

# COMUNE DI PISA

*Servizio Pianificazione Urbanistica*

Piano di Recupero delle zone ex-Leopolda - La Cella  
inserite nel programma di recupero del quartiere di P.ta  
Fiorentina denominato "Contratto di Quartiere"

## Relazione geologica sul Piano Attuativo

ALLEGATO

32



Maggio 1998

Dr. Geol. Lorenza Bianchi



## INDICE GENERALE

<b>1. Premessa</b> .....	pag. 4
<b>2. Inquadramento geologico e geomorfologico</b> .....	pag. 4
<b>3. Inquadramento idrogeologico</b> .....	pag. 5
<b>4. Indagini geognostiche (ex Stazione Leopolda)</b> .....	pag. 7
<b>5. Sezione A-A' del substrato in esame</b> .....	pag. 11
<b>6. Capacità portante del terreno di fondazione degli edifici con piani fuori terra nella zona della ex Stazione Leopolda</b> .....	pag. 11
<b>7. Valutazione dei cedimenti degli edifici con piani fuori terra nella zona della ex Stazione Leopolda)</b> .....	pag. 14
<b>8. Costruzione di parcheggio interrato su due livelli</b> .....	pag. 16
8.1. Analisi della capacità portante .....	pag. 16
8.2. Analisi dei cedimenti .....	pag. 17
8.3. Indicazioni sulle operazioni di scavo .....	pag. 17
<b>9. Indagini geognostiche (zona La Cella)</b> .....	pag. 19
<b>10. Sezione B-B' del substrato in esame</b> .....	pag. 21
<b>11. Capacità portante del terreno di fondazione (zona via M. Bianco)</b> .....	pag. 21
<b>12. Valutazione dei cedimenti (via M. Bianco)</b> .....	pag. 23
<b>13. Capacità portante del terreno di fondazione (via Sempione)</b> .....	pag. 23
<b>14. Valutazione dei cedimenti degli edifici con piani fuori terra (via Sempione)</b> .....	pag. 24
<b>15. Costruzione di edificio su tre piani con parcheggio interrato su un livello</b> .....	pag. 24
15.1. Analisi della capacità portante .....	pag. 24
15.2. Analisi dei cedimenti .....	pag. 25
15.3. Indicazioni sulle operazioni di scavo .....	pag. 25
<b>16. Studio sui fenomeni di ristagno</b> .....	pag. 25
<b>17. Esame qualitativo del tratto fluviale e delle arginature del F. Arno della zona</b>	

urbana in esame .....	pag. 27
<b>18. Considerazioni sul rischio idraulico .....</b>	<b>pag. 29</b>
<b>19. Conclusioni .....</b>	<b>pag. 29</b>

---

## **INDICE DELLE FIGURE**

<b>Figura 1</b>	<b>Carta geologica</b>
<b>Figura 2</b>	<b>Carta idrogeologica</b>
<b>Figura 3</b>	<b>Carta dei sistemi idraulici</b>
<b>Figura 4</b>	<b>Ubicazione delle prove geognostiche in situ nella zona ex Stazione Leopolda</b>
<b>Figura 5</b>	<b>Sezione A-A'</b>
<b>Figura 6</b>	<b>Ubicazione delle prove geognostiche in situ nella zona della Cella</b>
<b>Figura 7</b>	<b>Sezione B-B'</b>

## 1 - Premessa

---

Il presente studio riguarda un'area situata a Pisa la cui ubicazione è osservabile in fig.1, in cui è previsto un piano di recupero della zona ex Leopolda - La Cella inserita all'interno del programma di recupero del quartiere di Porta Fiorentina oggetto della proposta di Contratto di Quartiere.

Lo scopo del lavoro è quello di ottenere una conoscenza delle caratteristiche litologiche e geotecniche del sottosuolo per accertare la fattibilità degli interventi previsti secondo quanto prescritto dalla Del.C.R. 94/85 (punto 4.2), dalla Del.C.R. 230/94 e dal D.M. 11/03/88 sez.H.

La presente relazione si articola in due parti di cui la prima riguarda un inquadramento generale delle due diverse zone della Cella e della ex Stazione Leopolda facenti parte dello stesso piano di recupero, dal punto di vista geologico, geomorfologico ed idrogeologico-idraulico. La seconda parte invece descrive i risultati delle indagini geognostiche effettuate ed i risultati dei calcoli geotecnici separatamente per le due zone sopra citate, per quanto riguarda gli aspetti sulla portanza e sui cedimenti delle fondazioni degli edifici in progetto.

## 2. Inquadramento geologico e geomorfologico

---

La zona in esame è ubicata nella pianura alluvionale dell'Arno, nel centro urbano di Pisa, a quote variabili tra circa 4,40 e 5,30 m sul livello del mare.

Come può essere osservato dalla Carta geologica, riportata in fig.1, in un intorno significativo della zona di intervento, affiorano le seguenti formazioni:

### **a - Sedimenti limo-argillosi e sabbiosi delle aree golenali (Attuale)**

I sedimenti presenti nelle aree golenali rappresentate in fig.1 sono depositi dal Fiume Arno nell'alveo e nelle aree ad esso adiacenti raggiunte dalle piene ordinarie con tempi di ritorno generalmente inferiori a due anni. Si tratta di sedimenti a granulometria variabile da limo-argillosa a sabbiosa in corrispondenza dell'energia delle acque che li hanno depositi.

### **At - Depositi alluvionali prevalentemente argillosi, torbe palustri e depositi di colmata (Olocene)**

Questi terreni sono costituiti da sedimenti molto fini generalmente localizzati nelle zone che nel passato sono state soggette a fenomeni di sovralluvionamento.

Si tratta prevalentemente di argille, argille organiche talvolta con torbe. All'interno degli strati argillosi sono talvolta presenti sottili livelli costituiti da limi e subordinatamente da sabbie.

### **la - Depositi alluvionali prevalentemente limosi e con intercalazioni sabbiose ed argillose (Olocene)**

Questi depositi hanno una granulometria mediamente più grossolana di quelle dei terreni sopra descritti. Si tratta infatti di depositi prevalentemente limosi e argillosi al cui interno sono più o meno frequenti intercalazioni sabbiose.

Le zone il cui substrato è costituito da questi terreni sono in generale leggermente più rilevate rispetto alle ex aree palustri in cui si ritrovano sedimenti mediamente più fini.

### **sa - Depositi alluvionali prevalentemente sabbiosi (Olocene)**

La distribuzione di questi terreni è stata cartografata in base ai risultati di indagini geognostiche. In queste aree i primi 5 metri di sottosuolo sono costituiti in prevalenza da sabbie con argille e limi in quantità subordinata.

L'ambiente di deposizione è analogo a quello dei depositi sopra descritti. Nelle zone laterali al fiume possono essere interpretati come arenili formatesi nella parte interna di meandri in seguito al deposito dei materiali sabbiosi in sospensione nelle acque a causa del rallentamento della corrente.

-----  
*Sia la zona della ex Stazione Leopolda che la zona della Cella che sono oggetto del piano di recupero in esame ricadono nei terreni sopra descritti e classificati con la sigla la.*

## **3. Inquadramento idrogeologico**

---

Nella carta idrogeologica riportata in fig.2 sono rappresentate le due superfici piezometriche relative ai periodi di massima e di minima ricarica dell'acquifero freatico superficiale. La geometria della superficie piezometrica è stata ricostruita sulla base di due campagne di misura, una primaverile e l'altra estiva, svolte rispettivamente nel mese di maggio e di agosto del 1994 (da Vieri 1995).

Le zone della ex Stazione Leopolda e quella della Cella che sono oggetto del piano di recupero in esame presentano caratteristiche molto simili che vengono di seguito descritte:

- Nel periodo estivo, durante il quale il livello freatico raggiunge i valori minimi, la profondità del tetto della falda acquifera raggiunge valori intorno a +0,5 m s.l.m;
- nel periodo invernale durante il quale il livello freatico raggiunge i valori massimi, la profondità del tetto della falda acquifera superficiale raggiunge valori compresi tra +1,0 e +1,5 m s.l.m.

Quindi, nella zona in esame, l'oscillazione della falda acquifera tra i periodi di massima e minima ricarica dell'acquifero freatico superficiale risulta di piccola entità stimabile intorno a 30-40 cm.

Per quanto riguarda la presenza di zone facilmente allagabili, si può notare che le due aree di intervento non risultano soggette a ristagno a causa del difficoltoso drenaggio delle acque in caso di eventi piovosi intensi.

Tuttavia bisogna osservare che un'area limitrofa a quella della ex Stazione Leopolda (fig.2), ma non compresa al suo interno, rappresentata dalla via Corridoni, risulta attualmente soggetta a fenomeni di ristagno. Durante la Seconda Guerra Mondiale infatti tutta la zona di Via Corridoni e della Stazione venne completamente distrutta dai bombardamenti. La rete fognaria di questa area, collegata attraverso un collettore con il sistema di scolo di S. Giusto, probabilmente non fu adeguatamente ripristinata nella ricostruzione post-bellica.

In generale il deflusso delle acque in uscita dalla zona di Pisa situata a Nord della Stazione è ostacolato dalla presenza della Ferrovia che agisce come barriera. E' utile inoltre precisare che è stato constatato che gli allagamenti nella città di Pisa si verificano quando si superano soglie giornaliere di precipitazione meteorica di circa 100-150 mm di pioggia.

# Indagini geotecniche zona ex Leopolda

#### 4. Indagini geognostiche (ex Stazione Leopolda)

---

Sull'area interessata dall'intervento in esame, è stata presa in esame una indagine geognostica basata sulla esecuzione di n.2 prove penetrometriche statiche C.P.T. (denominate PS1 e PS2), spinte fino alla profondità di 20,00 e 21,10 m sotto il piano di campagna la cui ubicazione è riportata in fig. 4 effettuate dalla Ditta Geoservizi. Lo strumento utilizzato è un penetrometro statico modello TG 73 200 KN Pagani, con punta meccanica tipo Begemann.

Sono stati inoltre presi in esame i risultati di una indagine geognostica effettuata in precedenza basata su una prova CPT ed un sondaggio meccanico a carotaggio continuo (PS5 e S1).

Le prove penetrometriche statiche hanno fornito i valori di resistenza alla punta ( $R_p$ ), resistenza laterale locale ( $F_s$ ) e spinta totale ( $Q_t$ ) ogni 20 cm di profondità e hanno permesso una stima puntuale dei parametri geotecnici del terreno di fondazione.

Tra le informazioni fornite dalla prova C.P.T., assume notevole importanza l'analisi dell'andamento della resistenza alla punta con la profondità i cui valori permettono di definire con buona approssimazione le caratteristiche distintive dei terreni.

Di seguito vengono analizzati i risultati delle penetrometrie relative al presente studio.

##### **Prova penetrometrica statica PS1 (Piazza Guerrazzi)**

- Da 0,00 m fino a - 1,00 m dal p.c. è presente terreno di riporto costituito da materiale limoso ed argilloso di colore beige e giallastro al cui interno sono presenti frammenti di materiale litoide e di laterizi.
- Da -1,00 m fino a -8,80 m di profondità sono presenti terreni limosi ed argillosi con sottili intercalazioni sabbiose. Per quanto riguarda la frazione argillosa e limosa che costituisce la principale natura di questi terreni, la resistenza alla punta  $R_p$  si mantiene intorno a valori compresi tra 4,5 e 20,6 kg/cmq. La coesione  $c_u$  varia tra 0,16 e 0,79 kg/cmq, mentre il coefficiente di compressibilità volumetrica  $m_v$  varia tra un minimo di 13,6 cmq/t ed un massimo di 65,1 cmq/t.
- Da -8,80 m fino a -13,00 m dal p.c. è stata rilevata la presenza di sabbie mediamente addensate, talvolta grossolane e sabbie limose. Dalla osservazione del log penetrometrico, riportato in appendice, si può osservare che la  $R_p$  di questi terreni ha un andamento piuttosto frastagliato tipico delle sabbie contenenti talvolta materiale ghiaioso cui corrispondono i picchi osservabili sul diagramma. La  $R_p$  assume valori oscillanti tra 42,4 e 123,6 kg/cmq, mentre l'angolo di attrito interno  $\phi$  è compreso tra 30° e 37°. Il coefficiente  $m_v$  è molto basso in quanto questi terreni possono essere considerati incompressibili.

- Da -13,00 m fino a -20,00 m dal p.c. sono presenti argille plastiche compressibili caratterizzate da una resistenza alla punta  $R_p$  poco elevata compresa tra 7,5 e 16,8. La coesione  $c_u$  varia tra 0,23 e 0,61 kg/cmq, mentre il coefficiente di compressibilità volumetrica  $m_v$  varia tra un minimo di 19,7 cmq/t ed un massimo di 44,1 cmq/t.

### **Prova penetrometrica statica PS2 (ex Stazione Leopolda)**

Questa prova è stata effettuata sul fondo dello scavo che si è reso necessario per la asportazione della massicciata che costituisce il substrato del piazzale della ex Stazione Leopolda. Quindi le misure sotto riportate iniziano a partire da una profondità di 1,10 m dal piano del piazzale stesso.

- Da 0,00 m fino a - 7,20 m di profondità sono presenti terreni limosi ed argillosi con sottili intercalazioni sabbiose. Per quanto riguarda la frazione argillosa e limosa che costituisce la parte preponderante di questi terreni, la resistenza alla punta  $R_p$  assume valori compresi tra 4,9 e 28,3 kg/cmq. La coesione  $c_u$  varia tra 0,17 e 0,76 kg/cmq, mentre il coefficiente di compressibilità volumetrica  $m_v$  varia tra un minimo di 11,8 cmq/t ed un massimo di 60,7 cmq/t.
- Da -7,20 m fino a -10,40 m sono presenti sabbie da sciolte a mediamente addensate e sabbie limose con rare e sottili intercalazioni argillose. La  $R_p$  di questi terreni assume valori più elevati rispetto ai terreni sovrastanti e sottostanti compresi tra 32,0 e 69,4 kg/cmq. L'angolo di attrito interno  $\phi$  è compreso tra 29° e 35°. Il coefficiente  $m_v$  è generalmente molto basso in quanto questi terreni possono essere considerati incompressibili.
- Da -10,40 m fino a -20,00 m sono presenti argille plastiche compressibili talvolta organiche caratterizzate da una resistenza alla punta  $R_p$  poco elevata compresa tra 5,6 e 9,7. La coesione  $c_u$  è bassa e varia generalmente tra 0,18 e 0,32 kg/cmq, mentre il coefficiente di compressibilità volumetrica  $m_v$  varia tra un minimo di 23,8 cmq/t ed un massimo di 48,2 cmq/t.

La profondità della falda acquifera è stata rilevata alla profondità di -3,00 m dal p.c.

*Di seguito vengono descritti i risultati di una prova penetrometrica statica C.P.T. (denominata PS5) e di un sondaggio meccanico a carotaggio continuo (denominato S1) effettuati, per conto del. Dr. Geol. F. Alvares, tra le altre indagini geologiche di supporto ad un progetto di restauro di un edificio di proprietà I.D.S.C.(P.zza Arcivescovado-Pisa) ubicato in Lungarno Guadalongo.*

### **Sondaggio meccanico a carotaggio continuo S1 (Lungarno Guadalongo)**

- Da 0,00 m fino a - 3,00 m dal p.c. è presente materiale di riporto costituito da limo sabbia limosa con numerosi frammenti laterizi. Un campione indisturbato S1C1 prelevato in questo livello a partire da -1,50 m dal p.c., sottoposto ad una prova di taglio

rapido non drenato, ha fornito valori della coesione  $c=0,2$  kg/cmq ed angolo di attrito interno  $\phi=18^\circ$ .

- Da -3,00 m fino a -6,50 m di profondità è stato osservato uno strato di sabbia fine limosa talora con sottili intercalazioni di limo e limo argilloso contenente anch'esso rari frammenti di laterizi; si può quindi ipotizzare che questo terreno sia riferibile a materiale più o meno grossolano deposto dalle acque del F.Arno. Il campione indisturbato S1C2 prelevato alla base in questo livello è risultato incoerente ( $c=0$ ) con angolo di attrito interno  $\phi=34^\circ$ .
- Da -6,50 m fino a -7,50 m dal p.c. sono è stata rilevata la presenza di materiale litoide.
- Da -7,50 m fino a -8,50 m dal p.c. è presente uno strato di materiale incoerente con un livello ghiaioso alla base ad elementi spigolosi.
- Da -8,50 m fino a -10,50 m dal p.c. è stato osservato uno strato di sabbie grossolane di cui non è nota la profondità della base.

#### **Prova penetrometrica statica PS5 (Lungarno Guadalongo)**

- Da 0,00 m fino a -4,20 m di profondità sono presenti terreni prevalentemente limosi ed argillosi. La resistenza alla punta  $R_p$  assume valori compresi tra 6,3 e 26,4 kg/cmq. La coesione  $c_u$  varia tra 0,28 e 0,84 kg/cmq, mentre il coefficiente di compressibilità volumetrica  $m_v$  varia tra un minimo di 12,6 cmq/t ed un massimo di 44,9 cmq/t.
- Da -4,20 m fino a -7,60 m sono presenti sabbie da sciolte a mediamente addensate e sabbie limose con rare e sottili intercalazioni argillose. La  $R_p$  di questi terreni assume valori molto bassi in prossimità delle intercalazioni argillose pari a 5-6 kg/cmq, mentre in corrispondenza delle sabbie, rappresentano la litologia principale di questi terreni, la resistenza alla punta è più elevata 20-30 kg/cmq e presenta valori massimi di 41,6 e 41,9 kg/cmq che corrispondono al materiale ghiaioso e ciottoloso. L'angolo di attrito interno delle sabbie  $\phi$  è compreso tra  $28^\circ$  e  $33^\circ$ .

Alla profondità di circa 8 m si è verificata la presenza di rifiuto presumibilmente in presenza di sabbie grossolane addensate e/o ghiaie.

Il preforo della penetrometria è stato attezzato con un piezometro aperto in PVC in cui è stato misurato il livello piezometrico della falda libera alla profondità di 5,00 m.

La prova penetrometrica statica PS5 è stata effettuata a circa 50-60 cm di distanza dal sondaggio S1, ma non ha incontrato il materiale litoide che invece è stato intercettato dal sondaggio alla profondità compresa tra -6,50 e -7,50 m dal p.c.

## 5. Sezione A-A' del substrato in esame

---

Come si dedurre dall'analisi delle caratteristiche geotecniche dei terreni sopra descritte, le prove PS1 di Piazza Guerrazzi e PS2 della ex Stazione Leopolda presentano una analoga alternanza di strati dalle proprietà meccaniche molto simili. La situazione stratigrafica del terreno si presenta quindi abbastanza omogenea tra le due prove poste ad una distanza di circa 220 m.

Questo ha permesso di effettuare delle correlazioni tra le varie prove da cui sono derivate le sezione geomeccanica A-A' rappresentata in fig.5 che viene di seguito descritta:

- Superficialmente è presente uno strato di terreno di riporto dello spessore di circa 1,00-1,50 m nella zona di intervento che diventa più spesso, fino a 7-8 m dal p.c. in prossimità dell'argine del F.Arno.
- Al di sotto è presente uno strato costituito da limi ed argille limose con sottili intercalazioni sabbiose i cui parametri geotecnici sono stati descritti nelle prove PS1 e PS2. Tale strato ha la base a profondità variabili tra -8,80 m dal p.c. in prossimità della prova PS1 e -7,20 m dal p.c. in prossimità della prova PS2. Spostandoci in direzione del F.Arno, secondo la traccia di sezione rappresentata in fig.4, si assiste invece, in prossimità della prova penetrometrica PS5 e del sondaggio S1, ad un passaggio laterale con terreni più eterogenei e mediamente più grossolani la cui origine è probabilmente legata al trasporto detritico del F. Arno durante le piene.
- Segue un livello di sabbie dello spessore variabile da 4,00 in prossimità della prova PS1 m e 3,00 m in prossimità della prova PS2 il cui tetto si ritrova sotto l'argine dell'Arno in prossimità del sondaggio S1 alla profondità di -8,80 m dal p.c.
- Al di sotto delle sabbie si trova un livello costituito da argille ed argille organiche plastiche caratterizzato da elevata compressibilità e coesione molto bassa. Tale strato ha il tetto a profondità variabili tra -13,00 m dal p.c. in prossimità della prova PS1 e -10,40 m dal p.c. in prossimità della prova PS2, mentre non è stato intercettato dal sondaggio S1.

## 6. Capacità portante del terreno di fondazione degli edifici con piani fuori terra nella zona della ex Stazione Leopolda

---

Per quanto riguarda la costruzione degli edifici nella zona della ex Stazione Leopolda la cui localizzazione è riportata in fig.4, il calcolo della capacità portante è stato effettuato considerando separatamente due casi distinti. Questo perché in base alla prova penetrometrica PS2, il terreno posto al di sotto del piano di fondazione, che potrebbe eventualmente essere sottoposto a rottura, risulta di natura eterogenea cioè costituito da una alternanza di terreni argillosi e sabbiosi.

Su indicazione del progettista, sono inoltre state prese in esame fondazioni su trave rovescia in c.a. di larghezza pari a  $B = 120$  cm con piano di imposta alla profondità  $D = 150$  cm dal p.c. Nei calcoli che seguono, si è tenuto conto del suddetto dimensionamento.

Per il calcolo della pressione limite di rottura viene utilizzata la seguente formula di Terzaghi:

$$q_r = c \cdot N_c + \gamma' \cdot D \cdot N_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma$$

in cui:

$c$  = coesione del terreno (kg/cmq)

$\gamma'$  = peso di volume del terreno al di sopra del piano di fondazione (kg/cm<sup>3</sup>)

$\gamma$  = peso di volume del terreno al di sotto del piano di fondazione (kg/cm<sup>3</sup>)

$D$  = profondità del piano di imposta della fondazione (cm)

$B$  = larghezza della fondazione (cm)

$N_c$ - $N_q$ - $N_\gamma$  = fattori di capacità portante del terreno (adim.)

## I Ipotesi con terreno privo di coesione

Come può essere osservato in Tab. a, per le verifiche ed i calcoli geotecnici, sono stati assunti i seguenti parametri:

Coesione $c_u$ (Kg/cmq)	Angolo d'attrito $\phi$	Peso di volume $\gamma$ (t/mc)
0	35°	1,80

In questa ipotesi l'angolo di attrito interno è stato ottenuto come media dei dati forniti ogni 20 cm dalla prova penetrometrica nel terreno sabbioso posto al di sotto del piano di fondazione eventualmente interessato dalla rottura.

In base ai criteri sopra specificati, il carico di rottura del terreno è il seguente:

$$q_r = 11,3 \text{ kg/cmq}$$

Mentre il carico ammissibile del terreno, calcolato in base ad un coefficiente di sicurezza pari a  $K = 3$ , risulta essere:

$$q_a = 3,77 \text{ kg/cmq.}$$

## II Ipotesi con terreno privo di angolo di attrito interno

Come può essere osservato in Tab. c, per le verifiche ed i calcoli geotecnici, sono stati assunti i seguenti parametri:

Coesione $c_u$ (Kg/cmq)	Angolo d'attrito $\phi$	Peso di volume $\gamma$ (t/mc)
0,63	0°	1,90

In questa ipotesi il valore della coesione è stato ottenuto come media dei dati forniti ogni 20 cm dalla prova penetrometrica nel terreno argilloso posto al di sotto del piano di fondazione eventualmente interessato dalla rottura.

In base ai criteri sopra specificati, il carico di rottura del terreno è il seguente:

$$q_r = 3,52 \text{ kg/cmq}$$

Mentre il carico ammissibile del terreno, calcolato in base ad un coefficiente di sicurezza pari a  $K = 3$ , risulta essere:

$$q_a = 1,17 \text{ kg/cmq.}$$

il valore della coesione è stato ottenuto come media dei dati geotecnici desunti dai dati della prova PS2.

Considerando la media ponderata (30% sabbie e 70 % argille e limi) dei due tipi di terreno che costituiscono il terreno posto al di sotto del piano di fondazione eventualmente interessato dalla rottura, si può assumere come valore del carico ammissibile del terreno il seguente:

$$q_a = 1,78 \text{ kg/cmq.}$$

Nelle tabelle 1 e 2 sono riportati i risultati del calcolo sopra riportato prendendo in esame una trave rovescia in c.a. di larghezza pari a  $B=120$  cm con piano di imposta alla profondità  $D=150$  cm, mentre nelle tabelle 1a e 2a sono riportati i risultati del calcolo prendendo in esame una trave rovescia in c.a. di larghezza pari a  $B=100$  cm con piano di imposta alla profondità  $D=150$  cm. In quest'ultimo caso, considerando la media ponderata dei due tipi di terreno che costituiscono il terreno posto al di sotto del piano di fondazione eventualmente interessato dalla rottura, si può assumere come valore del carico ammissibile del terreno il seguente:

$$q_{a_1} = 1,74 \text{ kg/cmq.}$$

**Tab. 1a - Ipotesi con terreno privo di angolo di attrito interno  
(zona della ex St. Leopolda - prova PS2) - Trave di larghezza B=100 cm**

Angolo di attrito interno	$\phi$	(gradi)	0
Angolo di attrito interno	$\phi$	(rad.)	0,00
Coesione	$c$	(kg/cm <sup>2</sup> )	0,49
Peso di volume sopra il p.d.f.	$\gamma$	(kg/dmc)	1,9
Peso di volume sotto il p.d.f.	$\gamma'$	(kg/dmc)	0,9
Profondità del piano di posa	$D$	(cm)	150
Larghezza della trave rovescia	$B$	(cm)	100
<b>Fattori di capacità portante</b>			
	$Nc$	(adim.)	5,14
	$Nq$	(adim.)	1,00
	$N\gamma$	(adim.)	0,00
Profondità falda		(cm)	300
<b>Carico di rottura</b>	<b><math>qr</math></b>	<b>(kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>2,80</b>
<b>Carico ammissibile</b>	<b><math>qa</math></b>	<b>(kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>0,93</b>

**Tab. 2a - Ipotesi con terreno privo di coesione  
(zona della ex St. Leopolda - prova PS2) - Trave di larghezza B=100 cm**

Angolo di attrito interno	$\phi$	(gradi)	35
Angolo di attrito interno	$\phi$	(rad.)	0,61
Coesione	$c$	(kg/cm <sup>2</sup> )	0
Peso di volume sopra il p.d.f.	$\gamma$	(kg/dmc)	1,8
Peso di volume sotto il p.d.f.	$\gamma'$	(kg/dmc)	0,8
Profondità del piano di posa	$D$	(cm)	150
Larghezza della trave rovescia	$B$	(cm)	100
<b>Fattori di capacità portante</b>			
	$Nc$	(adim.)	46,12
	$Nq$	(adim.)	33,30
	$N\gamma$	(adim.)	48,03
Profondità falda		(cm)	300
<b>Carico di rottura</b>	<b><math>qr</math></b>	<b>(kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>10,91</b>
<b>Carico ammissibile</b>	<b><math>qa</math></b>	<b>(kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>3,64</b>
<b>Carico ammissibile risultante</b>	<b><math>qa</math></b>	<b>(kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>1,74</b>

**Tab. 1 - Ipotesi con terreno privo di angolo di attrito interno  
(zona della ex St. Leopolda - prova PS2) - Trave di larghezza B=120 cm**

Angolo di attrito interno	$\phi$	(gradi)	0
Angolo di attrito interno	$\phi$	(rad.)	0,00
Coesione	$c$	(kg/cm <sup>2</sup> )	0,49
Peso di volume sopra il p.d.f.	$\gamma$	(kg/dmc)	1,9
Peso di volume sotto il p.d.f.	$\gamma'$	(kg/dmc)	0,9
Profondità del piano di posa	$D$	(cm)	150
Larghezza della trave rovescia	$B$	(cm)	120
<b>Fattori di capacità portante</b>			
	$N_c$	(adim.)	5,14
	$N_q$	(adim.)	1,00
	$N_\gamma$	(adim.)	0,00
Profondità falda		(cm)	300
<b>Carico di rottura</b>	<b><math>q_r</math></b>	<b>(kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>2,80</b>
<b>Carico ammissibile</b>	<b><math>q_a</math></b>	<b>(kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>0,93</b>

**Tab. 2 - Ipotesi con terreno privo di coesione  
(zona della ex St. Leopolda - prova PS2) - Trave di larghezza B=120 cm**

Angolo di attrito interno	$\phi$	(gradi)	35
Angolo di attrito interno	$\phi$	(rad.)	0,61
Coesione	$c$	(kg/cm <sup>2</sup> )	0
Peso di volume sopra il p.d.f.	$\gamma$	(kg/dmc)	1,8
Peso di volume sotto il p.d.f.	$\gamma'$	(kg/dmc)	0,8
Profondità del piano di posa	$D$	(cm)	150
Larghezza della trave rovescia	$B$	(cm)	120
<b>Fattori di capacità portante</b>			
	$N_c$	(adim.)	46,12
	$N_q$	(adim.)	33,30
	$N_\gamma$	(adim.)	48,03
Profondità falda		(cm)	300
<b>Carico di rottura</b>	<b><math>q_r</math></b>	<b>(kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>11,30</b>
<b>Carico ammissibile</b>	<b><math>q_a</math></b>	<b>(kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>3,77</b>
<b>Carico ammissibile risultante</b>	<b><math>q_a</math></b>	<b>(kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>1,78</b>

## 7. Valutazione dei cedimenti degli edifici con piani fuori terra nella zona della ex Stazione Leopolda)

La valutazione dei cedimenti di seguito riportata si riferisce alle costruzioni di edifici su terreno non precedentemente impegnato da precedenti costruzioni. Infatti, se la edificazione viene effettuata su terreni su cui sono previste demolizioni con ricostruzioni senza incremento di carico, non si potranno verificare nuovi fenomeni di cedimento assoluto.

Per quanto riguarda la valutazione dei cedimenti, il terreno interessato dai carichi trasmessi dalla struttura è stato suddiviso in strati ciascuno dello spessore di 1 metro a partire da una profondità di 1,50 m dal piano di campagna.

I parametri caratteristici dei vari livelli sono osservabili nella tabelle 1b e 2b.

Il cedimento complessivo è stato ottenuto come somma dei cedimenti parziali relativi agli strati in cui il terreno è stato suddiviso, mentre il calcolo è stato effettuato fino alla profondità di -7,00 m dal piano di campagna.

Il cedimento  $S$  di ogni singolo strato è stato calcolato in base alla relazione:

$$S = H_0 \cdot \Delta P \cdot m_v$$

dove:

$H_0$  = spessore dello strato (cm),

$\Delta P$  = variazione di pressione sullo strato in seguito alla applicazione del carico (kg/cmq),

$m_v$  = coefficiente di compressibilità di volume (cmq/t).

Il coefficiente di compressibilità di volume è stato ottenuto come media dei valori ottenuti ogni 20 cm di profondità nella prova penetrometrica statica PS2.

**Non essendo noto in questa fase della progettazione il reale carico di esercizio, viene cautelativamente assunto un carico di esercizio pari al carico ammissibile  $q_e = 1,7 \text{ Kg/cmq}$ .**

Ai fini del calcolo del cedimento si è tenuto conto della riduzione di pressione al piano di posa della fondazione per effetto dello sbancamento.

Il carico incidente  $q_i$  è definito dalla differenza tra il carico di esercizio e la pressione litostatica preesistente alla quota di imposta della fondazione; quindi è espresso dalla seguente relazione:

$$q_i = q_e - (\gamma D_f) \quad (1)$$

dove:

$q_e$  = carico di esercizio (kg/cmq)

$\gamma$  = peso di volume del terreno (kg/cm<sup>3</sup>)

$D_f$  = profondità dello scavo di fondazione (cm)

Nel caso in esame, si ottiene:

$$q_i = 1,415 \text{ kg/cmq}$$

**Calcolo del cedimento del terreno di fondazione su trave rovescia in c.a. di larghezza B=120 con piano di imposta alla profondità D=150 cm dal p.c.**

Dall'esame della Tab.1b si può rilevare che il cedimento totale può essere stimato pari a S = 6,58 c

**Calcolo del cedimento del terreno di fondazione su trave rovescia in c.a. di larghezza B=100 con piano di imposta alla profondità D=150 cm dal p.c.**

Dall'esame della Tab.1b si può rilevare che il cedimento totale può essere stimato pari a S = 5,82 cm.

**Tab. 1b - Cedimento del terreno di fondazione  
(zona ex stazione Leopolda- trave rovescia di larghezza B=120 cm)**

n° strato	Ho (cm)	prof. dal p.d.f. (cm)	$\Delta p$ (kg/cmq)	mv (cmq/t)	S (cm)
1	100	50	1,07	22,6	2,41
2	100	150	0,56	17,0	0,94
3	100	250	0,42	31,5	1,33
4	100	350	0,32	20,0	0,64
5	100	450	0,25	24,7	0,61
6	100	550	0,19	33,7	0,65
<b>Cedimento totale (cm)</b>					<b>6,58</b>

largh. fondaz. B (cm)	prof. dal p.c. D (cm)	q (kg/cmq) carico di es.	q' (kg/cmq) carico incid.
120	150	1,7	1,415

**Tab. 2b - Cedimento del terreno di fondazione  
(zona ex stazione Leopolda- trave rovescia di larghezza B=100 cm)**

n° strato	Ho (cm)	prof. dal p.d.f. (cm)	$\Delta p$ (kg/cm <sup>2</sup> )	mv (cmq/t)	S (cm)
1	100	50	1,00	22,6	2,25
2	100	150	0,51	17,0	0,87
3	100	250	0,37	31,5	1,16
4	100	350	0,27	20,0	0,53
5	100	450	0,20	24,7	0,49
6	100	550	0,16	33,7	0,53

<b>Cedimento totale (cm)</b>	<b>5,82</b>
------------------------------	-------------

largh. fondaz. B (cm)	prof. dal p.c. D (cm)	q (kg/cm <sup>2</sup> ) carico di es.	q' (kg/cm <sup>2</sup> ) carico incid.
100	150	1,7	1,415

## 8. Costruzione di parcheggio interrato su due livelli

### 8.1. Analisi della capacità portante

Il piano di recupero in esame prevede la costruzione di un parcheggio interrato su due livelli su un'area le cui dimensioni non sono state ancora specificate.

In questa sede, per avere una valutazione sulla fattibilità dell'intervento in esame si prende in considerazione una superficie occupata dal parcheggio di circa 30 x 100 m. Su questa area si rende perciò necessario effettuare uno scavo di circa 6 m di profondità.

Per ottenere la capacità portante del terreno è stata utilizzata la seguente formula di Terzaghi:

$$q_r = \left(1 + 0,2 \frac{B}{L}\right) \cdot c \cdot N_c + \gamma \cdot D \cdot N_q + \left(1 - 0,2 \cdot \frac{B}{L}\right) \cdot \gamma \cdot \frac{B}{2} \cdot N_\gamma \quad (2)$$

in cui:

- $q_r$  = carico di rottura del terreno (Kg/cm<sup>2</sup>)
- $\gamma$  = peso di volume del terreno (Kg/cm<sup>3</sup>)
- D = profondità del piano di posa della fondazione (cm)
- c = coesione del terreno (Kg/cm<sup>2</sup>)
- B - L = dimensioni della fondazione (cm)

I valori del peso di volume del terreno, della coesione e dell'angolo di attrito interno sono stati ottenuti dai dati della prova penetrometrica statica PS1. In particolare è stato assunto in via cautelativa un angolo di attrito interno pari a  $\phi=0$  ed il valore minimo della coesione

( $c_u=0,2\text{kg/cm}^2$ ) riscontrato nei terreno posti al di sotto del piano di fondazione di natura argillosa (vedi sezione geomeccanica in fig.5).

Il carico di rottura del terreno risulta

$$q_r = 1,93 \text{ Kg/cm}^2$$

Assumendo un coefficiente di sicurezza pari a  $K = 3$ , il valore del carico ammissibile risulta:

$$q_a = 0,64 \text{ Kg/cm}^2.$$

## 8.2. Analisi dei cedimenti

---

***Non essendo noto in questa fase della progettazione il reale carico di esercizio, viene cautelativamente assunto un carico di esercizio pari al carico ammissibile  $q_e=0,64 \text{ Kg/cm}^2$ .***

In base alla relazione (1) riportata nel capitolo precedente, risulta:

IMPRONTA DI CARICO	PROF. DI IMPOSTA (m dal p.c.)	$q_e$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\gamma$ (kg/cm <sup>3</sup> )	PRESS. LITOST. (kg/cm <sup>2</sup> )	$q_i$ (kg/cm <sup>2</sup> )
Platea 30m×100m	-6,00	0,64	1,9	0,84	0,0

Come possiamo osservare la fondazione risulta totalmente compensata, fatto che risolve i problemi legati a eventuali cedimenti assoluti e differenziali delle strutture.

## 8.3. Indicazioni sulle operazioni di scavo

---

Poiché le dimensioni planimetriche del parcheggio interrato non sono state ancora specificate, si raccomanda di mantenere una distanza di sicurezza dagli edifici esistenti per non comprometterne la stabilità delle fondazioni. Tale distanza dovrà essere valutata nell'ambito del progetto esecutivo in relazione alla caratterizzazione dei parametri geotecnici del terreno di fondazione, ad una più precisa localizzazione della falda acquifera ed in base al tipo di fondazioni degli edifici esistenti.

Il livello statico della falda freatica è stato rilevato ad una profondità media di circa -3 m da piano campagna.

Per effettuare le operazioni di scavo sotto falda e per procedere successivamente alla costruzione del volume interrato si dovrà drenare la falda acquifera fino a portare fino a circa 6 m dal p.c. il livello piezometrico all'interno dell'area scavata. Tale livello dovrà rimanere costante per tutta la durata delle operazioni di cantiere.

Tuttavia la propagazione dell'abbassamento del livello piezometrico all'esterno dell'area dello scavo potrebbe provocare subsidenza del suolo e causare danni agli edifici circostanti.

Di conseguenza sarà necessario ridurre al minimo l'abbassamento del livello piezometrico all'esterno dell'area scavata.

L'esecuzione dello scavo sotto falda potrà procedere nel modo seguente:

1. realizzazione di un setto impermeabile di contenimento laterale, lungo il perimetro dello scavo.
2. installazione di *well points* secondo un idoneo allineamento all'interno del perimetro dello scavo entro il setto di contenimento. Questa operazione è necessaria per effettuare l'abbassamento del livello piezometrico fino ad una profondità di circa - 6 m dal p.c.
3. La disposizione spaziale dei *well points* dovrà essere predisposta in modo tale da rendere possibile la escavazione di volumi di terreno compresi tra il setto impermeabile e l'allineamento dei *well points*
4. Installazione di dreni longitudinali.
5. Proseguimento del drenaggio della falda tramite i due dreni longitudinali; rimozione dei *well points* e scavo del settore di terreno lasciato libero dai *well points*.
6. Impermeabilizzazione definitiva del fondo e delle pareti dello scavo e disattivazione del drenaggio.

In base a questo schema di operazioni dovranno essere effettuate le seguenti valutazioni relativamente al periodo necessario per l'espletamento delle operazioni di cantiere:

- quantificazione dell'abbassamento del livello piezometrico della falda nell'area circostante allo scavo
- quantificazione dei fenomeni di subsidenza
- accertamento della stabilità delle fondazioni degli edifici circostanti lo scavo.
- definizione della soluzione progettuale ottimale per il sistema di drenaggio dell'area di scavo.
- calcolo della sottospinta idrostatica ed eventuali suoi effetti sulla stabilità della struttura in fase costruttiva.

# Indagini geotecniche zona La Cella

## 9. Indagini geognostiche (zona La Cella)

---

Sull'area interessata dall'intervento in esame, è stata presa in esame una indagine geognostica basata sulla esecuzione di n.2 prove penetrometriche statiche C.P.T. (denominate PS3 e PS4), spinte fino alla profondità di 20,00 sotto il piano di campagna la cui ubicazione è riportata in fig. 6 effettuate dalla Ditta Geoservizi. Lo strumento utilizzato ed il tipo di risultati sono gli stessi che sono stati sopra descritti per quanto riguarda la zona della stazione Leopolda.

### Prova penetrometrica statica PS3 (Via Emilia)

- Da 0,00 m fino a - 0,50 m dal p.c. è presente terreno vegetale e di riporto.
  - Da -0,50 m fino a -5,40 m di profondità sono presenti terreni limosi ed argillosi con rarissime e sottili intercalazioni sabbiose. Per quanto riguarda la frazione argillosa e limosa che costituisce la quasi totalità di questo livello, la resistenza alla punta  $R_p$  varia tra 6,7 e 24,4 kg/cmq, mentre la coesione  $c_u$  è compresa tra 0,24 e 0,84 kg/cmq. Il coefficiente di compressibilità volumetrica  $m_v$  varia tra un minimo di 15,5 cmq/t ed un massimo di 47,7 cmq/t.
  - Da -5,40 m fino a -13,80 m dal p.c. sono presenti sabbie mediamente addensate, talvolta grossolane e sabbie limose. Sono presenti molto raramente sottilissime intercalazioni argillose. La  $R_p$  di questi terreni si mantiene su valori generalmente alti, al materiale sabbioso grossolano o ghiaioso corrispondono i picchi osservabili sul diagramma riportato in appendice. La  $R_p$  assume infatti valori oscillanti tra 29,8 e 153,6 kg/cmq, mentre l'angolo di attrito interno  $\phi$  è compreso tra 28° e 38°. Il coefficiente  $m_v$  è molto basso in quanto questi terreni possono essere considerati incompressibili.
  - Da -13,80 m fino a -20,00 m dal p.c. sono presenti argille plastiche compressibili caratterizzate da una resistenza alla punta  $R_p$  poco elevata compresa tra 4,3 e 13,9. La coesione  $c_u$  varia tra 0,11 e 0,50 kg/cmq, mentre il coefficiente di compressibilità volumetrica  $m_v$  varia tra un minimo di 21,5 cmq/t ed un massimo di 63,9 cmq/t.
- A partire dalla profondità di -19,20 m dal p.c. è presente un livello costituito da sabbie sciolte dello spessore di circa 40 cm.

La profondità della falda acquifera è stata rilevata alla profondità di -2,60 m dal p.c.

### Prova penetrometrica statica PS4 (Asilo via M. Bianco)

- Da 0,00 m fino a - 1,00 m di profondità è presente terreno vegetale e di riporto.
- Da -1,00 m fino a -1,80 m sono presenti terreni limosi ed la cui resistenza alla punta  $R_p$  assume valori compresi tra 9,3 e 19,3 kg/cmq. La coesione  $c_u$  varia tra 0,36 e 0,76

kg/cmq, mentre il coefficiente di compressibilità volumetrica  $m_v$  varia tra 17,3 e 23,4 cmq/t.

- Da -1,80 m fino a -12,40 m sono presenti sabbie, eccezionalmente grossolane da sciolte a mediamente addensate e sabbie limose con rare e sottili intercalazioni costituite da argille limose. La  $R_p$  di questi terreni assume valori generalmente elevati compresi tra 26,4 e 118,6 kg/cmq. L'angolo di attrito interno  $\phi$  è compreso tra 28° e 36. Questi terreni possono essere considerati praticamente incompressibili.
- Da -12,40 m fino a -20,00 m sono presenti argille plastiche compressibili talvolta organiche caratterizzate da una resistenza alla punta  $R_p$  poco elevata compresa tra 7,8 e 10,7. La coesione  $c_u$  è bassa e varia generalmente tra 0,21 e 0,37 kg/cmq, mentre il coefficiente di compressibilità volumetrica  $m_v$  varia tra un minimo di 21,4 cmq/t ed un massimo di 48,2 cmq/t.

## 10. Sezione B-B' del substrato in esame

---

Come si dedurre dall'analisi delle caratteristiche geotecniche dei terreni sopra descritte, le prove PS3 e PS4 sono risultate correlabili secondo lo schema rappresentato in fig.5 che viene di seguito descritto:

- Superficialmente è presente uno strato di terreno di vegetale o riporto dello spessore variabile tra circa 1,00 e 1,50 m.
- Al di sotto è presente uno strato costituito da limi ed argille limose con sottili intercalazioni sabbiose i cui parametri geotecnici sono stati descritti nella prova PS3. Tale strato ha la uno spessore rilevante in prossimità della prova PS3, pari a circa 4,50 m, mentre è quasi trascurabile in prossimità della prova PS4 dove ha uno spessore inferiore al metro.
- Segue un livello di sabbie dello spessore variabile da 8,00 in prossimità della prova PS3 e 10,60 in prossimità della prova PS4.
- Al di sotto delle sabbie si trova un livello costituito da argille ed argille organiche plastiche caratterizzato da elevata compressibilità e coesione molto bassa. Tale strato ha il tetto a profondità variabili tra -13,80 m dal p.c. in prossimità della prova PS3 e -12,40 m dal p.c. in prossimità della prova PS4.

## 11. Capacità portante del terreno di fondazione (zona via M. Bianco)

---

Per quanto riguarda l'intervento edilizio in via Monte Bianco nella zona della Cella, la cui localizzazione è riportata in fig.6, il calcolo della capacità portante del terreno è stato effettuato considerando separatamente due casi distinti. Questo perché in base alla prova penetrometrica PS4, il terreno posto al di sotto del piano di fondazione, che potrebbe

eventualmente essere sottoposto a rottura, risulta di natura eterogenea cioè costituito da una alternanza di terreni argillosi e sabbiosi.

Sono inoltre state prese in esame fondazioni su trave rovescia in c.a. di larghezza pari a  $B = 80$  cm con piano di imposta alla profondità  $D = 100$  cm dal p.c. Nei calcoli che seguono, si è tenuto conto del suddetto dimensionamento.

Per il calcolo della pressione limite di rottura viene utilizzata la seguente formula di Terzaghi descritta nel paragrafo 7.

## I Ipotesi con terreno privo di coesione

Come può essere osservato in Tab. 3, per le verifiche ed i calcoli geotecnici, sono stati assunti i seguenti parametri:

Coesione $c_u$ (Kg/cmq)	Angolo d'attrito $\phi$	Peso di volume $\gamma$ (t/mc)
0	28,5°	1,80

In questa ipotesi l'angolo di attrito interno è stato ottenuto come media dei dati forniti ogni 20 cm dalla prova penetrometrica nel terreno sabbioso posto al di sotto del piano di fondazione eventualmente interessato dalla rottura.

In base ai criteri sopra specificati, il carico di rottura del terreno è il seguente:

$$q_r = 3,52 \text{ kg/cmq}$$

Mentre il carico ammissibile del terreno, calcolato in base ad un coefficiente di sicurezza pari a  $K = 3$ , risulta essere:

$$q_a = 1,17 \text{ kg/cmq.}$$

## II Ipotesi con terreno privo di angolo di attrito interno

Come può essere osservato in Tab. c, per le verifiche ed i calcoli geotecnici, sono stati assunti i seguenti parametri:

Coesione $c_u$ (Kg/cmq)	Angolo d'attrito $\phi$	Peso di volume $\gamma$ (t/mc)
0,59	0°	1,90

In questa ipotesi il valore della coesione è stato ottenuto come media dei dati forniti ogni 20 cm dalla prova penetrometrica PS4 nel terreno argilloso posto al di sotto del piano di fondazione eventualmente interessato dalla rottura.

In base ai criteri sopra specificati, il carico di rottura del terreno è il seguente:

$$q_r = 3,22 \text{ kg/cmq}$$

Mentre il carico ammissibile del terreno, calcolato in base ad un coefficiente di sicurezza pari a  $K = 3$ , risulta essere:

$$q_a = 1,07 \text{ kg/cmq.}$$

Tab. 3. Ipotesi con terreno privo di angolo di attrito interno (La Cella - via M. Bianco - prova PS4)

Angolo di attrito interno	$\phi$	(gradi)	0
Angolo di attrito interno	$\phi$	(rad.)	0,00
Coesione	$c$	(kg/cmq)	0,59
Peso di volume sopra il p.d.f.	$\gamma$	(kg/dmc)	1,9
Peso di volume sotto il p.d.f.	$\gamma'$	(kg/dmc)	0,9
Profondità del piano di posa	$D$	(cm)	100
Larghezza della trave rovescia	$B$	(cm)	100
Fattori di capacità portante	$N_c$	(adim.)	5,14
	$N_q$	(adim.)	1,00
	$N_\gamma$	(adim.)	0,00
Profondità falda		(cm)	400
<b>Carico di rottura</b>	<b><math>q_r</math></b>	<b>(kg/cmq)</b>	<b>3,22</b>
<b>Carico ammissibile</b>	<b><math>q_a</math></b>	<b>(kg/cmq)</b>	<b>1,07</b>

Tab. 4. Ipotesi con terreno privo di angolo di attrito di coesione (La Cella -v. M. Bianco - prova PS4)

Angolo di attrito interno	$\phi$	(gradi)	28,5
Angolo di attrito interno	$\phi$	(rad.)	0,50
Coesione	$c$	(kg/cmq)	0
Peso di volume sopra il p.d.f.	$\gamma$	(kg/dmc)	1,8
Peso di volume sotto il p.d.f.	$\gamma'$	(kg/dmc)	0,8
Profondità del piano di posa	$D$	(cm)	100
Larghezza della trave rovescia	$B$	(cm)	100
Fattori di capacità portante	$N_c$	(adim.)	26,81
	$N_q$	(adim.)	15,55
	$N_\gamma$	(adim.)	17,98
Profondità falda		(cm)	400
<b>Carico di rottura</b>	<b><math>q_r</math></b>	<b>(kg/cmq)</b>	<b>3,52</b>
<b>Carico ammissibile</b>	<b><math>q_a</math></b>	<b>(kg/cmq)</b>	<b>1,17</b>

## 12. Valutazione dei cedimenti (via M. Bianco)

---

I cedimenti del terreno non risulteranno essere rilevanti ove gli interventi siano relativi a demolizione e ricostruzione, senza considerare il fatto che il terreno di fondazione è di natura prevalentemente incompressibile in quanto costituito principalmente da sabbie.

## 13. Capacità portante del terreno di fondazione (via Sempione)

---

Per quanto riguarda i modesti interventi edilizi in via Sempione nella zona della Cella, la cui localizzazione è riportata in fig.6, il calcolo della capacità portante del terreno è stato in base ai risultati della prova penetrometrica PS3.

Sono state prese in esame fondazioni superficiali continue di larghezza pari a  $B = 80$  cm con piano di imposta alla profondità  $D = 80$  cm dal p.c. Nei calcoli che seguono, si è tenuto conto del suddetto dimensionamento.

Per il calcolo della pressione limite di rottura viene utilizzata la seguente formula di Terzaghi descritta nel paragrafo 7.

In base ai criteri sopra specificati, il carico di rottura del terreno è il seguente:

$$q_r = 3,60 \text{ kg/cmq}$$

Mentre il carico ammissibile del terreno, calcolato in base ad un coefficiente di sicurezza pari a  $K = 3$ , risulta essere:

$$q_a = 1,20 \text{ kg/cmq.}$$

Tab. 5. Capacità portante del terreno (La Cella - via Sempione - prova PS3)

Angolo di attrito interno	$\phi$	(gradi)	0
Angolo di attrito interno	$\phi$	(rad.)	0,00
Coesione	$c$	(kg/cmq)	0,67
Peso di volume sopra il p.d.f.	$\gamma$	(kg/dmc)	1,9
Peso di volume sotto il p.d.f.	$\gamma'$	(kg/dmc)	0,9
Profondità del piano di posa	$D$	(cm)	80
Larghezza della fondazione	$B$	(cm)	80
<hr/>			
Fattori di capacità portante	$N_c$	(adim.)	5,14
	$N_q$	(adim.)	1,00
	$N_\gamma$	(adim.)	0,00
Profondità falda		(cm)	400
<hr/>			
Carico di rottura	$q_r$	(kg/cmq)	3,60
Carico ammissibile	$q_a$	(kg/cmq)	1,20

## 14. Valutazione dei cedimenti degli edifici con piani fuori terra (via Sempione)

---

Considerando la modesta incidenza sul terreno dei carichi trasmessi dalle strutture, i cedimenti del terreno stesso non risulteranno essere rilevanti.

## **15. Costruzione di edificio su tre piani con parcheggio interrato su un livello**

---

### **15.1. Analisi della capacità portante**

---

Il piano di recupero in esame prevede la costruzione di un edificio su tre piani con parcheggio interrato su un livello.

In questa sede, per avere una valutazione sulla fattibilità dell'intervento in esame si prende in considerazione una superficie occupata dal parcheggio di circa 50 m x 55 m. Su questa area si rende necessario effettuare uno scavo di circa 3 m di profondità.

Per ottenere la capacità portante del terreno è stata utilizzata la formula (2).

I valori del peso di volume del terreno, della coesione e dell'angolo di attrito interno sono stati ottenuti dai dati della prova penetrometrica statica PS4. In particolare è stato assunto un valore della coesione pari a  $c_u=0$  kg/cmq ed il valore minimo dell'angolo di attrito interno pari a  $\phi=28^\circ$  riscontrato nei terreno posti al di sotto del piano di fondazione di natura sabbiosa (vedi sezione geomeccanica in fig.7).

Per i calcoli e le considerazioni che seguono, il livello statico della falda freatica è stato ipotizzato ad una profondità media di circa -4 m da piano campagna in quanto non è stato possibile misurare il livello della falda acquifera nel foro della prova CPT in quanto questo si è richiuso immediatamente dopo il ritiro delle aste. Quindi è necessario procedere ad una valutazione più precisa del livello della falda acquifera mediante la installazione di piezometri in fase di progetto esecutivo.

Il carico di rottura del terreno risulta

$$q_r = 35,30 \text{ Kg/cmq}$$

Assumendo un coefficiente di sicurezza pari a  $K = 3$ , il valore del carico ammissibile risulta:

$$q_a = 11,77 \text{ Kg/cmq.}$$

### **15.2. Analisi dei cedimenti**

---

**Non essendo noto in questa fase della progettazione il reale carico di esercizio, viene assunto un carico di esercizio presumibilmente cautelativo pari a  $q_e = 0,60 \text{ Kg/cmq}$  (tale carico dovrà essere verificato in fase di progettazione esecutiva).**

In base alla relazione (1), risulta:

IMPRONTA DI CARICO	PROF. DI IMPOSTA (m dal p.c.)	$q_e$ (kg/cmq)	$\gamma$ (kg/cmq)	PRESS. LITOST. (kg/cmq)	$q_i$ (kg/cmq)
Platea 55m×50m	-3,00	0,60	1,8	0,64	0,0

Come possiamo osservare la fondazione risulta totalmente compensata, fatto che risolve i problemi legati a eventuali cedimenti assoluti e differenziali delle strutture.

### 15.3. Indicazioni sulle operazioni di scavo

---

Poiché le dimensioni planimetriche del parcheggio interrato non sono state ancora specificate, si raccomanda di mantenere una distanza di sicurezza dagli edifici esistenti per non comprometterne la stabilità delle fondazioni. Tale distanza dovrà essere valutata nell'ambito del progetto esecutivo in relazione alla caratterizzazione dei parametri geotecnici del terreno di fondazione, ad una più precisa localizzazione della falda acquifera ed in base al tipo di fondazioni degli edifici esistenti.

Il livello statico della falda freatica è stato ipotizzato ad una profondità media di circa -4 m da piano campagna.

Nel caso in esame appare che le operazioni di scavo del piano interrato non avvengano sotto falda. Tuttavia, se misure più accurate (mediante la installazione di piezometri in fase di progetto esecutivo) effettuate anche in periodi di maggior ricarica della falda acquifera superficiale dovessero evidenziare una eventuale risalita della falda acquifera si dovrà ricorrere alla metodologia illustrata nel paragrafo 8.3.

## 16. Studio sui fenomeni di ristagno

---

### **Inquadramento sui sistemi idraulici**

Le acque che condizionano l'idrologia della zona in esame, provenienti dalle precipitazioni meteoriche non sono quelle dell'Arno che, essendo totalmente arginato, costituisce un sistema idraulico a se stante, ma quelle dei fossi e canali che costituiscono i sistemi di bonifica estesi per gran parte del territorio del comune (Sistemi di Bonifica a scolo naturale e meccanico).

Dal punto di vista idraulico il territorio del comune di Pisa è in effetti interessato da due distinti sistemi idraulici: il sistema Idraulico dell'Arno ed il sistema Idraulico delle Bonifiche.

La pianura di Pisa è servita, per lo scolo delle acque meteoriche, da un reticolo idraulico che si articola in canali che appartengono a due sistemi tra loro separati, che sono il sistema delle bonifiche a scolo naturale ed il sistema delle bonifiche a scolo meccanico.

Il sistema a "scolo naturale" (o di "acque alte") smaltisce le acque meteoriche che provengono da zone morfologicamente più alte, mentre il sistema a "scolo meccanico" (o di "acque basse") smaltisce, attraverso un prosciugamento per esaurimento meccanico con sollevamento all'impianto idrovoro, le acque meteoriche che ristagnano nelle parti del territorio morfologicamente più depresse. Sia le acque a scolo naturale che quelle a scolo meccanico vengono in canali ricettori detti di "acque medie". Tutto il sistema di bonifica è completamente separato dal sistema idraulico dell'Arno. Il reticolo idraulico, progettato per bonificare la bassa piana pisana, riceve anche i reflui trattati e non, provenienti dalle aree urbane.

Uno dei principali problemi idraulici della Pianura di Pisa è la mancanza, su gran parte del territorio urbano, di una fognatura separata fra acque bianche e nere. La zona di intervento, è a fognatura mista con recapito finale nel Canale Nuovo dei Navicelli.

Come può essere osservato in fig.3, le bonifiche che interessano, un adeguato intorno dell'area in esame sono:

- Bonifica del Fiume Morto, per la zona posta a Nord dell'Arno
- Bonifica di S. Giusto;
- Bonifica delle Venticinque;

#### *Bacino di Bonifica del Fiume Morto*

Il bacino di Bonifica del Fiume Morto, il cui comprensorio è definito dalla linea di displuvio dei Monti Pisani, dal F. Serchio, dall'Arno e dal mare, rappresentato tra gli altri in fig.3, è completamente indipendente dai bacini che interessano l'area di intervento in quanto tutto il territorio comunale posto a Nord dell'Arno, convoglia le sue acque (meteoriche, reflue trattate e non) nel F. Morto. All'interno di questo bacino si può distinguere il sottobacino di bonifica a scolo naturale di Centro Storico Cisanello-Pisanova-Porta a Lucca.

#### *Bacino di bonifica di S. Giusto*

Questo bacino di bonifica interessa la zona della Cella compresa nel piano di Recupero.

La totalità del bacino di bonifica di S. Giusto è delimitato a Nord dalla Via Fiorentina, a Est dalla Via che dalle Bocchette di Putignano, attraverso Ospedaletto va fino alle Rene, mentre a Sud, a Ovest e a Nord-Ovest dall'aeroporto.

La bonifica è di tipo meccanico con sollevamento delle acque nel "Canale Nuovo dei Navicelli" all'Impianto Idrovoro dell'aeroporto.

Tutta l'area è a fognatura mista.

#### *Bacino di bonifica delle Venticinque*

Questo bacino di bonifica interessa la zona della ex Stazione Leopolda compresa nel piano di Recupero.

In Generale il Bacino di bonifica delle Venticinque comprende un'area posta tra il F. Arno a Nord, la bonifica di S. Giusto a Est, l'ultimo tratto del "Canale delle Venticinque" a Sud, il Canale dei Navicelli a Ovest.

Il comprensorio è costituito da due sottobacini a scolo naturale e meccanico. Il sottobacino a scolo naturale, che interessa l'area in esame, raccoglie le acque provenienti dalla zona di Pisa posta a Sud della stazione (S. Giusto - S. Marco- Via Quarantola) nel "Colatore Sofina- S. Giusto", che circonda il lato Ovest e Nord-Ovest dell'aeroporto e confluisce nello "Scolo di Pisa" che sfocia a sua volta nel "Canale Nuovo dei Navicelli". Lo "Scolo di Pisa" attualmente ha un percorso assai complesso (raccoglie le acque di Via Corridoni, passa sotto la ferrovia ed arriva fino allo svincolo dell'Aurelia).

In base alle analisi sopra riportate (svolte nell'ambito del Piano Strutturale del Comune di Pisa) sullo schema idraulico del bacino di bonifica interessante le aree di intervento, le zone non si presentano generalmente critiche dal punto di vista dei ristagni di acque. Fa eccezione una piccola area in Piazza Guerrazzi nella zona prospiciente il Bastione S. Gallo ove si verificano modesti ristagni di acque in caso di eventi piovosi molto intensi. Questo rende necessario un intervento a carattere locale di miglioramento del sistema di smaltimento delle acque di pioggia.

### **17. Esame qualitativo del tratto fluviale e delle arginature del F. Arno della zona urbana in esame**

---

#### **L'Arno nei pressi della golena di "La Cella"**

La golena di "La Cella" è localizzata in sinistra del fiume Arno all'altezza dell'abitato di Putignano Pisano, a monte dell'entrata dell'Arno nel tratto cittadino. Essa, che risulta essere la più estesa di tutto il territorio comunale, ha una larghezza massima di circa 350 m e una lunghezza di circa 4 Km.

I terreni che costituiscono la golenale hanno quote che si aggirano intorno agli 8 m s.l.m.; sono comunque evidenti zone molto depresse, che corrispondono a aree sfruttate come cave di argilla in tempi passati.

La quota massima dell'argine sinistro della golenale è circa 9.50 m s.l.m. Il suo piede esterno corrisponde alla statale Tosco Romagnola ("Via Fiorentina").

Attualmente nell'area golenale sono presenti campi e attrezzature sportive.

Il Fiume Arno in questo tratto ha una larghezza di circa 100-110 m ed è pensile sulla pianura circostante.

L'argine destro è rappresentato dal Viale delle Piagge (quota circa 9.5 m s.l.m.), all'interno del quale è stato costruito un muretto di circa 60 cm per evitare che, durante le piene, l'Arno possa invadere tutta la zona urbanizzata posta esternamente al Viale delle Piagge (zona di S. Michele degli Scalzi).

### **L'Arno nel tratto di "Porta Fiorentina"**

In questa zona l'asta del fiume scorre all'interno di una fascia golenale molto ristretta, con argini che mediamente hanno quote di circa 9.50 m s.l.m., ma che presentano quote leggermente più basse sul lato destro del fiume (Zona dei Vigili del Fuoco). La larghezza dell'alveo è di circa 100 m. L'asta del fiume presenta una brusca curva subito a monte del Ponte della Vittoria.

Dall'esame del Catasto Leopoldino del 1876 e dell'IGM 1929-1939 si può vedere come tutta la zona attualmente occupata dal parcheggio sul Lungarno Guadalongo fosse un'area di pertinenza fluviale (golenale), che è stata probabilmente riempita con le macerie degli edifici crollati nella seconda guerra mondiale. In destra del fiume, in corrispondenza dell'ansa dell'Arno prima del Ponte della Vittoria (zona dei Vigili del Fuoco e del Palazzo dei Congressi) era presente un'altra area golenale con argine destro corrispondente alle attuali "Via del Borghetto" e "Via S. Michele".

### **L'Arno nel tratto urbano di Pisa (dal Ponte della Vittoria al Ponte della Ferrovia)**

L'Arno è attraversato nel tratto urbano da 6 ponti (da Est a Ovest: Ponte della Vittoria, Ponte della Fortezza, Ponte di Mezzo, Ponte Solferino, Ponte della Cittadella, Ponte della Ferrovia).

Come già accennato, il "Canale Demaniale di Ripafratta" confluisce, a monte del Ponte della Fortezza, nell'Arno, e la confluenza è regolata da un sistema di cateratte.

Nel tratto in esame la fascia golenale è totalmente assente, mentre gli argini sono rappresentati dalle "spallete" che delimitano i lungarni. Le quote delle spallette rispetto al livello del mare degradano da valori di circa 9 m fino a 6.5 m in un tratto di circa 2 Km, evidenziando quindi un tratto a maggiore pendenza in corrispondenza della città di Pisa. La larghezza dell'alveo in questo tratto è la più stretta di tutta l'asta fluviale dell'Arno nel territorio del Comune di Pisa.

## 18. Considerazioni sul rischio idraulico

---

Per quanto riguarda l'adeguatezza delle presenti indagini a quanto previsto dalla Del. C.R. n.230/94, si ritiene che il presente piano sia escluso dalle direttive della deliberazione citata.

Questo perché valgono le due seguenti considerazioni:

- all'art. 6, comma 1 la Del. C.R. n.230/94 stabilisce che *"Sono escluse dalle presenti direttive le varianti e i nuovi piani attuativi che non comportano trasformazioni morfologiche di aree pubbliche o private e che non prevedono incrementi di superficie coperta superiori a mq 200"*;
- il piano attuativo in esame, come indicato dal progettista, prevede che il valore delle superfici lasciate libere da demolizioni sia superiore al valore delle superfici coperte da nuove costruzioni o ricostruzioni.

## 19. Conclusioni

---

A seguito delle indagini geologiche effettuate e dai risultati dei calcoli geotecnici, per quanto riguarda le fondazioni degli interventi edilizi in esame si ritiene di poter concludere quanto segue:

per gli edifici con piani esclusivamente fuori terra:

- Riguardo agli interventi edilizi sia della zona della Cella sia della ex St. Leopolda, se i valori dei carichi di esercizio che saranno previsti risulteranno inferiori od uguali ai valori dei carichi ammissibili sopra calcolati, non si potranno verificare fenomeni di rottura dei terreni di fondazione, diversamente, caso per caso, dovranno essere adottate soluzioni progettuali differenti per la tipologia di fondazione (es. platee).
- In base ai calcoli svolti nella presente relazione, non sussistono problemi di cedimenti per quanto riguarda gli interventi previsti nella zona della Cella.

Per quanto riguarda invece gli interventi edilizi nella zona della ex St. Leopolda, una volta definiti con precisione i carichi di esercizio, qualora i cedimenti assoluti e/o differenziali non rientrino nella norma, dovranno essere adottate delle tipologie delle strutture fondazionali idonee a ridimensionare i cedimenti stessi.

In base ai calcoli svolti nella presente relazione, i cedimenti assoluti che si potranno verificare a lungo termine su terreni non occupati precedentemente da costruzioni demolite, per carichi di esercizio pari a  $q_{es}=1,7$  kg/cmq e per fondazioni su trave rovescia in c.a. di larghezza  $B=100 - 120$  cm con piano di imposta  $D=150$  cm dal p.c., sono valutabili in circa 6 cm.

E' da notare comunque che negli edifici adiacenti alla zona in esame non sono state osservate lesioni dovute a cedimenti assoluti o differenziali.

Per le ricostruzioni senza incremento di carico non si prevedono invece cedimenti assoluti.

Per gli edifici con piani interrati sotto falda:

Per quanto riguarda gli edifici con piani interrati, in base al dimensionamento di massima assunto, le fondazioni risultano compensate, il che fa escludere l'insorgere di problemi legati a eventuali rotture del terreno o a cedimenti assoluti e differenziali delle strutture.

Tuttavia bisogna specificare che, poiché le esatte dimensioni planimetriche di queste strutture non sono state ancora stabilite, si raccomanda di mantenere una distanza di sicurezza dagli edifici esistenti per non comprometterne la stabilità delle fondazioni. Tale distanza dovrà essere valutata nell'ambito del progetto esecutivo in relazione alla caratterizzazione dei parametri geotecnici del terreno di fondazione, ad una più precisa localizzazione della falda acquifera ed in base al tipo di fondazioni degli edifici esistenti.

Per effettuare le operazioni di scavo sotto falda e per procedere successivamente alla costruzione del volume interrato si dovrà drenare la falda acquifera. Tuttavia la propagazione dell'abbassamento del livello piezometrico all'esterno dell'area dello scavo potrebbe provocare subsidenza del suolo e causare danni agli edifici circostanti. Sarà quindi necessario ridurre al minimo l'abbassamento del livello piezometrico all'esterno dell'area scavata.

Per quanto sopra specificato dovranno essere effettuate le seguenti valutazioni relativamente al periodo necessario per l'espletamento delle operazioni di cantiere:

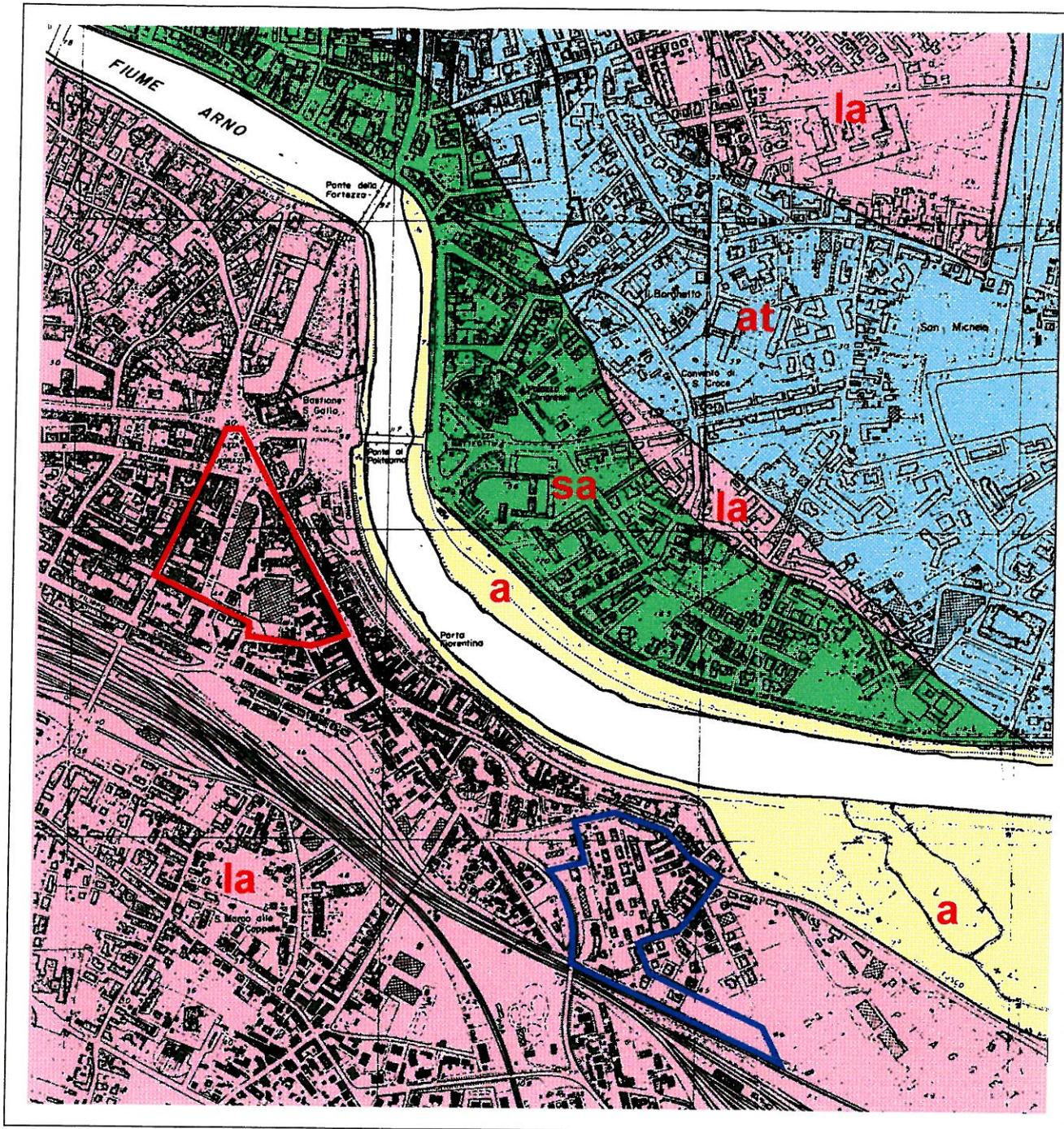
- quantificazione dell'abbassamento del livello piezometrico della falda nell'area circostante allo scavo
- quantificazione dei fenomeni di subsidenza nell'area circostante lo scavo,
- accertamento della stabilità delle fondazioni degli edifici circostanti lo scavo.
- definizione della soluzione progettuale ottimale per il sistema di drenaggio dell'area di scavo.
- calcolo della sottospinta idrostatica ed eventuali suoi effetti sulla stabilità della struttura in fase costruttiva.

.....

Inoltre, a seguito delle indagini geologiche e geomorfologiche sviluppate, è emerso che il sistema di opere in progetto non può indurre nell'area modifiche che possano alterare l'equilibrio idraulico superficiale.

Generalmente l'area non si presenta attualmente critica dal punto di vista dei ristagni di acque eccettuata una piccola area in Piazza Guerrazzi nella zona prospiciente il Bastione S. Gallo ove si verificano modesti ristagni di acque in caso di eventi piovosi molto intensi. Questo rende necessario un intervento a carattere locale di miglioramento del sistema di smaltimento delle acque di pioggia.

La fattibilità degli interventi in esame risulta accertata in base alle considerazioni sopra esposte.

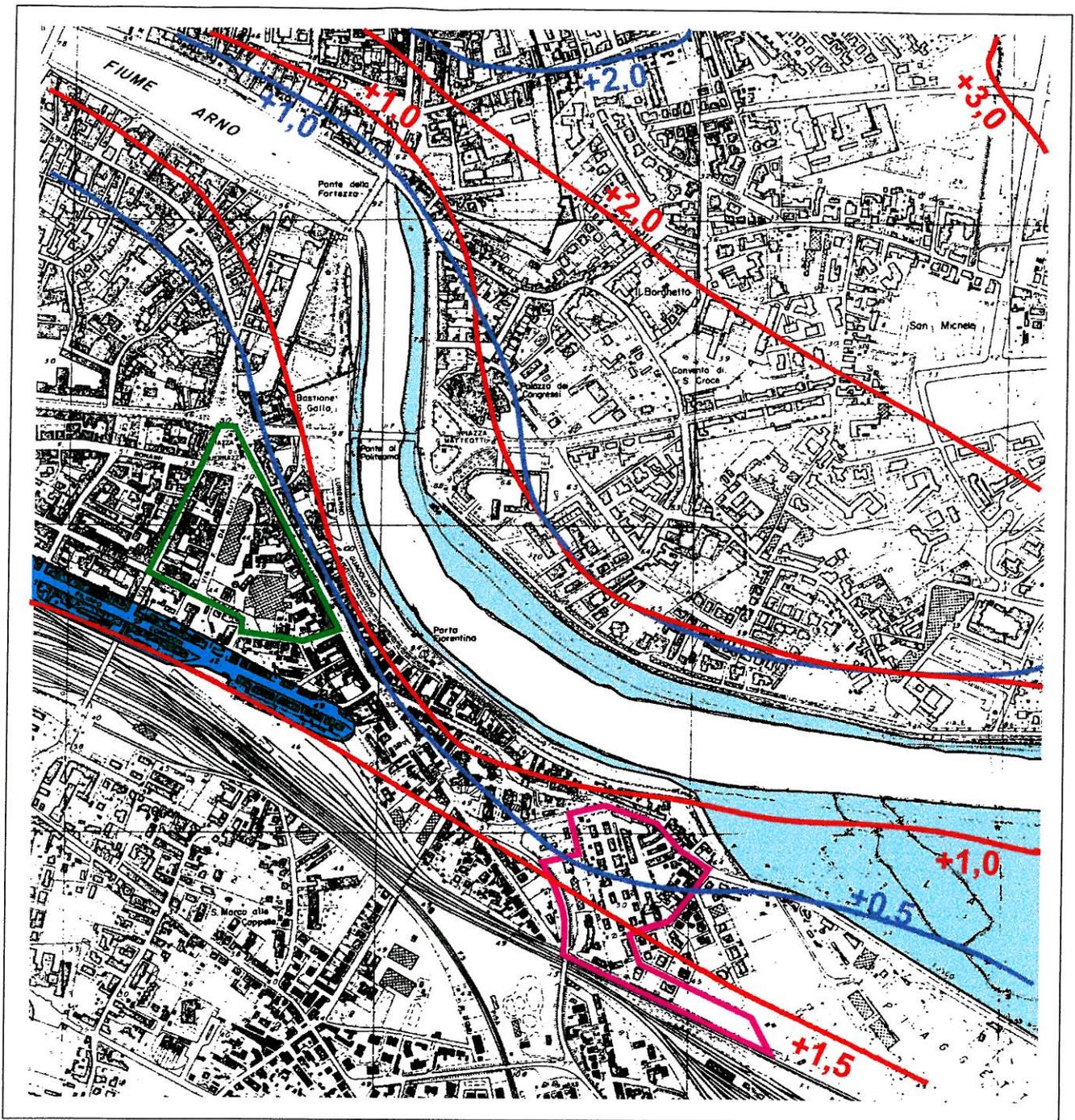


SCALA 1:10.000

LEGENDA

- a** Sedimenti limo-argillosi e sabbiosi delle aree golenali (Attuale)
- la** Depositi alluvionali prevalentemente limosi con intercalazioni sabbiose ed argillose (Olocene)
- at** Depositi alluvionali prevalentemente argillosi, torbe palustri e depositi di colmata (Olocene)
- sa** Depositi alluvionali prevalentemente sabbiosi (Olocene)
- Perimetro dell'area di intervento della ex Stazione Leopolda
- Perimetro dell'area di intervento della Cella

Fig. 1 - Carta geologica

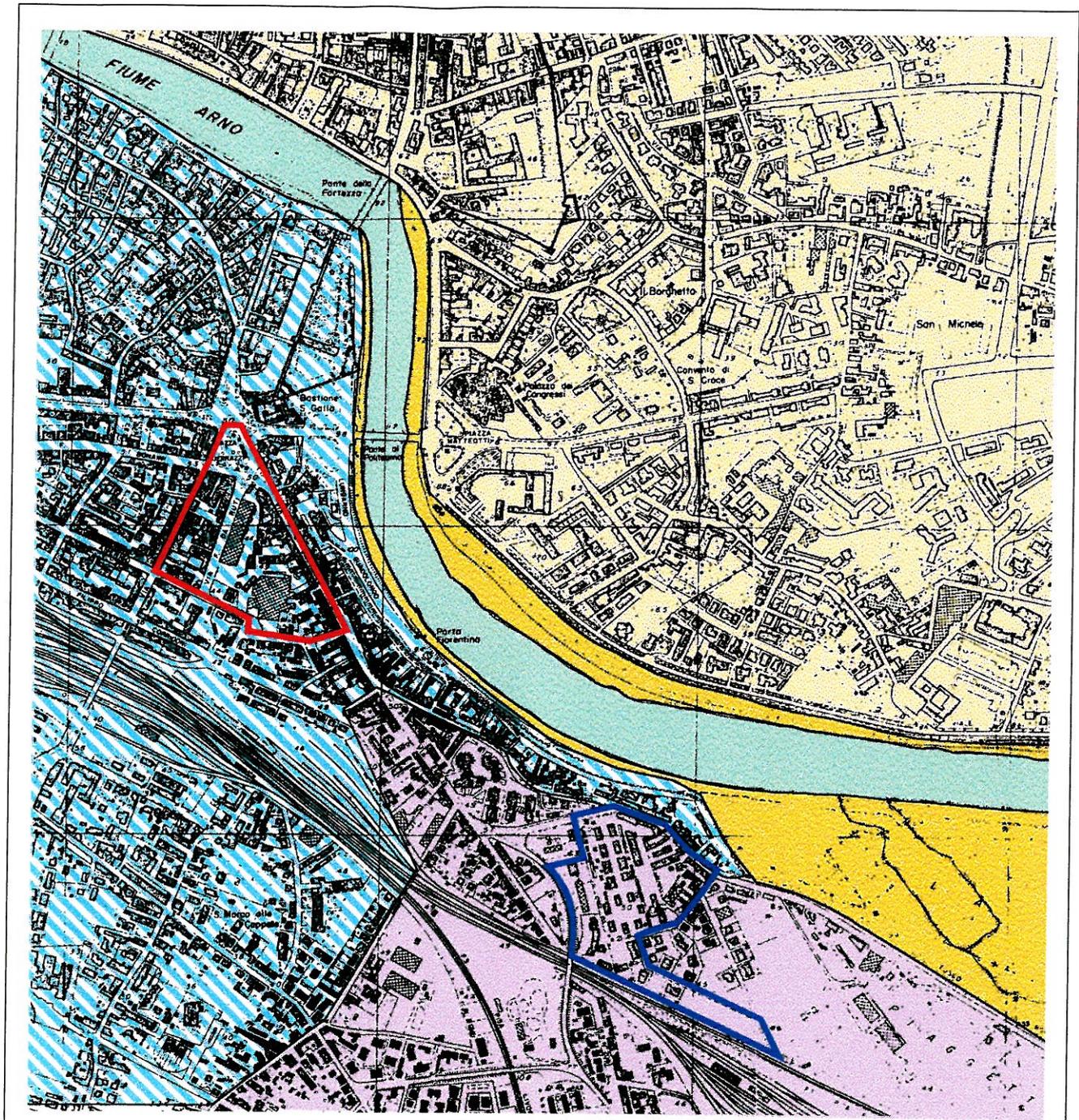


SCALA 1:10.000

LEGENDA

-  Isopieze (m s.l.m.) relative al livello massimo della falda acquifera superficiale
-  Isopieze (m s.l.m.) relative al livello minimo della falda acquifera superficiale
-  Aree soggette a ristagno per difficoltoso drenaggio delle acque in caso di eventi piovosi
-  Aree golenali del F. Arno soggette a frequenti esondazioni
-  Perimetro dell'area di intervento della ex Stazione Leopolda
-  Perimetro dell'area di intervento della Cella

Fig. 2 - Carta idrogeologica



SCALA 1:10.000

### LEGENDA

-  Acque pubbliche
-  Fasce di prima pertinenza fluviale (Golene)
-  Bonifica delle Venticinque - Sottobacino di bonifica a scolo naturale
-  Bonifica del Fiume Morto - Sottobacino di bonifica a scolo naturale
-  Bonifica di S. Giusto - Sottobacino di bonifica a scolo meccanico
-  Perimetro dell'area di intervento della ex Stazione Leopolda
-  Perimetro dell'area di intervento della Cella

Fig. 3 - Carta dei sistemi idraulici

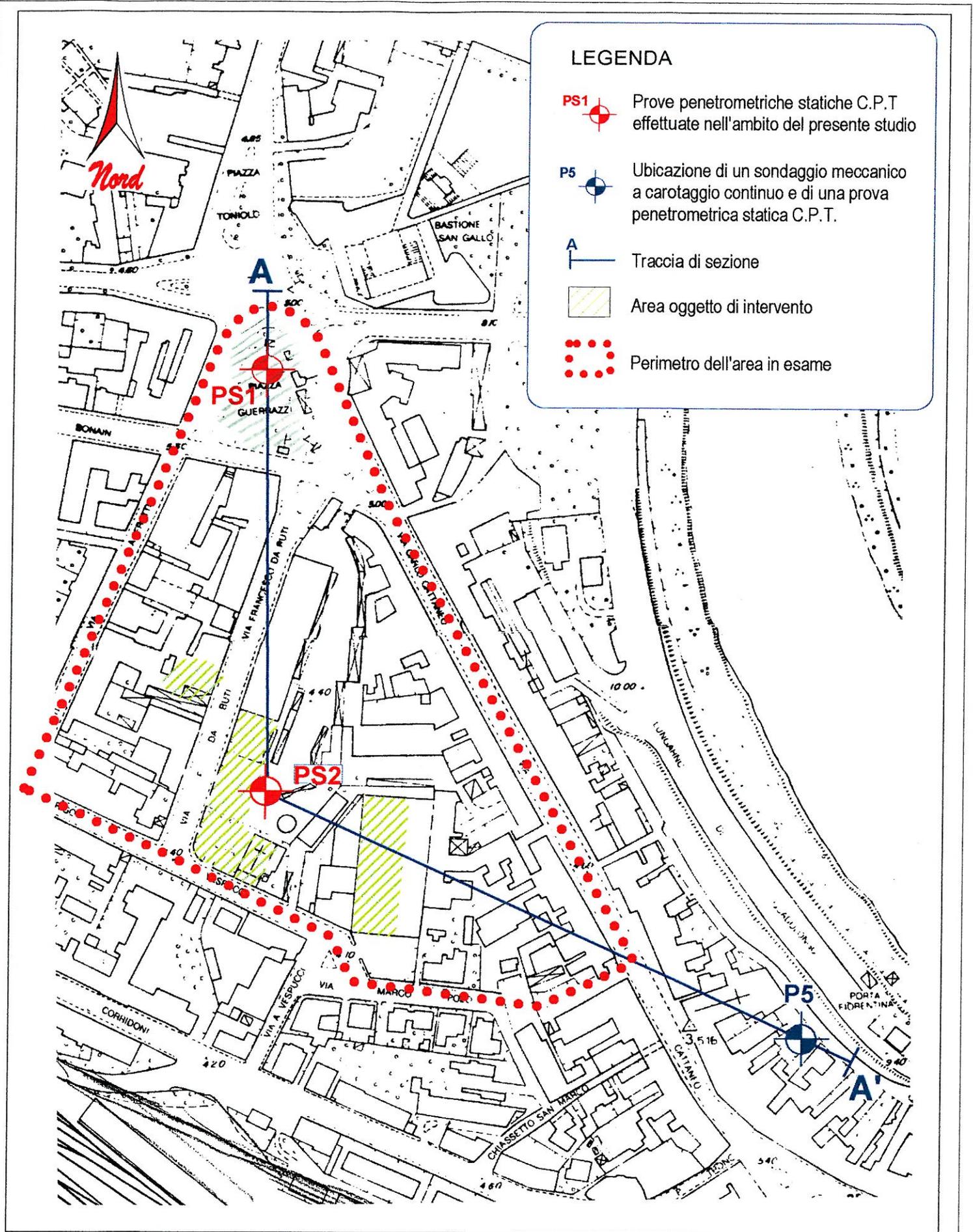
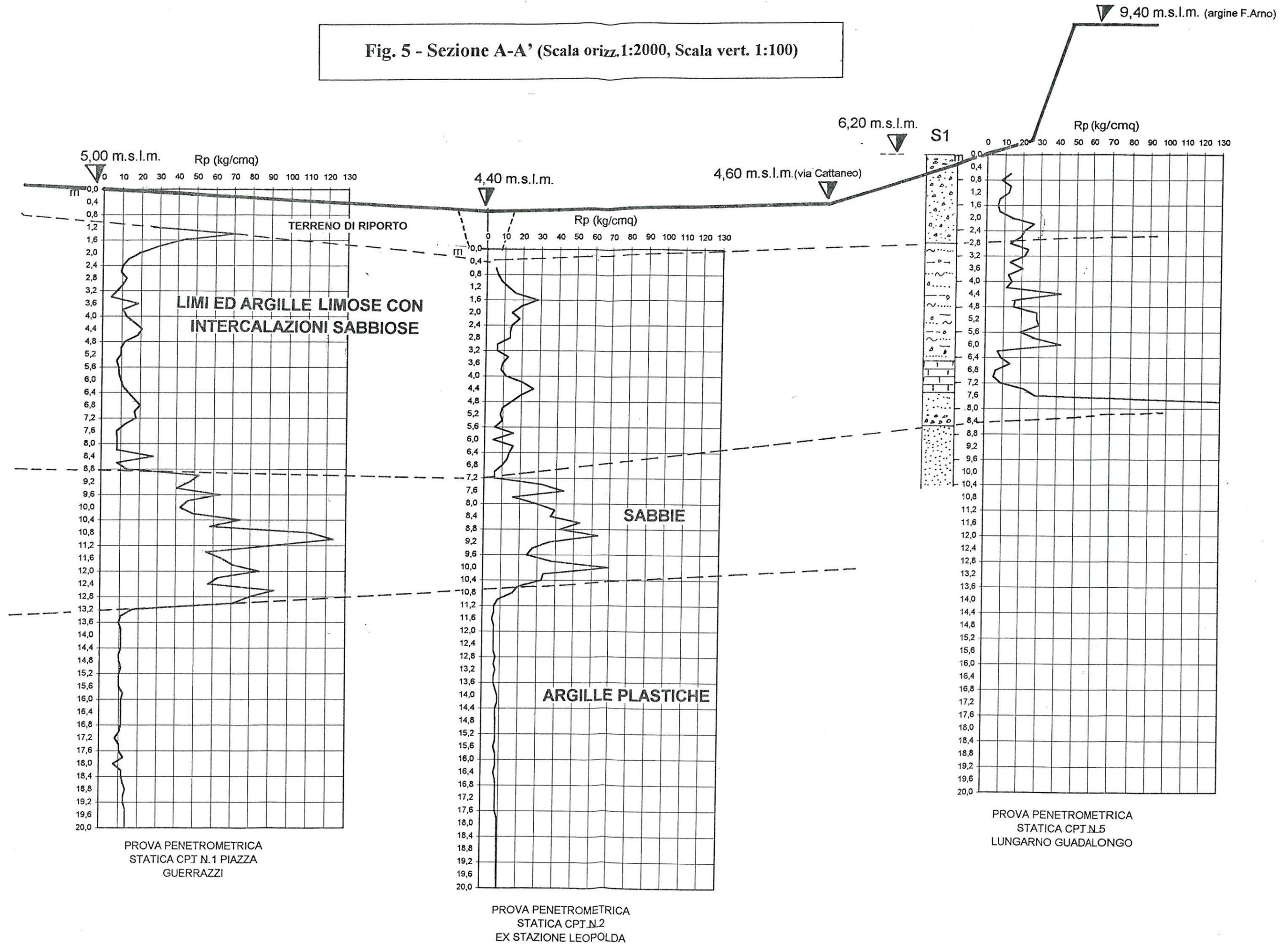


Fig. 4 - Ubicazione delle prove geognostiche in situ nella zona della ex Stazione Leopolda (Scala 1:2500)

Fig. 5 - Sezione A-A' (Scala orizz. 1:2000, Scala vert. 1:100)



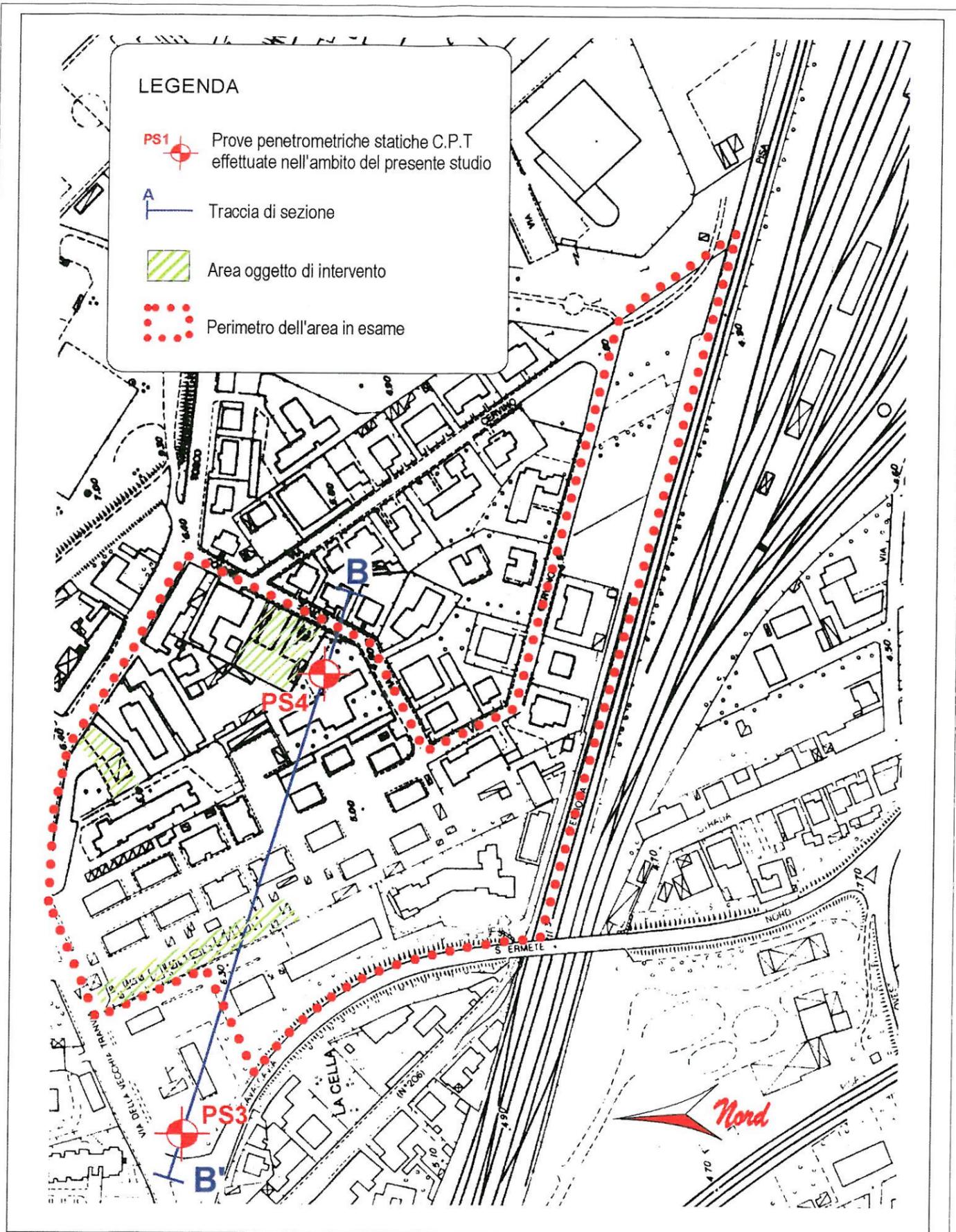
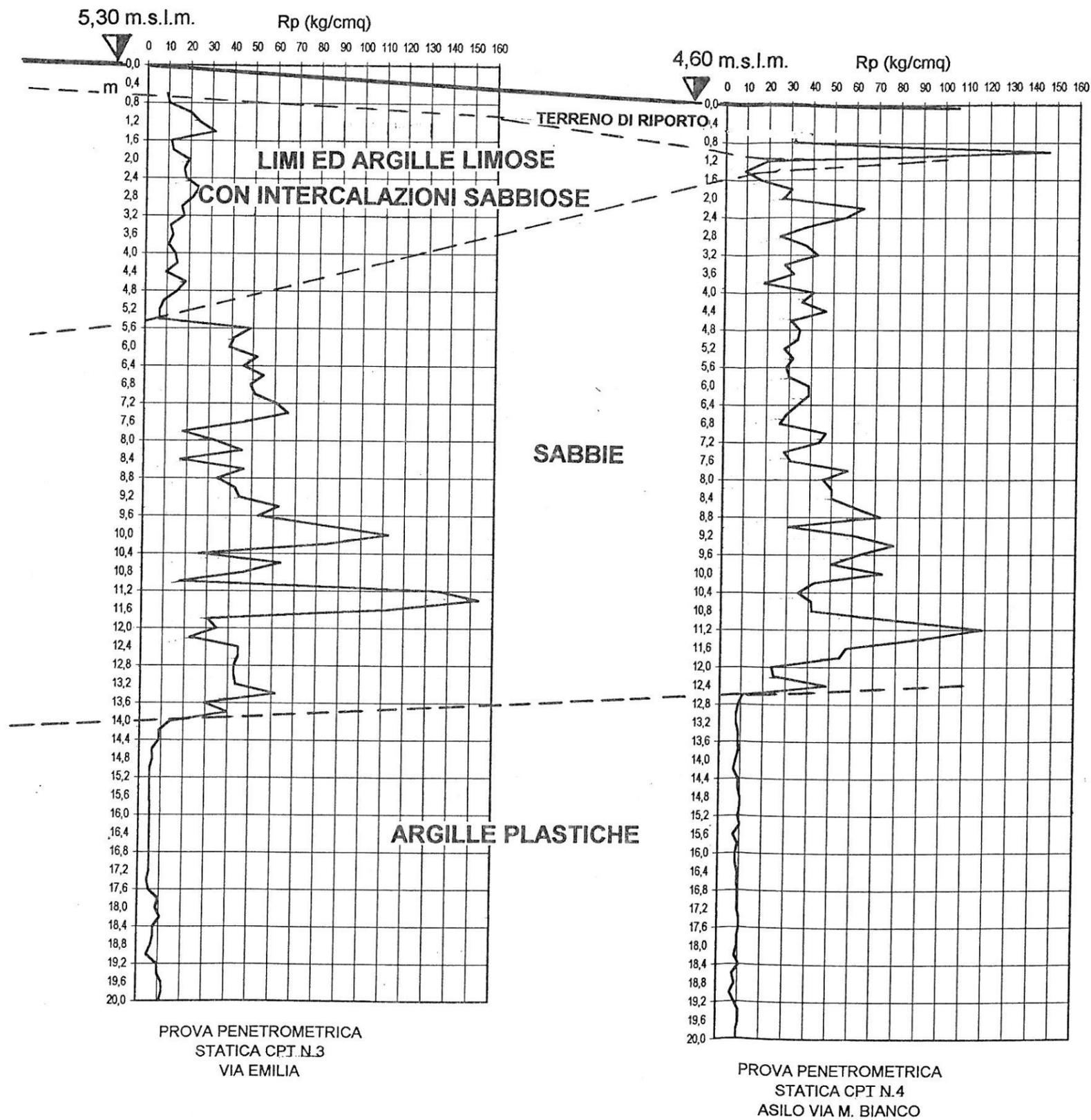


Fig. 6 - Ubicazione delle prove geognostiche in situ nella zona della Cella (Scala 1:2500)

Fig. 7 - Sezione B-B' (Scala orizz.1:2000, Scala vert. 1:100)



**GROSERVIZI**  
VIA, U. FOSCOLO, 14  
GHEZZANO (PI)

C.P.T.

=====

PROVA PENETROMETRICA STATICA

STRATIGRAFIA ED INTERPRETAZIONE GEOTECNICA

=====

Penetrometro: TG 73 200 KN PAGANI  
Numero prove: 4  
Commitente: COM. DI PISA  
Localita': PISA  
Cantiere:  
Data: 21/05/98

-----

**LEGENDA**

-----

T	ARGILLA ORGANICA, TORBA E TERRENI MISTI	Qc	= resistenza alla punta
A	ARGILLA	Fs	= resistenza lat. locale
AL	ARGILLA LIMOSA	Qc/Fs	= Rapporto Begemann
L	LIMO	Qt	= Spinta totale (rivestimento + punta)
SL	SABBIA E LIMO	Gamma	= peso di volume
SS	SABBIA SCIOLTA	SigmaIvo=	pressione verticale efficace
SMA	SABBIA MEDIAMENTE ADDENSATA	Fi	= angolo di attrito interno
SG	SABBIA DENSA E/O GHIAIA	DR	= densita' relativa
R	RIPORTO	cu	= coesione non drenata
		mv	= coeff. di compressibilita' volumetrica

-----

Programma "C.P.T." - Elaborazione dati by Dott. F.Spadaro - M.Cosco

**GEOSEVIZI**  
 VIA U. FOSCOLO, 14  
 GHEZZANO (PI)

Prova penetrometrica numero: 1  
 Committente: COM. DI PISA  
 Localita': PISA  
 Cantiere: PIAZZA GUERRAZZI  
 Data: 21/05/98

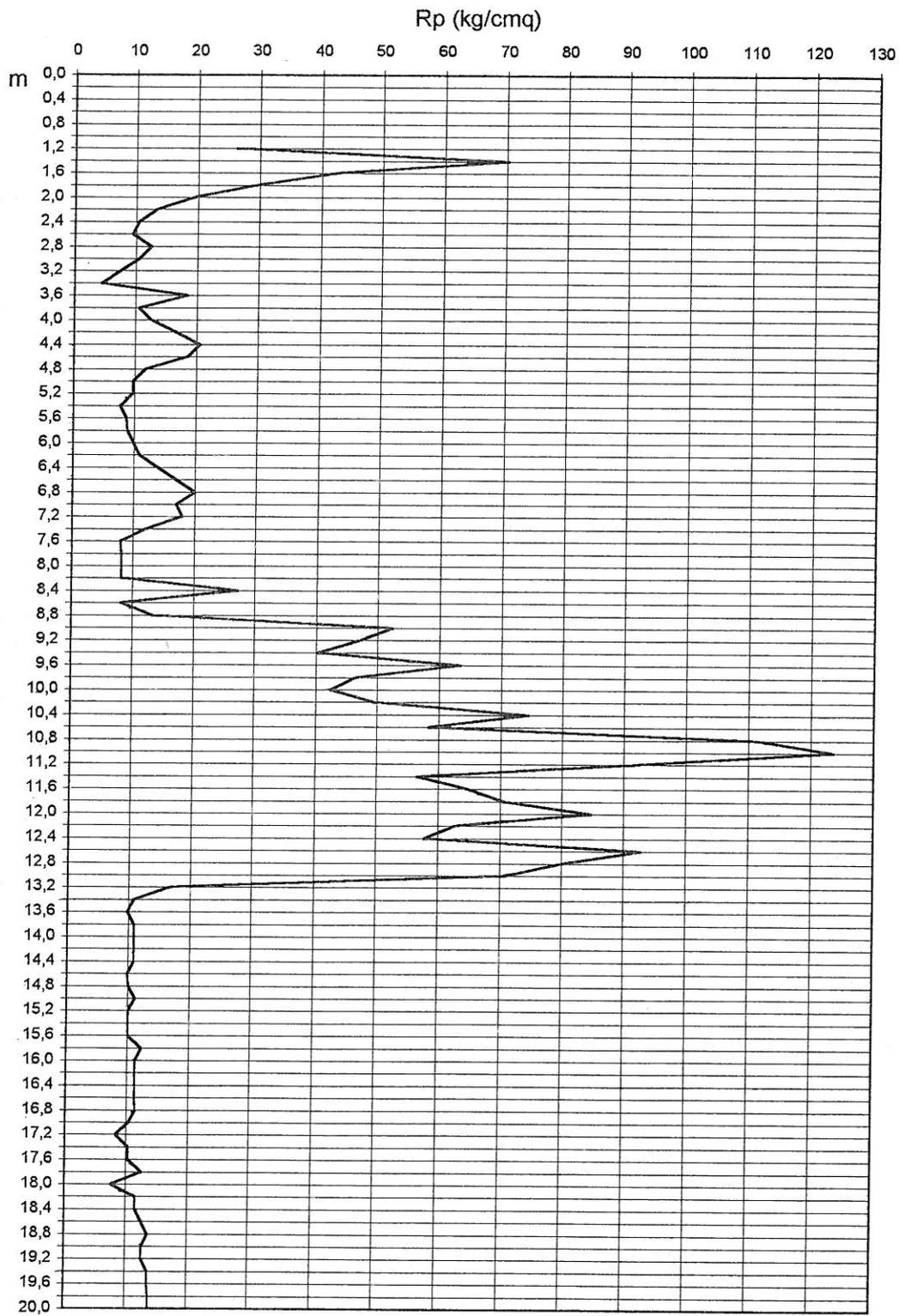
Quota falda: -4.00 m dal p.c. (presunta)

parametri geotecnici stimati

PROFONDITA' [metri]	Qc [Kg/cmq]	Fs [Kg/cmq]	Qc/Fs	Qt [Kgf]	Gamma [Kg/dmc]	Sigma IVO [Kg/cmq]	Fi [gradi]	Dp [%]	Cu [Kg/cmq]	mv [cmq/t]	Colonna Stratig.
0.2					1,80	,04	-	-	-	-	R
0.4					1,80	,07	-	-	-	-	R
0.6					1,80	,11	-	-	-	-	R
0.8					1,80	,14	-	-	-	-	R
1.0					1,80	,18	-	-	-	-	R
1.2	26,3	,2	132	650	1,93	,22	38	57	-	12,7	SMA
1.4	70,3	1,7	41	740	1,95	,26	32	-	-	4,7	SL
1.6	42,3	1,4	30	700	1,81	,29	30	-	-	7,9	SL
1.8	29,4	1,5	19	650	1,94	,33	-	-	1,16	13,6	A
2.0	19,4	1,4	14	670	1,92	,37	-	-	,76	19,8	A
2.2	13,4	,9	14	490	1,91	,41	-	-	,52	20,3	A
2.4	10,4	,7	14	450	1,53	,44	-	-	,40	35,6	T
2.6	9,4	,5	18	480	1,87	,48	-	-	,36	24,3	A
2.8	12,5	,4	31	500	1,91	,52	-	-	,48	20,9	AL
3.0	10,5	,3	39	480	1,65	,55	-	-	,40	21,5	L
3.2	7,5	,4	19	440	1,78	,58	-	-	,28	28,2	A
3.4	4,5	,3	17	520	1,48	,61	-	-	,16	65,1	T
3.6	18,5	,4	46	620	1,69	,65	-	-	,71	16,8	L
3.8	10,6	1,1	9	630	1,54	,68	-	-	,40	34,9	T
4.0	12,6	,2	63	670	1,66	,71	28	5	-	16,7	SS
4.2	16,6	,7	23	750	1,91	,73	-	-	,63	19,4	A
4.4	20,6	,5	39	920	1,70	,74	-	-	,79	16,2	L
4.6	18,6	,5	40	1040	1,69	,76	-	-	,71	16,7	L
4.8	11,7	,3	44	990	1,66	,77	-	-	,44	20,1	L
5.0	9,7	,3	36	960	1,65	,78	-	-	,36	22,7	L
5.2	9,7	,2	49	850	1,65	,80	28	2	-	16,7	SS
5.4	7,7	,3	29	850	1,79	,81	-	-	,28	27,7	AL
5.6	8,7	,2	44	780	1,64	,83	-	-	,31	24,5	L
5.8	8,9	,3	33	830	1,85	,84	-	-	,32	25,1	AL
6.0	9,9	,3	37	880	1,65	,86	-	-	,36	22,4	L
6.2	10,9	,3	41	960	1,65	,87	-	-	,40	21,0	L
6.4	13,9	,5	26	1020	1,91	,89	-	-	,52	20,1	AL
6.6	16,9	,3	63	1010	1,68	,90	28	10	-	16,7	SS
6.8	20	,5	43	1130	1,70	,91	-	-	,76	16,7	L
7.0	17	,4	43	1130	1,69	,93	-	-	,64	17,1	L
7.2	18	,7	27	1250	1,92	,95	-	-	,68	19,5	AL
7.4	12	,4	30	1080	1,90	,96	-	-	,44	21,2	AL
7.6	8	,4	20	1080	1,80	,98	-	-	,28	27,0	A
7.8	8,2	,4	21	1110	1,81	1,00	-	-	,29	26,5	A
8.0	8,2	,3	31	1160	1,81	1,01	-	-	,29	26,5	AL
8.2	8,2	,4	21	1270	1,81	1,03	-	-	,29	26,5	A
8.4	27,2	,3	82	1260	1,74	1,04	29	23	-	12,3	SS
8.6	8,2	,9	9	1350	1,51	1,05	-	-	,29	41,6	T
8.8	13,3	1,3	11	1700	1,56	1,07	-	-	,49	27,8	T
9.0	52,3	,6	87	1940	1,86	1,08	33	45	-	6,4	SMA
9.2	47,3	,9	55	1880	1,84	1,10	32	41	-	7,0	SMA
9.4	40,3	1,7	23	2170	1,97	1,12	-	-	1,57	9,9	AL
9.6	63,3	,8	79	2250	1,92	1,14	34	50	-	5,3	SMA
9.8	46,4	1,5	30	2230	1,83	1,15	30	-	-	7,2	SL
10.0	42,4	1,4	30	2270	1,81	1,17	30	-	-	7,9	SL

parametri geotecnici stimati

PROFONDITA' [metri]	Qc [Kg/cmq]	Fs [Kg/cmq]	Qc/Fs	Qt [Kgf]	Gamma [Kg/dmc]	Sigma Ivo [Kg/cmq]	Fi [gradi]	D <sub>p</sub> [°]	c <sub>u</sub> [Kg/cmq]	m <sub>v</sub> [cmq/t]	Colonna Stratig.
10.2	49,4	1,1	46	2340	1,85	1,19	31	-	-	6,7	SL
10.4	74,4	,7	101	2480	1,97	1,21	34	54	-	4,5	SMA
10.6	58,4	2	29	2830	1,89	1,22	31	-	-	5,7	SL
10.8	111,6	1,1	98	3040	2,10	1,25	36	67	-	3,0	SG
11.0	123,6	1,9	64	3300	2,10	1,27	37	71	-	2,7	SG
11.2	91,6	1,7	53	2790	2,06	1,29	35	60	-	3,6	SMA
11.4	56,6	2,3	24	2530	2,00	1,31	-	-	2,21	7,1	AL
11.6	64,6	1,3	48	2550	1,92	1,33	33	47	-	5,2	SMA
11.8	70,7	1,8	39	2610	1,95	1,35	32	-	-	4,7	SL
12.0	84,7	1,1	79	2390	2,02	1,37	35	56	-	3,9	SMA
12.2	62,7	,9	67	2360	1,91	1,39	33	45	-	5,3	SMA
12.4	57,7	1,7	35	2700	1,89	1,40	31	-	-	5,8	SL
12.6	92,7	1,4	66	2880	2,06	1,42	35	58	-	3,6	SMA
12.8	79,8	1,9	41	3010	2,00	1,44	32	-	-	4,2	SL
13.0	70,8	2	35	2380	1,95	1,46	32	-	-	4,7	SL
13.2	16,8	1,6	11	2020	1,60	1,48	-	-	,61	22,0	T
13.4	10,8	,9	12	1710	1,54	1,49	-	-	,37	34,3	T
13.6	9,8	,3	37	1840	1,65	1,50	-	-	,33	22,5	L
13.8	10,9	,3	41	1790	1,65	1,51	-	-	,38	21,0	L
14.0	10,9	,3	41	2180	1,65	1,53	-	-	,37	21,0	L
14.2	10,9	,3	33	2260	1,90	1,54	-	-	,37	22,3	AL
14.4	10,9	,3	41	2090	1,65	1,56	-	-	,37	21,0	L
14.6	9,9	,3	30	1710	1,90	1,57	-	-	,33	23,5	AL
14.8	10,1	,3	30	1710	1,90	1,59	-	-	,34	23,2	AL
15.0	11,1	,3	42	1730	1,66	1,61	-	-	,38	20,8	L
15.2	10,1	,4	25	1930	1,90	1,62	-	-	,34	23,2	A
15.4	10,1	,5	22	1530	1,90	1,64	-	-	,34	23,2	A
15.6	10,1	,5	22	1610	1,90	1,66	-	-	,34	23,2	A
15.8	12,2	,3	46	1770	1,66	1,67	-	-	,42	19,7	L
16.0	11,2	,4	28	1720	1,90	1,69	-	-	,38	22,0	AL
16.2	11,2	,4	28	1790	1,90	1,71	-	-	,38	22,0	AL
16.4	11,2	,4	28	1410	1,90	1,73	-	-	,38	22,0	AL
16.6	11,2	,4	28	1400	1,90	1,75	-	-	,38	22,0	AL
16.8	11,3	,4	28	1440	1,90	1,76	-	-	,38	21,9	AL
17.0	10,3	,3	31	1510	1,90	1,78	-	-	,34	23,0	AL
17.2	8,3	,3	31	1580	1,82	1,80	-	-	,26	26,3	AL
17.4	10,3	,5	22	2630	1,90	1,82	-	-	,34	23,0	A
17.6	10,3	,5	19	1690	1,90	1,83	-	-	,34	23,0	A
17.8	12,5	,5	27	1720	1,91	1,85	-	-	,43	20,9	AL
18.0	7,5	,5	16	1760	1,51	1,86	-	-	,23	44,1	T
18.2	11,5	,5	25	1780	1,90	1,88	-	-	,38	21,7	A
18.4	11,5	,5	25	1840	1,90	1,90	-	-	,38	21,7	A
18.6	12,5	,4	31	1850	1,91	1,92	-	-	,42	20,9	AL
18.8	13,6	,5	26	1850	1,91	1,93	-	-	,47	20,2	A
19.0	12,6	,5	24	1850	1,91	1,95	-	-	,43	20,8	A
19.2	12,6	,5	27	1860	1,91	1,97	-	-	,43	20,8	AL
19.4	13,6	,5	29	1840	1,91	1,99	-	-	,46	20,2	AL
19.6	13,6	,5	29	1840	1,91	2,01	-	-	,46	20,2	AL
19.8	13,7	,5	26	1860	1,91	2,03	-	-	,47	20,2	A
20.0	13,7	,5	26	1870	1,91	2,04	-	-	,47	20,2	A



PROVA PENETROMETRICA STATICA CPT  
N.1 PIAZZA GUERRAZZI

GROSERVIZI  
VIA U. FOSCOLO, 14  
GHEZZANO (PI)

Prova penetrometrica numero: 2  
Committente: COM. DI PISA  
Localita': PISA  
Cantiere: STAZ. LEOPOLDA  
Data: 21/05/98

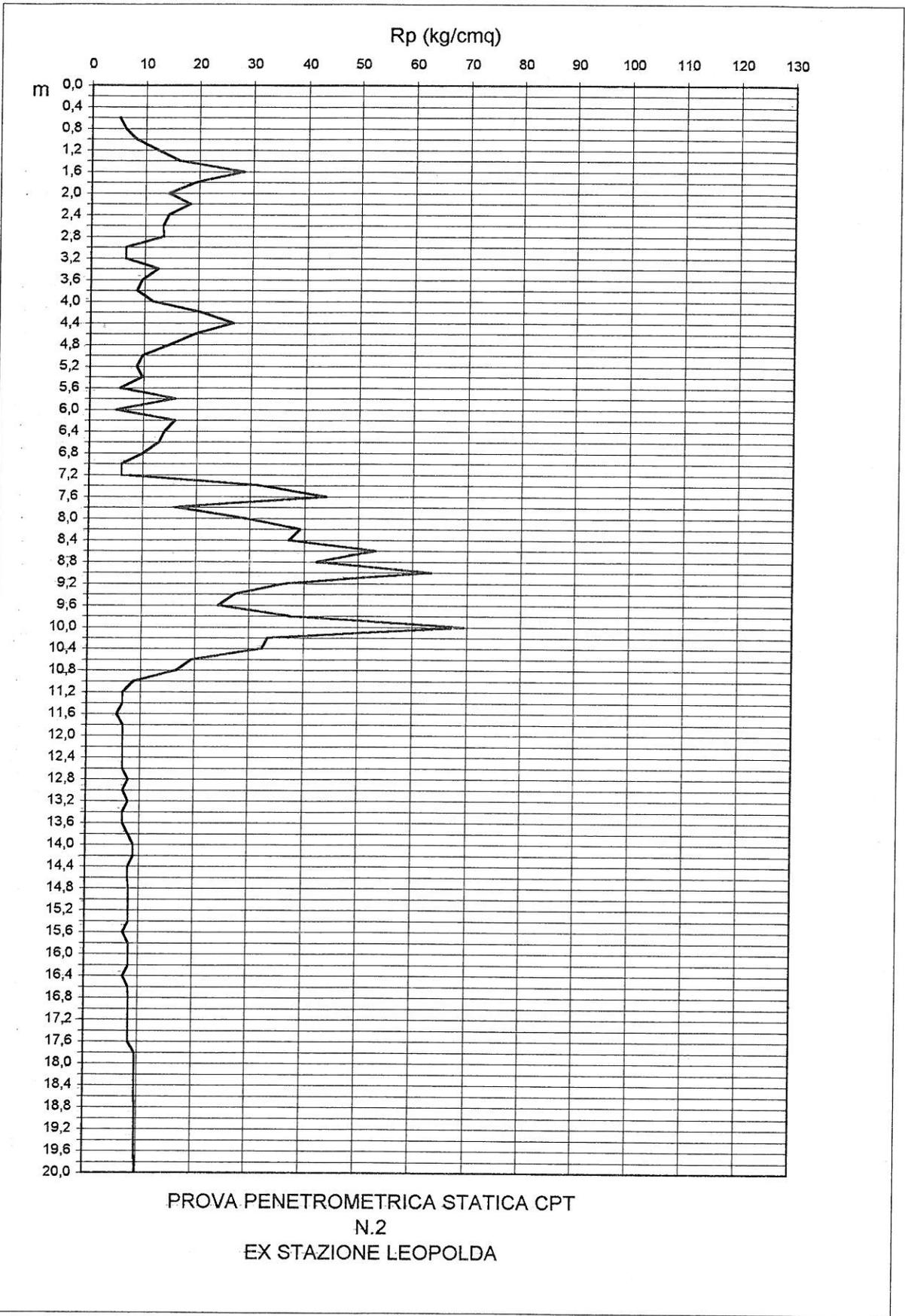
Quota falda: -3.00 m dal p.c.

parametri geotecnici stimati

PROFONDITA' [metri]	Qc [Kg/cmq]	Fs [Kg/cmq]	Qc/Fs	Qt [Kgf]	Gamma [Kg/dmc]	Sigma IVO [Kg/cmq]	Fi [gradi]	Dp [%]	Cu [Kg/cmq]	mv [cmq/t]	Colonna Stratig.
0.2					1,80	,04	-	-	-	-	
0.4					1,80	,07	-	-	-	-	
0.6	5,1	,1	77	60	1,63	,10	33	17	-	16,7	SS
0.8	6,3	,2	32	110	1,72	,14	-	-	,25	32,2	AL
1.0	8,3	,2	42	150	1,64	,17	-	-	,33	25,3	L
1.2	12,3	,3	37	260	1,66	,20	-	-	,48	19,6	L
1.4	16,3	,5	31	450	1,91	,24	-	-	,64	19,4	AL
1.6	28,3	,3	85	480	1,74	,28	37	54	-	11,8	SMA
1.8	19,4	,5	36	400	1,70	,31	-	-	,76	16,7	L
2.0	14,4	,9	15	510	1,91	,35	-	-	,56	19,9	A
2.2	18,4	,3	69	460	1,69	,38	33	32	-	16,7	SS
2.4	14,4	,7	20	490	1,91	,42	-	-	,56	19,9	A
2.6	13,4	,5	29	600	1,91	,46	-	-	,52	20,3	AL
2.8	13,5	,5	29	620	1,91	,50	-	-	,52	20,3	AL
3.0	6,5	,6	11	650	1,50	,53	-	-	,24	48,8	T
3.2	6,5	,4	16	750	1,50	,54	-	-	,24	48,8	T
3.4	12,5	,3	38	790	1,66	,55	-	-	,48	19,4	L
3.6	9,5	,5	18	830	1,88	,57	-	-	,36	24,1	A
3.8	8,6	,4	22	880	1,83	,59	-	-	,32	25,7	A
4.0	11,6	,5	22	1010	1,90	,60	-	-	,44	21,6	A
4.2	20,6	,3	77	1030	1,70	,62	31	25	-	16,2	SS
4.4	26,6	,5	57	1060	1,73	,63	32	33	-	12,5	SS
4.6	19,6	,5	42	1040	1,70	,65	-	-	,76	16,7	L
4.8	14,7	,7	20	1030	1,91	,66	-	-	,56	19,8	A
5.0	9,7	,9	11	1070	1,53	,68	-	-	,36	37,6	T
5.2	8,7	,3	26	1100	1,84	,69	-	-	,32	25,5	A
5.4	9,7	,4	24	1100	1,89	,71	-	-	,36	23,8	A
5.6	5,7	,4	14	1480	1,49	,72	-	-	,20	53,8	T
5.8	15,9	,5	34	1310	1,68	,73	-	-	,61	17,4	L
6.0	4,9	,8	6	1500	1,48	,74	-	-	,17	60,7	T
6.2	15,9	,3	60	1380	1,68	,76	28	12	-	16,7	SS
6.4	13,9	,5	30	1370	1,91	,77	-	-	,53	20,1	AL
6.6	12,9	,3	39	1480	1,66	,79	-	-	,48	19,1	L
6.8	10	,3	38	1460	1,65	,80	-	-	,37	22,2	L
7.0	6	,5	13	1440	1,49	,81	-	-	,21	51,8	T
7.2	6	,3	23	1910	1,70	,82	-	-	,21	33,4	A
7.4	32	,7	48	2050	1,76	,84	32	33	-	10,4	SS
7.6	44	1,1	39	1900	1,82	,86	30	-	-	7,6	SL
7.8	16,2	1,1	14	1980	1,91	,87	-	-	,61	19,4	A
8.0	29,2	,7	40	2200	1,75	,89	28	-	-	11,4	SL
8.2	39,2	,5	84	2260	1,80	,90	32	39	-	8,5	SMA
8.4	37,2	,8	47	2580	1,79	,92	30	-	-	9,0	SL
8.6	53,2	,3	160	2560	2,07	,94	34	48	-	6,3	SMA
8.8	42,3	1,4	30	2670	1,81	,96	30	-	-	7,9	SL
9.0	63,3	,6	106	2460	1,92	,98	35	53	-	5,3	SMA
9.2	36,3	,9	39	2490	1,78	,99	29	-	-	9,2	SL
9.4	27,3	1,3	22	2500	1,94	1,01	-	-	1,05	14,7	A
9.6	24,3	,7	33	2510	1,72	1,03	-	-	,93	13,7	L
9.8	37,4	,9	40	2750	1,79	1,04	30	-	-	8,9	SL
10.0	69,4	1,3	55	2780	1,95	1,06	35	55	-	4,8	SMA

parametri geotecnici stimati

PROFONDITA' [metri]	Qc [Kg/cmq]	Fs [Kg/cmq]	Qc/Fs	Qt [Kgf]	Gamma [Kg/dmc]	Sigma Ivo [Kg/cmq]	Fi [gradi]	D <sub>p</sub> [%]	C <sub>u</sub> [Kg/cmq]	m <sub>v</sub> [cmq/t]	Colonna Stratig.
10.2	33,4	1,6	21	2700	1,95	1,08	-	-	1,29	12,0	A
10.4	32,4	1,1	29	2510	1,95	1,10	-	-	1,25	12,3	AL
10.6	19,4	1,3	15	2470	1,92	1,12	-	-	,73	19,8	A
10.8	16,6	,9	19	2310	1,91	1,13	-	-	,62	19,4	A
11.0	8,6	,7	13	2240	1,52	1,15	-	-	,30	40,3	T
11.2	6,6	,5	12	2120	1,50	1,15	-	-	,22	48,2	T
11.4	6,6	,3	20	2180	1,73	1,17	-	-	,22	31,0	A
11.6	5,6	,1	42	2260	1,63	1,18	-	-	,18	34,6	L
11.8	6,7	,5	13	2260	1,50	1,19	-	-	,22	47,7	T
12.0	6,7	,5	13	2320	1,50	1,20	-	-	,22	47,7	T
12.2	6,7	,5	13	2360	1,50	1,21	-	-	,22	47,7	T
12.4	6,7	,5	13	2410	1,50	1,22	-	-	,22	47,7	T
12.6	6,7	,5	13	2510	1,50	1,23	-	-	,22	47,7	T
12.8	7,8	,4	20	2620	1,79	1,25	-	-	,26	27,5	A
13.0	6,8	,5	15	2630	1,50	1,26	-	-	,22	47,2	T
13.2	7,8	,5	17	2600	1,79	1,27	-	-	,26	27,5	A
13.4	6,8	,5	15	2600	1,50	1,28	-	-	,22	47,2	T
13.6	6,8	,5	15	2660	1,50	1,29	-	-	,22	47,2	T
13.8	7,9	,4	20	2700	1,80	1,31	-	-	,26	27,2	A
14.0	8,9	,4	22	2700	1,85	1,33	-	-	,30	25,1	A
14.2	8,9	,4	22	2710	1,85	1,34	-	-	,30	25,1	A
14.4	7,9	,4	20	2780	1,80	1,36	-	-	,26	27,2	A
14.6	7,9	,3	24	2820	1,80	1,37	-	-	,26	27,2	A
14.8	8,1	,4	20	2860	1,81	1,39	-	-	,27	26,7	A
15.0	8,1	,3	24	2890	1,81	1,41	-	-	,27	26,7	A
15.2	8,1	,5	17	2880	1,81	1,42	-	-	,27	26,7	A
15.4	8,1	,4	20	2890	1,81	1,44	-	-	,27	26,7	A
15.6	7,1	,5	15	2920	1,50	1,45	-	-	,23	45,8	T
15.8	8,2	,5	18	2920	1,81	1,47	-	-	,27	26,5	A
16.0	8,2	,5	18	2920	1,81	1,48	-	-	,27	26,5	A
16.2	8,2	,5	18	2880	1,81	1,50	-	-	,27	26,5	A
16.4	7,2	,4	18	2910	1,76	1,51	-	-	,23	29,1	A
16.6	8,2	,5	18	2920	1,81	1,53	-	-	,27	26,5	A
16.8	8,3	,5	18	2950	1,82	1,55	-	-	,27	26,3	A
17.0	8,3	,5	18	2950	1,82	1,56	-	-	,27	26,3	A
17.2	8,3	,5	18	3030	1,82	1,58	-	-	,27	26,3	A
17.4	8,3	,5	18	3060	1,82	1,59	-	-	,27	26,3	A
17.6	8,3	,5	18	3080	1,82	1,61	-	-	,27	26,3	A
17.8	9,5	,4	24	3110	1,88	1,63	-	-	,31	24,1	A
18.0	9,5	,4	24	3140	1,88	1,65	-	-	,31	24,1	A
18.2	9,5	,5	20	3140	1,88	1,66	-	-	,31	24,1	A
18.4	9,5	,5	18	3130	1,88	1,68	-	-	,31	24,1	A
18.6	9,5	,5	20	3170	1,88	1,70	-	-	,31	24,1	A
18.8	9,6	,5	18	6220	1,88	1,72	-	-	,32	24,0	A
19.0	9,6	,5	18	3230	1,88	1,73	-	-	,31	24,0	A
19.2	9,6	,5	18	3300	1,88	1,75	-	-	,31	24,0	A
19.4	9,6	,5	21	3440	1,88	1,77	-	-	,31	24,0	A
19.6	9,6	,5	18	3380	1,88	1,79	-	-	,31	24,0	A
19.8	9,7	,5	18	3390	1,89	1,80	-	-	,32	23,8	A
20.0	9,7	,5	18	3390	1,89	1,82	-	-	,32	23,8	A



PROVA PENETROMETRICA STATICA CPT  
N.2  
EX STAZIONE LEOPOLDA

GROSERVIZI  
VIA U. FOSCOLO, 14  
GHEZZANO (PI)

Prova penetrometrica numero: 3  
Committente: COM. DI PISA  
Localita': PISA  
Cantiere: VIA EMILIA (I  
Data: 21/05/98

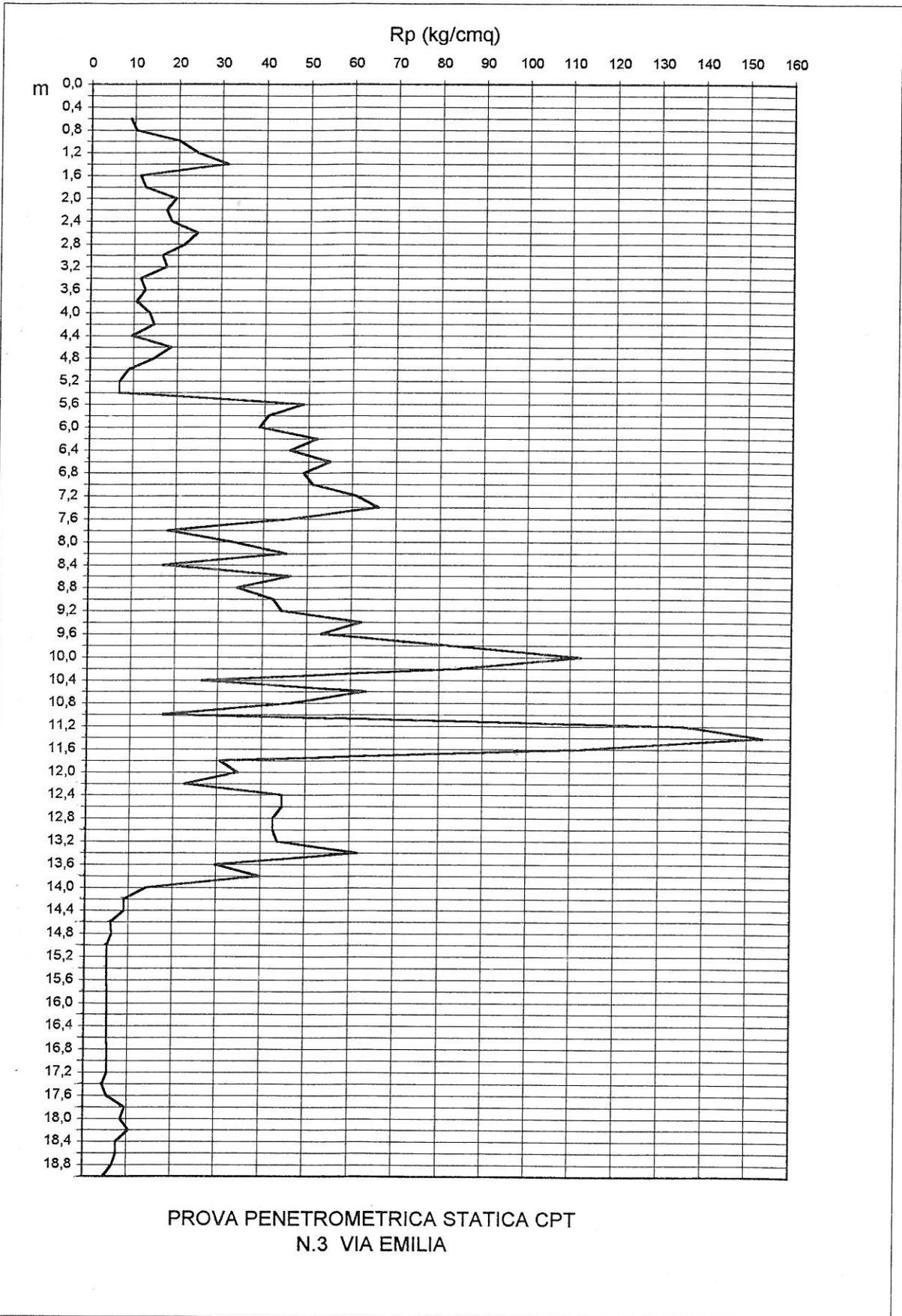
Quota falda: -2.60 m dal p.c.

parametri geotecnici stimati

PROFONDITA' metri	Qc [Kg/cmq]	Fs [Kg/cmq]	Qc/Fs	Qt [Kgf]	Gamma [Kg/dmc]	Sigma IVO [Kg/cmq]	Fi [gradi]	Dp [%]	Cu [Kg/cmq]	mv [cmq/t]	Colonna Stratig.
0.2					1,80	,04	-	-	-	-	
0.4					1,80	,07	-	-	-	-	
0.6	9,1	,9	11	270	1,52	,10	-	-	,36	39,0	T
0.8	10,3	,4	26	330	1,90	,14	-	-	,41	23,0	A
1.0	20,3	,7	30	330	1,70	,17	-	-	,81	16,4	L
1.2	24,3	,9	26	1020	1,93	,21	-	-	,96	16,5	AL
1.4	31,3	,9	36	950	1,76	,25	29	-	-	10,6	SL
1.6	11,3	1,3	8	710	1,54	,28	-	-	,44	32,8	T
1.8	12,4	,7	19	750	1,91	,32	-	-	,48	20,9	A
2.0	19,4	,5	36	830	1,70	,35	-	-	,76	16,7	L
2.2	17,4	,7	24	950	1,92	,39	-	-	,68	19,4	A
2.4	18,4	1,1	16	1100	1,92	,43	-	-	,72	19,5	A
2.6	24,4	,9	28	1290	1,93	,47	-	-	,96	16,4	L
2.8	21,5	,6	36	1360	1,71	,48	-	-	,84	15,5	L
3.0	16,5	,8	21	1460	1,91	,50	-	-	,64	19,4	A
3.2	17,5	,5	38	1570	1,69	,51	-	-	,68	16,9	L
3.4	11,5	,5	22	1680	1,90	,53	-	-	,44	21,7	A
3.6	12,5	,6	21	1800	1,91	,55	-	-	,48	20,9	A
3.8	10,6	,4	27	1860	1,90	,57	-	-	,40	22,6	A
4.0	13,6	,5	26	1840	1,91	,59	-	-	,52	20,2	A
4.2	14,6	,5	31	1840	1,91	,60	-	-	,56	19,8	AL
4.4	9,6	,4	24	1960	1,88	,62	-	-	,36	24,0	A
4.6	18,6	,2	93	2030	1,69	,63	30	21	-	16,7	SS
4.8	14,7	,4	37	2100	1,67	,65	-	-	,56	17,9	L
5.0	8,7	,5	19	2080	1,84	,66	-	-	,32	25,5	A
5.2	6,7	,5	13	2090	1,50	,67	-	-	,24	47,7	T
5.4	6,7	,3	20	2550	1,74	,69	-	-	,24	30,7	A
5.6	48,7	,5	91	2630	1,84	,71	35	52	-	6,8	SMA
5.8	40,9	1,1	38	2810	1,80	,72	30	-	-	8,1	SL
6.0	38,9	,7	53	2950	1,79	,74	33	43	-	8,6	SMA
6.2	51,9	1,4	37	3060	1,86	,76	31	-	-	6,4	SL
6.4	45,9	,9	53	3270	1,83	,77	34	48	-	7,3	SMA
6.6	54,9	1,5	36	3410	1,87	,79	31	-	-	6,1	SL
6.8	49	,9	57	3320	1,85	,81	34	49	-	6,8	SMA
7.0	51	1,3	38	3310	1,86	,82	31	-	-	6,5	SL
7.2	61	1,5	42	3430	1,91	,84	31	-	-	5,5	SL
7.4	66	1,3	50	3430	1,93	,86	36	58	-	5,1	SMA
7.6	46	1,3	35	3140	1,83	,88	30	-	-	7,2	SL
7.8	18,2	1,5	12	3150	1,61	,89	-	-	,69	20,4	T
8.0	33,2	1,1	31	3050	1,77	,90	29	-	-	10,0	SL
8.2	45,2	,3	136	3020	2,03	,93	33	43	-	7,4	SMA
8.4	17,2	1,2	14	2940	1,92	,94	-	-	,65	19,4	A
8.6	46,2	1	46	3240	1,83	,96	30	-	-	7,2	SL
8.8	34,3	,8	43	3490	1,77	,98	29	-	-	9,7	SL
9.0	42,3	,9	49	3560	1,81	,99	32	39	-	7,9	SMA
9.2	44,3	,9	47	3790	1,82	1,01	30	-	-	7,5	SL
9.4	62,3	1,1	55	4030	1,91	1,03	34	52	-	5,4	SMA
9.6	53,3	1,8	30	4480	1,87	1,04	31	-	-	6,3	SL
9.8	82,4	1	82	4460	2,01	1,06	36	61	-	4,0	SMA
10.0	112,4	2,5	46	5000	2,10	1,09	34	-	-	3,0	SL

parametri geotecnici stimati

PROFONDITA' [metri]	Qc [Kg/cmq]	Fs [Kg/cmq]	Qc/Fs	Qt [Kgf]	Gamma [Kg/dmc]	Sigma Ivo [Kg/cmq]	Fi [gradi]	Dp [%]	c <sub>u</sub> [Kg/cmq]	m <sub>v</sub> [cmq/t]	Colonna Stratig.
10.2	84,4	1,9	44	4780	2,02	1,11	32	-	-	3,9	SL
10.4	26,4	1,7	15	4410	1,94	1,13	-	-	1,01	15,2	A
10.6	63,4	2,5	26	4340	2,02	1,15	-	-	2,49	6,3	AL
10.8	46,6	1,1	41	4360	1,83	1,17	30	-	-	7,2	SL
11.0	17,6	1,7	10	5150	1,61	1,18	-	-	,66	21,0	T
11.2	135,6	1,3	107	5980	2,10	1,20	38	75	-	2,5	SG
11.4	153,6	3,1	49	6280	2,10	1,22	38	79	-	2,2	SG
11.6	112,6	2,2	51	5470	2,10	1,24	37	68	-	3,0	SG
11.8	30,7	,9	33	5400	1,75	1,26	29	-	-	10,9	SL
12.0	34,7	1,1	33	5430	1,77	1,27	29	-	-	9,6	SL
12.2	22,7	1,3	18	5210	1,93	1,29	-	-	,86	17,6	A
12.4	44,7	1,3	34	5420	1,82	1,31	30	-	-	7,5	SL
12.6	44,7	1,2	37	5600	1,82	1,33	30	-	-	7,5	SL
12.8	42,8	1	43	5630	1,81	1,34	30	-	-	7,8	SL
13.0	42,8	1,3	34	5570	1,81	1,36	30	-	-	7,8	SL
13.2	43,8	1,2	37	5610	1,82	1,38	30	-	-	7,6	SL
13.4	61,8	1,4	44	5650	1,91	1,39	31	-	-	5,4	SL
13.6	29,8	,6	50	5280	1,75	1,41	28	19	-	11,2	SS
13.8	39,9	2,1	19	5300	1,97	1,43	-	-	1,54	10,0	A
14.0	13,9	1	14	4890	1,57	1,44	-	-	,50	26,6	T
14.2	8,9	,6	15	4690	1,52	1,45	-	-	,30	39,5	T
14.4	8,9	,6	15	4600	1,52	1,46	-	-	,30	39,5	T
14.6	5,9	,3	18	4340	1,70	1,47	-	-	,18	33,9	A
14.8	6,1	,3	18	4430	1,71	1,49	-	-	,18	33,0	A
15.0	5,1	,4	13	4420	1,48	1,50	-	-	,14	58,8	T
15.2	5,1	,4	13	4350	1,48	1,51	-	-	,14	58,8	T
15.4	5,1	,3	15	4480	1,48	1,52	-	-	,14	58,8	T
15.6	5,1	,4	13	4580	1,48	1,53	-	-	,14	58,8	T
15.8	5,2	,5	11	4540	1,48	1,54	-	-	,15	57,9	T
16.0	5,2	,5	11	4870	1,48	1,55	-	-	,15	57,9	T
16.2	5,2	,5	11	4870	1,48	1,56	-	-	,15	57,9	T
16.4	5,2	,3	16	4890	1,48	1,56	-	-	,15	57,9	T
16.6	5,2	,3	16	5370	1,48	1,57	-	-	,15	57,9	T
16.8	5,3	,3	16	4400	1,48	1,58	-	-	,15	57,0	T
17.0	5,3	,4	13	4430	1,48	1,59	-	-	,15	57,0	T
17.2	5,3	,4	13	4570	1,48	1,60	-	-	,15	57,0	T
17.4	4,3	,4	11	4530	1,47	1,61	-	-	,11	67,6	T
17.6	5,3	,3	16	4670	1,48	1,62	-	-	,15	57,0	T
17.8	9,5	,3	29	4810	1,88	1,64	-	-	,31	24,1	AL
18.0	8,5	,3	26	4850	1,83	1,66	-	-	,27	25,9	A
18.2	10,5	,3	32	4890	1,90	1,67	-	-	,35	22,7	AL
18.4	7,5	,3	28	4760	1,78	1,69	-	-	,23	28,2	AL
18.6	7,5	,3	23	4800	1,78	1,71	-	-	,23	28,2	A
18.8	6,6	,4	17	4880	1,50	1,72	-	-	,20	48,2	T
19.0	4,6	,4	12	4920	1,48	1,73	-	-	,11	63,9	T
19.2	9,6	,1	72	4930	1,65	1,74	28	2	-	16,7	SS
19.4	9,6	,1	72	4950	1,65	1,75	28	2	-	16,7	SS
19.6	11,6	,4	29	4990	1,90	1,77	-	-	,39	21,6	AL
19.8	11,7	,4	29	5010	1,90	1,79	-	-	,40	21,5	AL
20.0	10,7	,5	20	5020	1,90	1,81	-	-	,36	22,5	A



GROSERVIZI  
VIA U.FOSCOLO,14  
GHEZZANO(PI)

Prova penetrometrica numero: 4  
Committente: COM. PISA  
Localita': PISA  
Cantiere: ASILO VIA M.BIANCO  
Data: 21/05/98

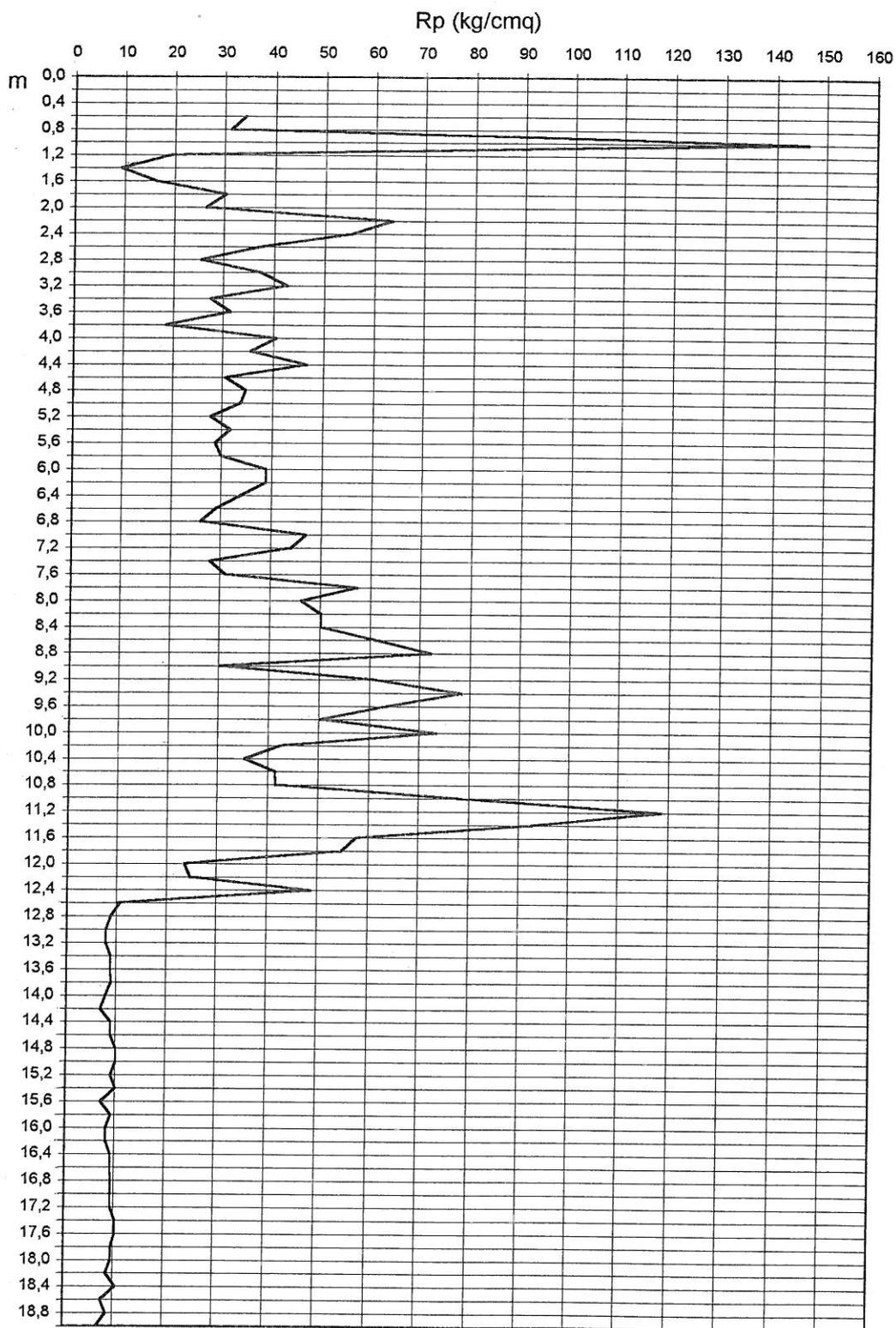
Quota falda: -4.00 m dal p.c.(presunta)

parametri geotecnici stimati

PROFONDITA' [metri]	Qc [Kg/cmq]	Fs [Kg/cmq]	Qc/Fs	Qt [Kgf]	Gamma [Kg/dmc]	Sigma IVO [Kg/cmq]	Fi [gradi]	Dp [%]	Cu [Kg/cmq]	mv [cmq/t]	Colonna Stratig.
0.2					1,80	,04	-	-	-	-	
0.4					1,80	,07	-	-	-	-	
0.6	34,1	1,4	24	790	1,95	,11	-	-	1,36	11,7	AL
0.8	31,3	1,2	26	410	1,95	,15	-	-	1,25	12,8	AL
1.0	146,3	2,1	69	1030	2,10	,19	45	100	-	2,3	SG
1.2	19,3	,8	24	1240	1,92	,23	-	-	,76	19,7	A
1.4	9,3	,2	47	1300	1,65	,26	-	-	,36	23,4	L
1.6	16,3	,5	35	1180	1,68	,30	-	-	,64	17,3	L
1.8	30,4	,7	46	1210	1,75	,33	29	-	-	11,0	SL
2.0	26,4	,9	30	1780	1,73	,37	28	-	-	12,6	SL
2.2	63,4	,3	238	1990	2,12	,41	39	73	-	5,3	SG
2.4	55,4	1,9	29	1900	1,88	,45	31	-	-	6,0	SL
2.6	37,4	1,2	31	1550	1,79	,48	30	-	-	8,9	SL
2.8	25,5	1,1	24	1370	1,93	,52	-	-	1,00	15,7	AL
3.0	37,5	,9	43	1810	1,79	,56	30	-	-	8,9	SL
3.2	42,5	,8	53	2080	1,81	,59	35	51	-	7,8	SMA
3.4	27,5	1,6	17	2020	1,94	,63	-	-	1,07	14,5	A
3.6	31,5	,8	39	1840	1,76	,67	29	-	-	10,6	SL
3.8	18,6	,9	20	1610	1,92	,71	-	-	,72	19,6	A
4.0	40,6	,4	102	1700	1,80	,74	34	44	-	8,2	SMA
4.2	35,6	,8	45	2380	1,78	,76	29	-	-	9,4	SL
4.4	46,6	,7	64	2080	1,83	,77	34	48	-	7,2	SMA
4.6	30,6	1,7	18	1980	1,95	,79	-	-	1,19	13,1	A
4.8	34,7	,5	65	1970	1,77	,81	32	37	-	9,6	SMA
5.0	33,7	,7	46	2010	1,77	,82	29	-	-	9,9	SL
5.2	27,7	,3	83	2150	1,74	,84	31	28	-	12,0	SS
5.4	31,7	,8	40	2100	1,76	,85	29	-	-	10,5	SL
5.6	28,7	1,1	27	2110	1,94	,87	-	-	1,11	13,9	AL
5.8	29,9	1,1	26	1980	1,94	,89	-	-	1,16	13,4	AL
6.0	38,9	1	39	2130	1,79	,91	30	-	-	8,6	SL
6.2	38,9	,9	42	2190	1,79	,92	30	-	-	8,6	SL
6.4	33,9	1,1	32	2190	1,77	,94	29	-	-	9,8	SL
6.6	28,9	,9	33	2010	1,74	,95	28	-	-	11,5	SL
6.8	26	,7	35	2020	1,73	,97	28	-	-	12,8	SL
7.0	47	1,1	41	2170	1,84	,98	30	-	-	7,1	SL
7.2	44	,7	66	2260	1,82	1,00	32	40	-	7,6	SMA
7.4	28	1,6	18	2190	1,94	1,02	-	-	1,08	14,3	A
7.6	31	,9	36	2390	1,76	1,03	29	-	-	10,8	SL
7.8	57,2	,7	86	2270	1,89	1,05	34	48	-	5,8	SMA
8.0	46,2	1	46	2170	1,83	1,07	30	-	-	7,2	SL
8.2	50,2	,9	58	2480	1,85	1,09	33	43	-	6,6	SMA
8.4	50,2	1,4	36	2570	1,85	1,10	31	-	-	6,6	SL
8.6	61,2	1,1	57	2570	1,91	1,12	34	49	-	5,4	SMA
8.8	72,3	1,3	54	2480	1,96	1,14	35	55	-	4,6	SMA
9.0	30,3	,9	35	2510	1,75	1,16	29	-	-	11,0	SL
9.2	61,3	1,1	54	2390	1,91	1,17	33	48	-	5,4	SMA
9.4	78,3	2	39	2980	1,99	1,19	32	-	-	4,3	SL
9.6	63,3	1,5	41	2730	1,92	1,21	31	-	-	5,3	SL
9.8	50,4	1,9	27	2610	1,99	1,23	-	-	1,97	7,9	AL
10.0	73,4	1,8	41	2540	1,97	1,25	32	-	-	4,5	SL

parametri geotecnici stimati

PROFONDITA' [metri]	Qc [Kg/cmq]	Fs [Kg/cmq]	Qc/Fs	Qt [Kgf]	Gamma [Kg/dmc]	Sigma Ivo [Kg/cmq]	Fi [gradi]	Dp [%]	Cu [Kg/cmq]	mv [cmq/t]	Colonna Stratig.
10.2	42,4	1,3	32	2280	1,81	1,27	30	-	-	7,9	SL
10.4	35,4	1,2	30	2360	1,78	1,28	29	-	-	9,4	SL
10.6	41,4	1,1	37	2250	1,81	1,30	30	-	-	8,1	SL
10.8	41,6	1,9	22	2490	1,97	1,32	-	-	1,61	9,6	AL
11.0	78,6	1,3	59	2940	1,99	1,34	34	54	-	4,2	SMA
11.2	118,6	2,1	57	3160	2,10	1,36	36	68	-	2,8	SG
11.4	92,6	1,8	51	2880	2,06	1,38	35	59	-	3,6	SMA
11.6	57,6	2,2	26	2580	2,01	1,40	-	-	2,25	6,9	AL
11.8	54,7	1,7	33	2480	1,87	1,42	31	-	-	6,1	SL
12.0	23,7	1,4	17	2180	1,93	1,44	-	-	,89	16,9	A
12.2	24,7	1,2	21	2150	1,93	1,46	-	-	,93	16,2	A
12.4	48,7	,3	183	2000	2,04	1,48	31	35	-	6,8	SMA
12.6	10,7	,8	13	1900	1,54	1,49	-	-	,37	34,6	T
12.8	8,8	,3	33	1770	1,84	1,50	-	-	,29	25,3	AL
13.0	7,8	,2	39	1810	1,64	1,52	-	-	,25	26,5	L
13.2	7,8	,2	39	1890	1,64	1,53	-	-	,25	26,5	L
13.4	8,8	,2	44	1850	1,64	1,54	-	-	,29	24,3	L
13.6	8,8	,3	33	1870	1,84	1,56	-	-	,29	25,3	AL
13.8	8,9	,3	33	1820	1,85	1,58	-	-	,29	25,1	AL
14.0	7,9	,3	30	1830	1,80	1,59	-	-	,25	27,2	AL
14.2	6,9	,3	21	1810	1,75	1,61	-	-	,21	30,0	A
14.4	8,9	,4	22	1950	1,85	1,62	-	-	,29	25,1	A
14.6	8,9	,3	27	1850	1,85	1,64	-	-	,29	25,1	A
14.8	10,1	,3	38	1760	1,65	1,65	-	-	,34	22,1	L
15.0	10,1	,3	30	1720	1,90	1,67	-	-	,34	23,2	AL
15.2	9,1	,3	27	1880	1,86	1,69	-	-	,30	24,8	AL
15.4	10,1	,4	25	1890	1,90	1,71	-	-	,34	23,2	A
15.6	7,1	,5	15	1890	1,50	1,72	-	-	,22	45,8	T
15.8	9,2	,3	28	1880	1,86	1,73	-	-	,30	24,6	AL
16.0	8,2	,3	25	1870	1,81	1,75	-	-	,26	26,5	A
16.2	8,2	,3	25	2100	1,81	1,77	-	-	,26	26,5	A
16.4	9,2	,3	35	2080	1,86	1,78	-	-	,30	24,6	AL
16.6	9,2	,3	35	2140	1,86	1,80	-	-	,30	24,6	AL
16.8	9,3	,3	35	2080	1,87	1,82	-	-	,30	24,4	AL
17.0	9,3	,3	35	2040	1,87	1,84	-	-	,30	24,4	AL
17.2	9,3	,2	47	2190	1,65	1,85	-	-	,30	23,4	L
17.4	10,3	,2	52	2110	1,65	1,86	28	2	-	16,7	SS
17.6	10,3	,3	39	2060	1,65	1,87	-	-	,34	21,8	L
17.8	9,5	,3	29	2100	1,88	1,89	-	-	,30	24,1	AL
18.0	9,5	,3	29	2050	1,88	1,91	-	-	,30	24,1	AL
18.2	8,5	,4	21	2340	1,83	1,93	-	-	,26	25,9	A
18.4	10,5	,3	32	2180	1,90	1,94	-	-	,34	22,7	AL
18.6	7,5	,5	14	2290	1,51	1,95	-	-	,22	44,1	T
18.8	8,6	,3	26	2280	1,83	1,97	-	-	,27	25,7	A
19.0	6,6	,5	12	2260	1,50	1,98	-	-	,18	48,2	T
19.2	8,6	,3	26	2390	1,83	2,00	-	-	,26	25,7	A
19.4	10,6	,3	40	2370	1,65	2,01	-	-	,34	21,4	L
19.6	10,6	,3	40	2420	1,65	2,02	-	-	,34	21,4	L
19.8	9,7	,4	24	2430	1,89	2,04	-	-	,31	23,8	A
20.0	9,7	,4	24	2450	1,89	2,06	-	-	,31	23,8	A



PROVA PENETROMETRICA STATICA CPT  
N.4 ASILO DI VIA M. BIANCO

GROSERVIZI  
Piazza S.Felice, 6  
PISA

=====

PROVA PENETROMETRICA STATICA

ELABORAZIONE NUMERICA DEI RISULTATI

=====

Numero prove        1  
Commitente:  
Localita':            PISA  
Cantiere:            LUNGARNO GUADALONGA  
Data:                18/09/93  
PROVA PSS

LEGENDA		
==^==^==	ARGILLA ORGANICA E TORBA	$R_p$ = resistenza alla punta
=====	ARGILLA	$R_l$ = resistenza lat. locale
=====	ARGILLA LIMOSA	$R_p/R_l$ = Rapporto Begemann
~~~~~	LIMO	$R_t$ = Spinta totale (rivestimento + punta)
=====	SABBIA E LIMO	$\delta$ = peso di volume
=====	SABBIA SCIOLTA	$\sigma_{v0}$ = pressione verticale efficace
=====	SABBIA MEDIAMENTE ADDENSATA	$\phi$ = angolo di attrito interno
=====	SABBIA DENSA E/O GHIAIA	$D_R$ = densita' relativa
°°°°°	RIPORTO	$c_u$ = coesione non drenata
		$m_v$ = coeff. di compressibilita' volumetrica

GEOSEVIZI  
Piazza S.Felice 6  
PISA

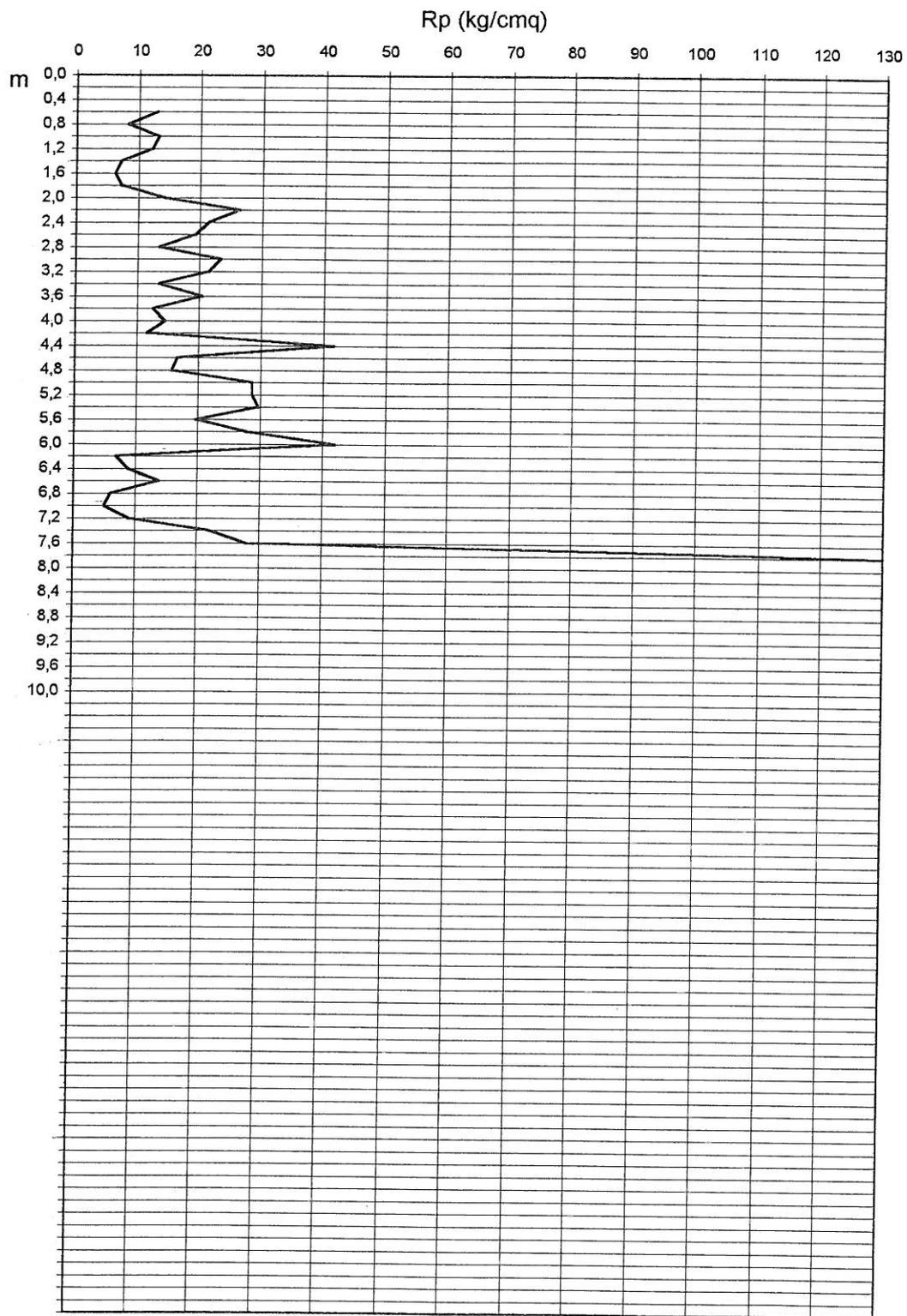
Prova penetrometrica numero:  
Committente:  
Localita':  
Cantiere:  
Data:

5  
PISA  
LUNGARMO GUAD  
18/09/93

Quota falda: -5 m dal p.c.

parametri geotecnici stimati

PROFONDITA' [metri]	Rp [Kg/cmq]	Rl [Kg/cmq]	Rp/Rl	Rt [Kgf]	$\delta$ [Kg/dmc]	$\sigma_{ov}$ [Kg/cmq]	$\theta$ [gradi]	$D_r$ [%]	$C_u$ [Kg/cmq]	$m_v$ [cmq/t]	Colonna Stratig.
0.2					1,80	,04	-	-	-	-	
0.4					1,80	,07	-	-	-	-	
0.6	13,1	,3	49	171	1,67	,11	38	49	-	16,7	=====
0.8	8,3	,3	25	203	1,82	,14	-	-	,33	26,3	=====
1.0	15,3	,4	33	243	1,91	,18	-	-	,52	20,4	=====
1.2	12,3	,3	46	263	1,66	,21	-	-	,48	19,6	=====
1.4	7,3	,5	16	313	1,50	,24	-	-	,28	44,9	=====
1.6	6,3	,3	19	343	1,72	,28	-	-	,24	32,2	=====
1.8	7,4	,5	14	354	1,50	,31	-	-	,28	44,5	=====
2.0	14,4	,5	31	504	1,91	,35	-	-	,56	19,9	=====
2.2	26,4	,7	40	684	1,73	,38	28	-	-	12,6	=====
2.4	21,4	,5	40	764	1,71	,41	-	-	,84	15,6	=====
2.6	19,4	,5	36	774	1,70	,45	-	-	,76	16,7	=====
2.8	13,5	,9	16	905	1,91	,49	-	-	,52	20,3	=====
3.0	23,5	,9	25	965	1,93	,53	-	-	,92	17,0	=====
3.2	21,5	,8	27	1005	1,93	,56	-	-	,84	18,6	=====
3.4	13,5	,7	20	1135	1,91	,60	-	-	,52	20,3	=====
3.6	20,5	,5	38	1225	1,70	,64	-	-	,79	16,3	=====
3.8	12,6	,9	14	1276	1,56	,67	-	-	,48	29,4	=====
4.0	14,6	,5	31	1296	1,91	,71	-	-	,56	19,8	=====
4.2	11,6	,5	25	1506	1,90	,74	-	-	,43	21,6	=====
4.4	41,6	,4	104	1626	1,81	,78	33	44	-	8,0	=====
4.6	16,6	,3	50	1616	1,68	,81	28	11	-	16,7	=====
4.8	15,7	,9	18	1667	1,91	,85	-	-	,59	19,5	=====
5.0	28,7	,5	54	1747	1,74	,89	31	28	-	11,6	=====
5.2	28,7	,5	62	1907	1,74	,92	31	27	-	11,6	=====
5.4	29,7	,8	37	2137	1,75	,96	28	-	-	11,2	=====
5.6	19,7	,8	25	2297	1,92	,99	-	-	,75	19,9	=====
5.8	27,9	,7	42	2299	1,74	1,03	28	-	-	11,9	=====
6.0	41,9	1,3	31	2409	1,81	1,07	30	-	-	8,0	=====
6.2	6,9	,3	21	2489	1,75	1,10	-	-	,23	30,0	=====
6.4	8,9	,5	19	2679	1,85	1,14	-	-	,31	25,1	=====
6.6	13,9	,3	52	2599	1,67	1,17	28	2	-	16,7	=====
6.8	6	,4	15	2550	1,49	1,20	-	-	,19	51,8	=====
7.0	5	,3	19	2570	1,65	1,23	-	-	,15	38,7	=====
7.2	9	,2	45	2660	1,65	1,27	-	-	,31	23,9	=====
7.4	22	,5	41	2910	1,71	1,30	-	-	,83	15,2	=====
7.6	28	,5	60	5920	1,74	1,34	28	18	-	11,9	=====



PROVA PENETROMETRICA STATICA CPT N.5  
LUNGARNO GUADALONGO

COMMITTENTE I.D.S.C.		LOCALITÀ Lungarno Guadalongo		
LAVORO Ristrutturazione edificio		SONDAGGIO N° 1 DATA 28/09/93		
Profondità dal piano di campagna	Spessore degli strati	CAMPIONE	DESCRIZIONE LITOLOGICA	NOTE
Scab di riferimento	N° d'ordine	PROVA S.P.T. N° COLPI		
STRATIGRAFIA	Falda acquifera	Percentuale di Cantaggio		
1		24.8		<p>Materiale di riporto</p> <p>Sabbia fine limosa talora con sottili intercalazioni di limo e limo argilloso Sono presenti rari frammenti di laterizi.</p> <p>Materiale litoide</p> <p>Materiale di riporto con livello ghiaioso alla base (spigoli vivi)</p> <p>Sabbie grossolane</p>
2	S1 C1	10.0		
3		10.0		
4		10.0		
5		10.0		
6	S1 C2	10.0		
7		10.0		
8		10.0		
9		10.0		
10		10.0		
11		10.0		