 - Combinazione Unica (A1+M1+R3)

$$q_{lim} = c_u \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q$$

D = Incastro della fondazione

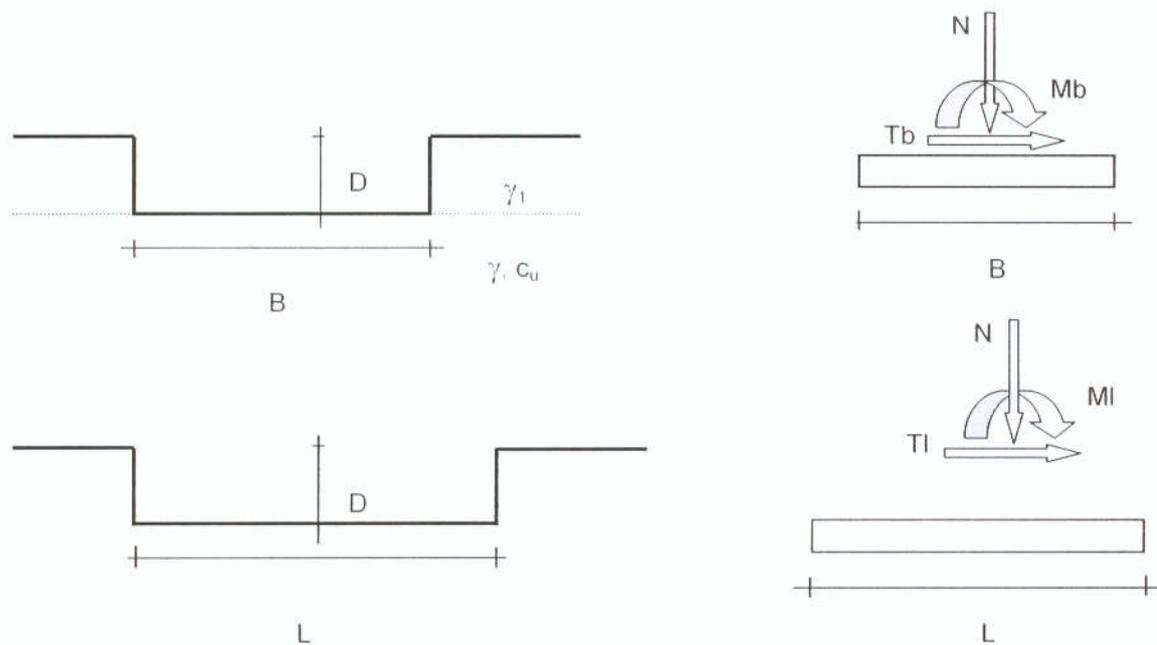
e_B = Eccentricità in direzione B ($e_B = Mb/N$)

e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = MI/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2 \cdot e_L$)

(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)



(Per fondazioni nastriformi $L = 100$ m)

B = 1,00 (m)
 L = 100,00 (m)
 D = 0,50 (m)



Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 16,00$ (kN/mc)
 $\gamma = 18,00$ (kN/mc)

Valore caratteristico di resistenza del terreno

$c_u =$	50,00	(kN/mq)		
$e_B =$	0,00	(m)	$B^* =$	1,00 (m)
$e_L =$	0,00	(m)	$L^* =$	100,00 (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 8,00$ (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 18,00$ (kN/mc)

N_c : coefficiente di capacità portante

$N_c = 2 + \pi$

$N_c = 5,14$

s_c : fattore di forma

$s_c = 1 + 0,2 B^* / L^*$

$s_c = 1,00$

i_c : fattore di inclinazione del carico

$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*)$

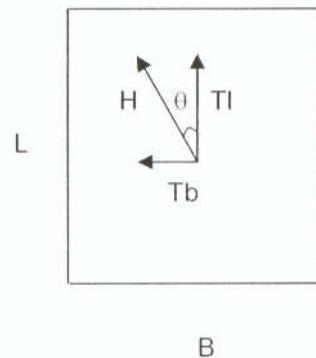
$\theta = \arctg(T_b/T_I)$ ($^\circ$)

$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*)$

$i_c = (1 - m H / (B^* L^* c_u N_c))$

($m=2$ nel caso di fondazione nastriforme e $m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$ in tutti gli altri casi)

$i_c = 1,00$



d_c : fattore di profondità del piano di appoggio

per $D / B^* \leq 1$; $d_c = 1 + 0,4 D / B^*$

per $D / B^* > 1$; $d_c = 1 + 0,4 \arctan (D / B^*)$

$d_c = 1,20$

b_c : fattore di inclinazione base della fondazione

$b_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2))$ $\beta_f + \beta_p = 0,00$ $\beta_f + \beta_p < 45^\circ$

$b_c = 1,00$

g_c : fattore di inclinazione piano di campagna

$g_c = (1 - 2 \beta_p / (\pi + 2))$ $\beta_f + \beta_p = 0,00$ $\beta_f + \beta_p < 45^\circ$

$g_c = 1,00$

Capacità portante limite

$q_{lim} = 316 \text{ (kN/m}^2\text{)}$ $32,2 \text{ (t/m}^2\text{)}$

Conseguentemente la capacità portante resistente risulta:

- D.M. 14.01.2008: Approccio 1 - Combinazione 2 ($A_2+M_2+R_2 = 1,8$): $R_d = 126 \text{ kN/m}^2 (= 12,8 \text{ t/m}^2 = 1,28 \text{ kg/cm}^2)$,
- D.M. 14.01.2008: Approccio 2 - Combinazione Unica ($A_1+M_1+R_3 = 2,3$): $R_d = 137 \text{ kN/m}^2 (= 13,9 \text{ t/m}^2 = 1,39 \text{ kg/cm}^2)$,
- con il D.M. 11.03.1988 (con $F_s = 3$) si ottiene una capacità portante di sicurezza (q_{sic}) pari a $105 \text{ kN/m}^2 (= 10,7 \text{ t/m}^2 = 1,07 \text{ kg/cm}^2)$.

Relativamente ai cedimenti del terreno di fondazione, essendo la tipologia costruttiva tale da prevedere la realizzazione di comparti completamente interrati, i fabbricati di progetto, nell'ipotesi di adozione di fondazioni rigide a platea, potranno considerarsi compensati e pertanto non sussisteranno incrementi netti di pressione sul piano fondazionale e cedimenti del terreno di fondazione.

7. COMPATIBILITA' GEOLOGICA DELL'INTERVENTO

Sulla base delle risultanze delle ricognizioni geologiche di superficie e delle indagini geognostiche effettuate in sito, nonché dall'analisi della documentazione progettuale, possono essere formulate le seguenti considerazioni in merito agli aspetti geologico-tecnici connessi con gli interventi del proposto piano urbanistico:

- **Situazione geologica**

L'area di indagine è ubicata in Via San Bernardino, nel Comune di Zugliano (VI); dal punto di vista fisiografico essa si inserisce in un ambito territoriale pianeggiante, leggermente degradante verso sud, con quote del p.c. naturale di circa 154 metri s.l.m. Relativamente all'assetto litologico-stratigrafico locale, il sottosuolo dell'areale di interesse è caratterizzato dalla presenza di alternanze di depositi detritici a tessitura limoso-argillosa e di depositi a prevalente frazione ghiaioso-ciottolosa in matrice sabbioso-limosa, tipiche della fascia pedecollinare; le indagini geognostiche effettuate indicano inoltre che nel settore sud-orientale dell'area in parola prevale la componente granulare (ghiaie e ciottoli in matrice sabbiosa leggermente limosa).

Relativamente all'assetto idrogeologico locale, si segnala che al momento delle indagini (marzo-aprile 2012) entro i fori delle verticali indagate non è stata rilevata la presenza di circolazione idrica sotterranea; in considerazione dell'assetto litologico-stratigrafico locale non sono tuttavia da escludere temporanei deflussi idrici entro gli orizzonti più permeabili della copertura detritica. A beneficio della Committenza, è stato installato un tubo piezometrico per l'eventuale monitoraggio della circolazione idrica sotterranea.

Con riferimento all'area di studio ed al suo immediato intorno, dal rilevamento geologico e geomorfologico in sito non si sono riscontrate situazioni tali da evidenziare fenomeni di dissesto in atto e/o potenziale.

- **Opere di urbanizzazione (area adibita a parcheggi)**

Il proposto intervento urbanistico prevede la realizzazione di un'area a destinazione residenziale con relativi standard.

Sulla base dell'assetto geologico-tecnico emerso nel corso delle indagini geognostiche e con riferimento alle caratteristiche di portanza del terreno naturale di sottofondo, per la realizzazione dell'area da adibire a parcheggio si dovrà prevedere l'asportazione dello strato vegetale superficiale (per uno spessore di almeno 50 cm) e la sua

sostituzione, successivamente alla compattazione del piano di posa, con materiali più competenti (tipo tout-venant).

- **Regimazione delle acque meteoriche**

Il previsto intervento di progetto comporterà una variazione dell'infiltrazione naturale delle acque meteoriche; all'interno dell'ambito in parola dovranno pertanto essere previsti idonei interventi di attenuazione (mitigazione) idraulica.

Il descritto assetto litologico-stratigrafico locale ed il grado di permeabilità dei terreni ghiaiosi in corrispondenza del settore sud-orientale dell'area in parola (coefficiente di conducibilità idraulica: $K = 2 \cdot 10^{-2}$ cm/s a partire da -2,00 m dal p.c. locale), consentono di provvedere alla dispersione delle acque meteoriche nel primo sottosuolo attraverso pozzi perdenti e/o trincee drenanti.

Il dimensionamento/verifica dei dispositivi di regimazione idraulica dovrà essere effettuato nel rispetto delle disposizioni normative vigenti ed in particolare della D.G.R.V. n. 2948 del 06.10.2009, della D.G.R.V. n. 1841 del 19.06.2007 e della D.G.R.V. n. 1322 del 10.05.2006 che recepiscono la legge del 3 agosto 1998, n. 267 "Individuazione e perimetrazioni delle aree a rischio idraulico e idrogeologico. Nuove indicazioni per la formazione degli strumenti urbanistici" e del più recente Piano di Tutela delle Acque (Art. 121, Decreto legislativo 3 aprile 2006 n. 152, "Norme in materia ambientale") pubblicato sul BUR del Veneto n. 100 - 8 dicembre 2009.

- **Capacità portante del terreno di fondazione**

Relativamente alla tipologia fondazionale, in considerazione dell'assetto geologico ed idrogeologico locale è stata analizzata una soluzione progettuale preliminare che prevede la realizzazione di fondazioni rigide a platea con completa impermeabilizzazione dei volumi interrati. Nei calcoli di capacità portante (in condizioni statiche) viene considerata una striscia di platea rigida di larghezza unitaria impostata alla profondità di 3,40 m dal p.c. locale.

Le capacità portanti resistenti indicate precedentemente:

- D.M. 14.01.2008: Approccio 1 - Combinazione 2 ($A2+M2+R2 = 1,8$): $R_d = 126 \text{ kN/m}^2$ ($= 12,8 \text{ t/m}^2 = 1,28 \text{ kg/cm}^2$),
- D.M. 14.01.2008: Approccio 2 - Comb. Unica ($A1+M1+R3 = 2,3$): $R_d = 137 \text{ kN/m}^2$ ($= 13,9 \text{ t/m}^2 = 1,39 \text{ kg/cm}^2$),
- con il D.M. 11.03.1988 (con $F_s = 3$) si ottiene una capacità portante di sicurezza (q_{sic}) pari a 105 kN/m^2 ($= 10,7 \text{ t/m}^2 = 1,07 \text{ kg/cm}^2$),

dovranno essere verificate dallo Strutturista sulla base delle specifiche azioni agenti e della geometria delle fondazioni di progetto.

Relativamente ai cedimenti del terreno di fondazione, essendo la tipologia costruttiva tale da prevedere la realizzazione di comparti completamente interrati, i fabbricati di progetto, nell'ipotesi di adozione di fondazioni rigide a platea, potranno considerarsi compensati e pertanto non sussisteranno incrementi netti di pressione sul piano fondazionale e cedimenti del terreno di fondazione.

- **Normativa Sismica**

Per quanto concerne la normativa strutturale in zona sismica, con le più recenti disposizioni normative (D.M. 14.01.2008) l'azione sismica di progetto viene definita a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione calcolata attraverso le coordinate geografiche puntuali (latitudine e longitudine) nell'ambito di una predefinita griglia di calcolo.

Ai fini della valutazione dell'azione sismica di progetto, con le nuove disposizioni normative sono state inoltre distinte diverse categorie di profilo stratigrafico del terreno di fondazione.

Specificatamente all'ambito di indagine, il sottosuolo risulta ascrivibile alla sequenza stratigrafica B (punto 3.2.2 del D.M. 14.01.2008) "*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_{s30} compresi tra 360 e 800 m/s (ovvero resistenza penetrometrica $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e coesione non drenata $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina)*".

In considerazione dell'assetto fisiografico locale (categoria T1 di cui al punto 3.2.2 del D.M. 14.01.2008), non si adotta, infine, alcun coefficiente di amplificazione topografica.

- **Stabilità dei fronti provvisionali di scavo**

Per la stabilità dei fronti provvisionali di scavo necessari agli interventi edilizi di progetto si dovranno realizzare scarpate con inclinazioni sull'orizzontale non superiori di 60°.

- **Ispezioni geologico-tecniche**

In fase esecutiva dovranno essere verificate le ipotesi litologico-stratigrafiche e fisico-meccaniche descritte precedentemente in modo da validare il modello geologico-tecnico ipotizzato, eventualmente integrando, con ulteriori indagini puntuali, le informazioni acquisite durante la campagna geognostica effettuata.

In conclusione, non si ravvisano controindicazioni di carattere geologico, idrogeologico e geomorfologico alla realizzazione del previsto intervento di urbanizzazione, ferme restando le indicazioni operative contenute nella presente relazione tecnica.

Chiuppano, maggio 2012

Dr. Geol. Andrea MASSAGRANDE



ALLEGATI FUORI TESTO

Specifiche tecniche del penetrometro dinamico
Tabelle e diagrammi penetrometrici

Documentazione fotografica

Foto 1: Scavo geognostico T2 (profondità 3,90 m)

Foto 2: Scavo geognostico T3 (profondità 3,40 m)

Foto 3: Prova di permeabilità K1 in T3

Foto 4: Prova penetrometrica P2

PENETROMETRO DINAMICO IN USO : **DPSH73**

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

CARATTERISTICHE TECNICHE : DPSH73

PESO MASSA BATTENTE	M = 73,00 kg
ALTEZZA CADUTA LIBERA	H = 0,75 m
PESO SISTEMA BATTUTA	Ms = 25,00 kg
DIAMETRO PUNTA CONICA	D = 50,40 mm
AREA BASE PUNTA CONICA	A = 20,00 cm ²
ANGOLO APERTURA PUNTA	$\alpha = 60^\circ$
LUNGHEZZA DELLE ASTE	La = 0,90 m
PESO ASTE PER METRO	Ma = 6,30 kg
PROF. GIUNZIONE 1 ^a ASTA	P1 = 0,90 m
AVANZAMENTO PUNTA	$\delta = 0,30$ m
NUMERO DI COLPI PUNTA	N = N(30) \Rightarrow Relativo ad un avanzamento di 30 cm
RIVESTIMENTO / FANGHI	NO
ENERGIA SPECIFICA x COLPO	Q = (MH)/(A δ) = 9,13 kg/cm ² (prova SPT : Qspt = 7.83 kg/cm ²)
COEFF.TEORICO DI ENERGIA	$\beta_t = Q/Q_{spt} = 1,165$ (teoricamente : Nspt = $\beta_t N$)

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

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

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

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

UNITA' di MISURA (conversioni)

1 kg/cm² = 0.098067 MPa \approx 0,1 MPa
1 MPa = 1 MN/m² = 10.197 kg/cm²
1 bar = 1.0197 kg/cm² = 0.1 MPa
1 kN = 0.001 MN = 101.97 kg

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA TABELLE VALORI DI RESISTENZA

DIN 1

- committente : Sigg. Bortoloso e Tescari - lavoro : Indagine geologica, idrogeologica e geotecnica - località : PdL San Bernardino - Zugliano (VI) - note : Terreni con significativo contenuto d'acqua	- data : 29/03/2012 - quota inizio : p.c. - prof. falda : Falda non rilevata - pagina : 1
---	--

Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	asta
0,00 - 0,30	5	32,1	1	5,40 - 5,70	17	82,2	7
0,30 - 0,60	14	90,0	1	5,70 - 6,00	17	82,2	7
0,60 - 0,90	15	96,4	1	6,00 - 6,30	16	77,4	7
0,90 - 1,20	18	109,7	2	6,30 - 6,60	16	74,3	8
1,20 - 1,50	12	73,1	2	6,60 - 6,90	18	83,6	8
1,50 - 1,80	8	48,7	2	6,90 - 7,20	19	88,3	8
1,80 - 2,10	8	46,3	3	7,20 - 7,50	20	89,4	9
2,10 - 2,40	8	46,3	3	7,50 - 7,80	24	107,3	9
2,40 - 2,70	7	40,5	3	7,80 - 8,10	27	120,7	9
2,70 - 3,00	8	44,2	4	8,10 - 8,40	31	133,5	10
3,00 - 3,30	6	33,1	4	8,40 - 8,70	33	142,1	10
3,30 - 3,60	9	49,7	4	8,70 - 9,00	37	159,3	10
3,60 - 3,90	9	47,4	5	9,00 - 9,30	39	162,0	11
3,90 - 4,20	8	42,2	5	9,30 - 9,60	43	178,6	11
4,20 - 4,50	12	63,3	5	9,60 - 9,90	42	174,5	11
4,50 - 4,80	16	80,7	6	9,90 - 10,20	53	212,6	12
4,80 - 5,10	16	80,7	6	10,20 - 10,50	61	244,7	12
5,10 - 5,40	15	75,7	6	10,50 - 10,80	80	320,9	12

- PENETROMETRO DINAMICO tipo : **DPSH73**- M (massa battente)= **73,00 kg** - H (altezza caduta)= **0,75 m** - A (area punta)= **20,00 cm²** - D(diam. punta)= **50,40 mm**- Numero Colpi Punta N = N(**30**) [$\delta = 30$ cm]- Uso rivestimento / fanghi iniezione : **NO**

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA TABELLE VALORI DI RESISTENZA

DIN 2

- committente : Sigg. Bortoloso e Tescari
 - lavoro : Indagine geologica, idrogeologica e geotecnica
 - località : PdL San Bernardino - Zugliano (VI)
 - note :

- data : 29/03/2012
 - quota inizio : p.c.
 - prof. falda : Falda non rilevata
 - pagina : 1

Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	asta
0,00 - 0,30	3	19,3	1	4,80 - 5,10	6	30,3	6
0,30 - 0,60	10	64,3	1	5,10 - 5,40	8	40,4	6
0,60 - 0,90	8	51,4	1	5,40 - 5,70	8	38,7	7
0,90 - 1,20	6	36,6	2	5,70 - 6,00	9	43,5	7
1,20 - 1,50	5	30,5	2	6,00 - 6,30	12	58,1	7
1,50 - 1,80	20	121,8	2	6,30 - 6,60	11	51,1	8
1,80 - 2,10	12	69,5	3	6,60 - 6,90	11	51,1	8
2,10 - 2,40	12	69,5	3	6,90 - 7,20	16	74,3	8
2,40 - 2,70	17	98,5	3	7,20 - 7,50	16	71,5	9
2,70 - 3,00	13	71,8	4	7,50 - 7,80	21	93,9	9
3,00 - 3,30	6	33,1	4	7,80 - 8,10	32	143,0	9
3,30 - 3,60	7	38,6	4	8,10 - 8,40	36	155,0	10
3,60 - 3,90	8	42,2	5	8,40 - 8,70	53	228,2	10
3,90 - 4,20	5	26,4	5	8,70 - 9,00	67	288,5	10
4,20 - 4,50	7	36,9	5	9,00 - 9,30	80	332,3	11
4,50 - 4,80	6	30,3	6				

- PENETROMETRO DINAMICO tipo : **DPSH73**

- M (massa battente)= **73,00 kg** - H (altezza caduta)= **0,75 m** - A (area punta)= **20,00 cm²** - D(diam. punta)= **50,40 mm**

- Numero Colpi Punta N = N(30) [$\delta = 30$ cm]

- Uso rivestimento / fanghi iniezione : **NO**

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA TABELLE VALORI DI RESISTENZA

DIN 3

- committente : Sigg. Bortoloso e Tesconi
 - lavoro : Indagine geologica, idrogeologica e geotecnica
 - località : PdL San Bernardino - Zugliano (VI)
 - note :

- data : 29/03/2012
 - quota inizio : p.c.
 - prof. falda : Falda non rilevata
 - pagina : 1

Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	asta
0,00 - 0,30	4	25,7	1	1,80 - 2,10	28	162,2	3
0,30 - 0,60	8	51,4	1	2,10 - 2,40	31	179,5	3
0,60 - 0,90	9	57,8	1	2,40 - 2,70	27	156,4	3
0,90 - 1,20	16	97,5	2	2,70 - 3,00	43	237,3	4
1,20 - 1,50	27	164,5	2	3,00 - 3,30	57	314,6	4
1,50 - 1,80	24	146,2	2	3,30 - 3,60	80	441,6	4

- PENETROMETRO DINAMICO tipo : **DPSH73**

- M (massa battente)= **73,00 kg** - H (altezza caduta)= **0,75 m** - A (area punta)= **20,00 cm²** - D(diam. punta)= **50,40 mm**

- Numero Colpi Punta N = N(30) [$\delta = 30$ cm]

- Uso rivestimento / fanghi iniezione : **NO**

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA - Rpd

DIN 1

Scala 1: 100

- committente : Sigg. Bortoloso e Tescari
- lavoro : Indagine geologica, idrogeologica e geotecnica
- località : PdL San Bernardino - Zugliano (VI)
- note : Terreni con significativo contenuto d'acqua

- data : 29/03/2012
- quota inizio : p.c.
- prof. falda : Falda non rilevata
- pagina : 1

N = N(30) numero di colpi penetrazione punta - avanzamento $\delta = 30$ cm

Rpd (kg/cm²)



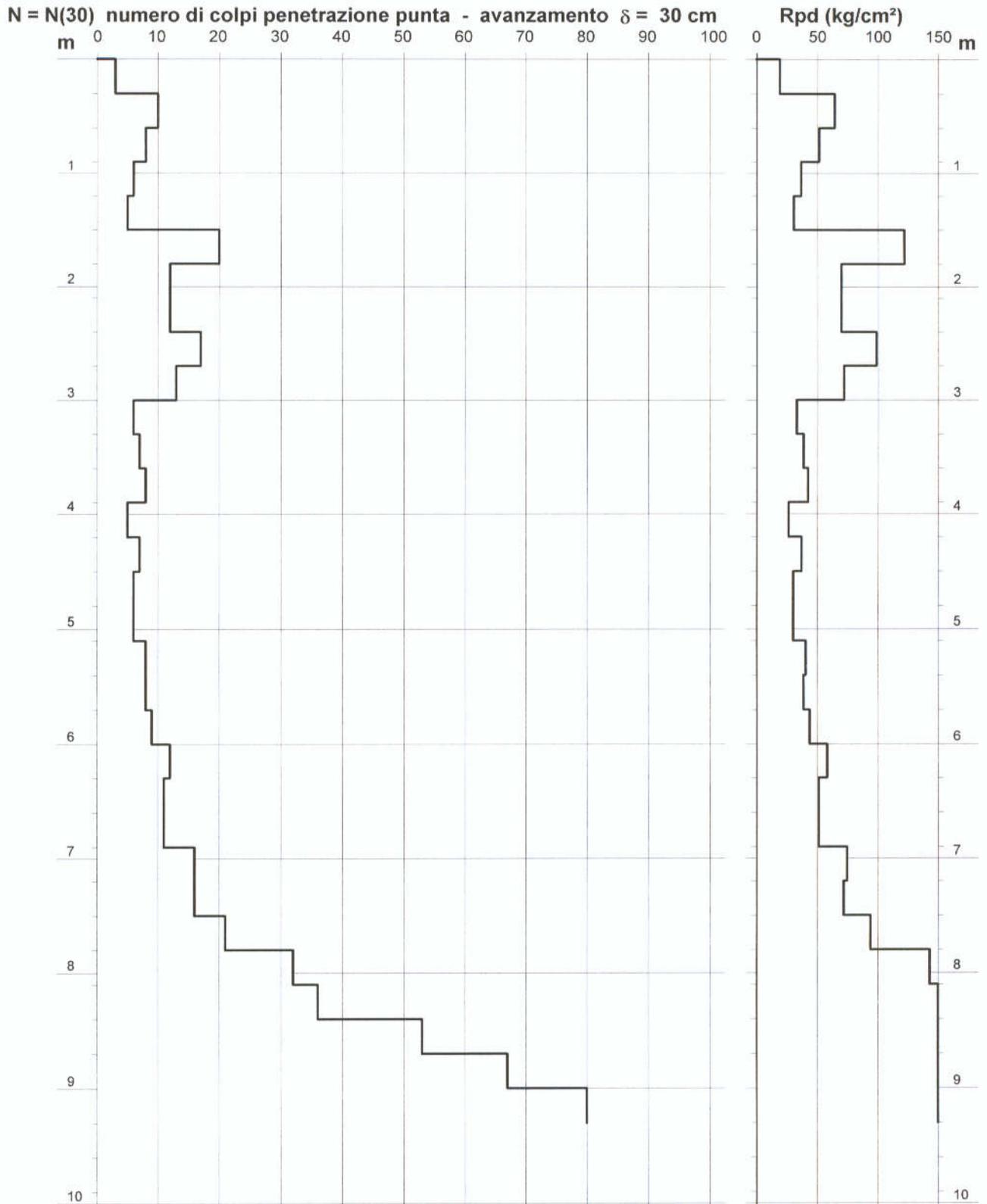
PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA - Rpd

DIN 2

Scala 1: 50

- committente : Sigg. Bortoloso e Tescari
- lavoro : Indagine geologica, idrogeologica e geotecnica
- località : PdL San Bernardino - Zugliano (VI)
- note :

- data : 29/03/2012
- quota inizio : p.c.
- prof. falda : Falda non rilevata
- pagina : 1



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA - Rpd

DIN 3

Scala 1: 50

- committente : Sigg. Bortoloso e Tescari
- lavoro : Indagine geologica, idrogeologica e geotecnica
- località : PdL San Bernardino - Zugliano (VI)
- note :

- data : 29/03/2012
- quota inizio : p.c.
- prof. falda : Falda non rilevata
- pagina : 1

N = N(30) numero di colpi penetrazione punta - avanzamento $\delta = 30$ cm

Rpd (kg/cm²)

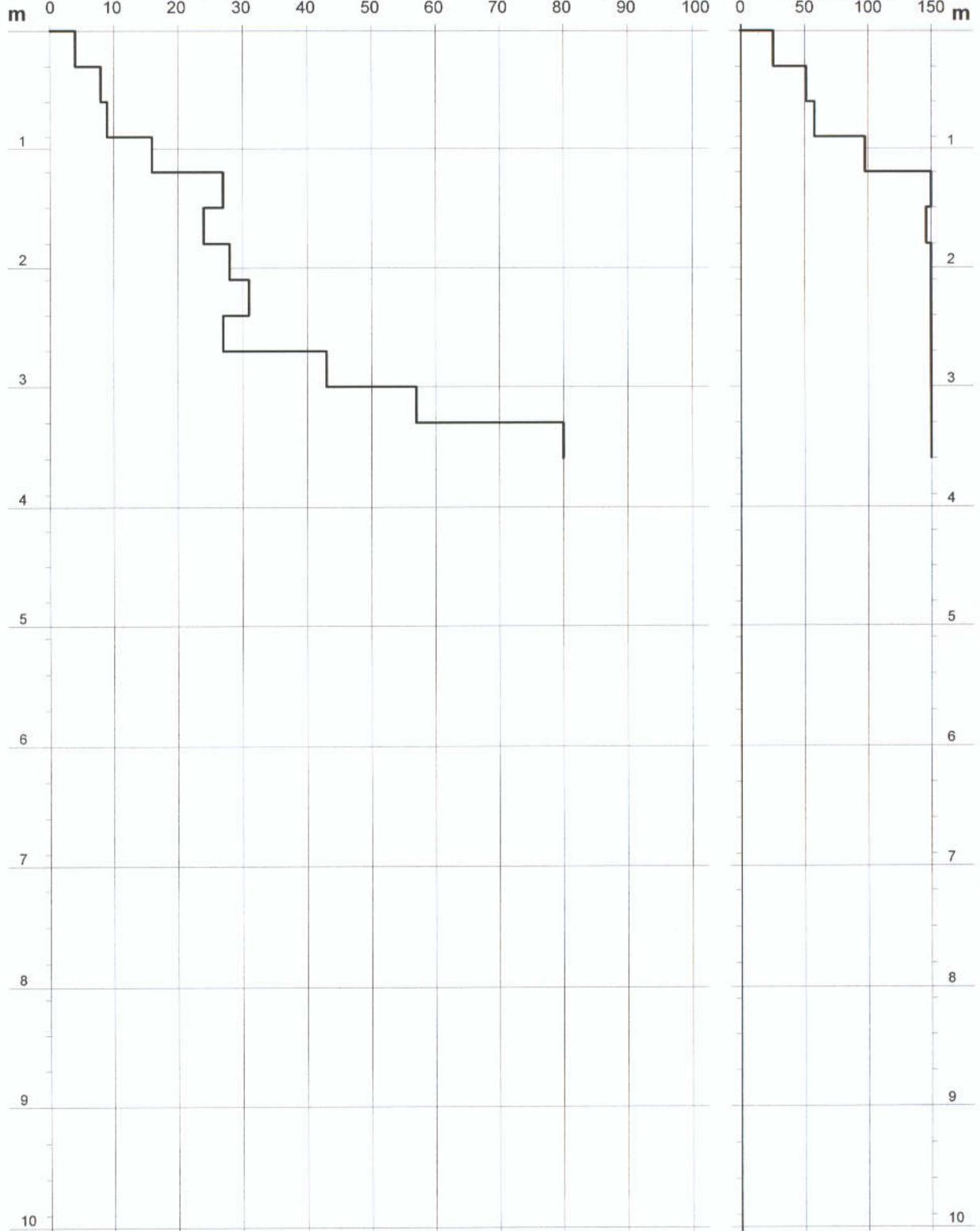




Foto 2: Scavo geognostico T3 (profondità 3,40m)



Foto 1: Scavo geognostico T2 (profondità 3,90m)



Foto 4: Prova penetrometrica P2



Foto 3: Prova di permeabilità K1 in T3